

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Perencanaan Atap

Perancangan rangka kuda-kuda baja dalam Pembangunan Gedung Ruang IRI dan IRNA Rumah Sakit Bethesda Jogjakarta menggunakan metode perencanaan tegangan kerja (*Working stress design*) dari AISC. Menurut filosofi perencanaan tegangan kerja ini, elemen struktur harus direncanakan sedemikian rupa sehingga tegangan yang dihitung akibat beban kerja lebih kecil dari tegangan ijin yang direncanakan. Tegangan ijin ini direncanakan untuk mendapatkan faktor keamanan terhadap tercapainya tegangan batas. Tegangan yang dihitung harus berada dalam keadaan elastis yaitu tegangan sebanding dengan regangan. (*Salmon dan Jhonson, 1986*)

Perencanaan meliputi :

3.1.1 Perencanaan Gording

Dalam perencanaan gording harus memenuhi syarat-syarat antara lain :

- **Tegangan**

$$\frac{fbx}{0,6 fy} + \frac{fby}{0,75 fy} \leq 1,00 \dots\dots\dots (3.1.1)$$

Dimana : $f_{bx} = \frac{M \perp \max}{S_x} \dots\dots\dots (3.1.2)$

$$f_{by} = \frac{M // \max}{S_y} \dots\dots\dots (3.1.3)$$

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 (k in)

$M_{//}$ = momen sejajar sumbu batang (k in)

- **Lendutan**

$$\delta_{\perp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\perp} \cdot L^4}{E I_x} \leq \frac{L}{360} \quad \text{..... (3.1.4)}$$

$$\delta_{//} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{//} \cdot L^4}{E I_y} \leq \frac{L}{360} \quad \text{..... (3.1.5)}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_{\perp}^2 + \delta_{//}^2} \quad \text{..... (3.1.6)}$$

Dimana :

δ = resultan lendutan (mm)

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)

L = Panjang Bentang

3.1.2 Perencanaan sagrod

Perencanaan sagrod ini menentukan diameter kabel yang akan dipakai

$$P = 0.33 \cdot Fu \cdot A_{sagrod} \dots\dots\dots (3.1.7)$$

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

$$P_{//} = P \cdot \sin \alpha \cdot Ss \dots\dots\dots (3.1.8)$$

Sehingga luas tampang sagrod :

$$A_{sagrod} = \frac{P_{//}}{0,33 \cdot Fu} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{sagrod}^2 \dots\dots\dots (3.1.9)$$

$$D_{sagrod} = \sqrt{\frac{P_{//} \cdot 4}{0,33 \cdot Fu \cdot \pi}} \dots\dots\dots (3.1.10)$$

$$D_{pakai} = D_{sagrod} + 3 \text{ mm} \dots\dots\dots (3.1.11)$$

Dimana :

- P = gaya yang bekerja (kips)
- $P_{//}$ = gaya sejajar sumbu batang (kips)
- Fu = kuat tarik baja (ksi)
- Ss = jarak daerah pembebanan terhadap sagrod (in)
- D = diameter baja (in)
- A = luas penampang (in²)

3.1.3 Perencanaan Tieroed

Perencanaan tieroed ini menentukan diameter kabel yang akan dipakai, gaya yang bekerja

$$T = P \cdot \cos \alpha \dots\dots\dots(3.1.12)$$

$$T = 0,33 \cdot Fu \cdot A_{tiroed} \dots\dots\dots (3.1.13)$$

Sehingga :

$$A_{tiroed} = \frac{T}{0,33.Fu} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{tiroed}^2 \quad \dots\dots\dots(3.1.14)$$

$$D_{tiroed} = \sqrt{\frac{4.T}{0,33.Fu.\pi}} \quad \dots\dots\dots(3.1.15)$$

$$D_{pakai} = D_{tiroed} + 3\text{mm} \quad \dots\dots\dots(3.1.16)$$

Dimana :

T = tegangan yang bekerja (kips)

Fu = 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 hakikatnya 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 Jhonson, 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

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

Sehingga untuk elemen/batang utama, diperoleh :

$$r_{\min} = \frac{L}{240} \quad \text{.....(3.1.17)}$$

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

$$A_{g \text{ perlu}} = \frac{T}{0,60 \cdot f_y} \rightarrow \text{tidak ada lubang} \quad \text{.....(3.1.18)}$$

$$A_{ef \text{ perlu}} = \frac{T}{0,50 \cdot f_u} \rightarrow \text{ada lubang} \quad \text{.....(3.1.19)}$$

$$A_{n \text{ perlu}} = \frac{A_{ef \text{ perlu}}}{\mu} \quad \text{.....(3.1.20)}$$

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; (tabel AISC .14.2.2 dan l. 14.2.3)

Dari nilai r_{\min} pada **pers. (3.1.17)** diperoleh dimensi profil dari tabel profil AISC dengan jari - jari inersia (r) profil yang mendekati.

3. Kontrol kelangsingan

$$\lambda_{\text{ada}} = \frac{k.L}{r_{\text{ada}}} \leq 240 \quad \dots\dots\dots(3.1.21)$$

$$A_{\text{perlemahan baut}} = (\varnothing_{\text{baut}} + 3 \text{ mm}) \times \text{tebal pelat} \quad \dots\dots\dots(3.1.22)$$

$$A_{\text{netto ada}} = A_{\text{gross}} - A_{\text{perlemahan baut}} \quad \dots\dots\dots(3.1.23)$$

Dimana :

$$A_{\text{netto}} = \text{Luas bersih penampang (mm}^2\text{)}$$

$$A_{\text{gross}} = \text{Luas kotor penampang (mm}^2\text{)}$$

Diambil nilai yang terbesar antara A_{netto} perlu pada pers. (3.1.20) dan $A_{\text{netto ada}}$ pada pers (3.1.23) untuk mendapatkan $A_{\text{efektif ada}}$.

$$A_{\text{ef ada}} = A_{\text{netto}} \times \mu \quad \dots\dots\dots(3.1.24)$$

4. Kontrol Tegangan Tarik yang terjadi

$$f_t = \frac{T}{A_g} \leq 0,60, f_y \quad \dots\dots\dots(3.1.25)$$

dimana:

$$f_t = \text{tegangan tarik yang terjadi (ksi)}$$

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 di ujung batang bersifat simetris dan pengaruh lentur sangat kecil dibandingkan tekanan langsung, maka batang tekan dapat direncanakan dengan aman. Keruntuhan batang desak dapat diklasifikasikan menjadi :

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

Dalam menentukan profil baja untuk batang desak, dapat dilakukan dengan proses yang sama dengan proses penentuan profil batang tank.

