BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Analisa Beban Gempa Rencana dengan Metoda Statis Ekuivalen

Gaya gempa baik dalam arah vertikal maupun arah horisontal, akan timbul di titik-titik pada massa struktur. Dari kedua gaya gempa tersebut, gaya gempa dalam arah vertikal seringkali tidak diperhitungkan karena cukup kecil jika dibandingkan dengan besar gaya akibat beban gravitasi yang bekerja pada struktur, sedangkan strukur direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang cukup memadai. Oleh karena itu, struktur jarang sekali runtuh akibat gaya gempa vertikal. Sebaliknya, gaya gempa dalam arah horisontal akan bekerja langsung pada titik lemah struktur yang mempunyai kekuatan tidak memadai, sehingga dapat menyebabkan struktur runtuh. Atas dasar inilah prinsip utama dalam perencanaan tahan gempa adalah meningkatkan kekuatan struktur terhadap gaya leteral yang secara umum tidak memadai (Muto, 1987).

Beban statis ekuivalen merupakan representasi dari beban gempa yang telah disederhanakan, yaitu penyederhanaan gaya inersia yang bekerja pada suatu massa dan disederhanakan menjadi suatu beban statik. Meskipun cara ini merupakan penyederhanaan, tetapi cara ini didasari oleh prinsip-prinsip dinamis seperti faktor keutamaan gedung, berat total struktur, faktor jenis struktur, dan faktor koefisien gempa.

Adapun faktor-faktor penentu beban gempa rencana dengan metode statis ekuivalen adalah sebagai berikut:

3.1.1 Beban geser dasar akibat gempa

Besarnya beban geser rencana (V) menurut peraturan yang ditetapkan dalam Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, 1987 adalah:

$$V = C.1.K.W_t$$
 (3.1)

dengan

V = Gaya geser dasar horisontal akibat beban gempa,

C = Koefisien gempa dasar,

= Faktor Keutamaan struktur,

K = Faktor jenis struktur,

 W_t = Berat total bangunan.

3.1.2 Koefisien gempa dasar

Pembagian wilayah gempa yang masing-masing memiliki karakteristik berbeda, menyebabkan koefisien gempa dasar suatu tempat akan berbeda dengan tempat lain, sehingga memberikan pengaruh pembebanan yang berbeda pula pada struktrur. Nilai koefisien gempa dasar bergantung pada frekuensi gerakan tanah yang bersifat sangat merusak, yang berbeda-beda pada tiap wilayah gempa dan waktu getar alami struktur portal baja dihitung dengan rumus:

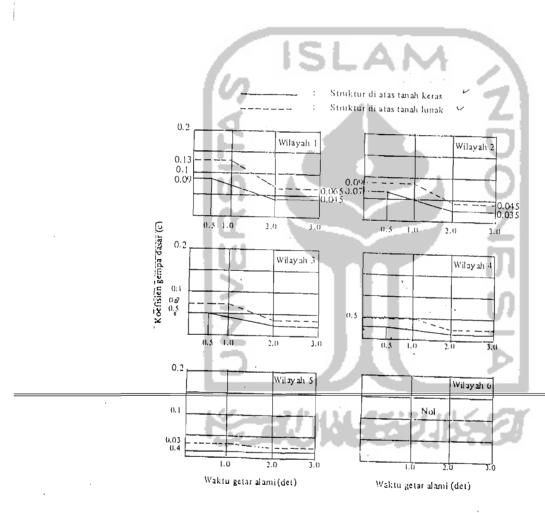
$$T = 0.085 \,\mathrm{H}^{3/4} \tag{3.2}$$

dengan:

l'- Waktu getar alami struktur portal baja

H= Tinggi bangunan

Berdasarkan pembagian wilayah gempa di Indonesia, nilai koefisien gempa dasar untuk masing-masing wilayah ditunjukkan gambar berikut:



Gambar 3.1 Koefisien gempa dasar

3.1.3 Pembagian gaya geser dasar horisontal total akibat gempa

Gaya geser dasar horisontal total akibat gempa (V) harus dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban horisontal terpusat yang menangkap pada masing-masing taraf tingkat menurut rumus berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V \tag{3.3}$$

dengan

F_i = beban horisontal yang terpusat pada tingkat i

h_i = ketinggian sampai tingkat i diukur dari tinggi penjepit lateral seperti yang ditentukan dalam pasal 1.3 PPTGUGI,1987.

Rumus-rumus tersebut harus memenuhi ketentuandibawah ini

- Bila H/A atau H/B<3, maka gaya geser horisontal total harus dibagikan ke seluruh tinggi gedung menjadi beban terpusat yang menangkap pada masingmasing tingkat.
- 2. Bila H/A atau H/B>3, maka gaya geser horisontal total harus dibagikan 0.1 menjadi beban terpusat yang bekerja pada atap dan 0.9 sisanya dibagikan

sepanjang tinggi gedung menurut rumus diatas.

3.2 Momen Sekunder (Efek P-A)

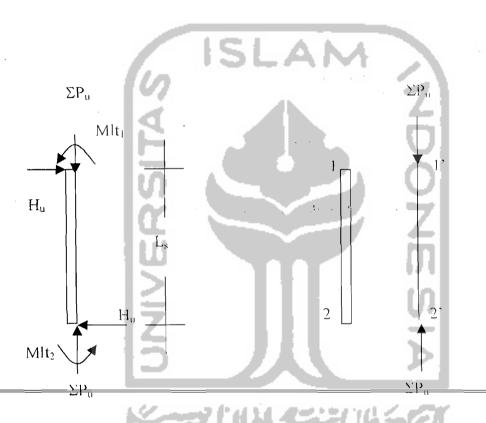
Sebuah rangka tak berpenopang harus bergantung pada interaksi flekstural balok-balok dan kolom-kolomnya untuk membatasi pergeseran horisontal. Adanya beban-beban lateral, pada sebuah rangka berpenopang akan menahan gaya lateral tersebut. Dengan adanya komponen seperti penopang lateral mengakibatkan distorsi lateral tetap kecil. Sehingga efek P-Δ dapat diabaikan.

Namun untuk rangka tak berpenopang, defleksi goyangan samping (Δ) yang

relatif besar akibat beban lateral akan memperbesar momen sekunder (P- Δ).

