

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

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

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

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

3.2 Beban – beban Bekerja

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

1. Beban mati (W_D) ialah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap.
2. Beban hidup (W_L) ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban – beban yang berasal dari barang – barang yang berpindah – pindah. Beban hidup menurut PPIUG 1983 untuk gedung olah raga adalah 5 kN/m^2 .
3. Beban angin (W_W) ialah semua beban yang bekerja pada gedung yang disebabkan oleh selisih dari tekanan udara, yang nilainya dikalikan dengan koefisien angin (c). Untuk perencanaan dalam tugas akhir ini menggunakan atap segitiga majemuk dengan kriteria sebagai berikut :
 - Untuk bidang – bidang atap dipihak angin (c_1),

$$\alpha < 65^\circ \quad (0,02 \alpha - 0,4) \quad \dots\dots\dots(3.1)$$
 - Untuk semua bidang atap dibelakang angin (c_2),

$$\text{untuk semua } \alpha \quad -0,4 \quad \dots\dots\dots(3.2)$$

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

3.3 Dasar Perencanaan Struktur Rangka Baja

Dasar perencanaan struktur rangka baja meliputi peraturan- peraturan dan perencanaan struktur baja.

3.3.1 Peraturan-Peraturan

Peraturan-peraturan yang digunakan dalam perencanaan antara lain sebagai berikut:

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (LRFD) 2000.
2. Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.

3.3.2 Analisis Struktur

Analisis struktur menggunakan program aplikasi komputer SAP 2000, dengan input data-data koordinat-koordinat titik nodal sesuai bentuk dan ukuran struktur rangka atap, luas penampang profil, inersia profil, modulus elastisitas baja $E = 200000$ MPa sebagai data-data elemen batang, dan beban titik pada tiap titik buhul. Data-data keluaran program berupa reaksi dukungan dan gaya-gaya batang untuk kepentingan perencanaan.

3.3.3 Perencanaan Struktur Baja

Perencanaan struktur baja menurut Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (LRFD) 2000, meliputi kombinasi pembebanan, perencanaan untuk lentur, perencanaan akibat gaya tekan, perencanaan akibat gaya tarik, dan perencanaan sambungan baut.

1. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan dalam perencanaan struktur baja dengan metode LRFD adalah sebagai berikut :

$$1,4D$$

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

$$1,2D + 1,6(L_a \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8W)$$

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

$$1,2D + 1,0E + \gamma_L L$$

$$0,9D - (1,3W \text{ atau } 1,0E)$$

dengan: D adalah beban mati, L adalah beban hidup, L_a adalah beban hidup di atap selama perawatan atau penggunaan, H adalah beban hujan, W adalah beban angin, dan E adalah beban gempa, dengan $\gamma_L = 0,5$ bila $L < 5 \text{ kN/m}^2$, dan $\gamma_L = 1$ bila $L \geq 5 \text{ kN/m}^2$.

2. Perencanaan Untuk Lentur

Perencanaan lentur terdapat pada perencanaan gording, komponen struktur yang memikul lentur harus memenuhi ketentuan:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \dots\dots\dots(3.3)$$

dengan M_u adalah momen lentur perlu (kNm), ϕ adalah faktor reduksi ($\phi = 0,9$) dan M_n adalah kuat lentur nominal penampang (kNm).

Kuat lentur nominal penampang ditentukan menurut penampang kompak, penampang tidak kompak, dan penampang langsing dengan batas maksimum sebagai berikut:

$$\text{- penampang kompak: } \lambda \leq \lambda_p \dots\dots\dots(3.4)$$

$$\text{- penampang tak-kompak: } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \dots\dots\dots(3.5)$$

dengan ketentuan sebagai berikut:

- untuk pelat sayap

$$\lambda = b_f/t_f$$

$$\lambda_p = 170/\sqrt{f_y} \text{ (dalam MPa)}$$

$$\lambda_r = 370/\sqrt{(f_y - f_r)} \text{ (dalam MPa)}$$

- untuk pelat badan

$$\lambda = h/t_w$$

$$\lambda_p = 1680/\sqrt{f_y} \text{ (dalam MPa)}$$

$$\lambda_r = 2550/\sqrt{(f_y - f_r)} \text{ (dalam MPa)}$$

Keterangan; λ adalah perbandingan lebar terhadap tebal (kelangsingan), λ_p adalah batas perbandingan lebar terhadap tebal untuk penampang kompak, λ_r adalah batas perbandingan lebar terhadap tebal untuk penampang tak-kompak, b_f adalah lebar pelat sayap (mm), t_f adalah tebal pelat sayap (mm), h adalah tinggi bersih balok pelat berdinging penuh (mm), t_w adalah tebal pelat badan (mm), f_y adalah tegangan leleh baja (MPa), dan f_r adalah tegangan tekan residual pada pelat sayap (MPa).

a. Penampang kompak

Kekuatan nominal M_n untuk penampang kompak, adalah:

$$M_n = M_p \dots\dots\dots(3.6)$$

b. Penampang tak kompak

Kekuatan nominal M_n untuk penampang tak kompak adalah:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \cdot [(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)] \dots\dots\dots(3.7)$$

dengan; M_p (kuat lentur plastis) adalah momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh = Zf_y (kNm), Z adalah modulus penampang plastis, M_r adalah momen batas tekuk = $S(f_y - f_r)$ (kNm), S adalah modulus

penampang elastis, f_y adalah tegangan leleh baja (MPa), dan f_r adalah tegangan sisa (MPa).

3. Perencanaan akibat gaya tarik aksial

a. Kuat tarik rencana

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor N_u , harus memenuhi:

$$N_u \leq \phi \cdot N_n \quad (3.8)$$

dengan $\phi \cdot N_n$ adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil sebagai nilai terendah di antara dua perhitungan menggunakan harga-harga ϕ dan N_n di bawah ini:

$$\phi = 0,9 \text{ untuk } N_n = A_g \cdot f_y \quad (3.9)$$

$$\phi = 0,75 \text{ untuk } N_n = A_{nt} \cdot f_u \quad (3.10)$$

dengan; N_n adalah kuat tarik nominal (N), N_u adalah kuat tarik perlu yang merupakan gaya aksial tarik akibat beban terfaktor (N), ϕ adalah faktor reduksi kekuatan, A_g adalah luas penampang bruto (mm^2), A_{nt} adalah luas penampang netto (mm^2), f_y adalah tegangan leleh (MPa), dan f_u adalah tegangan tarik putus (MPa).

b. Syarat angka perbandingan kelangsingan batang tarik

$$L/r < 240 \quad (3.11)$$

dengan; L adalah panjang batang tarik (mm), dan r adalah jari-jari girasi terkecil profil (mm).

4. Perencanaan akibat gaya tekan aksial

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

a. Syarat angka perbandingan kelangsingan batang tekan

$$L_k/r < 200 \quad \dots\dots\dots(3.12)$$

dengan; $L_k = k_c L$; k_c adalah faktor panjang tekuk = 1, L adalah panjang batang tekan (mm), dan r adalah jari-jari girasi profil terkecil (mm).

b. Syarat kuat tekan nominal terfaktor

$$\phi \cdot N_n \geq N_u \quad \dots\dots\dots(3.13)$$

dengan; $\phi = 0,85$, N_n adalah kuat tekan nominal komponen struktur (N), N_u adalah kuat tekan perlu yang merupakan gaya aksial tekan akibat beban terfaktor (N).

c. Kuat tekan nominal dihitung sebagai berikut:

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g (f_y/\omega) \quad \dots\dots\dots(3.14)$$

dengan ketentuan sebagai berikut:

untuk $\lambda_c \leq 0,25$ maka, $\omega = 1$

untuk $0,25 < \lambda_c < 1,2$, maka $\omega = 1,43/(1,6-0,67 \lambda_c)$

untuk $\lambda_c \geq 1,2$, maka $\omega = 1,25 \lambda_c^2$

keterangan; A_g adalah luas penampang bruto (mm^2), f_{cr} adalah tegangan kritis penampang (MPa), f_y adalah tegangan leleh baja (MPa).

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \dots\dots\dots(3.15)$$

dengan; λ_c adalah parameter kelangsingan batang tekan, $L_k = k_c L$; k_c adalah faktor panjang tekuk = 1; L adalah panjang batang tekan (mm), r adalah jari-jari girasi terkecil dari profil (mm), f_y adalah tegangan leleh baja (MPa), E adalah modulus elastisitas baja (MPa).

5. Perencanaan sambungan baut

a. Kekuatan baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor, R_u , harus memenuhi

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad \dots \dots \dots (3.16)$$

dengan; ϕ adalah faktor reduksi kekuatan, R_n adalah kuat nominal baut.

b. Baut dalam geser

Kuat geser rencana dari satu baut dihitung sebagai berikut:

$$V_d = \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot r_l \cdot f_u^b \cdot A_b \quad \dots \dots \dots (3.17)$$

dengan; $r_l = 0,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser, $r_l = 0,4$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser, $\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur, f_u^b adalah tegangan tarik putus baut (MPa), A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir (mm^2).