2. Kontrol Terhadap Tekuk dan Kelangsingan

Setelah profil baja didapat, dilakukan terlebih dahulu dengan mengontrol tekuk setempat (*lokal buckling*) :

$$\frac{bf}{tw} \leq \frac{76}{\sqrt{f_y}} \quad (\text{ksi}) \quad \dots\dots\dots (3.1.27)$$

dan kontrol kelangsingan

$$\frac{kL}{r} \leq C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{f_y}} = \frac{755}{\sqrt{f_y}} \quad (f_y \text{ dalam ksi}) \dots\dots\dots (3.1.28)$$

$$\leq C_c = \frac{6400}{\sqrt{f_y}} \quad (f_y \text{ dalam kg/cm}^2) \dots\dots\dots (3.1.29)$$

$$\leq C_c = \frac{1987}{\sqrt{f_y}} \quad (f_y \text{ dalam Mpa}) \dots\dots\dots (3.1.30)$$

maka:

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{kL/r}{C_c} - \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{kL/r}{C_c}\right)^3 \quad \dots\dots\dots (3.1.31)$$

$$F_a = \frac{f_y}{F_s} \left(1 - 0,5 \left(\frac{kL/r}{C_c} \right)^2 \right) \quad \dots\dots\dots (3.1.32)$$

tetapi jika $\frac{kL}{r} > C_c$, maka :

$$F_a = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 \cdot E}{(kL/r)^2} \dots\dots\dots(3.1.33)$$

dimana :

F_a = tegangan ijin pada luas bruto dalam kondisi beban kerja (ksi)

kL/r = angka kelangsingan elemen desak

FS = faktor keamanan

3. Kontrol Beban

Sehingga setelah nilai F_a didapat dengan ketentuan-ketentuan diatas, maka diadakan kontrol terhadap beban yang terjadi dengan beban ijin.

$$T = F_a \cdot A \leq T_{\text{terjadi}} \dots\dots\dots(3.1.34)$$

3.1.6 Perencanaan Sambungan

Menurut AISC-1.2 tentang perencanaan tegangan kerja (*working Stress*) dan AISC-2.1 tentang perencanaan plastis, konstruksi baja dibedakan atas tiga (3) kategori sesuai dengan jenis sambungan yang dipakai, antara lain:

1. *Sambungan portal kaku*, yang memiliki kontinuitas penuh sehingga sudut pertemuan antara batang-batang tidak berubah, yaitu pengekangan (restrain) rotasi sekitar 90 % atau lebih dari yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut.
2. *Sambungan kerangka sederhana (simple framing)*, dimana pengekangan 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% atau lebih dari jumlah perubahan sudut yang secara teoritis jika digunakan sambungan berengsel bebas.

3. *Sambungan kerangka semi-kaku*, yang pegekangan rotasinya berkisar antara 20 % s/d 90 % dari yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut relatif. 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 yang dipakai pada analisis elastis portal kaku.

Langkah-langkah perencanaan sambungan baut :

1. Menghitung Kekuatan 1 baut :

$$P_{tumpuan} = t \times D_{baut} \times 1,2 \times F_{u, plat} \times N \dots\dots\dots(3.1.35)$$

$$P_{geser} = A_{baut} \times F_{Rt} \times 2N = \frac{1}{4} \times \pi \times D_{baut}^2 \times F_{u} \times 2N \dots\dots\dots(3.1.36)$$

2. Menghitung jumlah baut :

$$n = \frac{P_{yang\ terjadi}}{P_{1\ baut}} \dots\dots\dots(3.1.37)$$

3.2 PERENCANAAN PELAT DUA ARAH

Langkah- langkah perencanaan pelat lantai :

3.2.1 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 pelat minimum sebagai berikut :

$$h \geq \frac{l_0 \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta \left[\alpha m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \dots\dots\dots(3.2.1)$$

tetapi tidak boleh kurang dari : $h \geq \frac{Ln \left(0,8 + \frac{fy}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$ (3.2.2)

dan tidak perlu lebih dari : $h \geq \frac{Ln \left(0,8 + \frac{fy}{1500} \right)}{36}$ (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 (m.-n)

α_m = rasio kekakuan balok terhadap pelat

β = rasio panjang terhadap lebar bantang pelat

3.2.2 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 :

$$Mtx = -0,001 \times qu \times Lx^2 \times Xtx \dots\dots\dots(3.2.4)$$

$$Mty = -0,001 \times qu \times Lx^2 \times Xty \dots\dots\dots(3.2.5)$$

$$Mlx = 0,001 \times qu \times Lx^2 \times Xlx \dots\dots\dots(3.2.6)$$

$$Mly = 0,001 \times qu \times Lx^2 \times Xly \dots\dots\dots(3.2.7)$$

Dimana :

q_u = beban merata

L_x = panjang bentang pendek

X_{tx} = koefisien momen tumpuan arah x

X_{ty} = koefisien momen tumpuan arah y

X_{lx} = koefisien momen lapangan arah x

X_{ly} = koefisien momen lapangan arah y

Nilai koefisien momen (X) diambil dari tabel 13.3.1 dan 13.3.2 PBBI 1971

3.2.3 Menentukan Tinggi manfaat (d) arah x dan y

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(3.2.8)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots(3.2.9)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(3.2.10)$$

dimana :