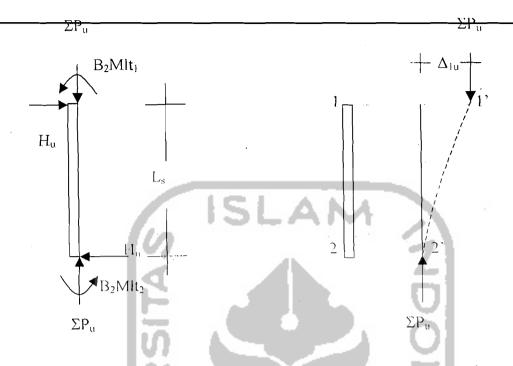
Dengan mengacu ke gambar 3.2, keseimbangan orde pertama mensyaratkan :

$$M_{lt \, l} + M_{lt \, 2} = H_u \, L_s$$
 (3.4)



Gambar 3.2 a. analisa orde pertama:

untuk keseimbangan $Mlt_1 + Mlt_2 = H_u$. L_s



Gambar 3.2 b. analisa orde kedua untuk keseimbangan:

$$B_2(Mlt_1+Mlt_2)=H_u.\ L_s+\Sigma P_u.\Delta.$$

Defleksi goyangan orde pertama (Δ_{1u}) menyebabkan beban gravitasi total ΣP_u bekerja pada eksentrisitas Δ_{1u} , sehingga momen beban lateral H_uL_s bertambah dengan ΣP_u . Δ_{1u} Karena momen total yang sekarang bekerja adalah $H_uL_s + \Sigma P_u$. Δ_{1u} defleksi lateral relatif (goyangan) akan bertambah hingga mencapai Δ_{1u} ketika struktur mencapai keseimbangan pada posisi pergeseran terakhir (Gambar 3.2.b).

3.2.1 Metode pembesaran momen (MPM)

Adapun salah satu cara untuk mendapatkan momen sekunder adalah dengan metode Pembesaran Momen. Seperti yang terdapat dalam LRFD.

LRFD.H1.2.a. menunjukkan bahwa momen terfaktor total Mu yang harus

digunakan dalam rumus tumus LRFD (HI:1a) atau (HI:1b), diperoleh sebagai

berikut: Mu = Mu, + Muz

 $M_u = B_1 Mnt + B_2 Mlt$ (3.5)

dimana dibutuhkan dua analisa elastis orde pertama:

- a. Analisa gaya gravitasi saja dengan asumsi tidak ada goyangan untuk
 mendapatkan harga-harga Mnt dan B₁.
- b. Analisa goyangan beban lateral saja untuk mendapatkan harga-harga Mlt dan B_2 . Pembesaran goyangan B_2 diberikan oleh LRFD 111.2 sebagai :

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum_{i=1}^{n} P_{ii}}$$
 (3.6)

atau

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left[\frac{\Delta_{oh}}{\sum H.L.} \right]}$$
(3.7)

dengan:

$$B_{1} = \frac{C_{m}}{\left(1 - \frac{P_{u}}{P_{u}}\right)} \ge 1.0 \tag{3.8}$$

dimana:

 ΣP_u beban tekan aksial terfaktor untuk semua kolom dalam sebuah tingkat yang terkena goyangan.

 Δ_{oh} = defleksi translasi (defleksi goyangan) tingkat yang ditinjau, dibawah beban terfaktor bila digunakan beban-beban horisontal terfaktor

H_u' atau dibawah beban-beban layanan bila digunakan beban-

beban horisontal layanan H.

 ΣH = Jumlah semua gaya horisontal tingkat yang menghasilkan Δ_{oh}

L = tinggi tingkat.

$$P_{e} = \frac{\pi^{2} EI}{(KI)^{2}} \tag{3.9}$$

3.2.2 Analisa Efek P-Δ yang Disederhanakan (PDS)

Dalam analisa efek P-Δ yang disederhanakan (PDS) ini, dipakai prinsipprinsip analisa linier (first order analysis) yang telah dikenal luas dan mudah
untuk dipelajari. Untuk melakukan analisa linier tersebut, metode yang disarankan
untuk dipakai adalah metode matrik kekakuan atau metode elemen hingga, yang
saat ini telah banyak tersedia paket program komputernya (misalnya SAP-90).
Untuk memperhitungkan pengaruh P-Δ, hasil first order yang diperoleh dari
analisa linier tersebut perlu dimodifikasi, dan iterasi hitungan perlu dilakukan
sampai tercapai kondisi konvergen. Secara singkat, langkah-langkah yang
ditempuh maupun modifikasi yang harus dilakukan dalam metode usulan ini,
yang merupakan modifikasi dari metode Wood dkk (1979), diuraikan sebagai
berikut:

a. Menghitung lendutan dan gaya-gaya dalam (momen, lentur, gaya lintang, dan gaya normal) akibat beban luar (beban vertikal dan horisontal) pada portal yang ditinjau, dengan prinsip analisa linier. Lendutan horisontal pada tingkat ke-i diberi notasi Δ_i .

b. Karena setiap tingkat telah mengalami lendutan horisontal, maka beban vertikal

/ aksial-yang-bekerja pada kolom ke i akan menimbulkan momen sekunder,

M_s, sebesar:

$$M_{s,i} = (\Sigma P_i) \quad (\Delta_{i+1} - \Delta_i)$$
 (3.10)

dengan:

 $\Sigma P_i = \text{gaya aksial total pada kolom tingkat ke-i.}$

Momen sekunder tersebut seolah-olah mengakibatkan pertambahan gaya lintang pada ujung-ujung kolom ke i, V₁ sebesar:

$$\mathbf{V}_{i} = \frac{M_{s,i}}{h_{i}} = \frac{\left(\sum P_{i}\right)}{h_{i}} \left(\Delta_{i+1} - \Delta_{i}\right)$$
(3.11)

dengan h_i = tinggi tingkat ke-i.