Kuat geser nominal baut yang mempunyai beberapa bidang geser (bidang geser majemuk) adalah jumlah kekuatan masing-masing yang dihitung untuk setiap bidang geser.

c. Baut yang memikul gaya tarik

Kuat tarik rencana satu baut dihitung sebagai berikut:

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f 0,75 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad \dots \dots \dots (3.18)$$

dengan; $\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur. f_u^b adalah tegangan tarik putus baut (MPa), A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir (mm^2).

d. Kuat tumpu

Kuat tumpu rencana bergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar daripada 1,5 kali diameter lubang, jarak antar lubang lebih besar daripada 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana tumpu dapat dihitung sebagai berikut:

$$R_d = \phi_f R_n = 2,4 \cdot \phi_f d_b t_p f_u \dots\dots\dots(3.19)$$

dengan; $\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur, d_b adalah diameter baut nominal pada daerah tak berulir (mm), t_p adalah tebal pelat (mm), dan f_u adalah tegangan tarik putus yang terendah dari baut atau pelat (MPa).

e. Tata letak baut

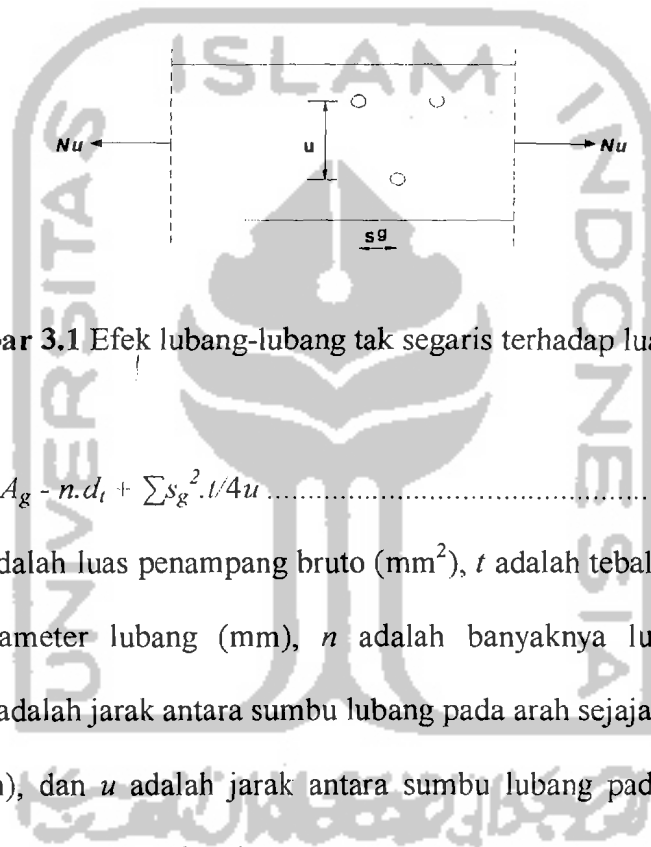
Tata letak baut harus memenuhi persyaratan:

- Jarak antar pusat baut tidak boleh kurang dari 3 kali diameter nominal baut.
- Jarak antar pusat pengencang tidak boleh melebihi $15t_p$ (t_p = tebal lapis tertipis di dalam sambungan)
- Jarak tepi minimum: $1,75 \cdot d_b$ (tepi dipotong dengan tangan), $1,50 \cdot d_b$ (tepi dipotong dengan mesin) dan $1,25 d_b$ (tepi profil bukan hasil potongan) dengan d_b adalah diameter nominal baut pada daerah tak berulir.

- jarak tepi maksimum: 12 kali tebal pelat lapis luar tertipis dalam sambungan dan 150 mm.

f. Efek lubang baut terhadap luas netto penampang profil

Efek lubang baut mempengaruhi luas bersih penampang profil, dijelaskan pada Gambar 3.1:



Gambar 3.1 Efek lubang-lubang tak segaris terhadap luas bersih

$$A_{nt} = A_g - n \cdot d \cdot t + \sum s_g^2 \cdot t / 4u \dots \dots \dots (3.20)$$

dengan; A_g adalah luas penampang bruto (mm^2), t adalah tebal penampang (mm), d adalah diameter lubang (mm), n adalah banyaknya lubang dalam garis potongan, s_g adalah jarak antara sumbu lubang pada arah sejajar sumbu komponen struktur (mm), dan u adalah jarak antara sumbu lubang pada arah tegak lurus sumbu komponen struktur (mm).

6. Kegagalan Robekan pada Lubang Baut

Bila material yang direkatkan oleh baut tersebut cukup tipis, keadaan batas kegagalan robekan, yang dikenal sebagai geser blok, dapat mempengaruhi kekuatan suatu batang tarik seperti sambungan pada ujung suatu batang. Persamaan berikut ini dapat digunakan untuk mewakili kekuatan nominal T_n (Salmon dan Johnson, 1992)

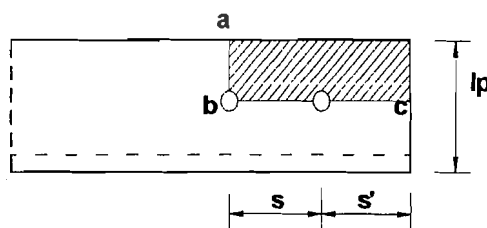
1. Pelelehan geser-retakan tarik

$$T_n = 0,6f_y A_{vg} + f_u A_{nt} \dots\dots\dots(3.21)$$

2. Retakan geser-pelelehan tarik

$$T_n = 0,6f_u A_{ns} + f_y A_{tg} \dots\dots\dots(3.22)$$

dengan; A_{vg} adalah luas bruto yang mengalami pelelehan geser = (panjang b-c) x tebal (lihat Gambar 3.2), A_{nt} adalah luas bersih yang mengalami retakan tarik = (panjang a-b - luas lubang) x tebal (lihat Gambar 3.2), A_{ns} adalah luas bersih yang mengalami retakan geser = (panjang b-c - luas lubang) x tebal (lihat Gambar 3.2), A_{tg} adalah luas bruto yang mengalami pelelehan tarik = (panjang a-b) x tebal (lihat Gambar 3.2).



Gambar 3.2 Daerah yang diarsir dapat terjadi kegagalan robekan

3.4 Dasar Perencanaan Struktur Beton Bertulang

Dasar perencanaan struktur beton bertulang meliputi, peraturan-peraturan, analisis struktur, perencanaan pelat, perencanaan struktur portal dengan daktilitas penuh, penulangan balok, dan penulangan kolom.

3.4.1 Peraturan-Peraturan

Peraturan-peraturan yang dipergunakan antara lain:

1. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SK SNI T-15-1991-03.
2. Petunjuk Perencanaan Beton Bertulang dan Struktur Dinding Bertulang Untuk Rumah dan Gedung 1987.
3. Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.
4. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung 1987.
5. Pedoman Beton Indonesia 1971.

3.4.2 Pembebanan

1. Beban mati

Beban mati sesuai dengan PPURDG 1987, ditetapkan seperti tercantum pada Tabel 3.1

Tabel 3.1 Beban Mati

No.	Jenis Material	Beban
1.	Beton bertulang	24 kN/m ³
2.	Tegel	24 kN/m ³
3.	Spesi	21 kN/m ³
4.	Tembok	2,5 kN/m ²

2. Beban hidup

Beban hidup menurut PPURDG 1987, untuk Gedung Olah Raga ditetapkan = 5 kN/m² dan beban hidup pekerja atap ditetapkan = 1 kN/m².

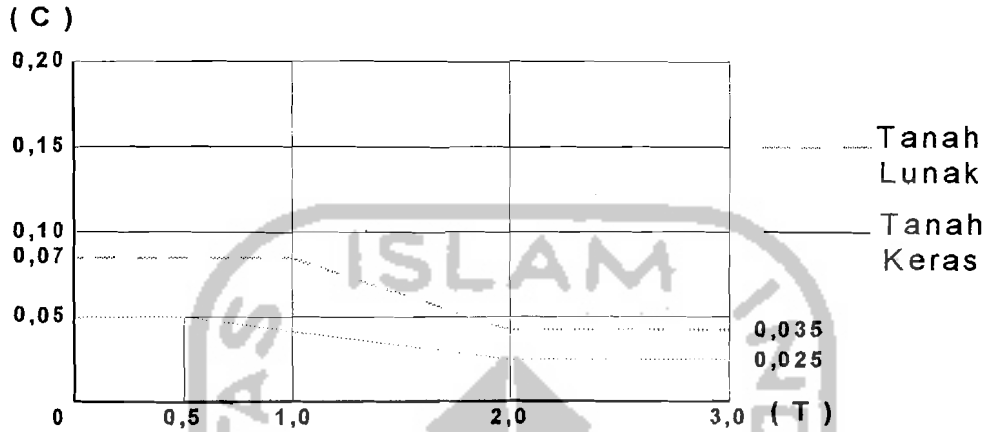
3. Beban gempa

Pembebanan gempa khusus pada portal, ditentukan berdasarkan persyaratan dan analisis gaya-gaya dalam struktur dalam batas elastik dengan pembebanan gempa menurut PPKGURDG 1987.

$$V_b = C.I.K.W_r \quad \dots\dots\dots(3.23)$$

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

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

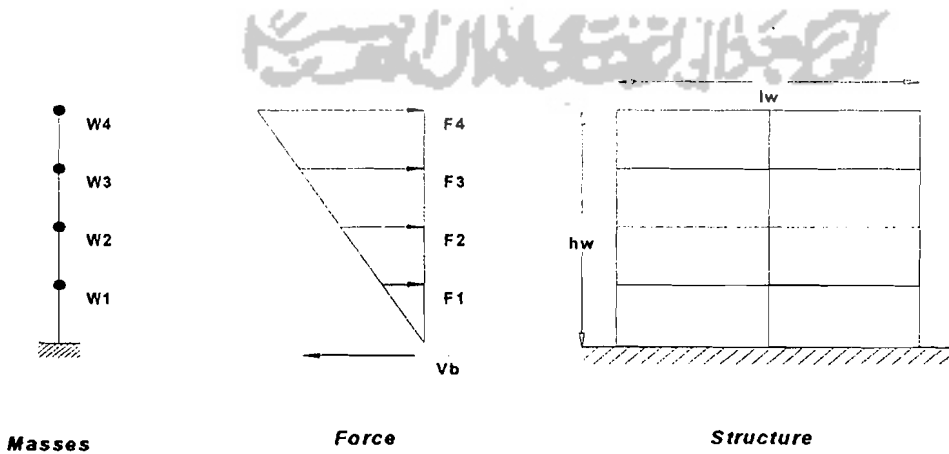


Gambar 3.3 Hubungan koefisien gempa dasar dengan waktu getar struktur. (PPKGURDG 1987)

Waktu getar alami T untuk portal beton ditentukan dengan persamaan,

$$T = 0,06H^{3/4} \dots\dots\dots(3.24)$$

dengan H adalah tinggi struktur.



Gambar 3.4 Pembebanan gempa menurut PPKGURDG 1987

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times V_b \quad ; \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} < 3,0 \quad \dots\dots(3.25a)$$

$$F_i = 0,9 \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \times V_b + (0,1 V_b \text{ dipuncak}) \quad ; \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} \geq 3,0 \quad \dots\dots(3.25b)$$

dengan: F_i adalah beban horizontal, W_i adalah beban pada tiap lantai, dan h_i adalah tinggi struktur setiap tingkat dari penjepit lateral.

