

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Perencanaan Atap

Perencanaan rangka atap kuda-kuda baja dalam perencanaan Gedung Kampus Fakultas Teknik Industri Blok-C UII Yogyakarta ini menggunakan metode tegangan kerja (*working stress design method*) dari AISC. Menurut filosofi perencanaan tegangan kerja ini, elemen struktural harus direncanakan sedemikian rupa sehingga tegangan yang dihitung akibat beban kerja tidak melampaui tegangan ijin yang telah ditetapkan.

Tegangan ijin ini ditentukan untuk mendapatkan faktor keamanan terhadap tercapainya tegangan batas. Tegangan yang dihitung harus berada dalam keadaan elastis yaitu tegangan sebanding dengan regangan. (*Salmon dan Johnson, 1986*). Perencanaan ini meliputi sebagai berikut ini.

3.1.1 Perencanaan gording

Dalam perencanaan gording harus memenuhi syarat-syarat antara lain :

1. **Tegangan :**

$$\frac{f_{bx}}{0,66 f_y} + \frac{f_{by}}{0,75 f_y} \leq 1,0 \quad \dots\dots\dots(3.1.1)$$

$$f_{bx} = \frac{M_{\perp} \cdot \max}{S_x} \quad \dots\dots\dots(3.1.2)$$

$$f_{by} = \frac{M_{//} \cdot \max}{S_y} \quad \dots\dots\dots(3.1.3)$$

- dimana :
- f_{bx} = tegangan lentur arah sumbu x (ksi)
 - f_{by} = tegangan lentur arah sumbu y (ksi)
 - F_y = tegangan leleh baja (ksi)
 - S_x = modulus elastis tampang arah sumbu x (in^3)
 - S_y = modulus elastis tampang arah sumbu y (in^3)
 - M_{\perp} = momen tegak lurus sumbu batang (kin)
 - $M_{//}$ = momen sejajar sumbu batang (kin)
 - $M_{\perp} = \frac{1}{8} q_{\perp} L^2$ = momen tegak lurus sumbu batang (kin)
 - $M_{//} = \frac{1}{32} q_{//} L^2$ = momen sejajar sumbu batang (kin)

Rumus $M_{//}$ berlaku bila jumlah sagrod 1 (satu) buah diantara gording.

2.1 Lendutan :

$$\delta_{\perp} = \frac{5}{384} \frac{q_{\perp} \cdot L^4}{EI_x} \leq \frac{L}{360} \quad \dots\dots\dots(3.1.4)$$

$$\delta_{//} = \frac{5}{384} \frac{q_{//} \cdot \left(\frac{L}{a+1}\right)^4}{EI_y} \leq \frac{L}{360} \quad \dots\dots\dots(3.1.5)$$

Defleksi (lendutan) ijin,

$\leq \frac{1}{360} L$ untuk struktur biasa (yang dipakai).

$\leq \frac{1}{1000} L$ untuk struktur yang kemungkinan terjadi retak (misalnya tembok) bila defleksi terlalu besar.

$\leq \frac{1}{1500} L$ untuk ruang-ruang yang tidak dikehendaki terjadi getaran.

dimana : δ_{\perp} = lendutan tegak lurus sumbu batang (mm)

$\delta_{//}$ = lendutan searah sumbu batang (mm)

E = modulus elastis baja (29000 Ksi)

I_x = Inersia arah sumbu x (mm^4)

I_y = Inersia arah sumbu y (mm^4)

a = jumlah sagrod (buah)

L = panjang bentang (m)

3.1.2 Perencanaan sagrod

Beban sagrod,

$$P = 0.33 \cdot F_u \cdot A_{\text{sagrod}} \quad \dots\dots\dots(3.1.6)$$

Beban yang digunakan adalah beban arah sejajar sumbu ($P_{//}$) :

$$P_{//} = P \cdot \sin \alpha \cdot S_s \quad \dots\dots\dots(3.1.7)$$

Sehingga luas tampang sagrod :

$$A_{\text{sagrod}} = \frac{P_{//}}{0.33 \cdot F_u} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{sagrod}}^2 \quad \dots\dots\dots(3.1.8)$$

$$D_{\text{sagrod}} = \sqrt{\frac{4 \cdot P_{//}}{0.33 \cdot F_u \cdot \pi}} \quad \dots\dots\dots(3.1.9)$$

$$D_{\text{pakai}} = D_{\text{sagrod}} + 3 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots(3.1.10)$$

dimana : P = gaya yang bekerja (Kips)
 $P_{//}$ = gaya sejajar sumbu batang (Kips)
 F_u = kuat tarik baja (Ksi)
 S_s = jarak beban sagrod (in)
 D = diameter baja (in)
 A = luas penampang (in^2)

3.1.3 Perencanaan Tierod

Beban Tierod,

$$T = P \cdot \cos \alpha \quad \dots\dots\dots(3.1.11)$$

$$T = 0.33 \cdot F_u \cdot A_{\text{tierod}} \quad \dots\dots\dots(3.1.12)$$

Sehingga :

$$A_{\text{tierod}} = \frac{T}{0.33 \cdot F_u} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{tierod}}^2 \quad \dots\dots\dots(3.1.13)$$

$$D_{\text{tierod}} = \sqrt{\frac{4 \cdot T}{0.33 \cdot F_u \cdot \pi}} \quad \dots\dots\dots(3.1.14)$$

$$D_{\text{pakai}} = D_{\text{tierod}} + 3 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots(3.1.15)$$

dimana : T = tegangan yang bekerja (Kips)

F_u = kuat tarik baja (Ksi)

D = diameter baja (in)

A = luas penampang baja (in²)

3.1.4 Perencanaan Batang Tarik

Perencanaan batang tarik merupakan salah satu masalah teknik yang paling sederhana dan bersifat langsung. Karena stabilitas bukan merupakan hal yang utama, perencanaan batang tarik pada hakekatnya menentukan luas penampang lintang batang yang cukup untuk menahan beban (yang diberikan) dengan faktor keamanan yang memadai terhadap keruntuhan.

Untuk batang yang berlubang akibat paku keling atau baut, atau untuk batang berulir, luas penampang lintang yang direduksi (yang disebut luas netto) digunakan dalam perhitungan. Lubang atau ulir pada batang menimbulkan konsentrasi tegangan yang tidak merata, misalnya lubang pada pelat akan menaikkan distribusi tegangan pada beban kerja.

Teori elastisitas menunjukkan bahwa tegangan tarik didekat lubang akan sekitar tiga kali (3x) tegangan tarik pada luas netto. Namun ketika setiap serat

mencapai tegangan leleh tegangannya menjadi konstan (f_y), tetapi deformasi berlanjut terus bila beban meningkat hingga akhirnya semua serat mencapai atau melampaui regangan leleh (*Salmon dan Johnson, 1986*).

Langkah – langkah perencanaan batang tarik :

1. Menentukan angka kelangsingan ($\lambda=L/r$) maksimum :

Angka kelangsingan ($\lambda=L/r$) maksimum yang dapat diterima untuk batang tarik sebagai berikut.

- Untuk elemen/batang utama..... $\lambda = L/r \leq 240$
- Untuk elemen/batang sekunder/*bracing* $\lambda = L/r \leq 300$

Sehingga untuk elemen/batang utama, diperoleh :

$$r_{\min} = \frac{L}{240} \dots\dots\dots(3.1.16)$$

2. Menentukan luas bruto (A_g), luas netto (A_n) dan luas efektif (A_{ef}) :

- Untuk batang tidak ada lubang

$$A_{g1\text{perlu}} = \frac{T}{0,60.f_y} \dots\dots\dots(3.1.17)$$

- Untuk batang ada lubang

$$A_{ef\text{perlu}} = \frac{T}{0,5.F_u} \dots\dots\dots(3.1.18)$$

$$A_{ef} = A_n \mu \dots\dots\dots(3.1.19)$$

$$A_n = \frac{T}{0,5F_u\mu} \dots\dots\dots(3.1.20)$$

$$A_n = A_g - A_{lbg \text{ baut}} \dots\dots\dots(3.1.21)$$

$$A_{g2 \text{ perlu}} = \frac{T}{0,5F_u\mu} + A_{lbg \text{ baut}} \dots\dots\dots(3.1.22)$$

dimana : L = panjang batang (in),
 T = gaya tarik (Kips),
 r = jari –jari inersia terkecil profil (in),
 μ = faktor reduksi luas netto, nilai μ diambil sebesar 0,85 untuk jumlah baut ≥ 3 buah/baris dan 0,75 untuk jumlah baut = 2 buah/baris (tabel AISC 1.14.2.2 dan 1.14.2.3),

A_{gross} = luas kotor penampang (mm),

A_{netto} = luas bersih penampang (mm), dan

$A_{efektif}$ = luas efektif penampang (mm).

Dari nilai A_{g1} dan A_{g2} diambil nilai yang terbesar dengan pertimbangan nilai r_{min} pada pers. (3.1.17) diperoleh dimensi profil dari tabel AISC dengan A_g dan jari – jari inersia (r) profil yang mendekati.

3. Kontrol kelangsingan

$$\lambda_{ada} = \frac{k.L}{r_{ada}} \leq 240 \dots\dots\dots(3.1. 23)$$

4. Kontrol Tegangan Tarik yang terjadi

$$f_a = \frac{T}{A_{g,ada}} \leq 0,60.f_y \dots\dots\dots(3.1.24)$$

$$f_a = \frac{T}{A_{ef,ada}} \leq 0,50.F_u \quad \dots\dots\dots(3.1.25)$$

dimana : f_a = tegangan tarik yang terjadi (Ksi)

3.1.5 Perencanaan Batang Desak

Batang desak merupakan elemen struktur suatu bangunan yang memikul gaya tekan aksial. Tetapi pada hakekatnya jarang sekali batang mengalami tekanan aksial saja kecuali pada struktur rangka atap baja. Namun bila pembebanan ditata sedemikian rupa hingga pengekangan rotasi ujung dapat diabaikan atau beban dari batang-batang yang bertemu diujung batang bersifat simetris dan pengaruh lentur sangat kecil dibandingkan tekanan langsung, maka batang tekan dapat direncanakan dengan aman. Keruntuhan batang desak dapat diklasifikasikan menjadi sebagai berikut.

1. Keruntuhan akibat tegangan leleh bahan terlampaui, yang terjadi pada batang tekan pendek.
2. Keruntuhan akibat tekuk, yang terjadi pada batang tekan langsing.

Langkah – langkah perencanaan batang desak :

1. Menentukan Profil

Langkah – langkah dalam menentukan profil batang desak yaitu :

- a. Asumsikan nilai $\frac{k.L}{r} = 50$ s/d 100
- b. Hitung nilai C_c

$$\text{Jika : } \frac{k.L}{r} \leq C_c = \frac{757}{\sqrt{f_y}} \quad (f_y \text{ dalam Ksi}) \quad \dots\dots\dots(3.1.26)$$

$$\leq C_c = \frac{6440}{\sqrt{f_y}} \quad (f_y \text{ dalam Kg/cm}^2) \quad \dots\dots\dots(3.1.27)$$

$$\leq C_c = \frac{1987}{\sqrt{f_y}} \quad (f_y \text{ dalam MPa}) \quad \dots\dots\dots(3.1.28)$$

maka :

$$F_{a\text{perlu}} = \frac{f_y}{FS} \left(1 - 0,5 \left(\frac{Kl/r}{C_c} \right)^2 \right) \quad \dots\dots\dots(3.1.29)$$

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{kL/r}{C_c} - \frac{1}{8} \left(\frac{kL/r}{C_c} \right)^3 \quad \dots\dots\dots(3.1.30)$$

Jika : $\frac{k.L}{r} > C_c$, maka :

$$F_{a\text{perlu}} = \frac{12}{23} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{(kL/r)^2} \quad \dots\dots\dots(3.1.31)$$

c. Hitung luas perlu

$$A_{\text{perlu}} = \frac{P}{F_{a\text{perlu}}} \quad \dots\dots\dots(3.1.32)$$

d. Pilih profil yang memiliki luas tampang (A_{ada}) $\geq A_{\text{perlu}}$

2. Kontrol Terhadap Tekuk dan Kontrol Beban

Setelah profil baja didapat, perlu dilakukan kontrol tekuk setempat (*local buckling*) dan kontrol beban.

a. Kontrol tekuk setempat (*Local Buckling*)

$$\frac{bf}{tw} \leq \frac{76}{\sqrt{f_y}} \quad (\text{Ksi}) \quad \dots\dots\dots(3.1.33)$$

b. Kontrol beban

- Hitung nilai kL/r
- Hitung F_a ada sesuai dengan ketentuan pada point b pada penentuan profil.
- Hitung $P = F_{a \text{ ada}} \cdot A_{\text{ada}} \leq P_{tjd} \quad \dots\dots\dots(3.1.34)$

3.1.6 Perencanaan Sambungan

Menurut AISC-1.2 tentang perencanaan tegangan kerja (*working Stress Design*) dan AISC-2.1 tentang perencanaan plastis, konstruksi baja dibedakan atas tiga kategori sesuai dengan jenis sambungan yang dipakai, sebagai berikut.

1. *Sambungan portal kaku*, yang memiliki kontinuitas penuh sehingga sudut pertemuan antara batang-batang tidak berubah, yaitu pengekanan (*restrain*) rotasi sekitar 90% atau lebih dari yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut.
2. *Sambungan kerangka sederhana (simple framing)*, dimana pengekanan rotasiya di ujung-ujung batang dibuat sekecil mungkin. Suatu kerangka dapat dianggap sederhana jika sudut semula antara batang-batang yang berpotongan dapat berubah sampai 80% dari besarnya perubahan teoritis yang diperoleh dengan menggunakan sambungan sendi tanpa gesekan (*frictionless*).

3. *Sambungan kerangka semi-kaku*, yang pengekangan rotasinya berkisar antara 20 dan 90 persen dari yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut. Alternatifnya kita dapat menganggap momen yang disalurkan pada sambungan kerangka semi kaku tidak sama dengan nol (atau kecil sekali) seperti pada sambungan kerangka sederhana, dan juga tidak memberikan kontinuitas momen penuh seperti anggapan yang dipakai pada analisis elastis portal kaku.