ρ_b = Rasio tulangan terhadap luas beton efektif dalam keadaan seimbang

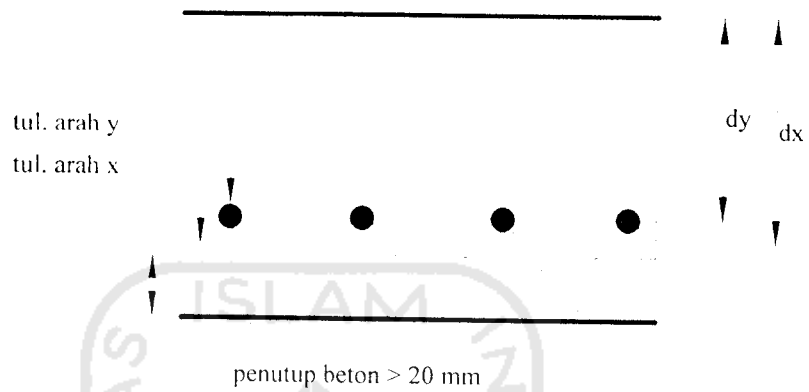
ρ_{maks} = Rasio tulangan maksimum

ρ_{min} = Rasio tulangan minimum

Pada pelat dua arah, tulangan momen positif untuk kedua arah di pasang 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.

$$dx = h - \rho_b \cdot \frac{1}{2} \cdot \phi_{tul} x \dots \dots \dots (3.2.11)$$

$$dy = h - \rho_b \cdot \phi_{tul} x - \frac{1}{2} \cdot \phi_{tul} y \dots \dots \dots (3.2.12)$$



Gambar 3.1. Tinggi manfaat Beton

3.2.4 Menentukan luas tulangan (As) arah x dan y

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

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

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

Jika $\rho_{ada} > \rho_{maks}$ Tebal minimum (h) harus diperbesar

Jika $\rho_{min} < \rho_{ada} < \rho_{maks}$ dipakai nilai : $\rho_{pakai} = \rho_{ada}$

Jika $\rho_{ada} > \rho_{min}$ dan :

✓ $1,33 \rho_{ada} \leq \rho_{min}$ dipakai nilai : $\rho_{perlu} = 1,33 \rho_{ada}$

✓ $1,33 \rho_{ada} \geq \rho_{min}$ dipakai nilai : $\rho_{perlu} = \rho_{min}$

setelah didapatkan nilai ρ_{perlu} , maka :

$$\rho_{perlu} \geq \rho_{tul. susut}$$

$$A_{S_{perlu}} = \rho_{perlu} b.d \geq 0,002 b.h \quad \dots\dots\dots(3.2.16)$$

Nilai lebar pelat (b), diambil tiap 1 meter (100 mm).

$$\text{Jarak antar tulangan : } s = \frac{A_{\phi} \cdot b}{A_{S_{perlu}}} \leq 2h \quad \dots\dots\dots(3.2.17)$$

$$\leq 250 \quad \dots\dots\dots(3.2.18)$$

Diambil nilai jarak antar tulangan (s) yang terkecil, sehingga didapatkan nilai $A_{S_{ada}}$

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

$$\text{Jarak tulangan susut : } s = \frac{A_{\phi} \cdot b}{A_{S_{perlu}}} \leq 5h \text{ atau } 55 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots(3.2.20)$$

3.2.5 Kontrol kapasitas lentur pelat yang terjadi

Tinggi balok tekan beton :

$$a = \frac{A_{S_{ada}} \cdot f_y}{0,85 f'_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots(3.2.21)$$

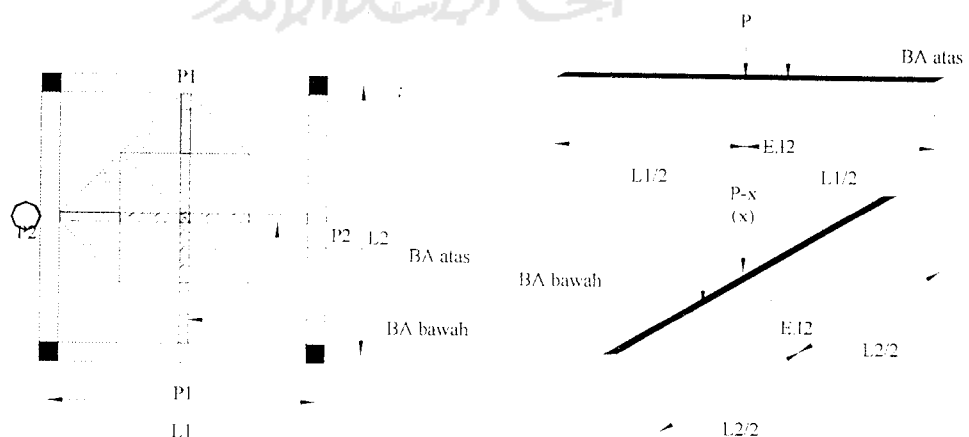
Kapasitas lentur nominal pelat :

$$M_n = A_{S_{ada}} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{M_u}{\phi} \quad \dots\dots\dots(3.2.22)$$

3.3 PERENCANAAN BALOK

Pada perencanaan balok 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 saat runtuh disebut beban *ultimit*. Kuat rencana penampang di dapat dari perkalian kuat nominal/teoritis dengan faktor beban.

Pada *redesain* Pembangunan Gedung Ruang IRI dan IRNA RS. Bethesda Jogjakarta ini menggunakan balok anak dengan sistem grid. Analisa balok anak dengan sistem grid ini menggunakan metode gaya, dan Pengaruh puntir tidak diperhitungkan. Sifat dan karakteristik dari pemindahan beban pada dua arah dilukiskan secara jelas oleh kelakuan dari dua balok anak yang saling tegak lurus dan saling mempengaruhi sehingga lendutan kedua balok tersebut dianggap sama.