Distribusi ini mendekati ragam satu dengan suatu penyesuaian apabila ragam kedua atau ragam yang lebih besar mempengaruhi respon dinamis struktur dengan rasio tinggi dan lebar $\geq 3,0$

3.4.3 Analisis Struktur

Analisis struktur menggunakan program aplikasi komputer SAP 2000, dengan input data-data koordinat-koordinat titik nodal sesuai bentuk dan ukuran portal, ukuran penampang balok dan kolom, modulus elastisitas beton $E = 4700 \sqrt{f'_c}$ MPa sebagai data-data elemen, dan pembebanan titik dan merata. Data-data keluaran program berupa momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial untuk kepentingan perencanaan balok dan kolom.

3.4.4 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat dengan sistem pelat 2 arah ($L_y/L_x < 2$), dengan ketentuan sebagai berikut:

- a. Besar momen lentur dalam arah bentang pendek dan bentang panjang (PBI, 1971)

$$M = 0,001 \cdot x \cdot w_u \cdot L_x^2 \quad \dots\dots\dots(3.26)$$

dengan; w_u adalah beban merata terfaktor, x adalah koefisien momen menurut tabel koefisien momen (PBI, 1971) yang tergantung kondisi tumpuan dan L_y/L_x , L_x adalah panjang bentang pendek.

b. Analisis penulangan pelat

Analisis penulangan pelat dengan menganggap pelat adalah balok bertulangan tarik sebelah, dengan anggapan diagram regangan dan tegangan, kopel momen gaya-gaya dalam seperti dalam Gambar 3.5, langkah-langkah perhitungan sebagai berikut (Kadir Aboe, 1998):

1. Hitung: $M_n = M_u/0,8$ (3.27)

2. Dari persamaan momen nominal

$$M_n = C.(d-a/2) \dots\dots\dots(3.28)$$

$$M_n = 0,85.f'_c.b.a.(d-a/2) \dots\dots\dots(3.29)$$

Didapat persamaan kuadrat sebagai berikut

$$0,85.f'_c.b.a^2 - 2.0,85.f'_c.b.a + 2.M_n = 0 \dots\dots\dots(3.30)$$

didapat a

3. Keseimbangan gaya dalam memberikan

$$C = T \dots\dots\dots(3.31)$$

$$0,85.f'_c.b.a = A_s.f_y \dots\dots\dots(3.32)$$

jadi dapat ditentukan luas tulangan perlu

$$A_{s\text{ perlu}} = 0,85.f'_c.b.a/f_y \dots\dots\dots(3.33)$$

4. Untuk keperluan penulangan, dipilih yang terbesar antara $A_{s\text{ perlu}}$ dan $A_{s\text{ min}}$ (SK-SNI, 1991)

$$A_{s\text{ min}} = 0,0025.b.h \dots\dots\dots(3.34)$$

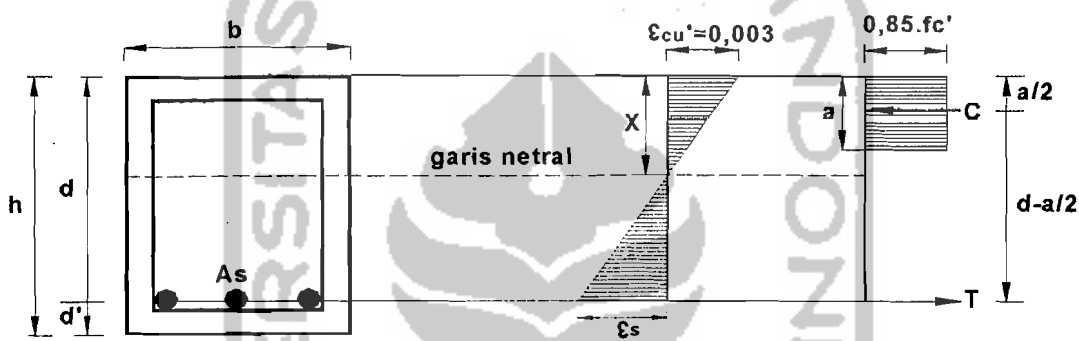
5. Tentukan luas penulangan susut (SK-SNI,1991)

$$A_{s \text{ susut}} = 0,0014 \cdot b \cdot h \quad \dots\dots\dots(3.35)$$

6. Tentukan jarak antar tulangan pelat

$$S = (1/4 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot 1000) / A_s \quad \dots\dots\dots(3.36)$$

dengan ϕ adalah diameter tulangan pelat



Gambar 3.5 Analisis balok bertulangan sebelah

3.4.5 Perencanaan Struktur Portal Beton Bertulang Dengan Daktilitas Penuh

Struktur dengan tingkat daktilitas tingkat 3 atau penuh harus direncanakan, terhadap beban siklis gempa kuat sedemikian rupa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terjadinya sendi-sendi plastis dengan pemencaran energi yang diperlukan. Dalam hal ini beban gempa rencana dapat diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur, K minimum sebesar 1,0. (Kusuma dan Andriono, 1993)

Langkah-langkah perencanaan struktur portal beton bertulang dengan daktilitas penuh adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Kuat lentur perlu balok portal yang dinyatakan dengan $M_{u,b}$ harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban gempa menurut SK-SNI-1991, sebagai berikut:

$$M_{u,b} = 1,2.M_{D,b} + 1,6.M_{L,b} \dots \dots \dots (3.37)$$

$$M_{u,b} = 1,05.(M_{D,b} + M_{L,b,R} + M_{E,b}) \dots \dots \dots (3.38)$$

$$M_{u,b} = 0,9.(M_{D,b} + M_{E,b}) \dots \dots \dots (3.39)$$

dengan: $M_{D,b}$ adalah momen lentur balok portal akibat beban mati, $M_{L,b}$ adalah momen lentur balok portal akibat beban hidup, $M_{L,b,R}$ adalah momen lentur balok portal akibat beban hidup tereduksi (koefisien reduksi beban hidup menurut PPKGURDG 1987, pengguna gedung olah raga = 0,5), dan $M_{E,b}$ adalah momen lentur balok portal akibat beban gempa.

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

$$M_{kap,b} = \phi_o . M_{nak,b} \dots \dots \dots (3.40)$$

dengan: $M_{kap,b}$ adalah kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang terpasang, $M_{nak,b}$ adalah kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang terpasang, ϕ_o adalah faktor penambahan kekuatan yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk $f_y < 400$ MPa, dan 1,40 untuk $f_y > 400$ MPa, dan f_y adalah kuat leleh tulangan lentur balok.

2. Perencanaan Balok Portal terhadap Beban Geser

Dengan konsep desain kapasitas, kuat geser balok portal dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif), menurut persamaan berikut (lihat Gambar 3.6)

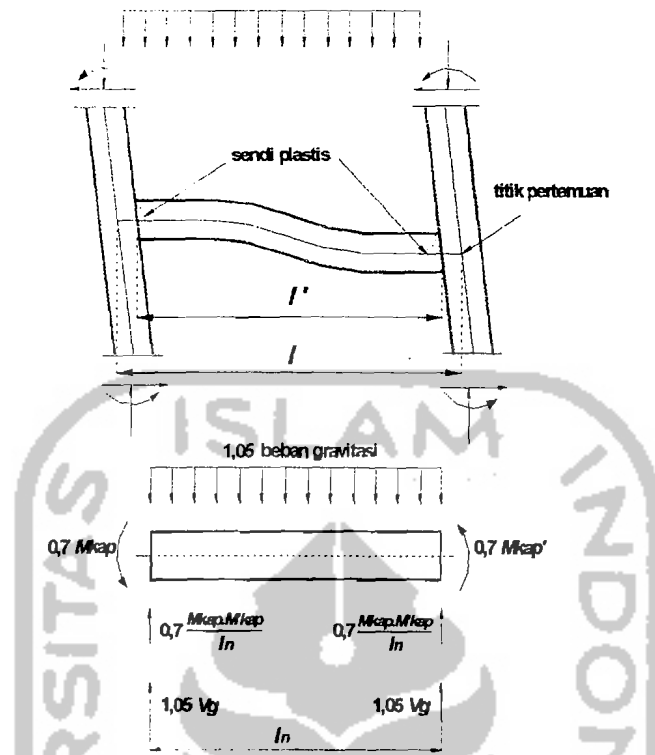
$$V_{u,b} = 1,05V_g + 0,7 \cdot \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{l_n} \dots \dots \dots (3.41)$$

$$V_{u,b} = 1,05 \cdot (V_{D,b} + V_{L,b}) \pm 0,7 \cdot \phi \cdot \left[\frac{M_{nak,b} + M'_{nak,b}}{l_n} \right] \dots \dots \dots (3.42)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari:

$$V_{u,b} = 1,05(V_{D,b} + V_{L,b} + (4,0/K)V_{E,b}) \dots \dots \dots (3.43)$$

dengan: M_{kap} adalah momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom, M'_{kap} adalah momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka kolom yang lain, l_n adalah bentang bersih balok, $V_{D,b}$ adalah gaya geser balok akibat beban mati, $V_{L,b}$ adalah gaya geser balok akibat beban hidup, $V_{E,b}$ adalah gaya geser balok akibat gempa, dan K adalah faktor jenis struktur ($K > 1,0$).