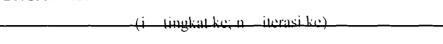
Dari persamaan (3.19) dapat dihitung besarnya pertambahan gaya horisontal yang dirasakan oleh tingkat ke-i, H_i, akibat efek P-Δ, yaitu:

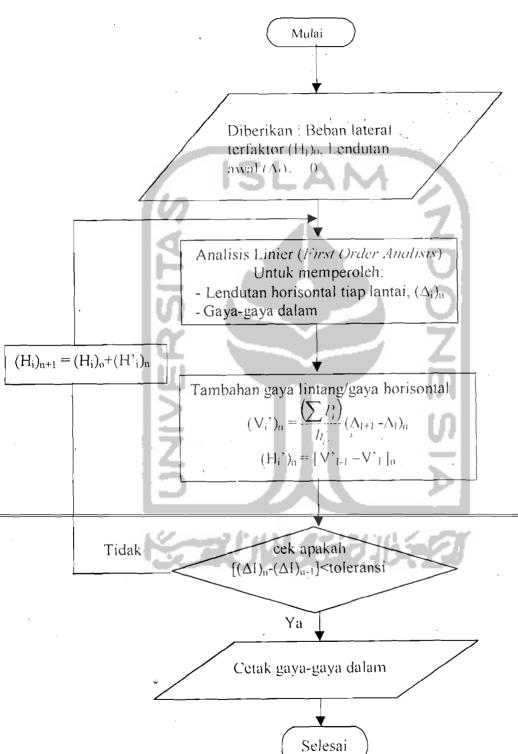
$$H_{i}' = V_{i}'_{-1} - V_{i}'$$
 (3.12)

- c. Selanjutnya, untuk setiap tingkat H₁' yang diperoleh dari persamaan (3.12) kemudian ditambahkan pada gaya horisontal awal (langkah a), H₁ yang bekerja pada tingkat ke i. Berdasarkan gaya horisontal yang terbaru tersebut (gaya vertikal tetap sama), portal yang ditinjau dianalisa lagi untuk memperoleh lendutan dan gaya-gaya dalam yang baru.
- d. Proses pada langkah (b) dan (c) tersebut dilakukan beberapa kali sampai kondisi konvergen tercapai.

Untuk memperjelas konsep yang diuraikan di atas, langkah-langkah yang telah diuraikan tersebut disajukan dalam suatu bagan alir (flow chart) sebagai berikut:

BAGAN ALIR ANALISA EFEK P-A YANG DISEDERHANAKAN





3.3 Pembebanan

Nilai-nilai yang diperhitungkan sebagai beban-beban diambil dari PPI 1983 untuk perhitungan beban gempa digunakan Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, tetapi kombinasi pembebanan menggunakan spesifikasi AISC-LRFD.

Pada tugas akhir ini hanya ditinjau kombinasi beban yang memberikan gaya lateral terbesar seperti beban gempa untuk menyelidiki efek P-Δ. Spesifikasi *LRFD*–A4.1 menyatakan bahwa kombinasi-kombinasi dari beban terfaktor yang digunakan dalam perencanaan struktur baja yaitu:

- . 1. 1.4D
- 2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr atau S atau R)
- 3. 1.2D + 1.6(Lr atau S atau R) + (0.5L atau 0.8W)
- 4. 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr atau S atau R)
- 5. 1.2D + 1.5E + (0.5L atau 0.2S)
- 6. 0.9D (1.3W atau 1.5E)

dimana:

D = beban mati

Lr = beban hidup atap

S = beban salju

R = beban air hujan atau beban es

L = beban hidup

W = beban angin

E = beban gempa

3.5 Desain Elemen Struktur

Perencanaan daktail didasarkan pada konsep "strong coloum weak beam"

dimana pemancaran energi akibat gaya gempa dapat dipancarkan oleh balok.

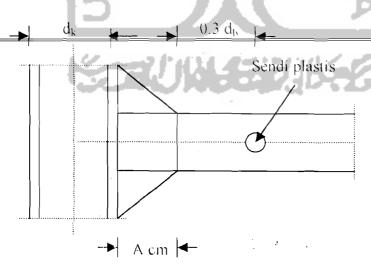
Dalam perencanaan daktail perhitungan berbagai parameter yang digunakan di dalam analisa strukturnya akan mereferensi kepada aplikasi analisa plastis sehingga letak sendi plastis mutlak untuk diketahui.

3.5.1 Perencanaan balok

Perencanaan balok dengan metode daktail dilakukan pada titik plastis seperti terlihat pada Gambar 3.3. Langkah pertama dalam perencanaan daktail elemen baja adalah menentukan letak sendi plastis dengan persamaan berikut ini

$$X = 0.5 d_k + A cm + 0.3 d_b \tag{3.13}$$

dimana d_k adalah jarak dari tepi luar kolom terhadap garis tengah kolom (in), A cm adalah panjang pengaku sambungan antara balok dengan kolom (in), d_b adalah tinggi profil balok (in).

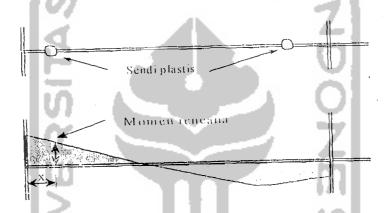


Gambar 3.3 Penentuan letak sendi plastis

Apabila letak sendi plastis telah ditentukan langkah selanjutnya adalah menentukan besar momen, gaya aksial serta geser pada titik sendi plastis. Untuk mendapatkan momen dan parameter hasil analisa struktur pada titik plastis dilakukan dengan pembagian potongan tepat pada titik plastis dan dihasilkan parameter seperti pada persamaan 3.14 dan diperlihatkan pada gambar 3.4

$$M_u = M_x - M_r \tag{3.14}$$

 M_x dan M_r adalah momen rencana elemen daktail pada balok (kip-in)



Gambar 3.4 Penentuan momen rencana pada aplikasi daktail

Momen rencana didapat dari hasil redistribusi momen. Pada aplikasi redistribusi momen direncanakan terjadi suatu reduksi parameter hasil analisa struktur. Reduksi nyata yang dilaksanakan adalah pengurangan dan penambahan momen pada elemen balok bentang ke-i yang ditinjau.

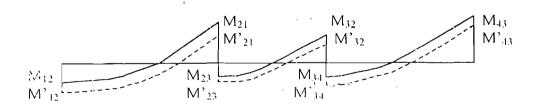
Syarat yang perlu diperhatikan dalam proses redistribusi momen adalah bahwa keseimbangan gaya-gaya gempa dan gaya-gaya akibat beban gravitasi harus dipertahankan. Selama proses redistribusi momen, suatu penambahan atau pengurangan momen sebesar ΔM harus disertai pula dengan penggantian, penambahan atau pengurangan momen lain dengan jumlah yang sama (ΔM) pada

lajur balok yang sama. Jadi besarnya beberapa atau seluruh momen ujung balok tersebut tidak berubah. Sebagai pemenuhan syarat kesembangan pada aplikasi redistribusi momen dapat diperoleh dari persamaan 3.15

$$\Sigma M'_{bi} = \Sigma M_{bi} \tag{3.15}$$

dengan M'_{bi} adalah momen balok ke-i setelah diredistribusi (Kip-in), M_{bi} adalah momen balok ke-i sebelum diredistribusi (Kip-in).