Gambar 3.2 Wilayah pembebanan balok silang sistem grid dengan metode Gaya

Pada **gambar 3.2** diperlihatkan suatu sistem struktur balok grid. Kedua balok tersebut dapat dinyatakan sebagai balok atas (balok-a) dengan bentang L_1 , dan balok bawah (balok-b) dengan bentang L_2 . Pada titik silang kedua balok di tengah bentang bekerja gaya sebesar P . Akibat aksi dari beban P ini maka balok-a akan melendut dan mendesak balok-b ke bawah sehingga timbul suatu reaksi keatas sebesar x pada balok-a. Jadi seolah-olah pada balok-a bekerja gaya sebesar $P - x$, dan pada balok-b mendukung beban sebesar x pada titik silang balok. Dengan menyatakan bahwa momen inersia dari kedua balok bentang L_1 dan L_2 dengan bahan yang sama (EI sama), maka dengan baku dapatlah dicari besarnya lendutan di tengah bentang sebagai berikut :

$$d_1 = \frac{(P-x)L_1^3}{48.E.L_1} \dots\dots\dots(3.3.1)$$

$$d_2 = \frac{x.L_2^3}{48.E.L_2} \dots\dots\dots(3.3.2)$$

Bila $d_1 = d_2$, maka nilai x adalah :

$$X = \frac{P}{1 + (L_2 + L_1)^3 \cdot (I_1/I_2)} \dots\dots\dots(3.3.3)$$

Dan momen di tengah bentang adalah :

$$M \text{ balok-a} = \frac{(P-x)}{2} \cdot \frac{L_1}{2} = \frac{(P-x).L_1}{4} \dots\dots\dots(3.3.4)$$

$$M \text{ balok-b} = \frac{x}{2} \cdot \frac{L_2}{2} = \frac{x.L_2}{4} \dots\dots\dots(3.3.5)$$

Jika L_1 lebih besar daripada L_2 maka untuk memperoleh beberapa peningkatan dalam distribusi mendukung beban dapat dilakukan dengan cara menjepit ujung-ujung dari

balok yang lebih panjang. Dalam hal ini dengan memakai persamaan lendutan :

$$\delta = \frac{P.L^3}{48 \cdot E.I} - \frac{X.L^3}{48 \cdot E.I} = \frac{1}{192} \cdot \frac{P.L^3}{E.I} \dots\dots\dots(3.3.6)$$

Dan dapat diperoleh persamaan :

$$\delta \text{ balok bawah} = \delta \text{ balok atas} \dots\dots\dots(3.3.7)$$

$$\frac{(P - X).L_1^3}{192 \cdot E.I_1} = \frac{X.L_2^3}{48 \cdot E.I_2} \dots\dots\dots(3.3.8)$$

$$X = \frac{P}{1 + (L_2 + L_1)^3 \cdot (I_1 / I_2)} \dots\dots\dots(3.3.9)$$

Pada struktur grid yang terdiri dari banyak balok sehingga banyak pula titik potongnya maka untuk mencari reaksi pada tiap-tiap titik potong dapat digunakan tabel **makowski**. Pada tabel **makowski**, lendutan-lendutan d_k pada titik yang berjarak sama k dari suatu balok yang ditumpu bebas akibat dari suatu beban yang bekerja pada salah satu titik i . Dalam tabel ini n adalah jumlah dari bagian-bagian balok. Harus diingat bahwa koefisien pengaruh d_k akibat dari suatu beban satuan pada i adalah sama dengan d_i akibat dari suatu beban satuan pada k (hukum timbal balik Maxwell : $d_{ki} = d_{ik}$)

Tabel 3.1. Nilai Koefisien Pengaruh d_k Akibat satuan Pada i

| n | δ pada k = | Unit beban satuan yang diterapkan pada I = | | | | | Faktor $\frac{L^3}{E.I}$ |
|---|-------------|--------------------------------------------|----------|---------|---|---|--------------------------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| 2 | 1 | 1 | | | | | 1/48 |
| 3 | 1 2 | 8 7 | 8 | | | | 1/48 |
| 4 | 1 2 3 | 9 11 7 | 16 11 | 11 9 | | | 1/768 |
| 5 | 1 | 32 | | | | | 1/3750 |

| | | | | | | | |
|---|---|----|----|----|----|----|--------|
| | 2 | 45 | 72 | | | | |
| | 3 | 40 | 68 | 72 | | | |
| | 4 | 23 | 40 | 45 | 32 | | |
| 6 | 1 | 25 | | | | | 1/3888 |
| | 2 | 38 | 64 | | | | |
| | 3 | 39 | 69 | 81 | | | |
| | 4 | 31 | 56 | 69 | 64 | | |
| | 5 | 17 | 31 | 39 | 38 | 25 | |

Langkah-langkah perencanaan elemen balok adalah sebagai berikut :

1. Menentukan mutu beton dan baja tulangan

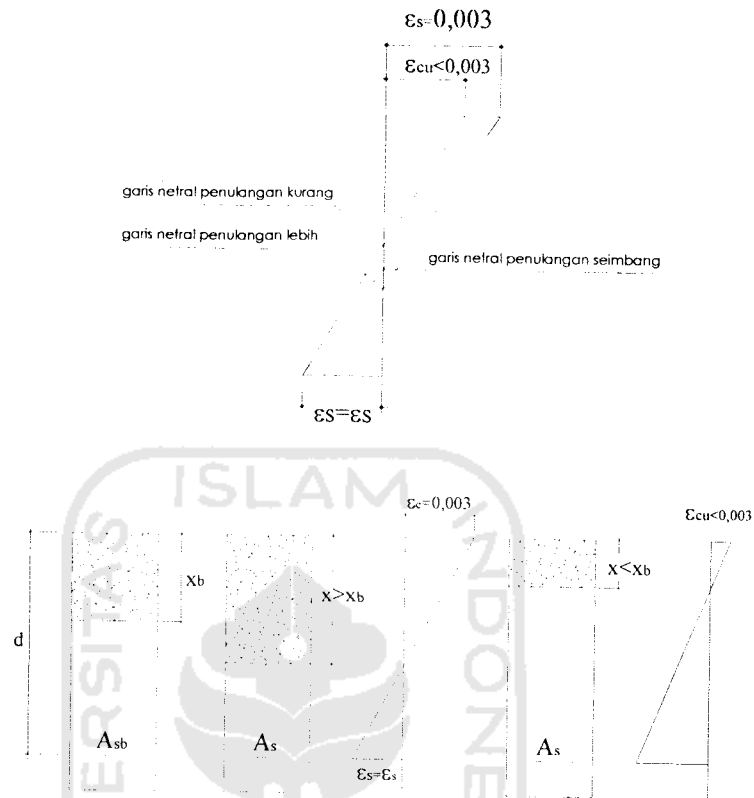
- Tegangan leleh baja (f_y) : dalam satuan Mpa
- Kuat desak rencana beton (f'_c) : dalam satuan Mpa, didapatkan nilai faktor blok tegangan beton (β_1) sama dengan : (SK SNI T-15-1991-03 Pasal 3.3.2 butir 7.3)

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

$$f'_c > 30 \text{ mpa} \quad \rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008(f'_c - 30) > 0,65$$

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 $\epsilon_s = \epsilon_y = f_y/E_s$.