- **Menghitung Kekuatan 1 Baut**

$$P_{\text{tumpu}} = 1,2 \cdot F_{\text{Uprofil}} \cdot D_{\text{baut}} \cdot t_{\text{profil}} \cdot \text{jumlah tumpuan (n)} \dots\dots\dots(3.1.35)$$

$$P_{\text{geser}} = 0,17 F_u \cdot A_{\text{baut}} \cdot \text{jumlah bidang geser} = 0,17 F_u \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{baut}}^2 \cdot n \dots(3.1.36)$$

Baut A325 N (full draat) $F_t = 44$ Ksi dan $F_v = 21$ Ksi

- **Menghitung Jumlah Baut**

$$N = \frac{P_{\text{yangterjadi}}}{P_{\text{1baut}}} \dots\dots\dots(3.1.37)$$

3.2 PERENCANAAN PELAT 2 ARAH

1. Menentukan tebal minimum pelat (h)

- Tegangan leleh baja (f_y) : dalam satuan MPa
- Kuat desak beton rencana (f'_c) : dalam satuan MPa

Pada SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5 butir 3.3 memberikan pendekatan empiris mengenai batasan defleksi dilakukan dengan tebal pelat minimum sebagai berikut :

$$h \geq \frac{\text{Ln}(0,8 + \frac{f_y}{1500})}{36 + 5\beta \left[\alpha_m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \dots\dots\dots(3.2.1)$$

tetapi tidak boleh kurang dari : $h \geq \frac{\text{Ln}(0,8 + f_y/1500)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots(3.2.2)$

dan tidak perlu lebih dari : $h \leq \frac{\text{Ln}(0,8 + f_y/1500)}{36} \dots\dots\dots(3.2.3)$

Dalam segala hal tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari harga berikut :

- Untuk α_m kurang dari (<) 2,0 digunakan nilai h minimal 120 mm.
- Untuk α_m lebih dari (\geq) 2,0 digunakan nilai h minimal 90 mm.

dimana : Ln = bentang bersih pada pelat dihitung dari muka kolom (mm)

α_m = rasio kekakuan balok terhadap pelat

β = rasio panjang terhadap lebar bentang pelat

2. Menentukan Momen Lentur terjadi

Perencanaan dan analisis pelat dua arah untuk beban gravitasi dilakukan dengan menggunakan *metode koefisien momen*. Besar momen lentur dalam arah bentang panjang :

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{tx} \dots\dots\dots(3.2.4)$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{lx} \dots\dots\dots(3.2.5)$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{ty} \dots\dots\dots(3.2.6)$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X_{ly} \dots\dots\dots(3.2.7)$$

- dimana :
- q_u = beban merata
 - L_y = panjang bentang panjang
 - L_x = panjang bentang pendek
 - X_{tx} = koefisien momen tumpuan arah x
 - X_{lx} = koefisien momen lapangan arah x
 - X_{ty} = koefisien momen tumpuan arah y
 - X_{ly} = koefisien momen lapangan arah y

Nilai koefien momen (X) diambil dari tabel 13.3.1 dan 13.3.2 PBTI 1971

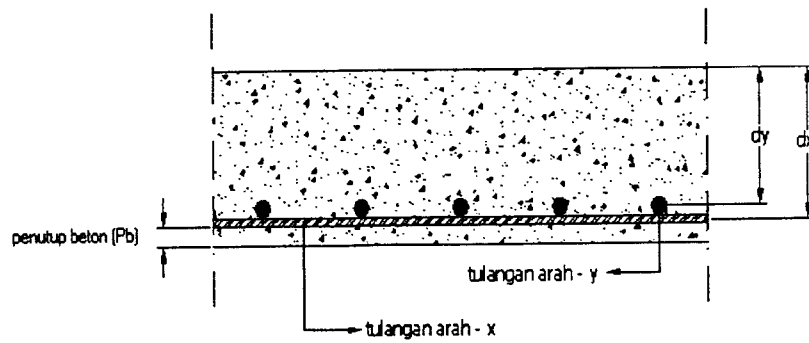
berdasarkan nilai $\frac{L_y}{L_x}$

3. Menentukan Tinggi manfaat (d) arah x dan y

Pada pelat dua arah, tulangan momen positif untuk kedua arah dipasang saling tegak lurus. Karena momen positif arah bentang pendek (x) lebih besar dari bentang panjang (y), maka tulangan bentang pendek diletakkan pada lapis bawah agar memberikan d (tinggi manfaat) yang besar.

$$d_x = h - P_b - \frac{1}{2} \phi_{tul.x} \dots \dots \dots (3.2.8)$$

$$d_y = h - P_b - \phi_{tul.x} - \frac{1}{2} \phi_{tul.y} \dots \dots \dots (3.2.9)$$



Gambar 3.1 Tinggi Manfaat Beton

Penutup beton yang tidak langsung berhubungan dengan cuaca atau tanah SK SNI T-1991-03 menetapkan,

- untuk pelat, dinding tulangan batang D-36 dan yang lebih kecil ≥ 20 mm,
- untuk balok, kolom ≥ 40 mm.

Penutup beton yang langsung berhubungan dengan cuaca atau tanah SK SNI T-1991-03 menetapkan, tulangan batang D-31 dan yang lebih kecil ≥ 40 mm.

4. Menentukan Luas Tulangan (A_s) arah x dan y

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.2.10)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots(3.2.11)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(3.2.12)$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots(3.2.13)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots(3.2.14)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) < \rho_{\max} \quad \dots\dots\dots(3.2.15)$$

jika :

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{\max}, \text{ maka } \rho_{\text{pakai}} = \rho \\ \rho &> \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{\min}, \text{ maka } \rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} \\ 1,33\rho &> \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{\min}, \text{ maka } \rho_{\text{pakai}} = 1,33 \rho \\ 1,33\rho &< \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$A_s = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \geq 0,002 \cdot b \cdot h \quad \dots\dots\dots(3.2.16)$$

5. Menentukan jarak tulangan (s)

$$\begin{aligned} s &\leq \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_s} \quad \dots\dots\dots(3.2.17) \\ &\leq 250 \text{ mm} \\ &\leq 2h \end{aligned}$$

dimana b diambil tiap 1 meter lebar pelat

6. Kontrol kapasitas lentur pelat yang terjadi

Tinggi blok tekan beton :

$$a = \frac{A_{sada} \cdot f_y}{0,85 f'_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots(3.2.18)$$

$$A_{sada} = \frac{A_1 \phi \cdot b}{s} \quad \dots\dots\dots(3.2.19)$$

Kapasitas Lentur Nominal Pelat :

$$M_n = A_{sada} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{M_u}{\phi} \quad \dots \quad \dots\dots\dots(3.2.20)$$

jika $\rho_{\text{pakai}} = 1,33\rho$, maka :

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq 1,33 \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots(3.2.21)$$

3.3 Perencanaan Balok

Pada perencanaan ini digunakan metode kekuatan batas (*ultimit*) dimana beban kerja dikalikan suatu faktor beban yang disebut beban terfaktor. Dari beban terfaktor ini, dimensi struktur direncanakan sedemikian rupa sehingga didapat kuat penampang yang pada saat runtuh besarnya kira – kira lebih kecil sedikit dari kuat batas runtuh sesungguhnya. Kekuatan pada saat runtuh disebut kuat batas (*ultimit*) dan beban yang bekerja pada saat runtuh disebut beban *ultimit*. Kuat rencana penampang didapat dari perkalian kuat nominal/teoritis dengan faktor kapasitas.

Langkah – langkah perencanaan elemen balok adalah sebagai berikut :

1. Menentukan mutu beton dan baja tulangan

- Tegangan leleh baja (f_y) : dalam satuan MPa
- Tegangan desak rencana beton (f'_c) : dalam satuan MPa, didapatkan nilai faktor blok tegangan beton (β_1), sama dengan : (SK SNI T-15-1991-03 Pasal 3.3.2 butir 7.3)

$$f'_c \leq 30 \text{ MPa} \quad \text{maka} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$f'_c > 30 \text{ MPa} \quad \text{maka} \quad \beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30) \geq 0,65 \quad \dots\dots\dots(3.3.1)$$

2. Menentukan nilai rasio tulangan (ρ)

Dalam menentukan nilai ρ beton dalam keadaan regangan seimbang, yaitu dimana pada saat regangan beton mencapai maksimum $\epsilon'_{cu} = 0,003$ bersamaan

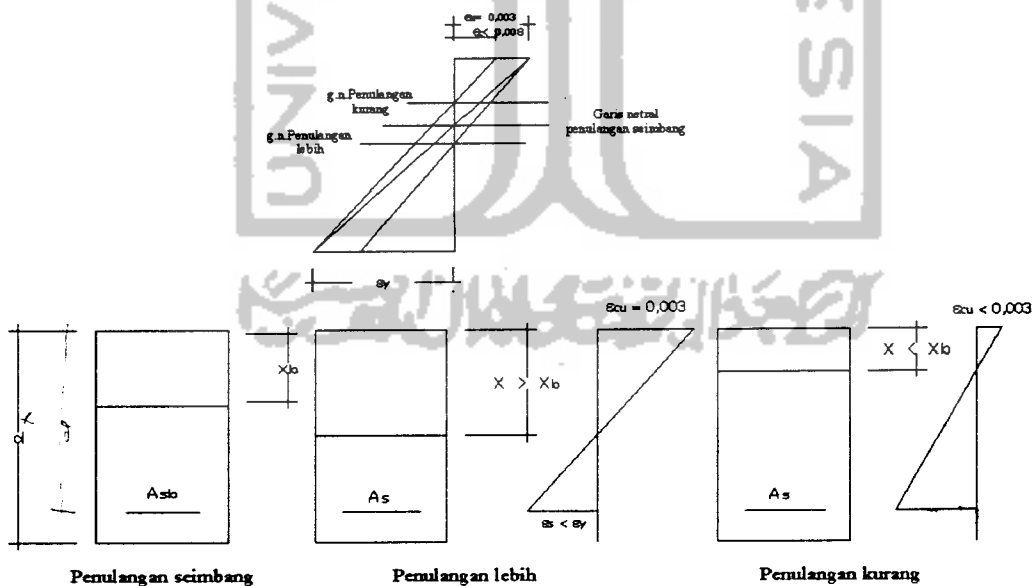
dengan regangan baja mencapai leleh $\epsilon_s = \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.3.2)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots(3.3.3)$$

Dalam perencanaan dipakai nilai $\rho = \rho_{pakai} = 0,5 \cdot \rho_{maks} \dots\dots\dots(3.3.4)$

Dalam praktek kondisi regangan berimbang sulit dicapai, karena pembulatan jumlah baja tulangan yang digunakan, sehingga luas baja tulangan yang dipergunakan tidak sama dengan luas baja tulangan yang dibutuhkan. Karena itu terdapat dua kemungkinan, penampang bertulang kurang (Under Reinforced) dan penampang bertulang lebih (Over Reinforced).



Gambar 3.2 Diagram Regangan Beton untuk berbagai kondisi penulangan

3. Menentukan tinggi efektif (d) dan lebar (b) penampang beton

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad \dots\dots\dots(3.3.5)$$

$$R_n = \rho f_y (1 - \frac{1}{2} \rho m) \quad \dots\dots\dots(3.3.6)$$

$$b \cdot d^2 = \frac{M_u / \phi}{R_n} \quad \dots\dots\dots(3.3.7)$$

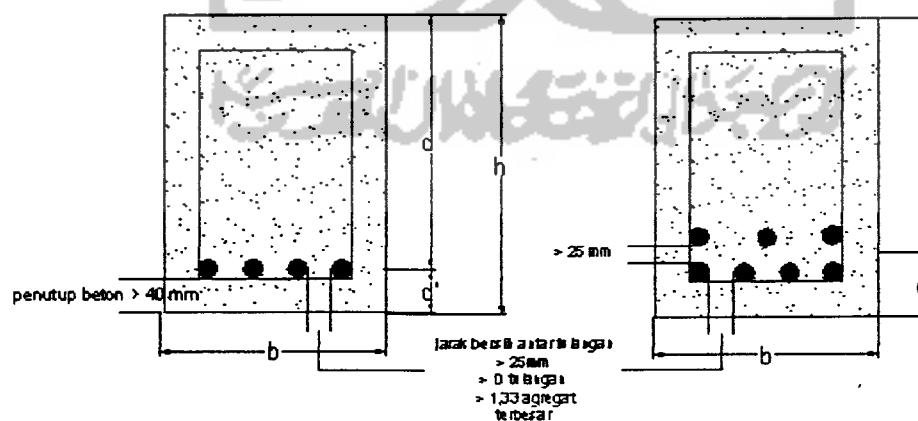
Karena nilai $\frac{M_u / \phi}{R_n}$ diketahui, maka d_{perlu} dan b penampang beton dapat dicari

dengan cara coba – coba (trial and error). Untuk mendapatkan nilai d_{perlu} dan b

penampang beton yang proposional digunakan perbandingan $\frac{d_{\text{perlu}}}{b} = 1,2 - 4,0$.

Pada beton tulangan sebelah digunakan nilai d_1 :

- $d_1 = 50 - 70$ mm untuk tulangan tarik 1 lapis
- $d_1 = 70 - 100$ mm untuk tulangan tarik 2 lapis



Gambar 3.3 Tulangan Tarik Satu Lapis dan Dua Lapis

dimana :

d = tinggi efektif penampang diukur dari serat atas ke pusat tul. tarik (mm)

d_1 = tebal selimut beton, diukur dari serat bawah ke pusat tul. tarik (mm)

M_u = Momen lentur ultimit akibat beban luar (Nmm)

ϕ = faktor reduksi kekuatan, diambil 0,8 (lentur tanpa aksial)

h = tinggi total penampang beton (mm)

setelah nilai d_{perlu} didapat, maka :

$h = d_{ada} + d_1$

jika nilai d_{ada} lebih besar ($>$) d_{perlu} maka digunakan tulangan sebelah.

jika nilai d_{ada} lebih kecil ($<$) d_{perlu} maka digunakan tulangan rangkap.

3.3.1 Perencanaan Balok Penampang Persegi Menahan Lentur Tulangan Sebelah

Langkah – langkah perencanaan sebagai berikut :

1. Menentukan ρ_{ada} dan Rn_{ada}

$$Rn_{ada} = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d_{ada}^2} \dots \dots \dots (3.3.8)$$

$$\rho_{ada} = \frac{Rn_{ada}}{Rn} \rho \geq \rho_{min} \dots \dots \dots (3.3.9)$$

2. Menentukan Luas Tulangan (A_s)

$$A_s = \rho_{ada} \cdot b \cdot d_{ada} \dots \dots \dots (3.3.10)$$

$$n = \frac{A_s}{A_1 \phi} \dots \dots \dots (3.3.11)$$

$$A_{s_{ada}} = n \cdot A_1 \phi \geq A_s \dots \dots \dots (3.3.12)$$

Dimana

A_s = Luas tulangan tarik longitudinal (mm^2).

n = jumlah tulangan yang dipakai (buah).