Gambar 3.6 Balok portal dengan sendi plastis pada kedua ujungnya

3. Perencanaan Kolom Portal terhadap Beban Lentur dan Aksial

Kuat lentur kolom portal dengan daktilitas penuh yang ditentukan pada bidang muka balok $M_{u,k}$ harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu dengan kolom tersebut, yakni sebagai berikut (lihat Gambar 3.6) :

$$M_{u,k} = 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot (M_{kap,ki} + M_{kap,ka}) \dots \dots \dots (3.44)$$

Dalam segala hal, kuat lentur kolom portal harus memperhatikan pengaruh gempa arah tegak lurus portal sebesar 30%, momen rencana kolom, dapat juga ditulis:

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot \left[\begin{array}{l} \frac{l_{ki,x}}{l_{nki,x}} \cdot M_{kap,b,ki} + \frac{l_{ka,x}}{l_{nka,x}} \cdot M_{kap,b,ka} \\ + 0,3 \cdot \left(\frac{l_{ki,y}}{l_{nki,y}} \cdot M_{kap,b,ki,\perp} + \frac{l_{ka,y}}{l_{nka,y}} \cdot M_{kap,b,ka,\perp} \right) \end{array} \right] \dots\dots\dots(3.45)$$

tetapi dalam segala hal tak perlu lebih besar dari:

$$M_{u,k} = 1,05 \cdot [M_{D,k} + M_{I,k} + 4,0/K(M_{E,k} + 0,3 \cdot M_{E,k,\perp})] \dots\dots\dots(3.46)$$

dengan: h adalah tinggi kolom dari titik pertemuan ke titik pertemuan, h_n adalah tinggi bersih kolom, ω_d adalah faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil = 1,3 kecuali lantai 1 dan yang paling atas diambil = 1, dan α_k adalah faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.

faktor distribusi momen kolom portal dapat dihitung dengan rumus (Kusuma dan Andriono, 1993)

- untuk faktor distribusi momen kolom atas

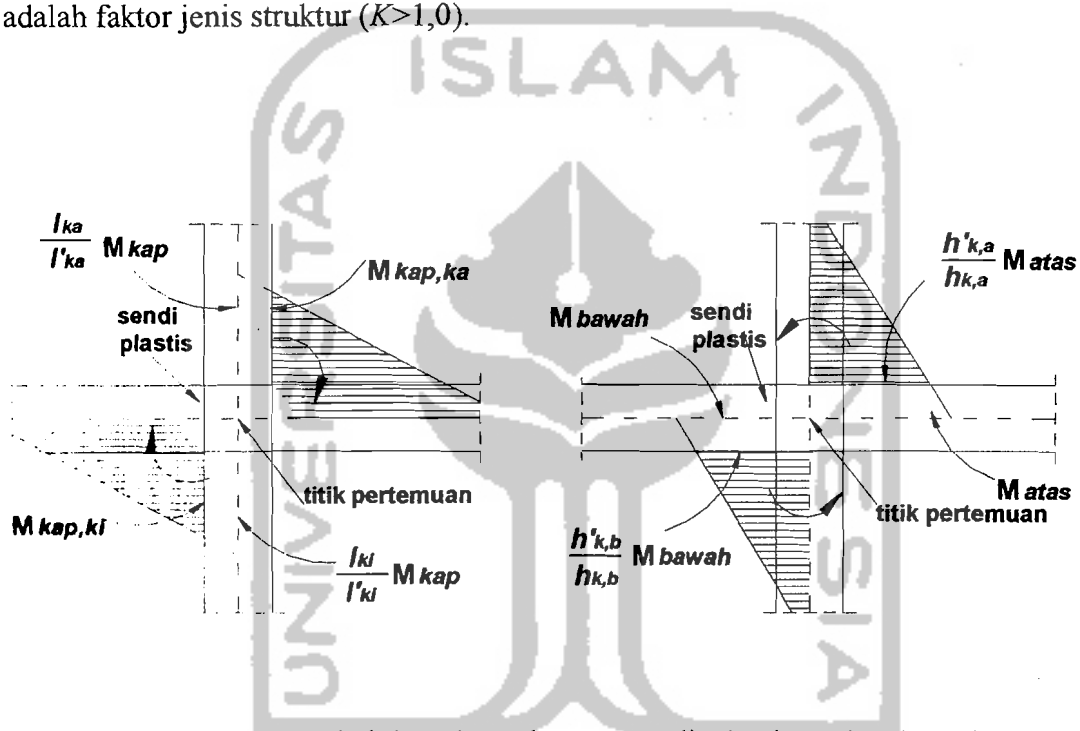
$$\alpha_{ka} = M_{E,k \text{ l t } i + \text{atas}} / (M_{E,k \text{ l t } i + \text{atas}} + M_{E,k \text{ l t } i \text{ bawah}}) \dots\dots\dots(3.47a)$$

- untuk faktor distribusi momen kolom bawah

$$\alpha_{kb} = M_{E,k \text{ l t } i + \text{bawah}} / (M_{E,k \text{ l t } i + \text{bawah}} + M_{E,k \text{ l t } i \text{ atas}}) \dots\dots\dots(3.47b)$$

dengan: l_{ki} adalah bentang balok sebelah kiri dari titik pertemuan ke titik pertemuan, l_{nki} adalah bentang bersih balok sebelah kiri, l_{ka} adalah bentang balok sebelah kanan dari titik pertemuan ke titik pertemuan, l_{nka} adalah bentang bersih balok sebelah kanan, $M_{kap,ki}$ adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom, $M_{kap,ka}$ adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom, $M_{kap,ki\perp}$ adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri

bidang muka kolom arah tegak lurus portal, $M_{kap,ka\perp}$ adalah momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom arah tegak lurus portal, $M_{D,k}$ adalah momen pada kolom akibat beban mati, $M_{L,k}$ adalah momen pada kolom akibat beban hidup, $M_{E,k}$ adalah momen pada kolom akibat beban gempa, $M_{E,k\perp}$ adalah momen pada kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal, dan K adalah faktor jenis struktur ($K > 1,0$).



Gambar 3.7 Pertemuan balok kolom dengan sendi plastis pada ujung balok di sebelah kiri dan kanan

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

$$N_{u,k} = [0,7.R_n(\sum M_{kap,b} + 0,3. \sum M_{kap,b,\perp})/l_b + 1,05 N_{g,k}] \dots \dots \dots (3.48)$$

tapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari:

$$N_{u,k} = 1,05 [N_{g,k} + 4,0/K(N_{E,k} - 0,3 N_{E,k\perp})] \dots \dots \dots (3.49)$$

dengan:

R_n adalah faktor reduksi yang ditentukan sebesar

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

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

$$\sum M_{kap,b} = \sum M_{kap,b,ki} + \sum M_{kap,b,ka} \dots \dots \dots (3.50)$$

$$\sum M_{kap,b,\perp} = \sum M_{kap,b,ki,\perp} + \sum M_{kap,b,ka,\perp} \dots \dots \dots (3.51)$$

dengan: $N_{g,k}$ adalah gaya aksial kolom akibat beban gravitasi, $N_{E,k}$ adalah gaya aksial kolom akibat beban gempa, dan $N_{E,k,\perp}$ adalah gaya aksial kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal.

4. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser

Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung-ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut, harus dihitung dengan cermat sebagai berikut (lihat pula Gambar 3.8)

Untuk kolom lantai dasar

$$V_{u,k} = (M_{u,k \text{ atas}} + M_{kap,k \text{ bawah}}) / h^2 \dots \dots \dots (3.52)$$

Untuk kolom lantai paling atas

$$V_{u,k} = (2 M_{kap,k}) / h^2 \dots \dots \dots (3.53)$$

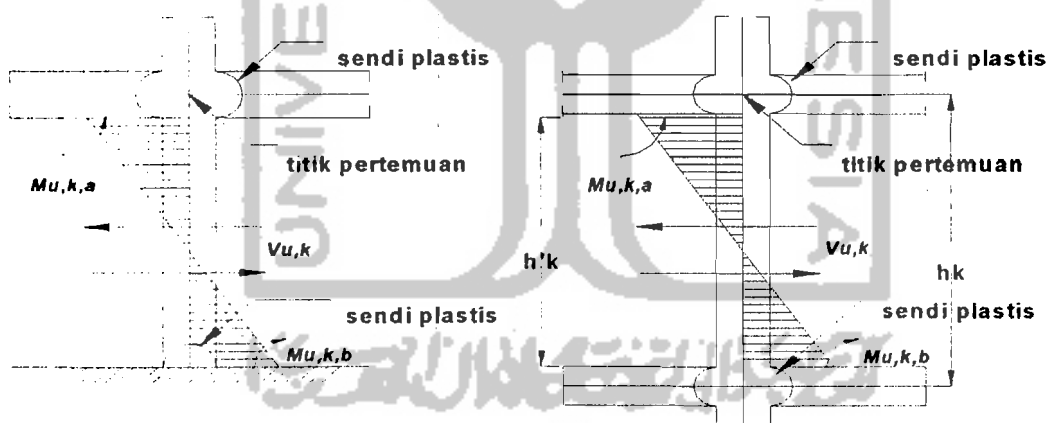
Untuk kolom tiap lantai

$$V_{u,k} = (M_{u,k \text{ atas}} + M_{u,k \text{ bawah}}) / h^2 \dots \dots \dots (3.54)$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari:

$$V_{u,k} = 1,05 [M_{D,k} + M_{L,k} + 4,0/K (V_{E,k} + 0,3 V_{E,k,\perp})] \dots \dots \dots (3.55)$$

dengan: $M_{kap, k}$ adalah momen kapasitas kolom, $M_{u, k \text{ atas}}$ adalah momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok menurut persamaan, $M_{u, k \text{ bawah}}$ adalah momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok menurut persamaan, $M_{kap, k \text{ bawah}}$ adalah kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar = $\phi_o M_{nak, k \text{ bawah}}$, $M_{nak, k \text{ bawah}}$ adalah kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar (berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang), h'_k adalah tinggi bersih kolom, $V_{D, k}$ adalah gaya geser kolom akibat beban mati, $V_{L, k}$ adalah gaya geser kolom akibat beban hidup, $V_{E, k}$ adalah gaya geser kolom akibat beban gempa, dan $V_{E, k, \perp}$ adalah gaya geser kolom akibat beban gempa arah tegak lurus portal.