Gambar 3.3 Diagram regangan beton dalam keadaan seimbang

$$\rho_b = \frac{(0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot 600)}{f_y \cdot (600 + f_y)} \dots\dots\dots(3.3.12)$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \text{diambil } \rho = 0,5 \rho_{maks}$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots(3.3.13)$$

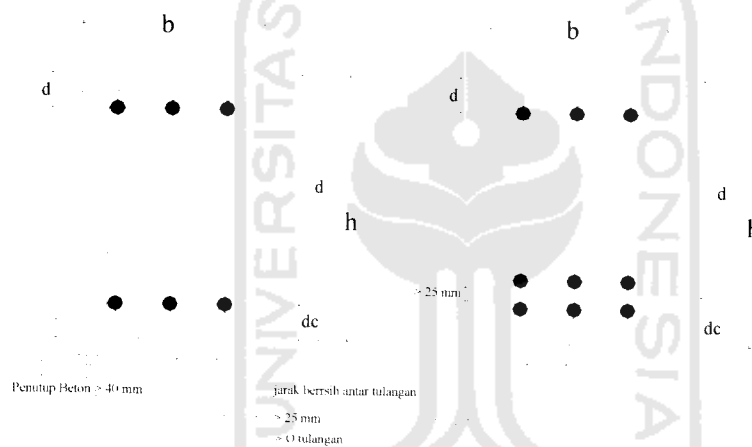
$$R_n = \rho \cdot f_y (1 - \frac{1}{2} \rho \cdot m) \dots\dots\dots(3.3.14)$$

$$bd_{perlu}^2 = \frac{Mu/\phi}{R_n} \text{ atau } \frac{Mn}{R_n} \dots\dots\dots(3.3.15)$$

karena nilai $\frac{Mu/\phi}{Rn}$ atau $\frac{Mn}{Rn}$ diketahui, maka d_{perlu} dan b penampang beton dapat dicari dengan cara coba-coba. Untuk mendapatkan nilai d_{perlu} dan b penampang beton yang proporsional digunakan perbandingan $b:d_{perlu} = 1,2 \text{ s/d } 4,0$ pada beton tulangan sebelah digunakan nilai d_c sebagai berikut :

$d_c = 50-70 \text{ mm}$ → tulangan tarik satu lapis

$d_c = 71-100 \text{ mm}$ → tulangan tarik dua lapis



Gambar 3.4 tulangan tarik satu lapis dan dua lapis

dimana :

- d = tinggi efektif penampang diukur dari serta atas ke pusat tul. Tarik (mm)
- d_c = diukur dari serat bawah ke pusat tul. Tarik (mm)
- M_u = momen lentur ultimit akibat beban luar (N-mm)
- ϕ = faktor reduksi kekuatan; diambil nilai 0,8 untuk kondisi lentur tanpa aksial
- h = tinggi total penampang beton (mm)
- b = lebar total penampang beton (mm)

setelah nilai d_{perlu} didapat, maka :

$$h = d_{ada} + d_c \dots\dots\dots(3.3.16)$$

nilai d_c seperti diatas tergantung dari banyaknya lapis tul. Tarik yang digunakan

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

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

3.3.1. Perencanaan balok penampang persegi menahan lentur tul. sebelah

Balok lentur tulangan sebelah direncanakan *Jika nilai d_{ada} lebih besar ($>$) d_{perlu}*

langkah-langkah perencanaan sebagai berikut ini :

1. Menentukan ρ_{ada} dan Rn_{ada}

$$Rn_{ada} = \frac{Mu/\phi}{b \cdot d_{ada}^2} \dots\dots\dots(3.3.17)$$

$$\rho_{ada} = \frac{Rn_{ada}}{Rn} \cdot \rho \dots\dots\dots(3.3.18)$$

2. Menentukan luas tulangan (A_s)

$$A_s = \rho_{ada} \cdot b \cdot d_{ada} \dots\dots\dots(3.3.19)$$

$$n = \frac{A_s}{A_1} \dots\dots\dots(3.3.20)$$

$$A_{s_{ada}} = n \cdot A_1 > A_s \dots\dots\dots(3.3.21)$$

Dimana :

A_s = luas tul.tarik longitudinal (mm^2)

n = jumlah tulangan yang dipakai (buah)

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

A_1 = luas tampang satu buah tulangan (mm^2)

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

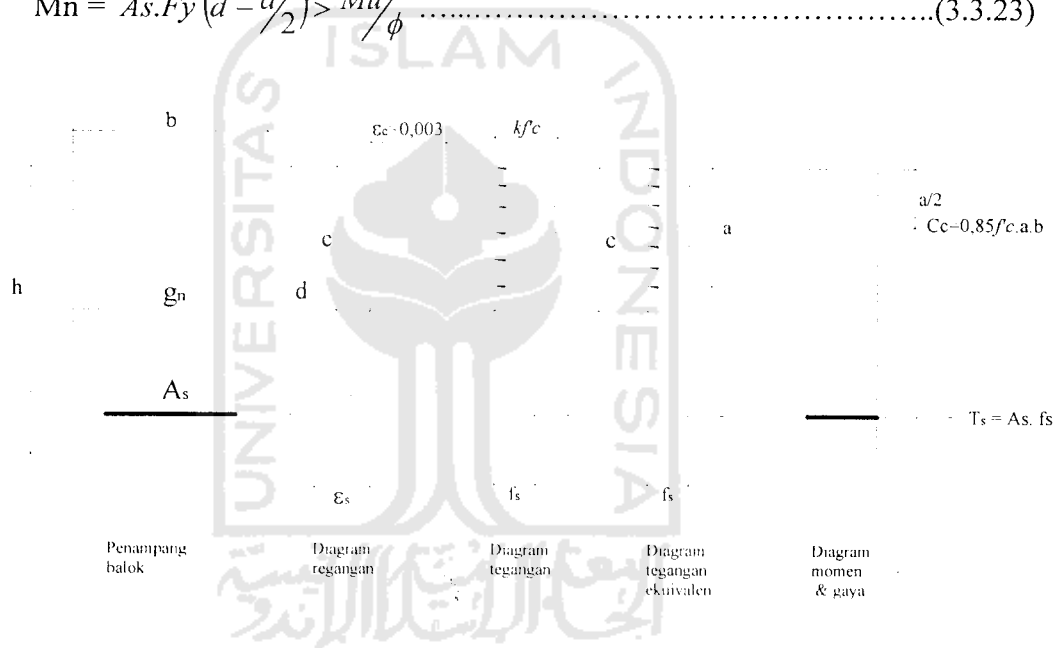
3. Kontrol kapasitas lentur yang terjadi

tinggi balok tekan beton :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(3.3.22)$$