$A_{s_{ada}}$ = Luas tulangan tarik longitudinal yang ada (mm^2).

ρ_{ada} = rasio tulangan berdasarkan perhitungan luas penampang beton.

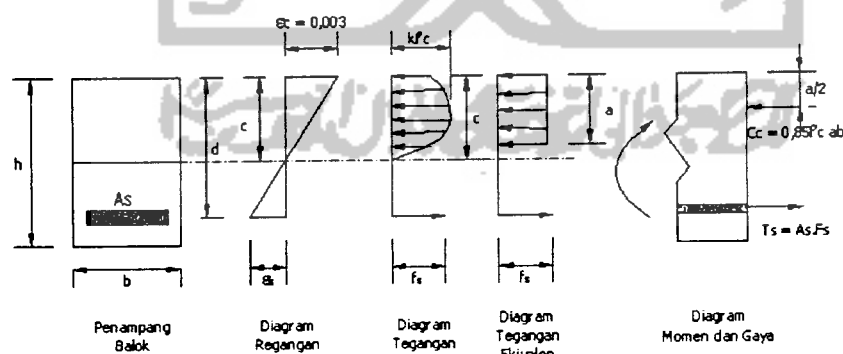
3. Kontrol Kapasitas Lentur yang terjadi

tinggi blok tekan beton :

$$a = \frac{A_{s_{ada}} f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots \dots \dots (3.3.13)$$

Kapasitas lentur nominal pelat :

$$M_n = A_{s_{ada}} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{M_u}{\phi} \dots \dots \dots (3.3.14)$$



Gambar 3.4 Diagram Tegangan-Ragangan Beton Tulangan Sebelah

dimana : a = tinggi blok tegangan persegi ekivalen (mm)

M_n = Kapasitas lentur nominal yang terjadi (Nmm)

3.3.2 Perencanaan Balok Penampang Persegi Menahan Lentur Tulangan Rangkap

Langkah – langkah perencanaan sebagai berikut :

1. Menentukan A_{s1} dan M_{n1}

$$A_{s1} = \rho_1 \cdot b \cdot d_{ada} \quad \text{.....(3.3.15)}$$

$$\rho_1 = 0,5 \rho_{max}$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad \text{.....(3.3.16)}$$

$$M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) < \frac{M_u}{\phi} \quad \text{.....(3.3.17)}$$

2. Menentukan M_{n2}

$$\frac{M_u}{\phi} \leq M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad \text{.....(3.3.18)}$$

$$M_{n2} = \frac{M_u}{\phi} - M_{n1} \quad \text{.....(3.3.19)}$$

dimana : M_{n1} = Kuat momen pas. kopel gaya beton tekan dan tul baja tarik
(Nmm)

M_{n2} = Kuat momen pas. kopel tul baja tekan dan baja tarik tambahan
(Nmm)

3. Menentukan $A_{s'} = A_{s2}$ dan A_s

$$f_s' = 600 \left\{ 1 - \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot d'}{(\rho - \rho') f_y d} \right\} \quad \text{.....(3.3.20)}$$

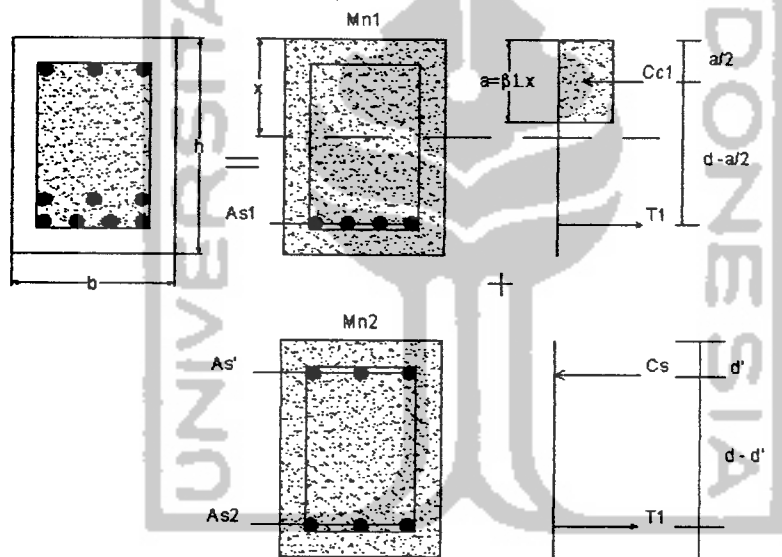
jika $f_s' \geq f_y$, maka baja desak sudah leleh, sehingga dipakai : $f_s' = f_y$

jika $f_s' < f_y$, maka baja desak belum leleh, sehingga dipakai : $f_s' = f_s'$

$$A_s' = \frac{Mn_2}{f_s'(d - d')} \quad \dots\dots\dots(3.3.21)$$

$$n = \frac{A_s'}{A_1 \phi} \quad \dots\dots\dots(3.3.22)$$

$$A_s = A_{s1} + A_s' \quad A_s' = A_{s2} \quad \dots\dots\dots(3.3.23)$$



Gambar 3.5 Distribusi Tulangan Rangkap

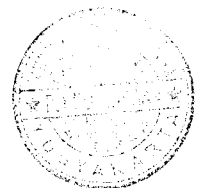
dimana :

ρ_1 = rasio tulangan yang dipakai dalam perencanaan

A_{s1} = luas penampang tulangan baja tarik (mm^2)

A_{s2} = luas penampang tulangan baja tarik tambahan (mm^2)

A_s = luas penampang tulangan baja tarik total (mm^2)

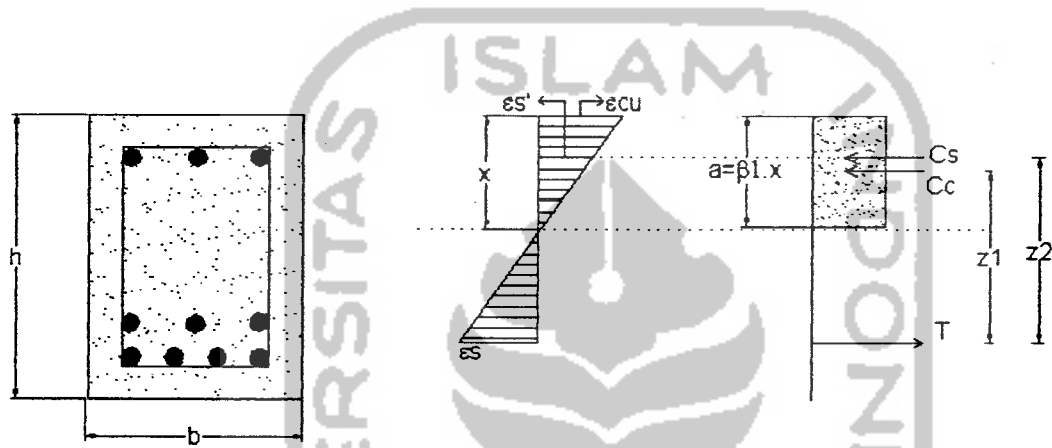


As' = luas penampang tulangan baja tekan (mm^2)

4. Kontrol Kapasitas Lentur yang terjadi

$$\rho = \frac{As_{ada}}{b \cdot d_{ada}} \dots\dots\dots(3.3.24)$$

$$\rho' = \frac{As'_{ada}}{b \cdot d_{ada}} \dots\dots\dots(3.3.25)$$



Gambar 3.6 Diagram Tegangan-Regangan Beton Tulangan Rangkap

- Baja desak belum leleh

$$(\rho - \rho') < \left[\frac{0,85f'c\beta_1 d'}{fy d} \right] \left(\frac{600}{600 - fs} \right) \dots\dots\dots(3.3.26)$$

$$fs' = 600 \left\{ 1 - \frac{0,85f'c\beta_1 d'}{(\rho - \rho')fy d} \right\} < fy \dots\dots\dots(3.3.27)$$

$$a = \frac{As_{ada} fy - As'_{ada} fs'}{0,85f'c b} \dots\dots\dots(3.3.28)$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2$$

$$= (As_{ada} fy - As'_{ada} fs')(d - \frac{a}{2}) + (As'_{ada} fs')(d - d') \dots\dots\dots(3.3.29)$$

- Baja desak telah leleh

$$(\rho - \rho') \geq \left[\frac{0,85f'_c \beta_1}{f_y} \frac{d'}{d} \right] \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) \dots\dots\dots(3.3.30)$$

atau $f_s' > f_y$ maka $f_s' = f_y$

$$a = \frac{(A_{s_{ada}} - A_{s'_{ada}}) f_y}{0,85f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(3.3.31)$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

$$= (A_{s_{ada}} - A_{s'_{ada}}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + (A_{s'_{ada}} f_y) (d - d') \dots\dots\dots(3.3.32)$$

dimana :

d' = tebal selimut beton, diukur dari serat atas ke pusat tul tekan (mm)

f_s' = tegangan tul. baja tekan yang terjadi (Mpa)

3.3.3 Perencanaan Geser Balok

Langkah – langkah perencanaan tulangan geser pada balok sebagai berikut:

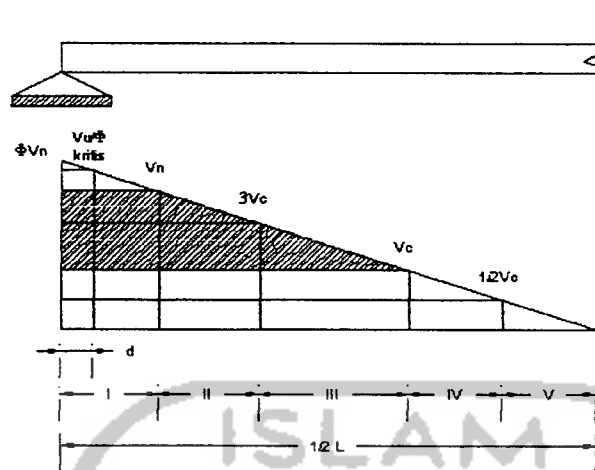
1. Menentukan tegangan geser beton (V_c)

Tegangan geser beton biasa dinyatakan dalam fungsi dari $\sqrt{f'_c}$ dan kapasitas beton dalam menerima geser menurut SK SNI T-15-1991-03 adalah :

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(3.3.33)$$

sedangkan kekuatan minimal tulangan geser vertical menahan geser, dinyatakan dalam :

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(3.3.34)$$



Gambar 3.7 Diagram Gaya Geser Balok

2. Menentukan jarak sengkang

Berdasarkan kriteria jarak sengkang pada SK SNI T -15-1991-03, adalah sebagai berikut :

a. Bila $V_u \leq 0,5 \phi V_c$ (3.3.35)

tidak perlu tulangan geser

b. Bila $0,5 V_c < \frac{V_u}{\phi} \leq V_c + V_{s_{min}}$ (3.3.36)

Perlu tulangan geser kecuali untuk struktur sebagai berikut : struktur pelat (lantai, atap, pondasi), balok $h \leq 25$ cm, atau $h \leq 2,5 h_f$

Tulangan geser dengan jarak :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s_{min}}} \text{(3.3.37)}$$

$$\leq \frac{d}{2}$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

c. Bila $(V_c + V_{s_{\min}}) < \frac{V_u}{\phi} \leq 3 V_c$ (3.3.38)

Maka perlu tulangan geser, dengan jarak sengkang :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \text{(3.3.39)}$$

$$\leq \frac{d}{2}$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

d. Bila $3 V_c < \frac{V_u}{\phi} \leq 5 V_c$ (3.3.40)

Maka perlu tulangan geser, dengan jarak sengkang :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \text{(3.3.41)}$$

$$\leq \frac{d}{4}$$

$$\leq 300 \text{ mm}$$

e. Bila $V_u > 5 \phi V_c$ (3.3.42)

Ukuran balok diperbesar.

3. Menentukan kekuatan tulangan geser vertical (V_s)

Setelah jarak sengkang (s) diketahui, maka nilai V_s dapat dicari :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \text{(3.3.43)}$$

4. Kontrol gaya geser

Bila gaya geser terfaktor : $V_u > \phi V_c$, maka kelebihan gaya geser tersebut adalah $V_u - \phi V_c$ ditahan oleh tulangan geser, sehingga :

$$(V_s + V_c) \phi \geq V_u \text{(3.3.44)}$$

dimana :

V_s = kuat geser nominal tulangan geser (N)

$V_{s_{min}}$ = kuat geser nominal tulangan geser minimal (N)

V_c = tegangan ijin geser beton (Mpa)

V_u = gaya geser terfaktor akibat beban luar (N)

ϕ = faktor reduksi kekuatan, diambil nilai $\phi = 0,6$ (geser dan torsi)

A_v = luas penampang tulangan geser (mm^2)

5. Geser pada daerah plastis

Pada kedua ujung komponen struktur sepanjang dua kali tinggi komponen struktur harus dipasang sengkang tertutup, seperti pada gambar 3.8 dimana mungkin terjadi leleh lentur sehubungan dengan perpindahan lateral inelastic dari rangka (SKSNI 3.4.3-1.1).