Penjelasan karakteristik untuk keseimbangan redistribusi momen balokbalok menerus ditunjukkan dengan gambar 3.5 sebagai contoh, pada saat dilakukan pengurangan momen pada balok M_{21} dengan ΔM_{2} , momen-momen ujung balok pada M_{23} harus ditambah dengan jumlah momen yang sesuai (ΔM_{2}). Pada momen balok M_{12} apabila dilakukan penambahan sebesar ΔM_{1} , maka momen pada balok (M_{21}) harus dikurangi pula yang besarnya sesuai dengan (ΔM_{1}). Dengan demikian jumlah total momen ujung balok pada bentang yang dimaksudkan akan tetap seimbang sebelum dan sesudah aplikasi redistribusi momen.



Gambar 3.5 Aplikasi metode redistribusi momen

Batasan aplikasi redistribusi momen pada pengurangan dan penambahan momen perlu diperhatikan, terutama terhadap batasan momen reduksi (ΔΜ). Untuk elemen dalam satu bentang, besarnya reduksi momen (ΔΜ) direkomendasikan tidak lebih dari 30 % dari momen maksimum pada satu bentang.

Langkah-langkah aplikasi redistribusi momen pada balok selanjutnya akan didetailkan sebagai berikut. Reduksi momen maksimum terhadap momen minimum diambil sebesar 30 % dengan persamaan sebagai berikut

$$M'_{bi} = 0.7 M_{(eks)l}$$
 (3.16)

dengan M_{(eks)I} adalah momen maksimum (ekstrem) pada bentang yang ditinjau (Kip-in). Untuk menentukan besarnya momen yang bekerja pada masing-masing balok dapat dipakai persamaan 3.17 (a) dan 3.18(b)

$$M_{23} = Mi_{k_1} = M_{(eks)i} + q_i, M_{(eks)i}$$
 (3.17.a)

$$M_{32} - Mi_{ka} - M_{(eks)i} - q_i$$
. $M_{(eks)i}$ (3.17.b)

dimana M_{iki} adalah momen balok ujung kiri pada bentang tengah (interior) (Kipin), M_{ika} adalah momen balok ujung kanan pada bentang tengah , q_i adalah nilai reduksi momen akibat aplikasi redistribusi momen.

Setelah momen rencana diperoleh, langkah selanjutnya adalah menentukan profil dengan menggunakan tabel AISC. Karena analisa mengunakan profil

kompak maka perlu diperiksa kekompakan profil dengan rumus seperti persamaan

berikut

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \le \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} \qquad \text{dan} \qquad \lambda = \frac{h_c}{t_w} \le \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \qquad (3.18)$$

dengan b_f lebar sayap profil (in), t_f tebal sayap profil (in), h_c tinggi efektif badan profil (in), dan t_w tebal badan profil (in). Kekuatan lentur profil kompak dipengaruhi oleh panjang balok tanpa dukungan dan dibatasi oleh dua batasan panjang yaitu (L_p) dan (L_r). Panjang L_p dan L_r dapat diperoleh dari persamaan

$$L_{p} = \frac{300r_{y}}{\sqrt{F_{y}}} \tag{3.19}$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{\left(F_y - F_r\right)^2} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$
(3.20)

dengan r_y adalah jari-jari girasi (in), F_y adalah tegangan leleh baja profil (ksi), F_r adalah tegangan residu tekan diambil nilainya 10 ksi, X_I dan X_2 adalah laktor tekuk balok yang diperoleh dari tabel AISC atau dengan persamaan berikut

$$\frac{X_1 - \frac{\pi}{s_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad \text{dan} \quad X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2}{(3.21)}$$

dengan E adalah modulus elastis baja (29000 ksi), G adalah modulus geser baja, J adalah konstanta torsi, A adalah luas tampang profil (in²), C_w adalah warping constant, I_y adalah momen inersia arah sumbu y (in⁴) dan S_x adalah modulus elastis penampang (in³).

Nilai konstanta torsi (J) dan warping constant (C_w) diperoleh dari tabel AISC atau persamaan berikut

$$J = \frac{1}{3} (2b_f t_f^3 + h t_w^3) \tag{3.19}$$

$$C_{w} = \frac{I_{y}h^{2}}{4} \tag{3.20}$$

dimana d_w adalah tinggi profil (in).

Dalam desain balok kompak untuk menghitung kapasitas momen nominal dibagi dalam tiga kasus, sebagai berikut.

$$L_b \leq L_F$$

$$M_n = M_p = Z_x. F_y \tag{3.21}$$

dimana Z_x adalah modulus plastis sumbu x

2. $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b \left(M_\rho - \left(M_\rho - M_r \right) \left(\frac{L_b - L_\rho}{L_r - L_\rho} \right) \right) \le M_\rho$$
 (3.22)

dengan

$$M_r = (F_v - F_r).S_x$$

dimana C_b adalah koefisien perbesaran lentur, M_p adalah momen plastis nominal profil (ksi), L_b adalah panjang balok tanpa dukungan lateral (in), L_p adalah batas

plastis dan L_r adalah batas reduksi, M_r adalah momen kapasitas balok pada saat leleh awal (ksi).

3. $L_b > L_r$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EL_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 L_y C_w} \le M_\rho \tag{3.23}$$

atau

$$M_{cr} = C \left(\frac{S_x X_1 \sqrt{2}}{I_b / r_x} \right) \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(I_b / r_y)^2}}$$
(3.24)

3.5.2 Perencanaan kolom

Perencanaan kolom berdasarkan standart desain AISC dengan asumsi momen yang diberikan Burneu (1998). Pengambilan momen kolom diperoleh dari momen kapasitas balok (M_{pr}) , momen kolom (M_{ki}) dan panjang bentangnya (L)seperti terlihat pada gambar 3.6.