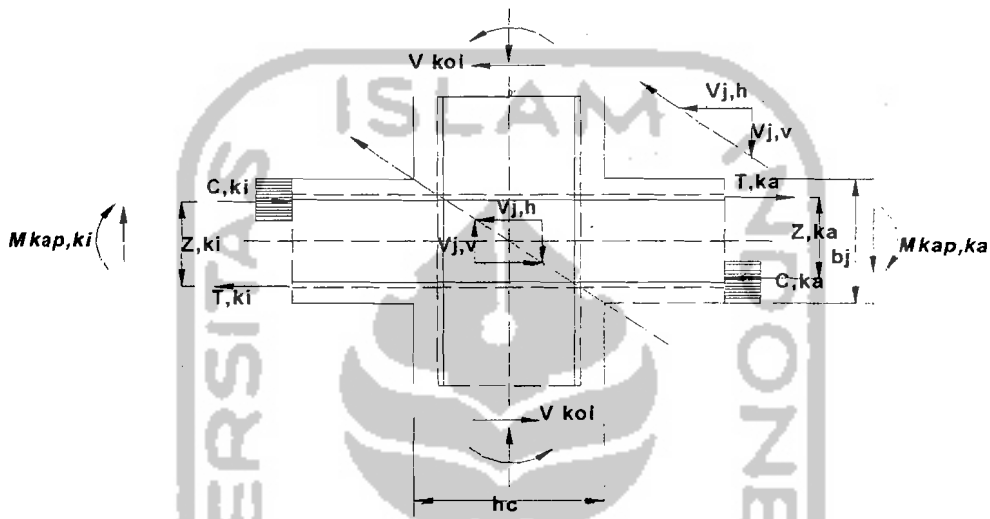
Gambar 3.8 Kolom lantai dasar dan kolom lantai atas dengan $M_{u, k}$ yang ditetapkan berdasarkan kapasitas sendi plastis balok

5. Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom

Panel pertemuan balok kolom portal harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horizontal perlu $V_{u, h}$ dan kuat geser vertikal perlu $V_{u, v}$ yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi

plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu, seperti ditunjukkan dalam Gambar.

Gaya-gaya membentuk keseimbangan pada join rangka adalah seperti yang terlihat pada Gambar, dimana gaya geser horizontal.



Gambar 3.9 Panel pertemuan balok dan kolom portal dalam kondisi terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots \dots \dots (3.56)$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,70(M_{kap, ki} / Z_{ki}) \dots \dots \dots (3.57)$$

$$T_{ka} = C_{ka} \cdot 0,70(M_{kap, ka} / Z_{ka}) \dots \dots \dots (3.58)$$

$$V_{kol} = 0,70 \frac{((I_{ki} / I'_{ki}) M_{kap,ki} + (I_{ka} / I'_{ka}) M_{kap,ka})}{1/2(h_{k,a} + h_{k,b})} \dots \dots \dots (3.59)$$

Tegangan geser horizontal nominal dalam join adalah:

$$V_{jh} = V_{jh} / b_j h_c \dots \dots \dots (3.60)$$

dengan: b_j adalah lebar efektif join (mm), h_c adalah tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau, dan V_{jh} tidak boleh lebih besar dari $1,5\sqrt{f'_c}$ (MPa). Gaya geser horizontal V_{jh} ini ditahan oleh dua mekanisme kuat geser inti join, yaitu:

- a. Strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung join yang memikul gaya geser V'_{ch}
- b. Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan strat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser V_{sh}

Besarnya V_{ch} harus diambil sama dengan nol kecuali bila:

- a. Tegangan tekan rata-rata minimal pada penampang bruto kolom beton di atas join, termasuk tegangan prategang, apabila ada, melebihi nilai $0,1 f'_c$, maka:

$$V_{ch} = 2/3 \sqrt{(N_{u,k} / A_g) - 0,1 f'_c} b_j h_c \dots \dots \dots (3.61)$$

- b. Balok diberi gaya prategang yang melewati join maka:

$$V_{ch} = 0,7 P_{cs} \dots \dots \dots (3.62)$$

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

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

$$V_{ch} = 0,5 (A_s' / A_s) V_{jh} (N_{u,k} / (0,4 A_g f'_c)) \dots \dots \dots (3.63)$$

Dimana rasio A_s' / A_s tidak boleh diambil lebih besar dari satu.

Bila $\rho_c < 0,1 f'_c$ maka

$$V_{sh} = V_{jh} - 2/3 \sqrt{(N_{u,k} / A_g) - (0,1 f'_c)} b_j h_c \dots \dots \dots (3.64)$$

Pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis

$$V_{sh} = V_{jh} - 0,5(A_s'/A_s)V_{jh}(1 + N_{u,k}/(0,4A_gf'_c)) \dots \dots \dots (3.65)$$

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

$$A_{jh} = V_{jh}/f_y \dots \dots \dots (3.66)$$

Kegunaan sengkang horizontal ini harus didistribusikan secara merata diantara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.

Geser join vertikal V_{jv} dapat dihitung dari

$$V_{jv} = V_{jh} (h_c/b_j) \dots \dots \dots (3.67)$$

Sedangkan tulangan join geser vertikal didapat dari:

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \dots \dots \dots (3.68)$$

menjadi

$$V_{cv} = A_{sc}' \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left[0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g f'_c} \right] \dots \dots \dots (3.69)$$

dengan: A_{sc}' adalah luas tulangan longitudinal tekan, A_{sc} adalah luas tulangan longitudinal tarik luas tulangan join vertikal.

Luas tulangan sengkang vertikal tidak boleh kurang dari:

$$A_{jv} = V_{sv} / f_y \dots \dots \dots (3.70)$$

3.4.6 Penulangan Balok

a. Analisis Balok Terlentur Bertulangan Rangkap

Penulangan lentur balok bertulangan rangkap adalah menyangkut penentuan kuat nominal lentur suatu penampang M_{nak}^+ dan M_{nak}^- pada kedua ujung komponen balok, dan penentuan momen nominal pada tengah bentang. Momen nominal aktual balok harus lebih besar atau sama dengan momen ultimit balok sebagai tanda tulangan lentur yang terpakai aman.

Langkah-langkah perencanaan balok bertulangan rangkap adalah sebagai berikut (Dipohusodo, 1996)

1. Tentukan rasio tulangan (ρ):

$$\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks} \quad \dots\dots\dots(3.71)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \dots\dots\dots(3.72)$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y \quad \dots\dots\dots(3.73)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \dots\dots\dots(3.74)$$

dengan; ρ adalah rasio tulangan, f'_c adalah kuat desak beton, f_y adalah tegangan leleh ijin baja, $\beta_1 = 0,85$ untuk $f'_c \leq 30$ MPa dan $\beta_1 = 0,85 - 0,008(f'_c - 30)$ untuk $f'_c > 30$ MPa.

2. Anggap bahwa segenap penulangan meluluh, maka: $f_s = f'_s = f_y$ dan $A_{s2} = A'_s$

3. Tentukan tinggi efektif balok

$$d' = P(\text{selimut beton}) + \emptyset \text{ tul. Sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul. lentur} \quad \dots\dots\dots(3.75)$$

$$d = h - d' \quad \dots\dots\dots(3.76)$$

4. Tentukan A_s dan A'_s , dengan cara berikut ini:

Tentukan luas tulangan tarik (seimbang dengan beton tekan)

$$A_{s1} = \rho \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots(3.77)$$

Hitung gaya tarik.

$$T_1 = A_{s1} \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.78)$$

Untuk pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan tarik

$$M_{n1} = T_1 \cdot (d - a/2) \quad \dots\dots\dots(3.79)$$

dengan:

$$a = \beta_1 \cdot x \quad \dots\dots\dots(3.80)$$

$$x = \frac{600}{(600 + f_y)} \times d \quad \dots\dots\dots(3.81)$$

Dari momen rencana balok M_u , didapat $M_n = 0,8 \cdot M_u$ (3.82)

Jika, $M_{n1} < (M_n = 0,8 \cdot M_u)$ (3.83)

Kelebihan yang harus ditahan oleh tambahan tulangan tarik dan tulangan tekan:

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} \quad \dots\dots\dots(3.84)$$

$$M_{n2} = C_s \cdot (d - d') \text{ atau } M_{n2} = T_2 \cdot (d - d') \quad \dots\dots\dots(3.85)$$

$$T_2 = C_s = M_{n2}/(d - d') \quad \dots\dots\dots(3.86)$$

Dianggap baja tekan telah leleh saat beton tekan mencapai regangan hancur

0,003 dan $f_s' = f_y$

Luas tulangan tekan:

$$A_s' = C_s/f_s \quad \dots\dots\dots(3.87)$$

Tambahan luas tulangan tarik:

$$A_{s2} = T_2/f_y \quad \dots\dots\dots(3.88)$$

Luas tulangan tarik:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad \dots\dots\dots(3.89)$$

4. Dengan menggunakan keseimbangan gaya-gaya dalam, hitunglah tinggi blok tegangan tekan = a

$$T = C_c + C_s \dots\dots\dots(3.90)$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A_s' \cdot (f_y - 0,85 f'_c) \dots\dots\dots(3.91)$$

didapat a

5. tentukan letak garis netral

$$x = a / \beta_1 \dots\dots\dots(3.92)$$

6. Dengan menggunakan diagram regangan memeriksa regangan tulangan baja tekan maupun tarik, untuk membuktikan apakah anggapan pada langkah awal benar.

$$\epsilon_s = [(x - d') / x] \epsilon_{cu} \dots\dots\dots(3.93)$$

$$\epsilon_s = [(d - x) / x] \epsilon_{cu} \dots\dots\dots(3.94)$$

Jika $\epsilon_s' > \epsilon_y$ dan $\epsilon_y \leq \epsilon_s$, anggapan awal benar

Jika $\epsilon_s' < \epsilon_y \leq \epsilon_s$, anggapan awal salah

Dengan menganggap $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, yang berarti tulangan baja tarik telah meluluh, akan timbul salah satu dari dua kondisi berikut ini:

- Kondisi I: $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langkah awal betul dan tulangan baja tekan meluluh.
- Kondisi II: $\epsilon_s' \leq \epsilon_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langkah awal tidak betul dan tulangan baja tekan belum luluh.