Pada lokasi sendi plastis, spasi maksimum tulangan geser tidak boleh melebihi nilai (SKSNI 3.14.3-3.2) :

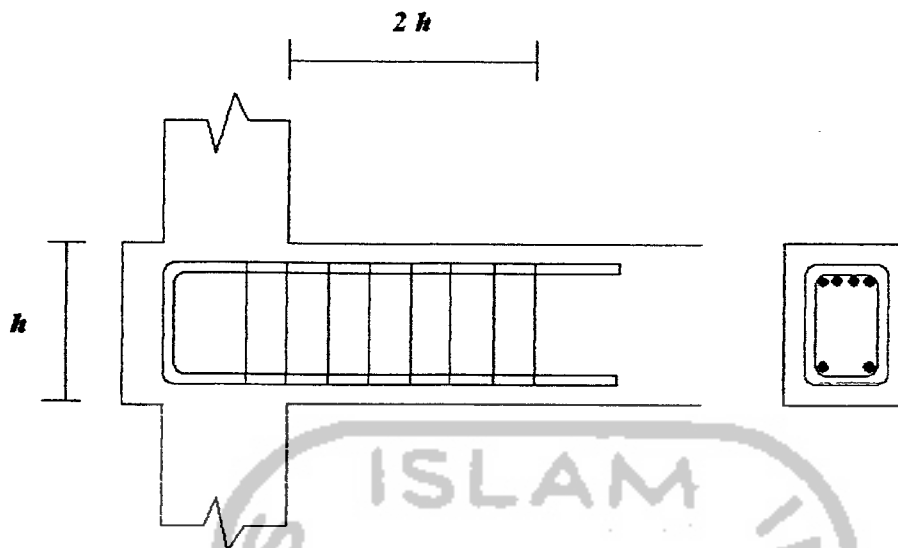
- Nilai $d/4$
- $8.d_1$
- 24.diameter sengkang
- $1600.f_y.A_{s1}/(A_{s_a}.f_y)$

Dengan :

A_{s1} = Luas / kaki dari tulangan transfersal (mm^2).

A_{s_a} = Luas tulangan longitudinal atas (mm^2).

f_y = Kuat leleh tulangan longitudinal (Mpa).



Gambar 3.8. Sengkang Tertutup dan panjang sendi Plastis

3.3.4 Perencanaan Geser dan Torsi Balok

Langkah – langkah perencanaan geser dan torsi balok sebagai berikut :

1. Identifikasi jenis torsi

- Untuk struktur statis tertentu : torsi keseimbangan

Pengaruh torsi diperhitungkan apabila momen torsi terfaktor :

$$T_u \geq \phi \left(\frac{1}{20} \sqrt{f'_c} \sum x^2 y \right) \dots\dots\dots(3.3.45)$$

- Untuk struktur statis tak tentu : torsi komabilitas

Pengaruh torsi diperhitungkan apabila momen torsi terfaktor :

$$T_u \geq \phi \left(\frac{1}{9} \sqrt{f'_c} \sum x^2 y \right) \dots\dots\dots(3.3.46)$$

2. Menentukan kuat momen torsi nominal (T_n)

Kontrol kuat momen torsi yang terjadi : $T_u \geq \phi T_n$

$$T_n = T_c + T_s \dots\dots\dots(3.3.47)$$

- Bila puntir murni :

$$T_c = \left(\frac{1}{15}\sqrt{f'c}\right)\sum x^2y \quad \dots\dots\dots(3.3.48)$$

- Bila puntir murni + geser

$$T_c = \frac{\left(\frac{1}{15}\sqrt{f'c}\sum x^2y\right)}{\sqrt{1+\left(\frac{0,4Vu}{Ct.Tu}\right)^2}} \quad \dots\dots\dots(3.3.49)$$

$$C_t = \frac{bw.d}{\sum x^2y} \quad \dots\dots\dots(3.3.50)$$

$$V_c = \left(\frac{\frac{1}{6}\sqrt{f'c}.bw.d}{\sqrt{1+\left(2,5.C_t.Tu/Vu\right)^2}}\right) \quad \dots\dots\dots(3.3.51)$$

- Bila puntir murni + geser + gaya aksial

$$T_c = \frac{\left(\frac{1}{15}\sqrt{f'c}\sum x^2y\right)}{\sqrt{1+\left(\frac{0,4Vu}{Ct.Tu}\right)^2}} \left(1+0,3 Nu/Ag\right) \quad \dots\dots\dots(3.3.52)$$

$$V_c = \left(\frac{\frac{1}{6}\sqrt{f'c}.bw.d}{\sqrt{1+\left(2,5.C_t.Tu/Vu\right)^2}}\right) \left(1+0,3 Nu/Ag\right) \quad \dots\dots\dots(3.3.53)$$

Kontrol torsi yang terjadi :

- a. jika $Tu/\phi \leq T_c$, maka torsi diabaikan
- b. jika $Tu/\phi > T_c$, maka perlu tulangan torsi

➤ Untuk torsi keseimbangan : $T_s = Tu/\phi - T_c \quad \dots\dots\dots(3.3.54)$

➤ Untuk torsi komabilitas : $T_s = \frac{1}{9} \sqrt{f'c} \sum x^2 y \cdot \frac{1}{3} - T_c \dots\dots(3.3.55)$

c. jika $\frac{T_u}{\phi} > 4T_c$, maka tampang diperbesar

dimana :

T_n = kekuatan nominal tampang torsi (Nmm)

T_u = kekuatan torsi terfaktor akibat beban geser (Nmm)

T_s = kekuatan baja nominal menahan geser (Nmm)

T_c = kekuatan beton nominal menahan geser (Nmm)

N_u = gaya aksial terfaktor, (+) untuk tekan, (-) untuk tarik (N)

A_g = luas tampang beton (mm^2)

3. Menghitung perbandingan luas tulangan torsi dan jarak sengkang

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_s}{\alpha t \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_y} \dots\dots(3.3.56)$$

$$\alpha t = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{y_1}{x_1} \right) \leq 1,5 \dots\dots(3.3.57)$$

4. Menentukan tulangan geser + torsi

Bila $V_c < \frac{V_u}{\phi}$, maka diperlukan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots(3.3.58)$$

perbandingan antara luas tulangan geser dan jarak :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{f_s}{f_y \cdot d} \dots\dots(3.3.59)$$

luas total sengkang (tulangan torsi + geser)

$$A_{vt} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \geq \frac{b_w \cdot s}{3f_y} \dots\dots(3.3.60)$$

5. Menentukan tulangan torsi memanjang

$$A_{l1} = 2A_t \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \dots\dots\dots(3.3.61)$$

$$\text{atau} \quad A_{l1} = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u / 3C_t} \right) - 2A_t \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \dots\dots\dots(3.3.62)$$

nilai A_{l1} diambil yang terbesar, tetapi nilai A_{l1} tidak lebih dari :

$$A_{l1} = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u / 3C_t} \right) - \frac{b_w \cdot s}{3f_y} \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \dots\dots\dots (3.3.63)$$

dimana :

A_v = luas sengkang menahan geser (mm^2)

A_t = luas sengkang menahan torsi (mm^2)

A_l = luas tulangan memanjang tambahan pada torsi (mm^2)

6. Kriteria tulangan geser dan torsi

- a. jarak tulangan sengkang : $s \leq \frac{x_1 + y_1}{4}$ atau $\leq 300 \text{ mm}$
- b. tulangan memanjang disebar merata ke semua sisi dengan jarak tulangan $\leq 300 \text{ mm}$
- c. diameter tulangan memanjang $\geq 12 \text{ mm}$
- d. f_y tulangan torsi $\leq 400 \text{ MPa}$
- e. panjang tulangan torsi disediakan paling tidak $(b + d)$ panjang dari panjang teoritis yang diperlukan.

3.4 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan bagian dari kerangka bangunan yang menempati posisi penting. Kegagalan kolom akan berakibat langsung pada runtuhnya komponen struktur lain yang berhubungan dengannya, atau bahkan merupakan batas runtuh total dari keseluruhan struktur bangunan. Pada umumnya kegagalan/keruntuhan kolom tidak diawali dengan suatu gejala, melainkan bersifat mendadak. Sehingga dalam perencanaan kolom harus diperhitungkan lebih cermat dengan memberi cadangan kekuatan lebih tinggi dari komponen struktur lainnya.

3.4.1 Perencanaan Kolom Pendek

Perencanaan kolom pendek diawali dengan penentuan dimensi kolom, secara lengkap langkah-langkah perencanaan kolom pendek sebagai berikut :

1. Menentukan properties penampang kolom

- Tegangan leleh baja (f_y) : dalam satuan MPa
- Kuat desak beton rencana (f'_c) : dalam satuan MPa
- Panjang (h) dan lebar (b) kolom disesuaikan dengan bentuk konfigurasi struktur gedung.

2. Menghitung kapasitas kolom pendek

Perencanaan kolom pada hakekatnya menentukan dimensi atau bentuk penampang dan baja tulangan yang diperlukan, termasuk jenis pengikat sengkang atau pengikat spiral. Karena rasio tulangan $0,01 \leq \rho_g \leq 0,08$, maka persamaan kuat desak aksial digunakan untuk perencanaan.

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots(3.4.1)$$

- Untuk sengkang biasa :

$$\phi P_n = 0,8 \cdot \phi P_o = 0,8 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \dots\dots\dots(3.4.2)$$

Karena $P_u \leq \phi P_n$, maka untuk kolom sehingga diperoleh $A_{g\text{perlu}}$:

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{P_u}{0,8 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (1 - \rho_g) + f_y \rho_g)} \dots\dots\dots (3.4.3)$$

- Untuk sengkang spiral :

$$\phi P_n = 0,85 \cdot \phi P_o = 0,85 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \dots\dots\dots(3.4.4)$$

Karena $P_u \leq \phi P_n$, maka untuk kolom sehingga diperoleh $A_{g\text{perlu}}$:

$$A_{g\text{perlu}} = \frac{P_u}{0,85 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (1 - \rho_g) + f_y \rho_g)} \dots\dots\dots (3.4.5)$$

Sehingga setelah nilai $A_{g\text{perlu}}$ diperoleh, panjang dan lebar sisi kolom persegi atau diameter kolom bulat dapat ditentukan.

$$A_g = b \cdot h = \frac{1}{4} \pi D^2 \dots\dots\dots(3.4.6)$$

$$A_{st} = n\% \cdot A_g = A_s + A_{s'} \dots\dots\dots(3.4.7)$$

$$A_{s'} = A_s = \frac{A_{st}}{2} \dots\dots\dots(3.4.8)$$

Dimana : P_o = kuat desak aksial nominal tanpa eksentrisitas (N)

P_n = kuat desak aksial nominal dengan eksentrisitas tertentu (N)

P_u = gaya desak aksial terfaktor dengan eksentrisitas (N)

A_g = luas kotor penampang kolom (mm^2)

A_{st} = luas total penampang tulangan memanjang kolom (mm^2)

$A_{s'}$ = luas penampang tulangan desak kolom (mm^2)

A_s = luas penampang tulangan tarik kolom (mm^2)

3. Kapasitas kolom dengan beban eksentris

Macam keruntuhan :

- Dalam keadaan seimbang, baja tarik leleh (mencapai f_y) bersama-sama dengan beton desak mencapai f_c' ,
- Patah tarik, baja tarik mencapai tegangan leleh lebih dahulu sebelum beton mencapai f_c' , dan
- Patah desak, beton mencapai f_c' , tetapi baja tarik belum mencapai f_y (tegangan leleh).

1. Keadaan seimbang

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \quad \dots\dots\dots(3.4.9)$$

$$f_s' = \frac{x_b - d'}{x_b} \cdot 600 \leq f_y \quad \dots\dots\dots(3.4.10)$$

jika $f_s' > f_y$, maka $f_s' = f_y$

maka $f_s = f_y$,

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b (x_b \cdot \beta_1) \quad \dots\dots\dots(3.4.11)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \quad \dots\dots\dots(3.4.12)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.4.13)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \quad \dots\dots\dots(3.4.14)$$

$$M_{nb} = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \dots\dots\dots(3.4.15)$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \quad \dots\dots\dots(3.4.16)$$

2. Patah desak ($x > x_b$)

x diambil diantara $(1,25 ; 1,5 ; 2) \cdot x_b$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} \cdot 600 \quad \dots\dots\dots(3.4.17)$$

jika $f_s' > f_y$, maka $f_s' = f_y$

$$f_s = \frac{d - x}{x} \cdot 600 < f_y \quad \dots\dots\dots(3.4.18)$$

maka, $f_s = f_s$

$$a = \beta_1 \cdot x$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots(3.4.19)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \quad \dots\dots\dots(3.4.20)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad \dots\dots\dots(3.4.21)$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad \dots\dots\dots(3.4.22)$$

$$M_{nb} = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \dots\dots\dots(3.4.23)$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} \quad \dots\dots\dots(3.4.24)$$

$$M_n < M_{nb} ; e < e_b ; P_n > P_{nb}$$

3. Patah tarik ($x < x_b$)

x diambil $(0,5 ; 0,75) \cdot x_b$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} \cdot 600 \quad \dots\dots\dots(3.4.25)$$

jika $f_s' < f_y$, maka $f_s' = f_s'$

dan $f_s = f_y$

$$a = \beta_1 \cdot x$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots(3.4.25)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \quad \dots\dots\dots(3.4.26)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.4.27)$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad \dots\dots\dots(3.4.28)$$

$$M_{nb} = C_c\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s\left(\frac{h}{2} - d'\right) + T_s\left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \dots\dots\dots(3.4.29)$$

$$c = \frac{M_n}{P_u} \quad \dots\dots\dots(3.4.30)$$

$$M_n < M_{nb} ; e > e_b ; P_n < P_{nb}$$

dimana : M_{nb} = kapasitas lentur kolom dalam keadaan seimbang (Nmm)

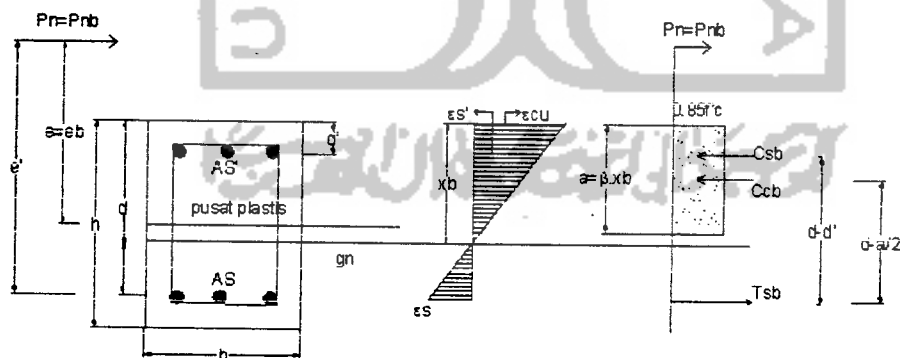
P_{nb} = kuat Desak aksial kolom dalam keadaan seimbang (N)

e_b = eksentrisitas gaya pada kolom dalam keadaan seimbang (mm)

f_y = tegangan leleh baja tulangan yang terjadi (MPa)

x_b = jarak serat terluar beton ketitik ditinjau keadaan seimbang (mm)

x = jarak serat terluar beton ketitik ditinjau (mm)