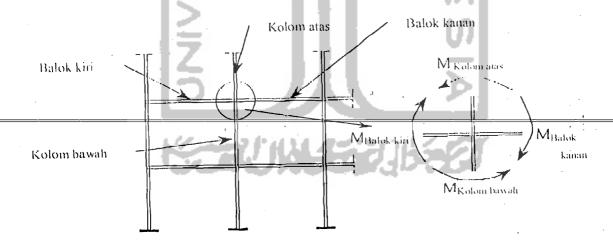
Momen balok (M_{pr}) dalam perencanaan kolom diperoleh dari perhitungan yang berdasar momen kapasitas profil balok seperti persamaan 3.25, dan momen balok dapat diperoleh dari persamaan 3.26.

$$M_p - Z_x F_y$$

$$M_{pr} = \beta M_p$$
(3.25)

$$M_{pr} = \beta \dot{M}_p \tag{3.26}$$

 Z_x adalah modulus plastik profil balok (in³), F_y adalah kuat leleh profil baja pada balok (ksi), β diambil sebesar 1,1 Burneau (1998).



Gambar 3.6 Perencanaan kolom daktail

Menurut Berneau (1998), momen rencana kolom dapat diperoleh dengan pendekatan seperti persamaan 3.27 berikut ini

$$M_{col} = (DMF)(SM) \cdot M_{pr} \tag{3.27}$$

dimana DMF adalah faktor pembebanan dinamis, SM adalah batas keamanan dan M_{pr} adalah momen plastis pada balok (kip-in).

Karena dalam analisa perencanaan elemen struktur baja, nilai *Dinamic Manifaction Factor (DMF)* belum diatur, maka menurut Burneau (1998) dan SK-SNI-T-1991-03 (1991) maka untuk baja besarnya nilai *DMF* diambil antara 1,0-1,3 sepeerti pada struktur beton. Nilai *Safety Margin (SM)* diperoleh dari persamaan berikut ini

$$SM = \alpha . k_i = \frac{M_i}{M_{tot}} \tag{3.28}$$

dimana M_i adalah momen hasil analisa struktur dari kolom ke-i (kip-in), Mtot adalah momen total pada joint yang ditinjau (kip-in).

Momen rencana kolom dapat diperoleh dengar mensubtitusikan persamaan 3.26 dan 3.28 ke dalam persamaan 3.27 dan akan diperoleh persamaan 3.29

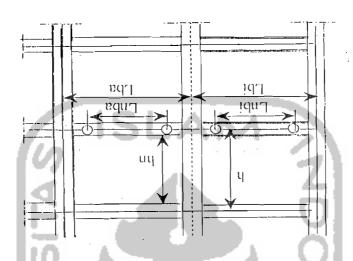
$$M_{col} = \frac{h_n}{h} \cdot \alpha ... DMF \cdot 0.7 \cdot \left(\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} M_{bi} + \frac{L_{ba}}{L_{nba}} M_{ba} \right)$$
(3.29)

Nilai α dapat dicari dengan rumus

$$\alpha_2 = \frac{M_{ka}}{M_{tot}} \tag{3.30}$$

dimana h_n adalah tinggi bersih kolom (in), h tinggi kolom (in), α adalah kekakuan tingkat , L_{hi} panjang bentang balok kiri (in), L_{nhi} adalah jarak antar sendi plastis pada balok kiri (in), L_{ha} adalah panjang bentang balok kanan (in), L_{nha} adalah jarak antar sendi plastis pada balok kanan (in), M_{hi} adalah momen kapasitas (M_{pr}) pada balok kiri (kip-in), M_{ha} adalah momen kapasitas (M_{pr}) pada balok kanan (kip-in),

M_{ka} adalah momen hasil analisa struktur dari elemen kolom ke-i (Kip-in), M_{tot} adalah momen total (Kip-in).



Gambar 3.7 Penentuan momen rencana kolom daktail

Momen kolom yang telah diperoleh dengan menggunakan metode daktail, digunakan untuk menentukan profil dengan menggunakan tabel *AISC LRI-ID*. Karena kekuatan kolom sangat bergantung dari kelangsingan (Kl/r) dari elemen kolom tersebut sehingga diperlukan perhitungan kekakuan kolom. Kekakuan kolom diperoleh dari nomogram yang diambil dari tabel *AISC LRI-ID*. Langkah pertama adalah dengan mencari nilai G_∧ dan G_B dengan persamaan berikut ini

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_{ca}}{I_{ca}}}{\sum \frac{I_{ba}}{I_{ba}}}$$
 dan $G_B = \frac{\sum \frac{I_{cb}}{I_{cb}}}{\sum \frac{I_{bb}}{I_{bb}}}$ (3.31)

dimana I_{ca} adalah momen inersia kolom atas (in⁴), L_{ca} adalah panjang efektif kolom atas (in), I_{ba} adalah momen inersia balok kanan (in⁴), L_{ba} adalah panjang

efektif balok kanan (in), Ich adalah momen mersia kolom bawah (in), Ich adalah panjang efektif kolom bawah (in), Ibh adalah momen inersia balok kiri (in⁴) dan

 L_{bb} adalah panjang efektif balok kiri (in). untuk portal tak bergoyang $C_m = 0.85$.

Setelah nilai G_A dan G_B diperoleh maka dengan menggunakan nomogram akan didapatkan nilai K.

Kelangsingan kolom dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} < 1.5 \tag{3.32}$$

dengan K adalah kekakuan kolom, L adalah panjang efektif kolom (in) dan r adalah jari-jari girasi.

Tegangan yang terjadi adalah

1. Untuk $\lambda_{\chi} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \left(0,685^{\lambda c^2}\right) F_{v} \tag{3.33}$$

2. Untuk $\lambda_e > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda c^2}\right) F_y \tag{3.34}$$

Sedangkan kekuatan nominal kolom diberikan seperti persamaan berikut ini

$$P_n = F_{er} \cdot A_g$$

Dengan F_{cr} adalah tegangan kritis leleh awal (ksi) dan A_g adalah luas kotor penampang profil (in²). Untuk elemen lentur perlu dievaluasi terhadap persamaan AISC dengan menggunakan persamaan sebagai berikut

1. untuk
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2$$
 maka

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{uy}}\right) \le 1,0$$
(3.35)

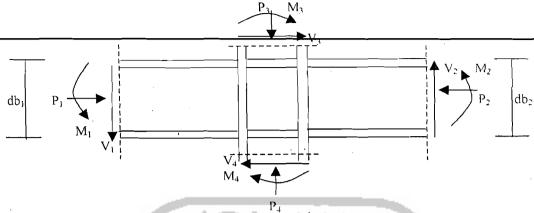
2. untuk $\frac{P_u}{\phi_c P_u} \ge 0.2$ maka

$$\frac{P_u}{\phi_c P_u} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{uy}} \right) \le 1,0 \tag{3.36}$$

dimana P_n adalah gaya aksial yang terjadi (kip), P_n adalah gaya aksial nominal yang dapat ditahan oleh elemen (kip), M_n adalah momen yang terjadi pada elemen (kip-in), M_n adalah momen nominal yang daat didukung elemen (kip-in). jika hasil persamaan interaksi lebih besar dari 1,0 maka dilakukan perencanaan ulang.