Kapasitas lentur nominal balok :

$$M_n = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) > \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots(3.3.23)$$



Gambar 3.5 diagram Tegangan-regangan beton bertulang sebelah

Dimana :

a = Tinggi balok tegangan persegi akuivalen (mm)

M_n = Kapasitas Lentur nominal yang terjadi (N-mm)

3.3.2. Perencanaan Balok Penampang Persegi Menahan Lentur Tul. Rangkap

Balok lentur tulangan rangka direncanakan, *jika nilai d_{ada} lebih kecil ($<$) d_{perlu}*

Langkah-langkah perencanaan sebagai berikut :

1. Menentukan As_1 dan Mn_1

$$\rho_1 \cong 0,5 \cdot \rho_{maks}$$

$$As_1 = \rho_1 \cdot b \cdot d_{ada} \quad \dots\dots\dots(3.3.24)$$

$$a = \frac{As_1 \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots(3.3.25)$$

$$Mn_1 = As_1 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots\dots\dots(3.3.26)$$

2. Menentukan Mn_2

$$\frac{Mu}{\phi} \leq Mn = Mn_1 + Mn_2$$

$$Mn_2 = \frac{Mu}{\phi} - Mn_1 \quad \dots\dots\dots(3.3.27)$$

Dimana:

Mn_1 = Kuat Momen Pas. Kopel gaya beton tekan dan tul. Baja tarik (Nmm)

Mn_2 = Kuat momen Pas. Kopel tul. Baja tekan dan baja tarik tambahan (Nmm)

3. Menentukan $As' = As_2$ dan As

$$f_s' = 600 \cdot \left\{ 1 - \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot f_y \cdot d} \right\} \quad \dots\dots\dots(3.3.28)$$

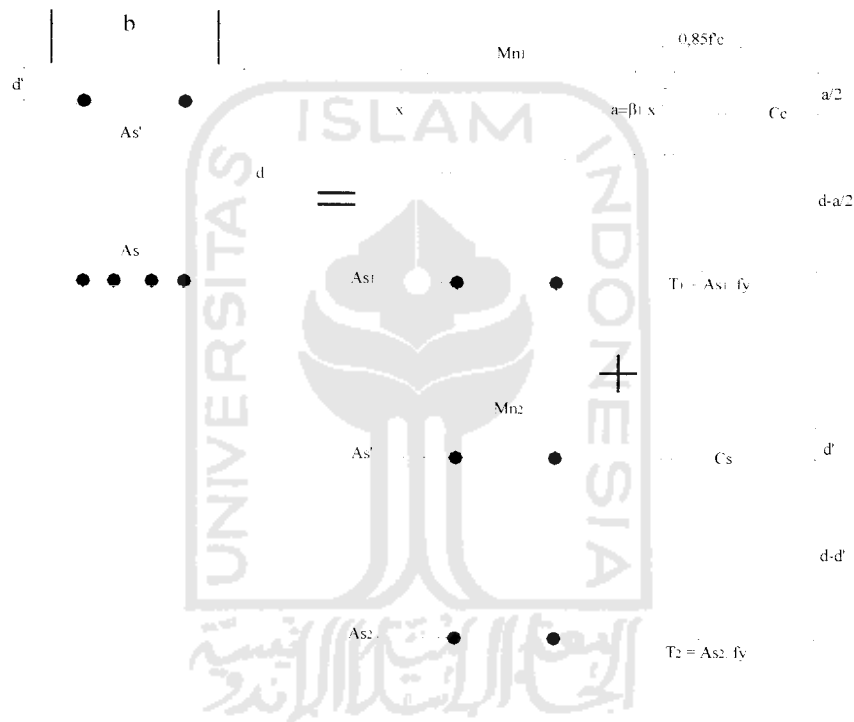
Jika $f_s' \geq f_y$, maka baja desak sudah leleh, sehingga di pakai : $f_s' = f_y$

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

$$As' = \frac{Mn_2}{fs' \cdot (d - d')} \dots\dots\dots(3.3.29)$$

$$n = \frac{As'}{A_1} \dots\dots\dots(3.3.30)$$

$$As = As_1 + As' ; As' = As_2 \dots\dots\dots(3.3.31)$$



Gambar 3.6 Distribusi tegangan tulangan rangkap

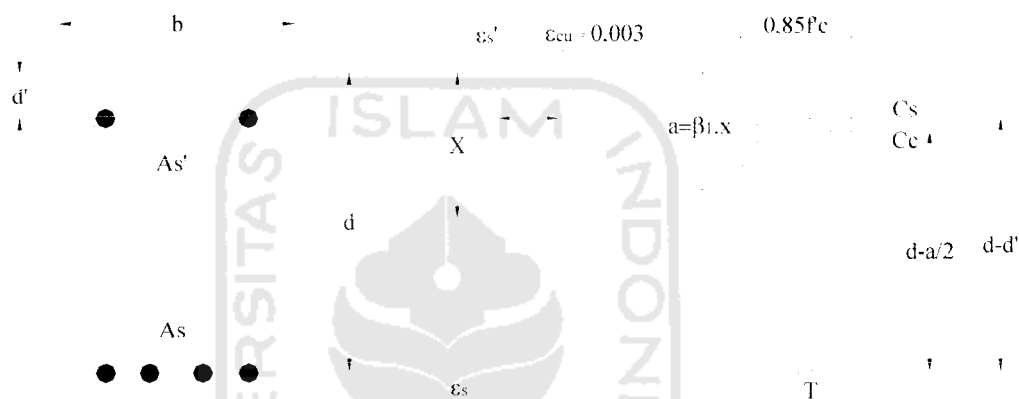
Dimana :