Gambar 3.9 Diagram Tegangan Regangan Kolom

4. Pada saat $P_n = 0$; M_n dihitung dengan menghitung seperti balok bertulangan sebelah.

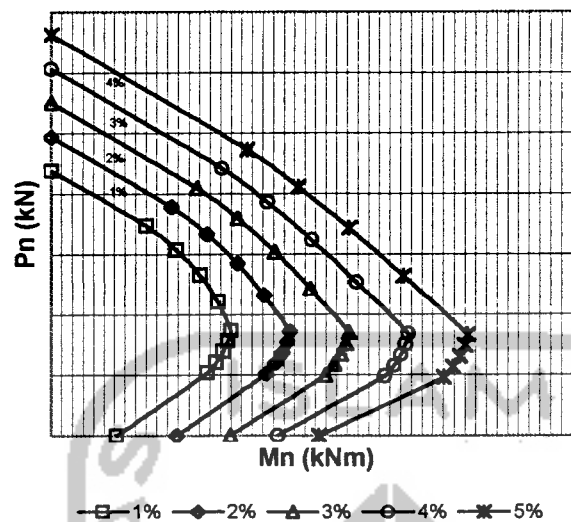
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \dots\dots\dots(3.4.31)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(3.4.32)$$

5. Gambar Diagram Momen Nominal (M_n) dan Gaya Desak Aksial Nominal (P_n) ($A_{st}=1\% \cdot A_g, A_{st}=2\% \cdot A_g, A_{st}=3\% \cdot A_g, A_{st}=4\% \cdot A_g, A_{st}=5\% \cdot A_g$)

Gambar dibawah adalah Diagram Interaksi Kolom, dimana kuat desak aksial diungkapkan sebagai ϕP_n pada sumbu tegak dan kuat momen diungkapkan sabagai $\phi P_n \cdot e$ pada sumbu datar. Diagram hanya berlaku untuk kolom yang dianalisis saja, dan dapat memberikan gambaran tentang susunan pasangan kombinasi beban aksial dan kuat momen. Untuk titik-titik yang berada disebelah dalam diagram akan memberikan pasangan beban dan momen ijin, akan tetapi dengan menggunakannya perencanaan kolom menjadi berlebihan (*overdesigned*). Dan titik-titik yang diluar diagram akan memberikan pasangan beban dan momen yang menghasilakn penulangan yang kurang (*underdesigned*).

Grafik Mn-Pn



Gambar 3.10 Diagram Momen Nominal-Kuat Desak Aksial Nominal (Mn-Pn)

3.4.2 Kolom Langsing

Suatu kolom digolongkan langsing apabila dimensi atau ukuran penampang lintangnya kecil dibandingkan dengan tinggi bebasnya (tinggi yang tidak ditopang).

Tahap-tahap perencanaan kolom langsing adalah sebagai berikut :

1. Menentukan tingkat kelangsingan kolom

$$\text{Kelangsingan} = \frac{k \cdot l_u}{r} \longrightarrow r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \dots\dots\dots(3.4.33)$$

$$= 0,3 h \text{ (untuk kolom tampang persegi)}$$

$$= 0,25 D \text{ (untuk kolom tampang bulat)}$$

dimana :

k = faktor panjang efektif

l_u = panjang bersih kolom

r = radius girasi

I = inersia tampang

A = luas tampang

Nilai k ditentukan dengan memperhatikan kondisi kolom :

- Untuk kolom lepas

Kedua ujung sendi, tidak tergerak lateral $k = 1,0$

Kedua ujung sendi $k = 0,5$

Satu ujung jepit, ujung yang lain bebas $k = 2,0$

Kedua ujung jepit, ada gerak lateral $k = 1,0$

- Untuk kolom yang merupakan bagian portal

Sebagai langkah awal adalah menentukan nilai kekakuan relatif (Ψ)

$$\Psi = \frac{\sum (EI/l)_\text{kolom}}{\sum (EI/l)_\text{balok}} \dots\dots\dots(3.4.34)$$

kemudian nilai Ψ diplotkan ke dalam grafik omogram atau grafik *alignment*, sehingga didapat nilai k .

Batasan-batasan kolom disebut langsing, adalah :

$$\frac{k.l}{r} > 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}, \text{ untuk rangka dengan pengaku lateral (tak bergoyang)}$$

$$> 22 \quad \text{untuk rangka/portal bergoyang}$$

dimana : M_{1b} dan M_{2b} adalah momen-momen ujung terfaktor pada kolom yang

posisinya berlawanan ($M_{1b} \leq M_{2b}$)

2. Momen rencana

$$M_{rencana} = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \dots\dots\dots(3.4.35)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1,0 \quad \dots\dots\dots(3.4.36)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4 \quad \dots\dots\dots(3.4.37)$$

$C_m = 1,0$ untuk portal bergoyang

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}} \quad \dots\dots\dots(3.4.38)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(kl)^2} \quad (\text{rumus Euler}) \quad \dots\dots\dots(3.4.39)$$

Dalam peraturan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 5.2, memberikan ketentuan untuk memperhitungkan EI sebagai berikut :

$$EI = \frac{\frac{1}{5}(E_c \cdot I_g) + E_s \cdot I_{sc}}{1 + \beta_d} \quad \dots\dots\dots(3.4.40)$$

Bila $A_{sst} \leq 3 \% A_g$, maka :

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,5(1 + \beta_d)} \quad \dots\dots\dots(3.4.41)$$

dimana :

δ_b = pembesaran momen dengan pengaku pada pembebanan tetap

δ_s = pembesaran momen tanpa pengaku pada pembebanan sementara

M_{2b} = momen terfaktor terbesar pada ujung komponen tekan akibat pembebanan tetap

M_{2s} = momen terfaktor terbesar disepanjang komponen struktur tekan akibat pembebanan sementara

P_u = beban aksial kolom akibat gaya luar

ϕ = 0,65 = faktor reduksi

P_c = beban tekuk

E_c = modulus elastis beton

E_s = modulus elastis baja tulangan

I_g = momen inersia beton kotor (penulangan diabaikan)

I_{se} = momen inersia terhadap sumbu pusat penampang komponen struktur

$$\beta_d = \frac{\text{momen. akibat. beban. mati. rencana}}{\text{momen. akibat. beban. total}} \dots\dots\dots(3.4.42)$$

3. Mencari M_n dan P_n

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \dots\dots\dots(3.4.43)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots(3.4.44)$$

Dari nilai tersebut dimasukkan ke dalam diagram tegangan regangan kolom untuk mendapatkan luas tulangan rencana.

3.5 Pembebanan Portal

3.5.1 Beban mati

Pembebanan mati yang bekerja pada balok lantai terdiri dari

- **Berat balok sendiri**

Pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) menentukan hal-hal sebagai berikut ini.

(1) Berat sendiri dari bahan-bahan bangunan penting dan dari beberapa komponen gedung yang harus ditinjau di dalam menentukan beban mati dari suatu gedung harus diambil menurut tabel 2.1 PPIUG 1983 (pasal 2.1 ayat 1 PPIUG 1983).

(2) Faktor reduksi beban mati diambil 0,9 sesuai dengan PPIUG 1983 pasal 2.2.

- **Komponen-komponen gedung lainnya**

Beban-beban mati komponen gedung di luar berat sendiri ditentukan dalam PBI 1983 tabel 2.13. Beban yang bekerja pada lantai dapat didistribusikan menurut metode amplop sebagai beban balok.

3.5.2 Beban hidup

Dalam perencanaan ini beban hidup yang bekerja pada portal hanya terdapat pada lantai gedung. Hal ini disebabkan karena perencanaan atap menggunakan rangka baja. Pada PPIUG 1983 pasal 3.1 memuat ketentuan-ketentuan tentang beban hidup pada lantai.

- Beban hidup pada lantai gedung harus diambil menurut Tabel 3.1. Ke dalam beban hidup tersebut sudah termasuk perlengkapan ruang sesuai dengan kegunaan lantai ruang yang bersangkutan, dan juga dinding-dinding pemisah ringan dengan berat tidak lebih dari 100 kg/m^2 . Gedung digunakan sebagai ruang kuliah dan kantor dengan beban hidup sebesar 250 kg/cm^2 .

- Lantai-lantai gedung yang diharapkan akan dipakai untuk berbagai tujuan, harus direncanakan terhadap beban hidup terberat yang mungkin terjadi.
- Faktor reduksi untuk beban hidup ditentukan oleh PPIUG 1983 Tabel 3.3

3.5.3 Beban gempa statik ekuivalen

Beban ekuivalen statik adalah beban yang *equivalent* dengan beban gempa yang membebani bangunan dalam batas-batas tertentu sehingga tidak terjadi *overstress* pada bangunan tersebut. Sedangkan menurut PPKURG 1987, analisis beban statik ekuivalen adalah suatu cara analisa statik struktur, dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban statik horizontal untuk menirukan pengaruh gempa yang sesungguhnya akibat gerakan tanah.

3.5.3.1 Dinamik Karakteristik Struktur Bangunan

Untuk tujuan pembebanan agar teliti dan memperoleh jaminan yang lebih besar dipakai konsep beban dengan cara dinamik analisis yang mempunyai karakteristik berupa massa, kekakuan, dan redaman sedangkan dalam konsep ekuivalen statik hanya massa yang diperhitungkan.

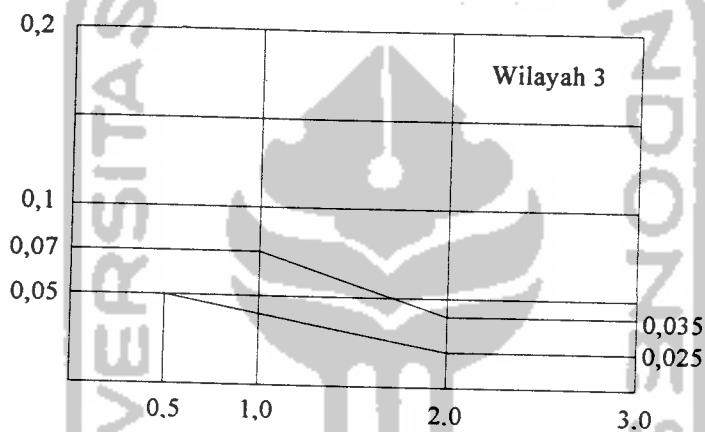
3.5.3.2 Daerah Resiko Gempa dan Kondisi Tanah (C)

Koefisien gempa dasar (C) berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu menahan beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur.

Faktor yang mempengaruhi adalah:

- a. frekuensi kejadian, mekanisme kejadian, ukuran gempa dan kemungkinan daya rusak gempa yang berbeda-beda dari tiap wilayah,
- b. kondisi tanah setempat (tanah lokal) yaitu tanah keras (0,025–0,05) atau tanah lunak (0,035-0,07), dan
- c. periode getar (T) struktur.

Bila suatu lokasi gedung kepastian wilayahnya tidak jelas, maka diambil wilayah yang nilai C lebih besar. Dalam redesain ini bangunan berada dalam wilayah gempa tiga (3) untuk daerah Jogjakarta pada kondisi tanah keras.



Gambar 3.11 Respon Spektrum Wilayah Tiga (3) Indonesia

3.5.3.3 Jenis Struktur (K)

Merupakan suatu konstanta yang menggambarkan kemampuan respon in elastik struktur akibat bekerjanya beban gempa. Makin tinggi nilai K maka makin rendah kemampuan daktilitasnya. Pengertian daktilitas adalah kemampuan suatu struktur/unsur untuk mengalami simpangan-simpangan plastis secara berulang dan bolak-balik diatas titik leleh pertama sambil mempertahankan sebagian besar

dari kemampuan awalnya dalam memikul beban. Struktur yang mempunyai daktilitas dikatakan berperilaku daktail.

Faktor yang mempengaruhi jenis struktur adalah:

- a. jenis bahan (kayu, baja atau beton),
- b. sistem struktur yaitu sistem yang berhubungan dengan struktur utama penahan beban yang dipakai (portal terbuka, portal dengan bracing, struktur dinding, struktur beton *prestress* dan kombinasi diantaranya), dan
- c. kemampuan struktur terhadap kemungkinan adanya deformasi in elastik.

Dalam perencanaan ulang ini digunakan tingkat daktilitas 3 dengan kondisi daktilitas penuh dan nilai $K = 1$ untuk beton bertulang (Tabel 2.2 PPKGURG 1987).

3.5.3.4 Faktor Keutamaan Bangunan (I)

Pengamanan bangunan dengan jalan mengurangi resiko terhadap kerusakan adalah sesuatu yang penting. Pengamanan bangunan tersebut diakomodasikan dengan dipakainya faktor keutamaan bangunan (I). Struktur gedung-gedung yang dapat membahayakan kepada umum, faktor yang dipakai harus lebih besar untuk usaha penyelamatan setelah gempa terjadi. Dalam redisain ini diambil $I = 1,0$ (Tabel 2.1 PPKGURG 1987).

3.5.3.5 Gaya Geser Dasar (V)

Gaya geser dasar, V yaitu gaya geser yang bekerja pada dasar bangunan berdasarkan PPKGURG 1987 dapat dihitung dengan,

$$V = Cd \cdot Wt \quad \dots\dots\dots(3.5.1)$$

Dimana $Cd = C I K$, dan Wt adalah kombinasi dari beban mati seluruhnya dan beban hidup vertikal yang direduksi yang bekerja diatas taraf penjepitan lateral. Selanjutnya untuk dapat mencari nilai C maka periode getar struktur T dalam detik untuk struktur portal terbuka beton bertulang dapat dihitung dengan,

$$T = 0,006 H^{3/4} \quad (T \text{ awal}) \quad \dots\dots\dots (3.5.2)$$

Dengan H adalah tinggi bangunan total dalam meter diukur dari sistem penjepitan lateral struktur.

Waktu getar alami dicek kembali dengan,

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i d_i^2}{g \sum F_i d_i}} \quad \dots\dots\dots(3.5.3)$$

d_i = simpangan hoizontal pusat masa pada tingkat I akibat beban gempa horizontal F_i (mm)

Bila waktu getar alami tersebut kurang dari 80% nilai awal maka harus dihitung ulang.