3.5.3 Perencanaan panel zone

Sambungan balok kolom merupakan suatu joint yang dianggap kaku sempurna sehingga kekuatan kolom terutama interaksi antara sayap kolom dan balok haruslah seimbang. Panel zone digunakan untuk menahan gaya tarik horisontal yang terjadi pada sayap kolom. Perencanaan panel zone ini diperkuat dengan pelat ganda yang dipasang tegak lurus dengan sayap kolom dan sejajar dengan sayap balok. Penel zone berfungsi untuk menjaga joint agar tetap bersifat elastis dan mencegah terjadinya rotasi akibat terjadinya gempa, seperti diperlihatkan pada gambar berikut ini



Gambar 3.8 Perencanaan Panel Zone

Gaya geser horisontal pada kolom yang merupakan gaya tarik akibat balok yang bekerja pada syap kolom dapat dihitung menggunakan persamaan

$$V_{u} = \frac{DMI^{7}.M_{1}}{0.95db_{1}} + \frac{DMI^{7}.M_{2}}{0.95db_{2}} - \frac{V_{3} - V_{4}}{2}$$
(3.37)

dengan M_1 adalah momen balok kiri (kip-in), M_2 adalah momen balok kanan (kip-in), db_1 adalah tinggi balok kiri (in), db_2 adalah tinggi balok kanan (in), V_3 adalah gaya geser kolom atas (kip), V_4 adalah gaya geser kolom bawah (kip), sedangkan DMI^2 adalah faktor beban dinamis yang besarnya 1,3.

Selanjutnya perlu adanya kontrol terhadap terjadinya tekuk lokal pada sayap kolom dan kontrol terhadap tekuk lokal pada badan kolom seperti pada persamaan 3.38 dan 3.39

$$\phi R_n = 6.25. t_{fe}. F_{vf} \tag{3.38}$$

$$\phi Rn = \phi (5k + t_{lb}) F_{v} t_{wc}$$
(3.39)

dengan t_{fc} adalah tebal sayap profil kolom (in), F_{ff} adalah kuat leleh sayap baja profil (ksi), k adalah jarak tepi luar sayap ke badan profil, t_{fb} adalah tebal sayap profil balok (in) dan t_{wc} adalah tebal badan profil kolom (in).

Bila $\phi R_n \ge V_n$, maka pada kolom tidak terjadi tekuk lokal pada sayap profil maupun badan profil sehingga kolom tidak memerlukan panel zone. Apabila ϕR_n

 $< V_u$, maka pada kolom terjadi tekuk lokal sehingga perlu direncanakan penggunaan *panel zone*. Perencanaan kebutuhan luas *panel zone* untuk dapat menahan tekuk lokal pada kolom dihitung dengan persamaan berikut

$$A_{st \, PERLU} = \frac{\phi.b_{jb} \, I_{jb} \, .F_{y} - \phi(5.k + I_{jb}) F_{y} \, I_{wc}}{F_{y}}$$
(3.40)

dengan b_{fb} adalah lebar sayap profil balok (in), k adalah parameter kelangsingan kolom.

Untuk menentukan ukuran *panel zone* diperlukan batasan ketebalan dan lebar *panel zone*. Penentuan demensi *panel zone* berdasarkan persamaan berikut

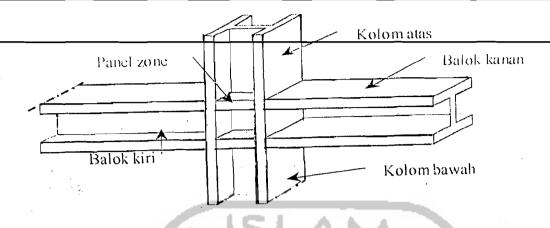
$$ts_{\min} = \frac{t_{fb}}{2} \tag{3.41}$$

$$b_{\min} = \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{\text{wc}}}{2} \tag{3.42}$$

Hasil penentuan dimensi *panel zone* perlu dikontrol terhadap luas perlu (Ast_{PERLU})dari *panel zone* dengan persamaan

 $B_{dipakai,t_{sdipakai}} \! \geq A_{stPERLU}$

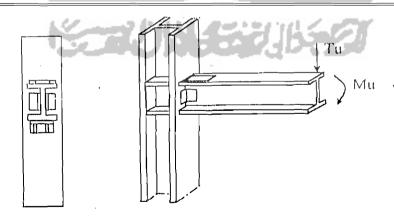
dimana B_{dipakai} adalah lebar pelat *panel zone* yang digunakan (in) dan ts_{dipakai} adalah tebal pelat *panel zone* yang digunakan (in).



Gambar 3.9 Penempatan Panel Zone pada Joint

3.5.4 Perencanaan sambungan antara balok dengan kolom

Kekuatan sambungan pada tiap joint merupakan suatu perencanaan yang mendukung struktur. Sambungan antara balok dengan kolom pada joint diasumsikan sebagai sambungan kaku. Gaya yang bekerja pada sambungan dapat dilihat pada gambar 3.10 dibawah ini.



Gambar 3.10 Sambungan antara balok dengan kolom

Kekuatan sambungan dihitung dengan persamaan berikut ini

$$M_{\rm u} = DMF \left[\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} Mkap \right] \tag{3.43}$$

Dengan *DMF* adalah faktor pembebanan dinamis, L_{bi} adalah panjang bentang balok, L_{nbi} adalah jarak sendi plastis balok, Mkap adalah momen kapasitas.