Kondisi I:

7. Periksa rasio tulangan,

$$\rho = A_{s1} / (b \cdot d) \dots\dots\dots(3.95)$$

$\rho_{\min} < \rho \leq \rho_{\max}$, memenuhi syarat

8. Hitunglah kapasitas momen teoritis M_{nak} ,

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots(3.96)$$

$$C_s = A_s \cdot (f_y - 0,85 \cdot f'_c) \quad \dots\dots\dots(3.97)$$

$$M_{nak} = C_c [d - (a/2')] + C_s \cdot (d - d') \quad \dots\dots\dots(3.98)$$

$$M_{nak} \geq M_u \quad \text{-tulangan aman-}$$

dengan: $\Phi = 0,8$

Kondisi II:

7. Diperlukan mencari letak garis netral, dengan mengacu pada Gambar 3.10 dan 3.11 menggunakan keseimbangan gaya-gaya horizontal, akan didapat nilai x .

$$T = C_c + C_s \quad \dots\dots\dots(3.99)$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + f'_s \cdot A_s' \quad \dots\dots\dots(3.100)$$

sedangkan,

$$a = \beta_1 \cdot x \text{ dan } f'_s = \epsilon_s \cdot E_s = [(x - d')0,003/x] \cdot E_s \quad \dots\dots\dots(3.101)$$

dengan melakukan beberapa substitusi didapatkan:

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x + 0,003 [(x - d')0,003/x] E_s \cdot A_s' \quad \dots\dots\dots(3.102)$$

Apabila persamaan tersebut dikalikan dengan x , akan didapat:

$$A_s \cdot f_y \cdot x = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x^2 + x \cdot 0,003 E_s \cdot A_s' - d' \cdot 0,003 E_s \cdot A_s' \quad \dots\dots\dots(3.103)$$

setelah dilakukan pengelompokan, didapatkan persamaan:

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1) x^2 + (0,003 E_s \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) x - d' (0,003) E_s \cdot A_s' = 0 \quad \dots\dots\dots(3.104)$$

dengan memasukkan nilai $E_s = 200000$ MPa, persamaan menjadi:

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1) x^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) x - 600 \cdot d' \cdot A_s' = 0 \quad \dots\dots\dots(3.105)$$

didapatkan nilai x dari persamaan kuadrat.

8. Menghitung tegangan pada tulangan baja tekan,

$$f_s' = [(x - d') / x] 600 \dots\dots\dots(3.106)$$

9. Periksa rasio tulangan

$$A_{s2} \cdot f_y = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots(3.107)$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} \dots\dots\dots(3.108)$$

$$\rho = A_{s1} / (b \cdot d) \dots\dots\dots(3.109)$$

$$\rho_{min} < \rho \leq \rho_{maks}, \text{ memenuhi syarat}$$

10. Dapatkan a dengan menggunakan persamaan: $a = \beta_1 \cdot x \dots\dots\dots(3.110)$

11. Hitunglah kapasitas momen teoritis M_{nak} ,

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots(3.111)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots(3.112)$$

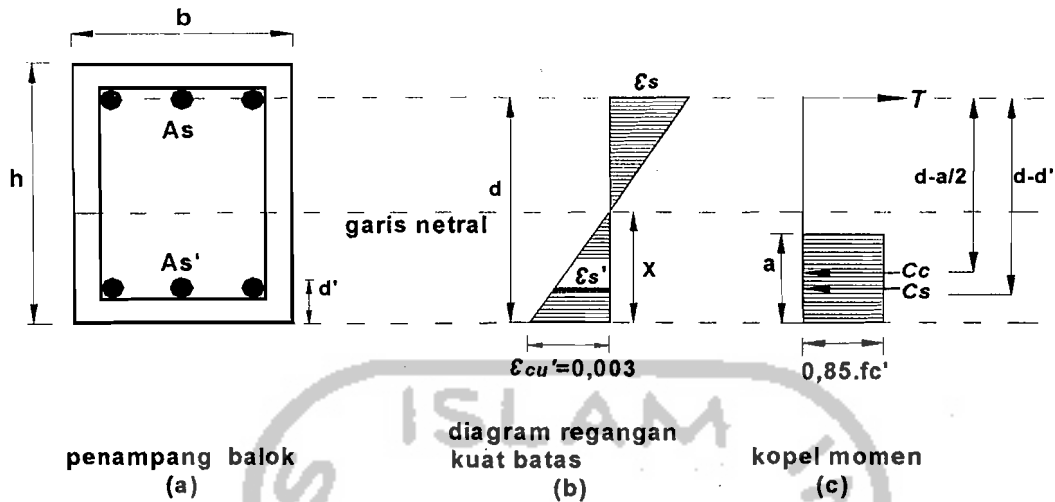
$$M_{nak} = C_c [d - (a/2')] + C_s \cdot (d - d') \dots\dots\dots(3.113)$$

$$M_{nak} \geq M_u \text{ -tulangan aman-} \dots\dots\dots(3.114)$$

Dari momen rencana balok didapat momen tumpuan negatif, momen tumpuan positif, dan momen lapangan. Dengan demikian masing-masing direncanakan sesuai dengan letak penulangan masing-masing.

1. Perencanaan penulangan lentur tumpuan momen negatif

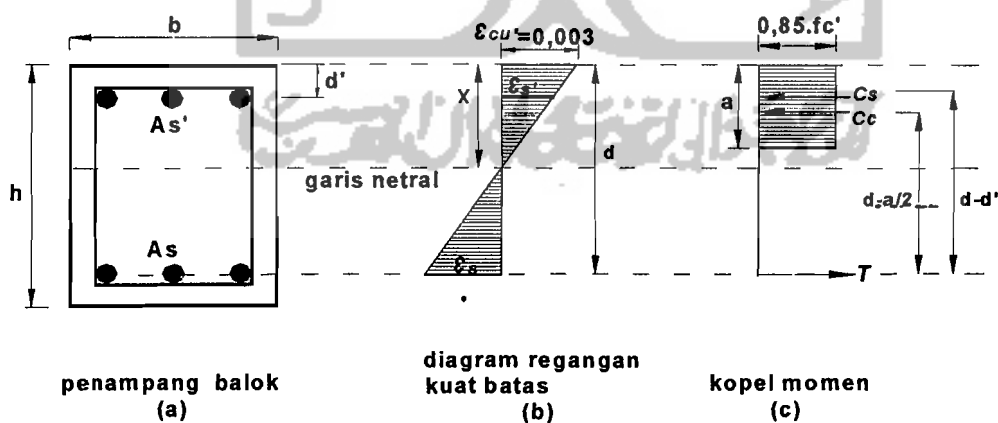
Pada momen tumpuan negatif maka A_s sebagai tulangan tarik berada di atas, dan A_s' sebagai tulangan tekan berada di bawah pada penampang balok, perencanaan tulangan rangkap sesuai Gambar 3.10 berikut ini:



Gambar 3.10 Analisis balok bertulangan rangkap tumpuan momen negatif

2. Perencanaan penulangan lentur tumpuan momen positif dan momen lapangan

Pada momen tumpuan positif dan momen lapangan, maka A_s sebagai tulangan tarik berada di bawah, dan A_s' sebagai tulangan tekan berada di atas pada penampang balok, perencanaan tulangan rangkap sesuai Gambar 3.11 berikut ini:



Gambar 3.11 Analisis balok bertulangan rangkap tumpuan momen positif dan momen lapangan

b. Penulangan Geser Balok

Penulangan geser balok disesuaikan menurut perencanaan daktilitas penuh. Penulangan geser balok dihitung dengan rumus sebagai berikut (Kusuma dan Andriono, 1993):

$$V_{u,b}/\phi \leq V_c + V_s \dots \dots \dots (3.115)$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots \dots \dots (3.116)$$

$$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / s \dots \dots \dots (3.117)$$

dengan $V_{u,b}$ adalah gaya geser rencana balok, $\phi = 0,6$, V_c adalah gaya geser yang ditahan oleh beton, V_s adalah gaya geser yang ditahan tulangan geser, f'_c adalah kuat tekan beton, f_y adalah tegangan ijin leleh baja, b_w adalah lebar badan penampang balok, d adalah tinggi efektif balok, dan s adalah jarak tulangan geser.

- Penulangan geser pada daerah sendi plastis minimum $2.h$ dari muka kolom ke tengah bentang, $V_c = 0$
- Penulangan geser pada daerah di luar sendi plastis dari $2h$ ke arah tengah bentang ,

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots \dots \dots (3.118)$$

- Jarak sengkang maksimum pada lokasi sendi plastis (SK-SNI,1991)

- $d/4 \dots \dots \dots (3.119a)$

- $8 \times$ diameter tulangan pokok $\dots \dots \dots (3.119b)$

- $24 \times$ diameter sengkang $\dots \dots \dots (3.119c)$

- $200 \text{ mm} \dots \dots \dots (3.119d)$

- $1600 \cdot f_y \cdot A_{s,v} / [(A_{s,a} + A_{s,b}) \cdot f_y] \dots \dots \dots (3.119e)$

- Jarak sengkang maksimum di luar sendi plastis : $d/2$ (SK-SNI,1991) $\dots \dots \dots (3.119f)$

3.4.7 Penulangan Kolom

a. Analisis Penulangan Lentur dan Aksial Kolom

Penulangan lentur dan aksial kolom dianalisis dengan menggunakan diagram interaksi kolom. Tulangan terdistribusi secara simetris dengan memperhatikan keserasian regangan. Misal: penampang dengan empat lapis tulangan (lihat Gambar 3.12) dengan gaya aksial tekan bekerja pada salah satu sumbu utamanya. Jarak masing-masing tulangan terhadap serat beton yang tertekan, d_i dapat ditentukan sebagai berikut (Wahyudi dan Rahim, 1997):

$$\text{Untuk lapis pertama } A_{s1} : d_1 = d' \dots \dots \dots (3.120a)$$

$$\text{Kedua } A_{s2} : d_2 = d' + 1.(h - 2d')/3 \dots \dots \dots (3.120b)$$

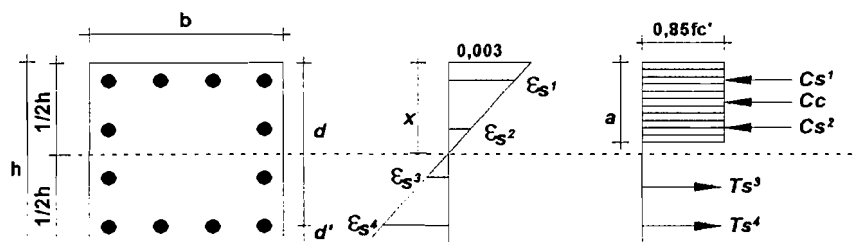
$$\text{Ketiga } A_{s3} : d_3 = d' + 2.(h - 2d')/3 \dots \dots \dots (3.120c)$$

$$\text{Keempat } A_{s4} : d_4 = d' + 3.(h - 2d')/3 \dots \dots \dots (3.120e)$$

Dengan melihat bentuk persamaan tersebut, dapat dibuat rumus umum untuk jarak tulangan d_i sebagai berikut:

$$d_i = d' + [(i-1)(h - 2d')]/(N-1) \dots \dots \dots (3.121)$$

dengan: i adalah nomor lapis tulangan, dan N adalah banyaknya garis tulangan.