3.5.3.6 Pembagian Beban Geser Dasar akibat Gempa Sepanjang tinggi Gedung

Beban geser dasar akibat gempa (V) harus dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban horizontal terpusat yang bekerja pada masing-masing tingkat lantai menurut rumus berikut :

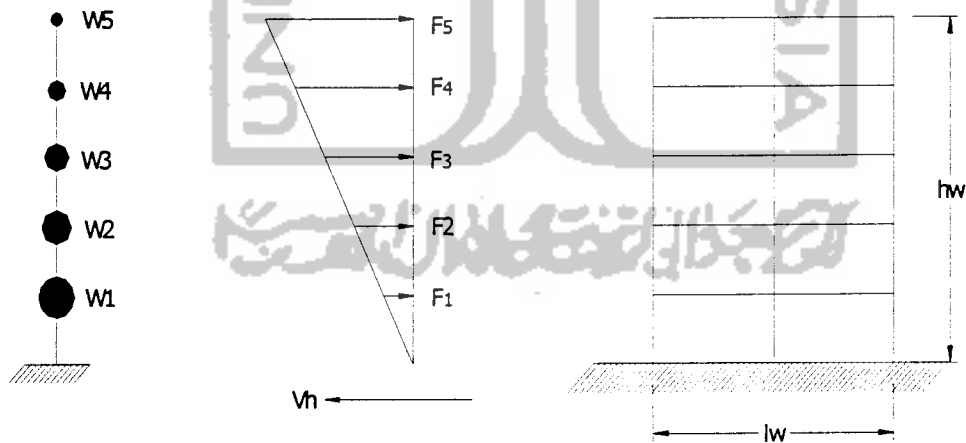
1. Struktur bangunan yang memiliki tinggi/lebar (H/B) < 3 , maka gaya geser horizontal (F_i) akibat beban gempa untuk masing-masing lantai dapat dihitung dengan,

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V \quad \dots\dots\dots(3.5.4)$$

2. Struktur bangunan gedung yang memiliki $H/B \geq 3$, maka 90% beban didistribusikan berupa gaya geser horizontal akibat gempa untuk masing-masing lantai dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atap dengan persamaan,

$$F_i = 0,1 V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 V \quad \dots\dots\dots(3.5.5)$$

Dimana W_i adalah bagian dari seluruh beban vertikal yang disumbangkan oleh beban-beban vertikal yang bekerja pada tingkat i (dalam kg) pada peninjauan gempa. F_i adalah beban gempa horisontal dalam arah yang ditinjau yang bekerja pada tingkat i (dalam kg). h_i adalah ketinggian sampai tingkat i diukur dari tinggi penjepitan lateral.



Gambar 3.12 Distribusi Gaya Geser Gempa

3.5.3.7 Perencanaan Daktilitas Struktur

Daktilitas struktur adalah perbandingan antara simpangan rancang maksimum dan simpangan leleh awal struktur yang ditinjau atau kemampuan suatu batang saat mengalami pembebanan bolak-balik di atas titik lelehnya tanpa mengalami pengurangan dalam kemampuan kapasitas penampangnya.

SKSNI T-15-1991-03 menetapkan bahwa struktur beton bertulang dapat direncanakan dengan tingkat daktilitas 1, 2 atau 3 yang dijelaskan sebagai berikut.

- a. Struktur dengan tingkat daktilitas 1 harus direncanakan agar tetap berperilaku *elastis* saat terjadi gempa kuat.
- b. Struktur dengan tingkat daktilitas 2 (daktilitas terbatas) harus direncanakan mampu berperilaku *inelastis* terhadap beban siklis gempa tanpa mengalami keruntuhan getas serta sebaiknya digunakan pada:
 - struktur dengan bentang besar dan tidak tinggi, dan
 - struktur yang bentuknya agak kurang teratur dan kompleks.
- c. Struktur dengan tingkat daktilitas 3 atau daktilitas penuh ($\mu = 4,0$) harus direncanakan sedemikian rupa dengan pedetailan khusus sehingga mampu menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas pemencaran energi yang diperlukan. Hal ini beban gempa rencana dapat diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur, K minimum sebesar 1,0.

Pada redisain ini diambil struktur dengan tingkat daktilitas 3 atau daktilitas penuh dengan nilai $K=1$ (untuk lebih jelas lihat pengertian jenis struktur K).

3.6 Perencanaan Portal

3.6.1 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, sebagai berikut:

$$M_{u,b} = 1,2 M_{D,b} + 1,6 M_{L,b} \quad \dots\dots\dots(3.6.1)$$

$$M_{u,b} = 1,05 (M_{D,b} + M_{L,b} + M_{E,b}) \quad \dots\dots\dots(3.6.2)$$

$$M_{u,b} = 0,9 M_{D,b} + 1,6 M_{E,b} \quad \dots\dots\dots(3.6.3)$$

Dengan

$M_{D,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban mati tak berfaktor,

$M_{L,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban hidup tak berfaktor dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya pada lantai tingkat yang ditinjau, dan

$M_{E,b}$ = momen lentur balok portal akibat beban gempa tak berfaktor.

Dalam perencanaan kapasitas balok portal, momen tumpuan negatif akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa balok boleh didistribusikan dengan menambah atau mengurangi dengan persentase yang tidak melebihi:

$$q = 30 \left(1 - \frac{4 \rho - \rho'}{3 \rho b} \right) \% \quad \dots\dots\dots(3.6.4)$$

dengan syarat tulangan lentur balok portal telah direncanakan sehingga $(\rho - \rho')$ tidak melebihi $0,50 \rho b$. Momen lapangan dan momen tumpuan pada bidang muka kolom yang diperoleh dari hasil redistribusi selanjutnya digunakan untuk menghitung penulangan lentur yang diperlukan.

Kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya sebagai berikut:

$$M_{\text{kap},b} = \phi_o M_{\text{nak},b} \dots\dots\dots(3.6.5)$$

$M_{\text{kap},b}$ = kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang,

$M_{\text{nak},b}$ = kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang,

ϕ_o = faktor penambahan kekuatan (*overstrength factor*) yang ditetapkan sebesar 1,25 untuk $f_y < 400$ MPa, dan 1,40 untuk $f_y > 400$ MPa,

f_y = kuat leleh tulangan lentur balok.

3.6.2 Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentang harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok portal tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif), menurut persamaan:

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{M_{\text{kap}} + M'_{\text{kap}}}{l_n} + 1,05 V_g \dots\dots\dots(3.6.6)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari

$$V_{u,b} = 1,07 \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right) \dots\dots\dots(3.6.7)$$

Dengan

M_{kap} = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu ujung balok atau bidang muka kolom,

M'_{kap} = momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka kolom yang lain,

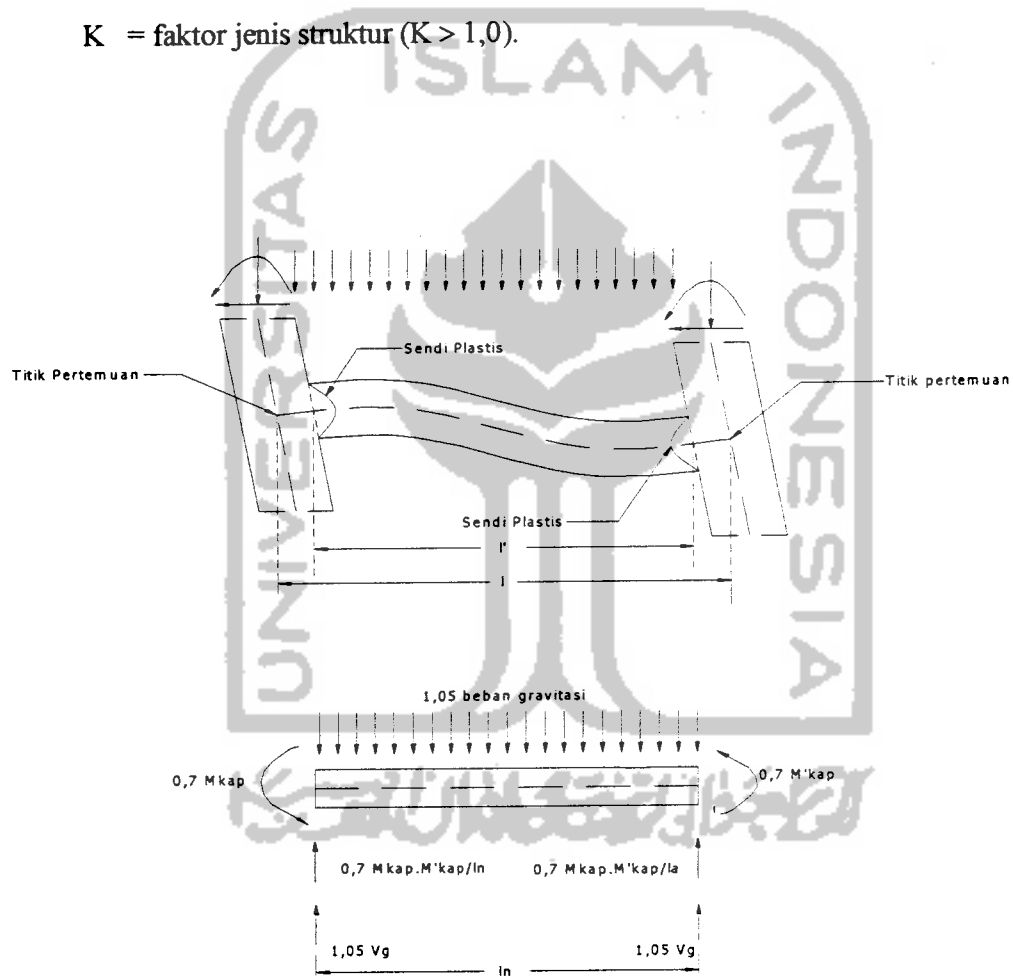
I_n = bentang bersih balok,

$V_{D,b}$ = gaya geser balok akibat beban mati,

$V_{L,b}$ = gaya geser balok akibat beban hidup,

$V_{E,b}$ = gaya geser balok akibat beban gempa, dan

K = faktor jenis struktur ($K > 1,0$).



Gambar 3.13 Balok Portal dengan Sendi Plastis Pada Kedua Ujungnya

Dengan penulangan geser balok :

$$V_u / \Phi \leq V_c + V_s$$

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

Dengan kuat geser beton (V_c) pada sendi plastis = 0 dan di luar sendi plastis $V_c = (\sqrt{f_c} / 6) \cdot b_w \cdot d$ (SKSNI 3.14.7-2.1). Dan pada kedua ujung komponen struktur sepanjang dua kali tinggi komponen struktur harus dipasang sengkang tertutup.

3.6.3 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, yaitu:

$$\sum M_{u,k} = 0,7 \omega_d \sum M_{kap,b} \dots\dots\dots(3.6.8)$$

atau $M_{u,k} = 0,7 \omega_d \alpha_k (M_{kap,ki} + M_{kap,ka}) \dots\dots\dots(3.6.9)$

tetapi dalam segala hal tak perlu lebih besar dari:

$$M_{u,k} = 1,05 (M_{D,ki} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k}) \dots\dots\dots(3.6.10)$$

Dengan

ω_d = faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil = 1,3

α_k = faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah,

$$\sum M_{kap,b} = \sum M_{kap,ki} + M_{kap,ka} \dots\dots\dots(3.6.11)$$

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

$$N_{u,k} = \frac{0,7R_n \sum M_{kap,b}}{l_b} + 1,05N_{g,k} \quad \dots\dots\dots(3.6.12)$$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari:

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \quad \dots\dots\dots(3.6.13)$$

Dengan

R_n = faktor reduksi yang ditentukan sebesar:

1,0 untuk $1 < n < 4$

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

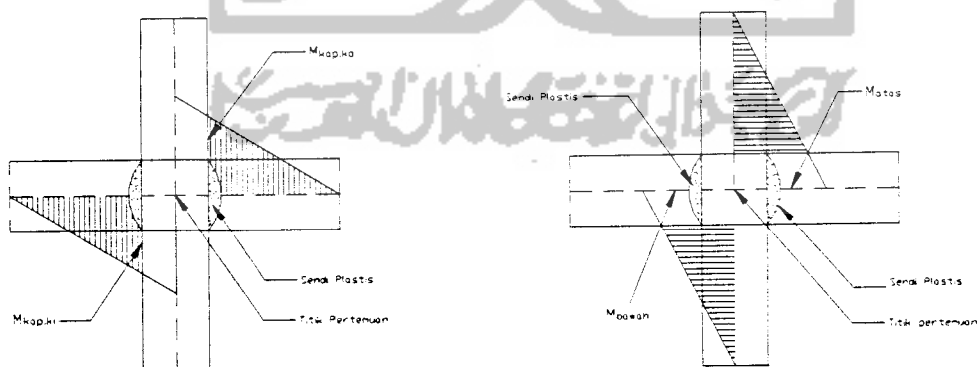
0,6 untuk $n > 20$

dimana : n = jumlah lantai diatas kolom yang ditinjau

l_b = bentang balok dari as ke as kolom

$N_{g,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gravitasi

$N_{E,k}$ = gaya aksial kolom akibat beban gempa



Gambar 3.14 Pertemuan Balok Kolom dengan Sendi Plastis di Kedua Ujungnya

Dalam segala hal, kuat lentur dan aksial rancang kolom portal harus dapat memperhitungkan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa dalam 2 arah yang saling tegak lurus (100% dalam satu arah, 30% dalam arah lain tegak lurus pada arah tersebut dan diambil yang paling menentukan).

3.6.4 Perencanaan Kolam Portal terhadap Beban Geser

Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung-ujung balok yang bertemu pada kolom tersebut, dihitung sebagai berikut ini.