- ρ_1 = rasio tulangan yang dipakai dalam perancangan
- As_1 = luas penampang tulangan baja tarik (mm^2)
- As_2 = luas penampang tulangan baja tarik tambahan (mm^2)
- As' = luas penampang tulangan baja tekan (mm^2)
- As = luas penampang tulangan baja tarik total (mm^2)

4. Kontrol Kapasitas lentur yang terjadi

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d_{ada}} \dots\dots\dots(3.3.32)$$

$$\rho' = \frac{A'}{b \cdot d_{ada}} \dots\dots\dots(3.3.33)$$



Gambar 3.7 Diagram Tegangan - Regangan Beton Tulangan Rangkap

5. Baja desak belum leleh

$$(\rho - \rho') \leq \left[\frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot d'}{f_y \cdot d} \right] \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) \dots\dots\dots(3.3.34)$$

—————> baja desak belum leleh, sehingga : $f_s' = f_s'$

$$f_s' = 600 \cdot \left\{ 1 - \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot f_y \cdot d} \right\} < f_y \dots\dots\dots(3.3.35)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots(3.3.36)$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} \\ &= ((A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s') \cdot (d - a/2)) + (A_s' \cdot f_s') \cdot (d - d') \dots\dots\dots(3.3.37) \end{aligned}$$

6. Baja desak telah leleh

$$(\rho - \rho') \geq \left[\frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot d'}{f_y \cdot d} \right] \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) \quad \dots\dots\dots(3.3.38)$$

—————> baja desak belum leleh, sehingga : $f_s' = f_s'$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y'}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad \dots\dots\dots(3.3.39)$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} \\ &= (A_s - A_s') \cdot f_y' \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + (A_s' \cdot f_y') \cdot (d - d') \geq \frac{M_u}{\phi} \quad \dots\dots\dots(3.3.40) \end{aligned}$$

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)

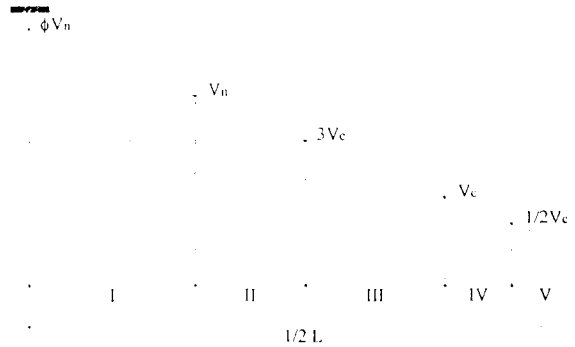
Tegangan geser beton biasa dinyatakan dalam fungsi dari $\sqrt{f'c}$ dan kapasitas

beton dalam menerima geser menurut SK-SNI T-15-1991-13 adalah sebesar :

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \right) b \cdot d \quad \dots\dots\dots(3.3.41)$$

sedangkan kekuatan minimal tulangan geser vertikal menahan geser, dinyatakan

$$\text{dalam :} \quad V_{s_{min}} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots(3.3.42)$$



Gambar 3.8 Diagram Gaya Geser Balok

2. Menentukan jarak sengkang

Berdasarkan kriteria jarak sengkang pada SK-SNI T-15-1991-13 adalah sebagai berikut :

1. bila $V_u \leq 0,5\phi V_c$ (3.3.43)

tidak perlu tulangan geser

2. bila $0,5.V_c < \frac{V_u}{\phi} < V_c$ (3.3.44)

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

tulangan geser dengan jarak :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s_{\min}}} \dots\dots\dots(3.3.45)$$

$$\leq \frac{d}{4} \dots\dots\dots(3.3.46)$$

$$\leq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.3.47)$$

3. bila $V_c < V_u/\phi < (V_c + V_{s_{min}})$ (3.3.48)

maka perlu tulangan geser, dengan jarak sengkang :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s_{min}}} \dots\dots\dots(3.3.49)$$

$$\leq d/2 \dots\dots\dots(3.3.50)$$

$$\leq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.3.51)$$

4. bila $(V_c + V_{s_{min}}) < V_u/\phi \leq 3V_c$ (3.3.52)

maka perlu tulangan geser, dengan jarak sengkang :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u/\phi - V_c} \dots\dots\dots(3.3.53)$$

$$\leq d/2 \dots\dots\dots(3.3.54)$$

$$\leq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.3.55)$$

5. bila $3V_c < V_u/\phi \leq 5V_c$ (3.3.56)

maka perlu tulangan geser, dengan jarak sengkang :

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u/\phi - V_c} \dots\dots\dots(3.3.57)$$

$$\leq d/2 \dots\dots\dots(3.3.58)$$

$$\leq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.3.59)$$

3. Menentukan kekuatan tulangan geser vertikal (V_s)

Setelah jarak sengkang di ketahui, maka nilai V_s dapat dicari :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots(3.3.60)$$

4. Kontrol gaya geser

Bila gaya geser terfaktor : $V_u > \phi V_c$ (3.3.61)

Maka kelebihan gaya geser tersebut adalah $V_u - \phi V_c$, ditahan oleh tulangan geser.

$$V_s = V_u - \phi V_c \dots\dots\dots(3.3.62)$$

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 0.60 (geser dan torsi)

A_v = luas penampang tulangan geser (mm^2)

3.3.4. PERENCANAAN GESER DAN TORSI BALOK

Langkah-langkah perencanaan geser dan torsi balok adalah sebagai berikut :

1. Identifikasi jenis torsi

- Untuk struktur statis tertentu : torsi keseimbangan

Pengaruh torsi diperhitungkan apabila momen torsi terfaktor :

$$T_u \geq \phi \left(\frac{1}{20} \sqrt{f'_c} \cdot \sum x^2 \cdot y \right) \dots\dots\dots(3.3.63)$$