Gaya geser yang terjadi pada balok akibat momen yang bekerja dapat dihitung dengan persamaan berikut ini

$$T_{u} = \phi \frac{M_{u}}{d} \tag{3.44}$$

Dengan M_u adalah momen ultimit pada balok (Kip-in), ϕ adalah faktor reduksi geser dan d adalah tinggi profil balok.

Perencanaan luas plat sambung yang dibutuhkan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini

$$A_{g} = \frac{T_{u}}{\phi \cdot F_{v}} \tag{3.45}$$

dimana T_u adalah gaya geser yang diterima oleh sambungan (kip).

Kekuatan dan kapasitas las dengan elektroda 70 (E70) yang diperlukan pada sambungan balok dan kolom dapat dihitung dengan persamaan

$$\phi R_{\text{nw}} = \phi(0,707.a).(0,6.F_{\text{EXX}}) \tag{3.46}$$

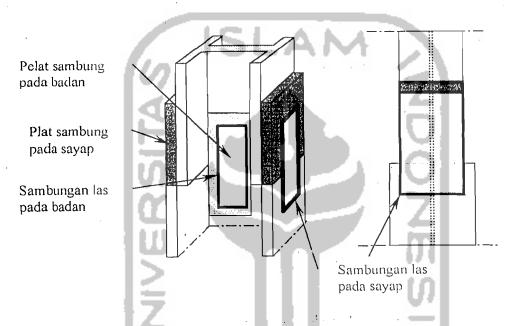
dengan ${\bf a}$ adalah tebal las rencana (in) dan F_{EXX} adalah kuat leleh elektroda las (ksi).

Panjang las yang diperlukan pada sambungan balok dengan kolom adalah

$$L_w = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} \tag{3.47}$$

3.5.5 Perencanaan sambungan antara kolom dengan kolom

Keterbatasan profil baja yang tersedia dan kebutuhan panjang elemen struktur yang tidak dapat dipenuhi oleh panjang profil tertentu mengakibatkan diperlukannya suatu jenis sambungan antar kolom pada panjang tertentu, seperti ditunjukkan pada gambar 3.11 dibawah ini



Gambar 3.11 Sambungan antara kolom dengan kolom

Kekuatan sambungan pada kolom direncanakan minimal sama atau lebih

besar dari kekuatan elemen yang disambung sehingga perencanaan sambungan akan dihitung berdasar kekuatan profil yang disambung dengan persamaan berikut

$$M_n = \beta Z_x F_y \tag{3.48}$$

Dimana Z_x adalah modulus plastis profilbaja (Ksi).

Gaya geser pada sambungan akibat momen lentur dan gaya geser pada balok dihitung dengan persamaan

$$T_{\mathbf{u}} = \phi \frac{\mathbf{M}_{\mathbf{u}}}{\mathbf{d}} \tag{3.49}$$

Dengan M_u adalah momen ultimit pada balok (Kip-in), ϕ adalah faktor reduksi geser, dadalah tinggi profil balok dan β adalah faktor *Overstrength*.

Luas penampang pelat sambung pada badan akibat gaya geser yang terjadi pada kolom dapat dihitung dengan persamaan 3.50 berikut ini

$$A_g = \frac{T_{tt}}{0.4.F_{v}}$$
 (3.50)

tebal pelat yang diperlukan dapat ditentukan dengan persamaan dibawah ini

$$t_{\text{perlu}} = \frac{A_g}{2.d} \tag{3.51}$$

dimana Ag adalah luas pelat sambung pada badan kolom yang diperlukan (in²).

Pelat sambung pada sayap berfungsi untuk menggantikan fungsi yang seharusnya dilakukan oleh sayap tanpa sambungan yaitu menahan momen, luas pelat sambung yang diperlukan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$A_g = \frac{M_u}{\phi M_n} A_f$$
 (3.52)

$$A_f = b_f t_f \tag{3.53}$$

dimana M_n adalah momen ultimit pada kolom (Kip-in), M_n adalah momen nominal profil baja (Kip-in), A_f adalah luas sayap profil baja (in²), b_f adalah lebar sayap profil (in) dan t_f adalah tebal sayap profil (in).

Kekuatan sambungan las dipengaruhi oleh jenis elektroda las yang digunakan dan tebal las, dapat dihitung dengan persamaan

$$\phi R_{\text{nw}} = \phi.(0,707.a).(0,6.F_{\text{EXX}})$$
 (3.54)

dimana a adalah tebal las rencana (in), F_{EXX} adalah kuat leleh elektroda las (Ksi).

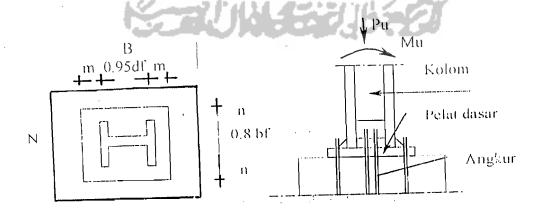
Untuk menentukan panjang las yang diperlukan pada sambungan kolom dengan kolom dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan dibawah ini

$$L_{w} = \frac{T_{u}}{\phi R_{nw}}$$
 (3.55)

dimana ϕR_{nw} adalah kekuatan las (Kip/in)

3.5.6 Perencanaan pelat dasar

Pelat dasar terletak di atas pondasi dan merupakan alas dari kolom bawah untuk memberikan interaksi antara kolom dengan pondasi. Fungsi dari pelat ini adalah untuk mendistribusikan gaya aksial (Pu) dan momen (Mu) yang bekerja pada kolom terhadap luasan pondasi.



Gambar 3.12 Perencanaan pelat dasar

Untuk menghitung luas pelat dasar yang diperlukan dapat menggunakan

persamaan dibawah ini

$$A_{\text{pelat}} = \frac{P_{\text{u}}}{0.85.\phi.f_{\text{c}}}$$
 (3.56)

dimana P_u adalah gaya aksial pada kolom (kip), ϕ adalah faktor reduksi, f_c ' adalah kuat desak beton pada pondasi (ksi).