Untuk kolom lantai atas dan lantai dasar :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,katas} + M_{u,kbawah}}{h'_k} \dots\dots\dots(3.6.14)$$

Dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot (M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} \cdot V_{E,k}) \dots\dots\dots(3.6.15)$$

dimana :

$M_{u,k \text{ atas}}$ = momen rencana kolom ujung atas dihitung pada muka balok

$M_{u,k \text{ bawah}}$ = momen rencana kolom ujung bawah dihitung pada muka balok

h'_k = tinggi bersih kolom

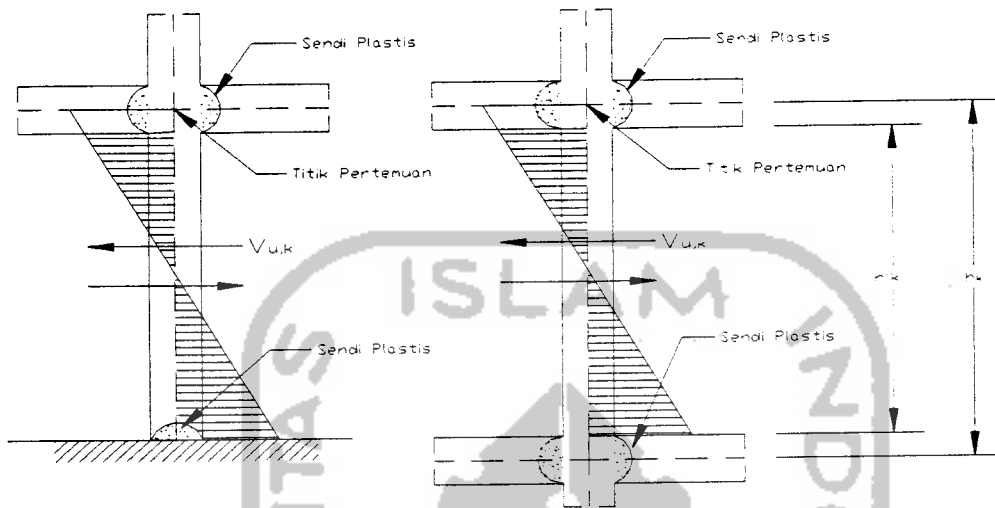
$V_{D,k}$ = gaya geser kolom akibat beban mati

$V_{L,k}$ = gaya geser kolom akibat beban hidup

$V_{E,k}$ = gaya geser kolom akibat beban gempa.

$M_{kap, k \text{ bawah}}$ = kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar

$M_{nak, k \text{ bawah}}$ = kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar



Gambar 3.15 Kolom dengan $M_{u,k}$ Berdasarkan Kapasitas Sendi Plastis Balok

3.6.5 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.

Gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada join rangka adalah seperti yang seperti yang terlihat pada gambar 3.14, dimana gaya geser horizontal.

:

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \quad \dots\dots\dots(3.6.16)$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \cdot \left(\frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \right) \dots\dots\dots(3.6.17)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,7 \cdot \left(\frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \right) \dots\dots\dots(3.6.18)$$

$$V_{kol} = \frac{0,7 \left(\frac{ki}{'ki} M_{kap,ki} + \frac{ka}{'ka} M_{kap,ka} \right)}{\frac{1}{2} (h_{k,a} + h_{k,b})} \dots\dots\dots(3.6.19)$$

Tegangan geser horizontal nominal dalam join adalah

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \dots\dots\dots(3.6.20)$$

Dengan b_j = lebar efektif join (mm)

H_c = tinggi total penampang kolom dalam arah geser ditinjau (mm)

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:

- strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung join yang memikul gaya geser V_{ch}
- mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horisontal dan strat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser V_{sh}

sehingga : $V_{sh} + V_{ch} = V_{jh} \dots\dots\dots(3.6.21)$

Besarnya V_{ch} yang dipikul oleh strat beton harus sama dengan nol, kecuali bila :

- Tegangan tekan minimal rata-rata minimal pada penampang bruto kolom diatas join, termasuk tegangan prategang (bila ada), melebihi nilai $0,1 f'c$

maka :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} \right) - 0,1 f'c} \cdot b_j \cdot h_j \quad \dots\dots\dots(3.6.22)$$

2. Balok diberi gaya prategang yang melewati join, maka :

$$V_{ch} = 0,7 \cdot P_{cs} \quad \dots\dots\dots(3.6.23)$$

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

3. 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 :

$$V_{ch} = 0,5 \cdot \frac{A_s'}{A_s} \cdot V_{jh} \cdot \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 A_g \cdot f'c} \right) \quad \dots\dots\dots(3.6.24)$$

Dimana rasio A_s'/A_s tidak boleh lebih besar dari satu (1).

Dengan memindahkan lokasi sendi plastis agak jauh dari muka kolom, maka kemampuan mekanisme strat tekan tidak berkurang akibat beban bolak-balik dimana sebagian besar tegangan tekan dipindahkan ke tulangan tekan. Pelehan tulangan dapat juga mengakibatkan penetrasi kerusakan ikatan yang masuk ke inti join, sehingga ikatan antara tulangan dan strat tekan berkurang. Akibat kedua fenomena ini serta tekanan pada join, sendi plastisnya terletak bersebelahan kolom, tidak bekerja sehingga seluruh gaya geser V_{jh} dipikul oleh V_{sh} (bila tegangan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom diatas join kurang dari $0,1 f'c$)

Bila $\rho_c < 0,1 f'c$ maka :

$$V_{sh} = V_{jh} - \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} \right) - 0,1 f'c} \cdot b_j \cdot h_j$$

Pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis :

$$V_{sh} = V_{jh} - 0,5 \cdot \frac{A_s'}{A_s} \cdot V_{jh} \cdot \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 \cdot A_g \cdot f'c} \right)$$

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 : $A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y}$ (3.6.25)

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

Geser join vertikal (V_{jv}) dapat dihitung dari:

$$V_{jv} = V_{jh} \cdot \frac{h_c}{b_j} \text{(3.6.26)}$$

Tulangan join geser vertikal didapat dari : $V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$

menjadi : $V_{cv} = A_{sc} \cdot \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f'c} \right)$ (3.6.27)

dimana : $A_{sc}' =$ luas tulangan longitudinal tekan

$A_{sc} =$ luas tulangan longitudinal tarik

Sehingga luas tulangan join vertikal : $A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y}$

Tulangan geser join vertical harus terdiri dari tulangan kolom antara (interdiakkars) yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan terbesar atau terdiri dari sengkang-sengkang pengikat vertical.

3.7 Pondasi

Pada Gedung Kampus Fakultas Teknik Industri Blok-C UII Yogyakarta ini, perencanaan ulang pondasi ini menggunakan pondasi dangkal, yaitu pondasi telapak. Hal ini dikarenakan kondisi tanah dilokasi proyek termasuk tanah keras. Perencanaan pondasi meliputi perencanaan dimensi luas penampang tapak dan juga penulangannya.

3.7.1 Perencanaan Dimensi Penampang Pondasi

Dalam Perencanaan dimensi penampang pondasi ini disinergiskan antara cara perencanaan dari 'atas' (tinjauan beban dibagi luas penampang) dengan cara perencanaan dari 'bawah' (tinjauan daya dukung tanah berdasarkan sondir atau rumus Meyerhorf) sehingga akan didapatkan desain penampang pondasi yang efektif. Selain itu kedua cara tersebut dapat saling mengontrol hasil perencanaan.

Langkah – langkah perencanaan pondasi, adalah sebagai berikut ini :

1. Menentukan data mutu beton, baja tulangan, ukuran kolom, data tanah.

- Tegangan leleh baja (f_y) : dalam satuan Mpa
- Kuat desak rencana beton (f_c) : dalam satuan Mpa
- Data-data tanah berupa nilai sudut geser dalam (ϕ), kohesi (c), dan berat volume tanah tersebut (γ').

- Pada proses perancangan pondasi ini digunakan pola keruntuhan geser umum (*General Shear Failure*) dengan asumsi bentuk bujur sangkar.

2. Menentukan daya dukung ijin tanah (q_{all})

dalam menentukan daya dukung ijin tanah (q_{all}) terlebih dahulu diambil asumsi dimensi pondasi, dan disini digunakan persamaan Terzaghi, yaitu :

$$q_{ult} = \alpha.c.Nc + q.Nq + \beta.B.\gamma.N\gamma \quad \dots\dots\dots(3.7.1)$$

$$q_{ultnetto} = q_{ult} - q \quad \dots\dots\dots(3.7.2)$$

$$q_{all} = \frac{q_{ultnetto}}{SF} \quad \dots\dots\dots(3.7.3)$$

dimana : $SF = Safety Factor$ (faktor keamanan), diambil nilai : 1,5 – 3

atau jika nilai q_{all} diambil dari besarnya nilai tahanan conus (qc) dari data sondir tanah, maka :

$$q_{all} = \frac{qc}{4}, \text{ dimana } qc \text{ dalam } kg/cm^2 \quad \dots\dots\dots(3.7.4)$$

3. Menentukan dimensi luas tapak pondasi (A)

Dalam perencanaan yang digunakan sebagai acuan untuk memperoleh dimensi pondasi adalah daya dukung tanah ijin. (q_{all}).

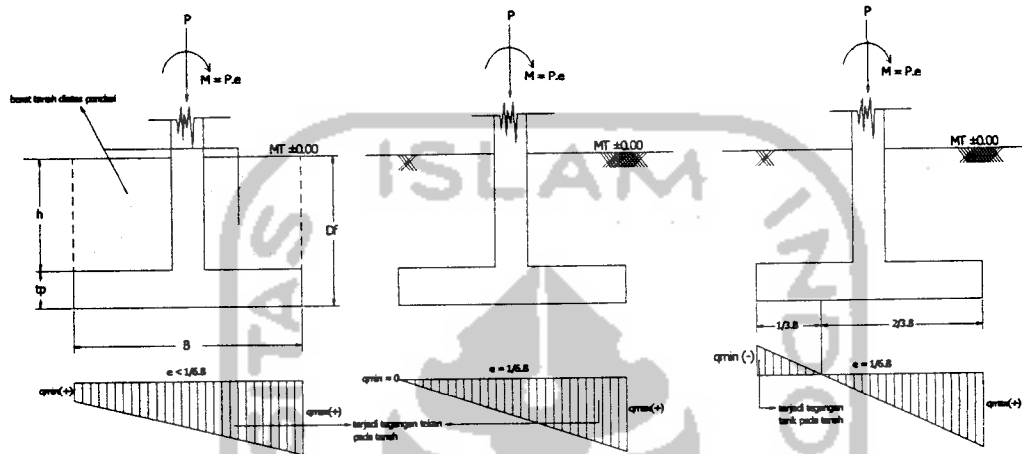
a. Untuk beban aksial sentries ($e = 0$)

Jika resultan beban berhimpit dengan pusat berat luas pondasi, maka nilai eksentrisitas sama dengan nol dan tekanan pada dasar pondasi dapat dianggap disebar merata ke seluruh luasan pondasi. Sehingga besar penampang tapak :

$$A_{perlu} = \frac{P}{q_{all}} \quad \dots\dots\dots(3.7.5)$$

b. Untuk beban aksial dan momen eksentris ($e \neq 0$)

Jika resultan beban-beban eksentris dan terdapat momen yang harus didukung fondasi, momen-momen tersebut dapat digantikan dengan beban vertikal yang titik tangkap gayanya pada jarak e dari pusat berat pondasi.



Gambar 3.16 Diagram Tegangan Pondasi

$$q_{\text{all max}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6.e}{b} \right) \dots\dots\dots(3.7.6)$$

$$q_{\text{all min}} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6.e}{b} \right) \dots\dots\dots(3.7.7)$$

- Pada kondisi dimana : $e < 1/6.b$ → $q_{\text{all min}}$ bernilai negatif (-)
- Pada kondisi dimana : $e = 1/6.b$ → $q_{\text{all min}}$ bernilai nol (0)
- Pada kondisi dimana : $e > 1/6.b$ → $q_{\text{all netto min}}$ bernilai positif (+)

Eksentrisitas kolom menyebabkan tegangan tanah dibawah pondasi tidak merata, tetapi diasumsikan berubah secara linier sepanjang tapak, sehingga :

$$Q_{\text{all rata-rata}} = \frac{1}{2} (q_{\text{all max}} + q_{\text{all min}}) \dots\dots\dots(3.7.8)$$

Sehingga untuk dimensi penampang tapak, digunakan nilai q_{all} terbesar :

$$A_{\text{perlu}} = \frac{P}{q_{\text{all max}}} \left(1 + \frac{6.e}{b} \right) \dots\dots\dots(3.7.9)$$

Setelah A_{perlu} diketahui, kemudian lebar dan panjang sisi tapak pondasi bisa dicari dan diperoleh nilai A_{ada} . Sehingga tegangan kontak yang terjadi didasar pondasi adalah :

$$q_u = \frac{P}{A_{\text{ada}}} \dots\dots\dots(3.7.10)$$

c. Untuk eksentrisitas Untuk dua sumbu (beban biaksial)

Berat tanah diatas pondasi

$$q_t = (h - t) \cdot \gamma' \dots\dots\dots(3.7.11)$$

Berat Poer

$$q_p = t \cdot \gamma' \dots\dots\dots(3.7.12)$$

$$\text{Berat total } q_{\text{tot}} = q_t + q_p \dots\dots\dots(3.7.13)$$

$$\sigma_{\text{netto tanah}} = \sigma_{\text{tanah}} - q_{\text{tot}} \dots\dots\dots(3.7.14)$$

tebal pondasi diasumsikan terlebih dahulu, maka

$$\sigma = \frac{Pu}{B.L} + \frac{M_u k - x}{\frac{1}{6} \cdot B y^2 \cdot Bx} + \frac{M_u k - y}{\frac{1}{6} \cdot B x^2 \cdot By} + q_{\text{total}} \leq \sigma_{\text{tanah}}. \text{ Maka:}$$

$$A_{\text{perlu}} = \frac{P}{\sigma_{\text{netto tanah}} - \left(\frac{M_u k - y}{\frac{1}{6} \cdot B y^2 \cdot Bx} + \frac{M_u k - x}{\frac{1}{6} \cdot B x^2 \cdot By} \right)} \dots\dots\dots(3.7.15)$$

Kemudian didapat lebar dan panjang dan diperoleh nilai A_{ada} :

$$A_{ada} = B \times L > A_{perlu}$$

d. Kontrol tegangan kontak yang terjadi dibawah pondasi

$$\sigma_{mak} = \frac{Pu}{B.L} + \frac{M_u k - x}{\frac{1}{6} \cdot By^2 \cdot Bx} + \frac{M_u k - y}{\frac{1}{6} \cdot Bx^2 \cdot By} + q_{total} \leq \sigma \text{ tanah} \dots \dots \dots (3.7.16)$$

$$\sigma_{min} = \frac{Pu}{B.L} - \frac{M_u k - x}{\frac{1}{6} \cdot By^2 \cdot Bx} - \frac{M_u k - y}{\frac{1}{6} \cdot Bx^2 \cdot By} + q_{total} \leq \sigma \text{ tanah} \dots \dots \dots (3.7.17)$$

Keterangan :