Gambar 3.12 Penampang dengan tulangan terdistribusi merata pada ke-4 sisinya

Besarnya regangan yang terjadi pada lapis tulangan ke- i , dapat ditetapkan melalui perbandingan segitiga, dengan regangan maksimum pada beton adalah 0,003. Dengan demikian untuk tulangan ke- i :

$$\epsilon_{si} = 0,003 \cdot [(x - d_i)/x] \dots \dots \dots (3.122)$$

Sebagaimana sebelumnya x adalah jarak sumbu netral terhadap serat terluar.

Dengan memperhatikan persamaan tersebut, dapat diketahui bahwa harga ϵ_{si} akan negatif untuk regangan tarik ataupun positif untuk regangan tekan.

Selanjutnya, tegangan pada lapis tulangan ke- i dapat dirumuskan menjadi:

$$f_{si} = \epsilon_{si} \cdot E_s \dots \dots \dots (3.123)$$

$$f_{si} = 0,003 \cdot [(x - d_i)/x] \cdot 200000 \dots \dots \dots (3.124)$$

Bila:

$$\epsilon_{si} \geq f_y / E_s, \text{ maka } f_{si} = f_y \dots \dots \dots (3.125a)$$

$$f_y / E_s > \epsilon_{si} > -f_y / E_s, \text{ maka } f_{si} = \epsilon_{si} \cdot E_s \dots \dots \dots (3.125b)$$

$$\epsilon_{si} \leq -f_y / E_s, \text{ maka } f_{si} = -f_y \dots \dots \dots (3.125c)$$

Gaya pada tulangan ke- i , menjadi:

$$C_{si} = f_{si} \cdot A_{si} \dots \dots \dots (3.126)$$

Untuk gaya desak serat beton:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \dots \dots \dots (3.127)$$

Dengan mengacu pada Gambar 3.12, dapat disusun persamaan keseimbangan:

$$P_n - C_c - \sum f_{si} \cdot A_{si} = 0 \dots \dots \dots (3.128)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum f_{si} \cdot A_{si} \dots \dots \dots (3.129)$$

Momen terhadap pusat plastisnya adalah:

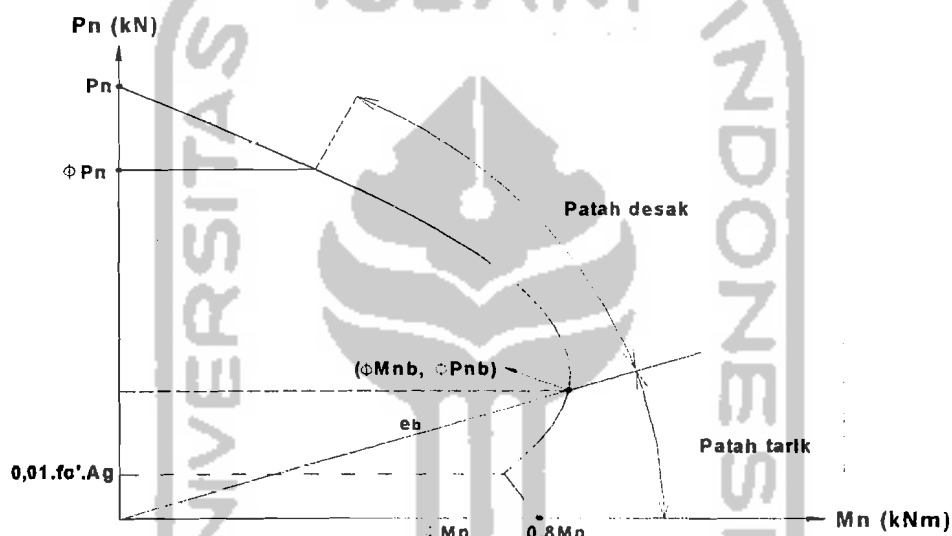
$$M_n^e = C_c \cdot 1/2 \cdot (h - a) + \sum_{i=1}^n f_{si} \cdot A_{si} \cdot (1/2 \cdot h - d_i) \dots \dots \dots (3.130)$$

Perlu diperhatikan bahwa bila:

$$d_i < a, \text{ maka harga } f_{si} = f_{si} - 0,85.f'_c \dots \dots \dots (3.131a)$$

$$d_i > a, \text{ maka harga } f_{si} = f_{si} \dots \dots \dots (3.131b)$$

Selanjutnya berdasarkan kombinasi antara momen nominal (M_n) yang ada dan gaya aksial nominal (P_n) diwujudkan dalam bentuk diagram, yang dinamakan dengan Diagram Interaksi Kolom seperti gambar di bawah ini:



Gambar 3.13 Diagram interaksi Pn-Mn

b. Pengaruh Kelangsingan Kolom

Kelangsingan kolom berpengaruh kepada perbesaran momen, syarat menurut SK-SNI-1991, kolom tidak langsing jika:

$k.l_u/r < 34 - 12M_{1b}/M_{2b}$, untuk komponen struktur tekan yang ditahan terhadap goyangan ke samping.

$k.l_u/r < 22$, untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping.

dengan: k adalah faktor panjang efektif, l_u adalah panjang bebas kolom tanpa penopang, $r = \sqrt{I_g/A_g}$ adalah jari-jari girasi, M_{1b} dan M_{2b} adalah momen-momen ujung terfaktor pada kolom yang posisinya berlawanan. Momen M_{2b} adalah momen ujung terfaktor yang lebih besar dan selalu positif, sedangkan momen M_{1b} bernilai negatif apabila komponen kolom terlentur dalam lengkung ganda, dan positif bila terlentur dalam lengkung tunggal.

Faktor panjang efektif k merupakan fungsi dari faktor kekangan ujung ψ_A dan ψ_B untuk masing-masing titik ujung atas dan bawah. Kekakuan relatif ψ adalah nilai banding antara jumlah kekakuan kolom dibagi dengan panjang kolom dan jumlah kekakuan balok dibagi dengan panjang balok, yang didefinisikan sebagai (Wang dan Salmon 1993):

$$\psi = \frac{(\sum EI_k / l_k)}{(\sum EI_b / l_b)} \dots \dots \dots (3.132)$$

Untuk ujung kolom berupa sendi, nilai $\psi = \infty$, sedangkan ujung jepit, nilai $\psi = 0$

Untuk EI_k kekuatan batang kolom boleh ditetapkan sebagai:

$$EI_k = \frac{(E_c \cdot I_g / 2,5)}{(1 + \beta_d)} \dots \dots \dots (3.133)$$

Untuk EI_b kekutan batang balok boleh ditetapkan sebagai:

$$EI_b = \frac{(E_c \cdot I_g / 5)}{(1 + \beta_d)} \dots \dots \dots (3.134)$$

dengan: $E_c = 4700 \sqrt{f_c}$ adalah modulus elastisitas beton, I_g adalah inersia penampang beton, β_d adalah rasio perbandingan momen beban mati terfaktor terhadap momen total terfaktor.

Untuk menetapkan faktor panjang efektif kolom k , maka nilai Ψ_A dan Ψ_B diplotkan ke dalam grafik *nomogram* atau grafik *alignment* portal bergoyang.

c. Metode Pembesaran Momen Pada Kolom Langsing

Pada kolom langsing dengan ketentuan $klu < 100$, hitungan kekuatan kolom dilakukan dengan metode pembesaran momen. Perancangan dari kolom tersebut didasarkan atas pembesaran momen yang bekerja sedemikian sehingga kolom tersebut bisa direncanakan sebagai kolom pendek (Sudarmoko,1995)

Pembesaran momen dihitung dengan rumus (SK-SNI,1991):

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \dots \dots \dots (3.135)$$

dengan: M_c adalah momen berfaktor yang digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan, δ_b adalah faktor pembesar untuk momen akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan berarti, δ_s adalah faktor pembesar untuk momen akibat beban yang menimbulkan goyangan, M_{2b} adalah momen terfaktor akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan, dan M_{2s} adalah momen terfaktor akibat beban yang menimbulkan goyangan.

Faktor δ_b dan δ_s adalah pembesar momen yang secara empiris dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1,0 \dots \dots \dots (3.136)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1,0 \dots \dots \dots (3.137)$$



dimana P_c adalah beban tekuk Euler,

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \dots\dots\dots (3.138)$$

dengan: P_u adalah beban rencana aksial terfaktor, $\sum P_u$ dan $\sum P_c$ adalah jumlah untuk semua kolom dalam satu tingkat, C_m adalah faktor koreksi seperti ditentukan berikut ini:

Untuk komponen struktur portal ditopang tertahan ke arah samping (berpengaku) dan tanpa beban transversal pada dukungan,

$$C_m = 0,60 + 0,40(M_{1b}/M_{2b}) \geq 0,40 \dots\dots\dots (3.139)$$

Untuk komponen struktur portal tanpa pengaku, $C_m = 1$

d. Kontrol Kapasitas Kolom Dengan Persamaan Whitney

Dari hasil analisis perhitungan kolom didapat gaya aksial serta momen-momen akibat pembesaran, kemudian hasil – hasil perhitungan diplotkan ke dalam Diagram Interaksi Kolom Pn-Mn .

Bila $e > e_b$,

maka kontrol kapasitas kolom dengan rumus Whitney kondisi keruntuhan tarik.

Bila $e < e_b$,

maka kontrol kapasitas kolom dengan rumus Whitney kondisi keruntuhan tekan. dengan e adalah eksentrisitas yang terjadi, e_b adalah eksentrisitas pada kondisi seimbang .