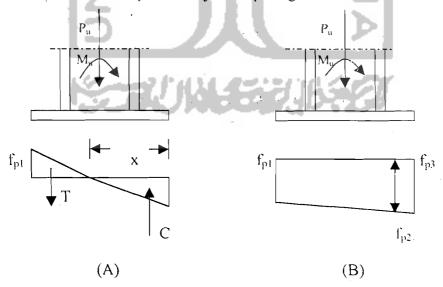
Tata letak kolom terhadap pelat dasar seperti terlihat pada gambar 3.12 dengan perhitungan menggunakan persamaan berikut ini

$$m = \frac{1}{2} \cdot (B-0.95.d)$$
 (3.57.a)

$$n = \frac{1}{2}.(N-0.8.b_f)$$
 (3.57.b)

dengan d adalah tinggi profil kolom (in) dan bf adalah lebar sayap kolom (in)

Untuk masing-masing sisi panjang (L) dan sisi lebar (B) pelat dasar dikontrol terhadap tegangan yang terjadi dibawah pelat dasar dengan menggunakan dua asumsi seperti ditunjukkan pada gambar berikut ini



Gambar 3.13 Diagram tegangan pada permukaan pondasi

Untuk mengetahui tegangan yang terjadi di bawah pelat dasar, perlu diperhitungkan eksentrisitas yang terjadi akibat momen yang bekerja pada kolom dengan persamaan berikut ini

$$e = \frac{M_u}{P_u} \tag{3.58}$$

$$f_{p_1} = \frac{P_u}{A_{pelat}} + \frac{M_u}{\frac{1}{6}.B.N^2} < 0.35f_c$$
 (3.59.a)

$$f_{p2} = \frac{P_u}{A_{pelat}} - \frac{.M_u}{\frac{1}{6}.13.N^2} < 0.35f_c'$$
 (3.59.b)

dimana e adalah eksentrisitas akibat momen yang bekerja pada koom, M_n adalah momen ultimit yang bekerja pada kolom, B adalah lebar pelat dasar (in), N adalah panjang pelat dasar (in) dan β adalah faktor Overstrenght.

Masing-masing sisi pelat pada arah x (panjang) dan arah y (lebar), dihitung tegangan yang terjadi akibat adanya momen dan gaya aksial dengan persamaan dibawah ini

a. Untuk e ≥ 1/6 B atau 1/6 N seperti ditunjukkan pada gambar 3.13.a,
 perencanaan pelat dasar dihitung dengan persamaan sebagai berikut

$$x = \frac{fp_1}{fp_1 + fp_2}.B$$
 (3.60)

$$T = \frac{3M_{u} - x}{2.B} \tag{3.61}$$

$$C = P_u + T \tag{3.62}$$

dimana f_{pl} dan f_{p2} adalah tegangan dibawah pelat dasar, é adalah eksentrisitas

dan Pu adalah gaya aksial kolom.

Kebutuhan tebal pelat dasar dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut ini

$$fp_3 = fp_2 + \left(\frac{B - m}{B}\right) (fp_1 - fp_2)$$
 (3.63)

$$M = \frac{1}{2} (\hat{r}p_1 + \hat{r}p_2) \frac{1}{2} m$$
 (3.64)

$$t = \sqrt{\frac{6.M}{0,75.F_{y}}}$$
 (3.65)

Perencanaan angkur berdasarkan pada gaya tarik yang bekerja di bawah pelat dasar dan dihitung dengan persamaan sebagai berikut

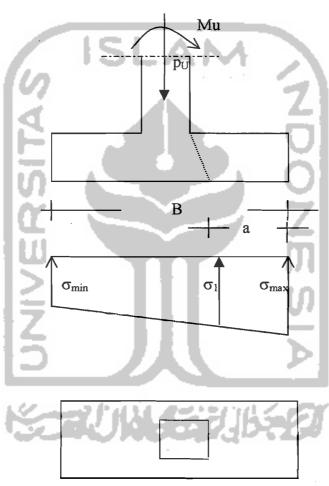
$$A_{angkur} = \frac{T}{0.6.F_y}$$
 (3.66)

dimana T adalah gaya tarik pada pelat akibat terjadinya tegangan di bawah pelat dasar (Kip).

b. Untuk e < 1/6 B atau 1/6 L, seperti ditunjukkan pada gambar 3.13.b, perencanaan pelat dasar dapat dihitung dengan persamaan 3.63 samapi dengan persamaan 3.65. karena tegangan yang terjadi adalah tegangan desak maka tidak memerlukan angkur, sehingga pada kondisi ini direncanakan angkur minimal yaitu dua buah untuk masing-masing sisi pelat.

3.5.7 Perencanaan pondasi

Pondasi merupakan unsur penyalur berat struktur pada tanah sehingga harus direncanakan kekuatannya lebih kuat daripada kolom. Direncanakan agar pondasi dapat menahan momen dan gaya aksial yang bekerja, seperti terlihat pada gambar 3.14. Dimensi harus bisa menahan beban hidup, mati maupun gaya gempa.



Gambar 3.14 Analisa geser pondasi telapak

Untuk menentukan ukuran pondasi (B dan L) dilakukan dengan cara trial and error dengan persyaratan tegangan tanah oleh beban bekerja < tegangan tanah ijin.

$$\sigma = \frac{P}{B.L} + \frac{H}{\frac{1}{6}B.L^2} + q < \sigma_t \tag{3.67}$$

Perhitungan kuat geser pada pondasi harus mempertimbangkan arah dari kuat geser, perencanaan pondasi yang bekerja pada dua arah didasarkan pada nilai kuat geser V_n yang ditentukan tidak boleh lebih besar dari V_c yang ditentukan dari nilai terkecil persamaan berikut :

$$V_{c} = \left(1 + \frac{2}{\beta_{c}}\right) \left(2\sqrt{f_{c}}\right) b_{o}.d \tag{3.68}$$

$$V_c = (4\sqrt{f_c}) b_o.d$$
 (3.69)

Penggunaan penulangan geser pada pondasi tidak disarankan karena tidak praktis terutama berkaitan dengan kesulitan dalam pemasangan, oleh karena itu perencanaan kuat geser pondasi telapak didasarkan sepenuhnya pada kuat geser beton saja. Penampang geser kritis satu arah pada pondasi adalah pada bidang vertikal memotong lebar ditempat yang berjarak sama dengan tinggi efektif dari muka beban terpusat atau bidang reaksi, kuat geser beton pada pondasi telapak sama halnya pada halok atau pelat dengan penulangan satu arah yang diperhitungkan menurut persamaan berikut

$$V_c = (1/6.\sqrt{f_c}).b_w.d$$
 (3.70)

Dengan:

 β_c ' = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek

b_o = panjang keliling penampang kritis geser dua arah yang bekerja pada pondasi telapak.