- d = jarak pusat tulangan tarik ke pusat tekan beton
 = $h - b - 0,5 \cdot D \text{ tul.pokok}$
 γ' = berat jenis tanah (KN/m^3)
 γ_c = berat jenis beton (KN/m^3)
 h = tebal pelat telapak pondasi
 pb = selimut beton

e. Kontrol kapasitas daya dukung tanah

Kapasitas daya dukung tanah yang terjadi didasar pondasi adalah dengan menggunakan rumus Meyerhof ; ($D > h$)

$$q_{ult \text{ netto}} = q_{ult \text{ bruto}} - q \dots \dots \dots (3.7.18)$$

dimana : $q = h \cdot \gamma'$ \dots \dots \dots (3.7.19)

$$q_{ail} = q_{ult \text{ netto}} / SF \dots \dots \dots (3.7.20)$$

Untuk memperoleh $q_{ult \text{ netto}}$ dapat digunakan rumus Meyerhof (1963) karena akan didapat nilai q_{ult} yang besar, sehingga dimensi tapak akan lebih kecil disamping

Untuk kondisi dimana kedalaman pondasi lebih besar dari lebar pondasi ($D_f > b$) rumus ini akan lebih tepat.

$$q_{ult \text{ bruto}} = C.N_c.Sc.Dc.ic + q.N_q.Sq.Dq.iq + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.D_\gamma.i_\gamma \dots \dots \dots (3.7.21)$$

$$q_{ult \text{ netto}} = C.N_c.Sc.Dc.ic + q.(N_q-1).Sq.Dq.iq + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma.D_\gamma.i_\gamma \dots \dots \dots (3.7.22)$$

Sehingga didapat tegangan ijin tanah dari rumus Meyerhof (1963) :

$$q_{all} = q_{ult \text{ netto}} \text{Meyerhof/SF} \dots \dots \dots (3.7.23)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi)$$

Untuk tanah jenis pasir dimana kohesi $c = 0$, maka nilai :

- $N_\gamma = 0$; $N_c = 6,16$; $N_q = 1$ (Tapak bujur sangkar)
- $N_\gamma = 0$; $N_c = 5,14$; $N_q = 1$ (Tapak persegi panjang)

Keterangan :

$q_{ult \text{ bruto}}$ = Kapasitas daya dukung kotor tanah (kg/cm^2)

$q_{ult \text{ netto}}$ = kapasitas daya dukung bersih tanah (kg/cm^2)

b = lebar efektif pondasi (m)

q = beban merata tanah diatas pondasi dibawah permukaan tanah (kg/cm^2)

γ = berat volume tanah (kg/cm^3)

D_f = Kedalaman pondasi (m)

N_c, N_q, N_γ = factor daya dukung tanah (*depth factor*)

Sc, Sq, S_γ = factor bentuk pondasi (*shape factor*)

Dc, dq, d_γ = factor kemiringan beban (*inclination factor*)

Untuk masing – masing nilai factor daya dukung tanah, bentuk pondasi, dan kemiringan beban tergantung dari nilai sudut geser dalam (ϕ) ;

Nilai sudut geser dalam (ϕ)	Shape Factor (factor bentuk)	Depth Factor (kedalaman)	Inclination Factor (kemiringan)
$\phi = 0^\circ$	$S_q = S_\gamma = 1,0$	$d_q = d_\gamma = 1,0$	$i_\gamma = 1,0$
$0^\circ < \phi < 10^\circ$	$S_c = 1 + 0,2 K_p \cdot B/L$	$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} D/B$	$i_c = i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2$
$\phi \geq 10^\circ$	$S_c = 1 + 0,2 K_p \cdot B/L$ $= S_\gamma$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} D/B$	$i_q = (1 - \alpha/\phi)^2$

Dimana nilai koefisien pasif tanah :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \dots\dots\dots(3.7.24)$$

Kontrol tegangan ijin yang terjadi

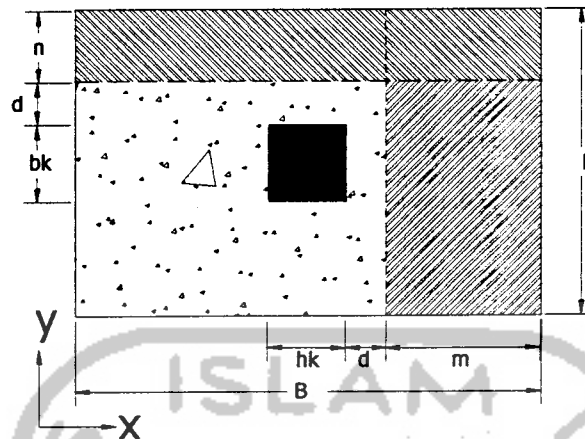
$$q_u \leq q_{all} \text{Meyerhof} \dots\dots\dots(3.7.25)$$

3.7.2 Perencanaan Geser Pondasi

3.7.2.1 Geser satu (1) arah

Tebal pelat (h) diasumsikan terlebih dahulu, sehingga nilai d dapat dicari :

$$d = h - \text{Penutup beton}(P_b) - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tulangan} \dots\dots\dots(3.7.26)$$



Gambar 3.17 Daerah Geser Satu (1) Arah pada Penampang Pondasi

Gaya geser akibat beban luar (V_u) yang bekerja pada penampang kritis :

$$V_u = m \cdot L \cdot q_{tjd} \longrightarrow \text{pada arah - x} \quad \dots\dots(3.7.27)$$

dimana :
$$m = \frac{B - h_k - 2 \cdot d}{2} \quad \dots\dots\dots(3.7.28)$$

$$V_u = n \cdot B \cdot q_{tjd} \longrightarrow \text{pada arah - y} \quad \dots\dots(3.7.29)$$

dimana :
$$n = \frac{L - b_k - 2 \cdot d}{2} \quad \dots\dots\dots(3.7.30)$$

$q_u \text{ mak} = \sigma \text{ mak}$, $q_u \text{ min} = \sigma \text{ min}$

Kekuatan beton menahan gaya geser (V_c) :

- Arah - x : $V_{c_x} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot L \cdot d \geq \frac{V_{u_x}}{\phi} \quad \dots\dots\dots(3.7.31)$

- Arah - y : $V_{c_y} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot B \cdot d \geq \frac{V_{u_y}}{\phi} \quad \dots\dots\dots(3.7.32)$

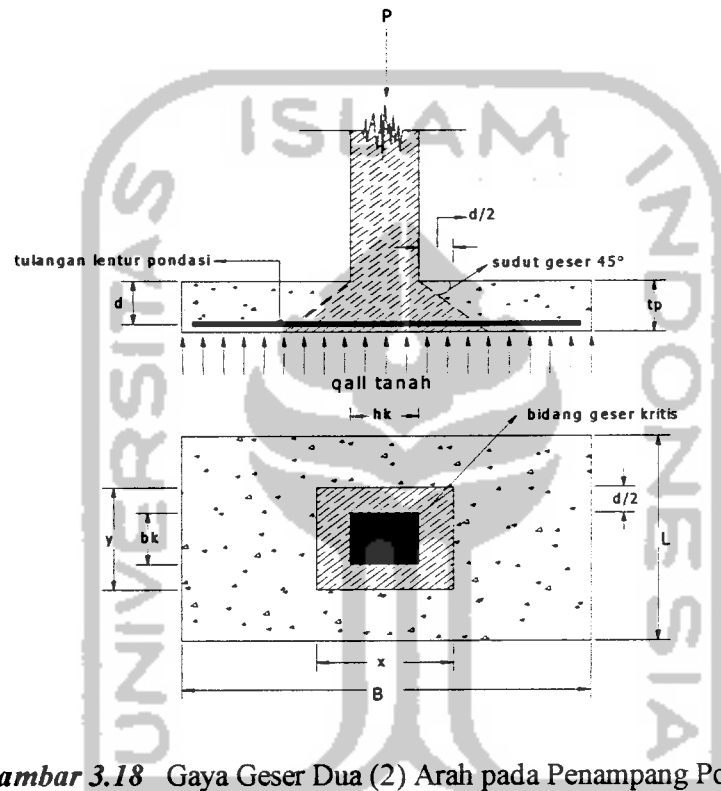
3.7.2.2 Geser dua (2) arah/ Pons

Gaya geser akibat beban luar yang bekerja pada penampang kritis :

$$V_u = q_{tjd} \cdot ((B.L) - (x.y)) \quad \dots\dots\dots(3.7.33)$$

$$x = h_k + 2(\frac{1}{2}d) \quad \dots\dots\dots(3.7.34)$$

$$y = b_k + 2(\frac{1}{2}d) \quad \dots\dots\dots(3.7.35)$$



Gambar 3.18 Gaya Geser Dua (2) Arah pada Penampang Pondasi

Kekuatan beton menahan gaya geser (V_c), diambil nilai terbesar diantara :

$$V_c = 4\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad \dots\dots\dots(3.7.36)$$

atau
$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) (2\sqrt{f'_c}) b_o \cdot d \quad \dots\dots\dots(3.7.37)$$

$$b_o = 2 \cdot (x + y) = 2 \cdot ((h_k + d) + (b_k + d)) \quad \dots\dots\dots(3.7.37)$$

$$\beta_c = \frac{\text{sisi panjang tapak}}{\text{sisi pendek tapak}} \geq 1 \quad \dots\dots\dots(3.7.38)$$

dimana : b_o = keliling penampang kritis (mm)

β_c = rasio sisi panjang dengan sisi pendek

Kontrol gaya geser terjadi :

- Bila $V_c_{x,y} \geq V_u_{x,y}/\phi$, maka tegangan geser aman.
- Bila $V_c_{x,y} < V_u_{x,y}/\phi$, maka tebal pelat perlu diperbesar.

3.7.3 Perencanaan Tulangan Lentur Pondasi

a. Tulangan Pokok

Diambil nilai lebar (b) pondasi tiap 1 meter = 1000 mm

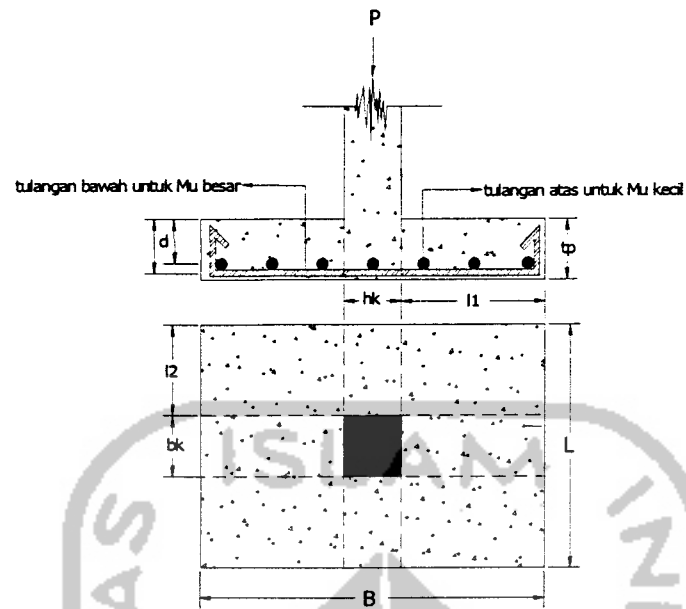
• Tulangan arah x : $l_1 = \frac{1}{2} (B - h_k) \quad \dots\dots\dots(3.7.39)$

$$Mu_1 = \frac{1}{2} \cdot q_{tjd} \cdot l_1^2 \quad \dots\dots\dots(3.7.40)$$

• Tulangan arah y : $l_2 = \frac{1}{2} (L - b_k) \quad \dots\dots\dots(3.7.41)$

$$Mu_2 = \frac{1}{2} \cdot q_{tjd} \cdot l_2^2 \quad \dots\dots\dots(3.7.42)$$

Diambil nilai Mu_1 atau Mu_2 yang terbesar. Untuk Mu yang besar letak tulangan dibawah sedangkan Mu yang kecil letak tulangan diatas. Untuk pondasi diambil nilai penutup beton (P_b) ≥ 70 mm.



Gambar 3.19 Tegangan Lentur Pondasi

$$d = h - P_b - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{\text{tul. bawah}} \longrightarrow \text{untuk tul. bawah}$$

$$d = h - P_b - \varnothing_{\text{tul. bawah}} - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{\text{tul. atas}} \longrightarrow \text{untuk tul. atas}$$

Menentukan Rasio tulangan :

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.7.42)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots(3.7.43)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(3.7.44)$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots(3.7.45)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots(3.7.46)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{f_y}} \right) < \rho_{\max} \quad \dots\dots\dots(3.7.47)$$

jika :

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{\max}, \text{ maka } \rho_{\text{pakai}} = \rho \\ \rho &> \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{\min}, \text{ maka } \rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} \\ 1,33\rho &> \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{\min}, \text{ maka } \rho_{\text{pakai}} = 1,33 \rho \\ 1,33\rho &< \rho_{\min} \end{aligned}$$

Luas Tulangan yang diperlukan (A_s) :

$$A_s = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \geq 0,002 \cdot b \cdot h \quad \dots\dots\dots(3.7.48)$$

Menentukan jarak tulangan (s)

$$s = \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_s} \quad \dots\dots\dots(3.7.49)$$

dimana b diambil tiap 1 meter (1000 mm)

Kontrol kapasitas lentur pelat yang terjadi

Tinggi blok tekan beton :

$$a = \frac{A_s a_d \cdot f_y}{0,85 f'_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots(3.7.50)$$

$$A_s a_d = \frac{A_1 \phi \cdot b}{s} \quad \dots\dots\dots(3.7.51)$$

Kapasitas Lentur

$$M_n = A_s a_d f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{M_u}{\phi} \quad \dots\dots\dots(3.7.52)$$

jika $\rho_{pakai} = 1,33\rho$, maka :

$$M_n = A_s a_d f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq 1,33 \cdot \frac{M_u}{\phi} \quad \dots\dots\dots(3.7.53)$$

b. Tulangan bagi

$$A_{s \text{ tul. bagi}} = 0,002 \cdot b \cdot h \quad \dots\dots\dots(3.7.54)$$

dimana b diambil tiap 1 m (1000 mm)

setelah $A_{s \text{ tul. bagi}}$ didapatkan, maka dapat ditentukan diameter (\emptyset) tulangan yang akan digunakan sehingga didapat luas penampang tulangan ($A_1 \emptyset$).

$$\text{jarak tulangan (s)} = \frac{A_1 \phi \cdot b}{A_{s \text{ tul. bagi}}} \quad \dots\dots\dots(3.7.55)$$