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

$$e' = \left[e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right] \dots\dots\dots (3.140)$$

dengan e' adalah eksentrisitas gaya terhadap titik berat tulangan tarik,

Kapasitas kolom terhadap keruntuhan tarik ditentukan dari,

$$\phi P_n = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left[\left(1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left(\left(1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right)} \right] > P_u \dots (3.141)$$

Sedangkan kapasitas kolom terhadap keruntuhan tekan ditentukan dengan cara,

$$\phi P_n = \frac{A'_s \cdot f_y}{\frac{e}{(d-d')} + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18} > P_u \dots (3.142)$$

$$\phi = 0,65$$

e. Penulangan Geser Kolom

Penulangan geser kolom menurut SK-SNI T-15-1991-03 dibagi dalam dua arah yaitu dalam daerah l_o dan diluar l_o . Daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis adalah sepanjang l_o dari muka kolom yang ditinjau dimana l_o tidak boleh kurang dari:

$$- l_o \geq h, \text{ bila } N_{u,k} \leq 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c \dots (3.143a)$$

$$- l_o \geq 1,5 \cdot h, \text{ bila } N_{u,k} > 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c \dots (3.143b)$$

$$- 1/6 \text{ bentang bersih kolom} \dots (3.143c)$$

$$- 450 \text{ mm} \dots (3.143d)$$

- Penulangan geser kolom dengan daktilitas penuh

1. Penulangan geser dalam daerah l_o

$$V_{u,k} / \phi \leq V_{s,k} \dots (3.144)$$

$$V_{s,k} = (A_v \cdot f_y \cdot d) / s \dots (3.145)$$

dengan : $V_{u,k}$ adalah gaya geser rencana kolom, $\phi = 0,6$, A_v adalah luas penampang tulangan sengkang, f_y adalah tegangan ijin leleh baja, d adalah tinggi efektif kolom, dan s adalah jarak tulangan geser.

Tulangan geser kolom harus dipasang pada daerah l_o dengan jarak maksimum (SK-SNI T-15-1991-03):

- $\frac{1}{4}$.dimensi komponen struktur terkecil
- 8 kali diameter tulangan longitudinal
- 100 mm

2. Penulangan geser daerah di luar l_o

$$V_{u,k} / \phi \leq V_c + V_{s,k} \dots \dots \dots (3.146)$$

dengan gaya geser yang ditahan beton:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \dots \dots \dots (3.147)$$

dengan: N_u adalah gaya aksial yang terjadi pada kolom yang ditinjau, A_g adalah luas penampang kolom, dan b_w adalah lebar komponen kolom terkecil.

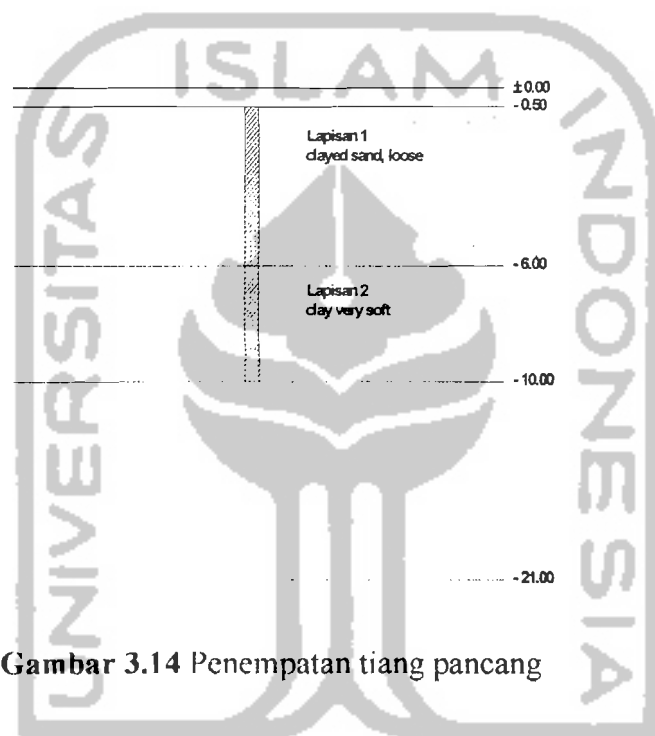
Tulangan geser kolom harus dipasang pada daerah di luar l_o dengan jarak maksimum (SK-SNI T-15-1991-03):

- 200 mm

3.4.8 Perencanaan Pondasi

Dari data tanah diketahui bahwa jenis tanah pada Gedung Olah Raga Universitas Negeri Yogyakarta adalah lempung, sehingga pondasi yang dipergunakan dalam perancangan ini adalah pondasi tiang pancang.

Langkah-langkah perencanaan pondasi tiang pada tanah lempung adalah sebagai berikut:



Gambar 3.14 Penempatan tiang pancang

1. Menghitung kapasitas tiang tunggal

a. Berdasarkan kekuatan tanah

- Tahanan ujung (Q_p)

Tahanan ujung (*end bearing*) adalah tahanan tiang yang didasarkan pada daya dukung ujung tiang.

Rumus umum untuk menghitung tahanan ujung pada pondasi dalam adalah:

$$Q_p = A_p \cdot q_p \dots \dots \dots (3.148)$$

$$q_p = c.N_c^* + \bar{q} N_q^* + \gamma.B.N_\gamma^* \dots \dots \dots (3.149)$$

dengan: Q_p adalah tahanan ujung (end bearing), A_p adalah luas penampang tiang, q_p adalah unit daya dukung tanah, c adalah nilai kohesi tanah, N_c^*, N_q^*, N_γ^* adalah *Bearing capacity factor*, B adalah lebar penampang pondasi, dan γ adalah berat volume tanah.

Pada pondasi dalam, nilai B relatif kecil, sehingga: $\gamma.B.N_\gamma^* = 0$

$$\text{maka: } q_p = c.N_c^* + \bar{q} N_q^* \dots \dots \dots (3.150)$$

$$Q_p = A_p.(c.N_c^* + \bar{q} N_q^*) \dots \dots \dots (3.151)$$

Pada tanah lempung sudut geser dalam tanah (ϕ) kecil, sehingga $\bar{q} N_q^*$ juga kecil.

Nilai N_c^* pada tanah lempung = 9, maka rumus untuk mencari Q_p pada tanah lempung menjadi:

$$Q_p = A_p.9.c_u \dots \dots \dots (3.152)$$

dengan: Q_p adalah tahanan ujung, A_p adalah luas penampang tiang, dan c_u adalah *undrained cohesion*.

- Tahanan friksi (Q_s)

Tahanan friksi (*friction resistance*) adalah tahanan tiang yang didapatkan dari hasil gesekan selimut tiang dengan tanah.

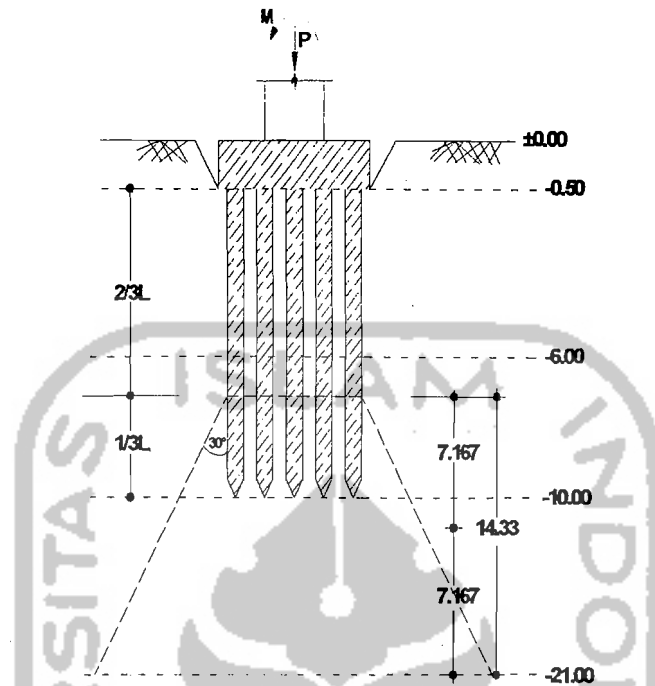
Rumus umum tahanan friksi adalah sebagai berikut:

$$Q_s = \sum p.\Delta L.f \dots \dots \dots (3.153)$$

dengan: Q_s adalah tahanan friksi, Δp adalah unit panjang tiang, $\sum p.\Delta L$ adalah luas selimut tiang, dan f adalah unit tahanan friksi

Tahanan friksi pada tanah lempung

3. Perhitungan penurunan pondasi tiang



Gambar 3.16 Penurunan pondasi tiang

Tahapan perhitungan penurunan pondasi tiang pada tanah lempung adalah sebagai berikut:

- Menghitung tegangan yang terjadi di tengah masing-masing lapis lempung.

$$\Delta p_{(i)} = \frac{Q}{(B_g + z_1) \cdot (L_g + z_2)} \dots \dots \dots (3.168)$$

dengan: $\Delta p_{(i)}$ adalah tegangan yang terjadi di tengah-tengah lapisan lempung, Q adalah gaya aksial total, L_g adalah panjang bersih pile cap, dan B_g adalah lebar bersih pile cap.

- Menghitung tegangan vertikal efektif di tengah masing-masing lapis lempung.

$$P_{o(i)} = \sum H \cdot \gamma \dots \dots \dots (3.169)$$

dengan: $P_{o(i)}$ adalah tegangan vertikal efektif di tengah-tengah lapis lempung, H adalah tinggi lapisan lempung, dan γ adalah berat volume tanah.

- Menghitung penurunan masing-masing lapis lempung.

$$\Delta s_{(i)} = \left[\frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \right] \log \left[\frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \right] \dots \dots \dots (3.170)$$

dengan: $\Delta s_{(i)}$ adalah penurunan masing-masing lapis lempung, C_c adalah compression index (didapat dari uji konsolidasi), e_0 adalah initial void ratio (angka pori awal), H adalah tinggi lapisan lempung, $P_{0(i)}$ adalah tegangan vertikal efektif di tengah-tengah lapis lempung, dan $\Delta p_{(i)}$ adalah tegangan yang terjadi di tengah-tengah lapisan lempung.

- Menghitung penurunan total

$$s = \sum \Delta s \dots \dots \dots (3.171)$$

dengan: s adalah penurunan total, dan $\sum \Delta s$ adalah jumlah penurunan pada masing-masing lapis lempung.