- Untuk struktur statis tak tentu : torsi kompatibilitas

Pengaruh torsi diperhitungkan apabila momen torsi terfaktor :

$$T_u \geq \phi \left(\frac{1}{9} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y \right) \dots\dots\dots(3.3.64)$$

2. Menentukan momen torsi nominal (Tn)

Kontrol kuat momen torsi yang terjadi : $T_u \geq T_c + T_s$ (3.3.65)

- **Bila puntir murni :** $T_c = \left(\frac{1}{15} \cdot \sqrt{f'c} \right) \sum x^2 \cdot y$ (3.3.66)

- **Bila puntir murni + geser :** $T_c = \frac{\frac{1}{15} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u} \right)^2}}$ (3.3.67)

$$C_t = \frac{b_w \cdot d}{\sum x^2 \cdot y} \dots\dots\dots(3.3.68)$$

$$V_c = \left(\frac{\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d}{1 + \left(2,5 \cdot C_t \cdot T_u / V_u \right)^2} \right) \dots\dots\dots(3.3.69)$$

- **Bila puntir murni + geser + gaya Aksial :**

$$T_c = \frac{\frac{1}{15} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u} \right)^2}} \cdot \left(1 + 0,3 \cdot N_u / A_g \right) \dots\dots\dots(3.3.70)$$

$$V_c = \left(\frac{\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d}{1 + \left(2,5 \cdot C_t \cdot T_u / V_u \right)^2} \right) \cdot \left(1 + 0,3 \cdot N_u / A_g \right) \dots\dots\dots(3.3.71)$$

kontrol torsi yang terjadi :

1. jika $Tu/\phi \leq Tc \longrightarrow$ **torsi diabaikan**.....(3.3.72)

2. jika $Tu/\phi > Tc \longrightarrow$ **perlu Tul. torsi**.....(3.3.73)

- Untuk torsi keseimbangan : $Ts = Tu/\phi - Tc$ 3.3.74)

- Untuk torsi kompatibilitas : $Ts = 1/9 \sqrt{f'c} \cdot \sum x^2 \cdot y \cdot 1/3 - Tc$ (3.3.75)

3. jika $Tu/\phi > 4Tc \longrightarrow$ **tampang diperbesar**.....(3.3.76)

- dimana :
- Tn = kekuatan nominal tampang torsi (Nmm)
 - Tu = kekuatan torsi terfaktor akibat beban geser (Nmm)
 - Ts = kekuatan baja nominal menahan torsi (Nmm)
 - Tc = kekuatan beton nominal menahan torsi (Nmm)
 - Nu = gaya aksial terfaktor; (+) untuk tekan dan (-) untuk tarik (N)
 - Ag = luas penampang balok beton (mm²)

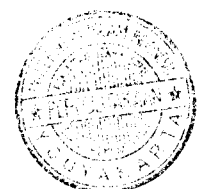
3. Menghitung perbandingan luas tulangan torsi dan jarak sengkang

$$\frac{At}{s} = \frac{Ts}{\alpha \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot fy} \dots\dots\dots(3.3.77)$$

$$\alpha_1 = 1/3 \cdot \left(2 + \frac{y_1}{x_1} \right) \leq 1,5 \dots\dots\dots(3.3.78)$$

4. Menentukan tulangan geser + torsi

Bila $Vc < Vu/\phi$, maka diperlukan tulangan geser



$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \dots\dots\dots(3.3.79)$$

Pebandingan luas tulangan geser dan jarak :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} \quad \dots\dots\dots(3.3.80)$$

luas total sengkang (tulangan torsi + geser)

$$\frac{A_{v1}}{s} = \frac{2 \cdot A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \geq \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} \quad \dots\dots\dots(3.3.81)$$

5. Menentukan tulangan torsi memanjang

$$A_{l1} = 2 \cdot A_t \cdot \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \text{ atau} \quad \dots\dots\dots(3.3.82)$$

$$A_{l1} = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u / 3 \cdot C_t} \right) - 2 \cdot A_t \right] \cdot \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad \dots\dots\dots(3.3.83)$$

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

$$A_{l2} = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + V_u / 3 \cdot C_t} \right) - \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} \right] \cdot \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right) \quad \dots\dots\dots(3.3.84)$$

dimana :

A_v = luas penampang sengkang menahan geser (mm^2)

A_t = luas penampang sengkang menahan Torsi (mm^2)

A_l = luas penampang tul. memanjang tambahan pada torsi (mm^2)

6. Kriteria tulangan geser dan torsi

1. Jarak tulangan sengkang : $s \leq \frac{x_1 + y_1}{4}$ (3.3.85)
 $\leq 300 \text{ mm}$ (3.3.86)
2. tulangan memanjang disebar merata kesemua sis dengan jarak tulangan memanjang $\leq 300 \text{ mm}$
3. ϕ tulangan memanjang $\geq 12 \text{ mm}$
4. f_y tulangan torsi $\leq 400 \text{ Mpa}$
5. tulangan torsi harus ada paling tidak sejauh $(b+d)$ dari titik ujung teoritis torsi yang diperlukan

3.4. PERENCANAAN KOLOM

Sebagai bagian dari kerangka bangunan, kolom menempati posisi penting. Kegagalan kolom akan berakibat langsung pada runtuhnya komponen struktur lain yang berhubungan dengannya. Atau bahkan merupakan batas runtuh total dari keseluruhan 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.

Langkah-langkah perencanaan kolom pendek sebagai berikut :

1. Menentukan propeties 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. Menentukan 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.

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

- Untuk sengkang biasa

$$\phi P_{no} = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y \dots\dots\dots(3.4.2)$$

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

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

- Untuk sengkang spiral

$$\phi P_{no} = 0,85 \cdot \phi \cdot P_o \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y \dots\dots\dots(3.4.4)$$

Karena $P_u \leq \phi P_n$, maka untuk kolo.n sehingga diperoleh $A_{g_{perlu}}$:

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

sehingga setelah nilai $A_{g_{perlu}}$ diperoleh, panjang dan lebar sisi kolom persegi atau diameter kolom bulat dapat ditentukan.

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

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

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

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y \dots\dots\dots(3.4.9)$$

$$P_{no} = 0,8 \cdot P_o ; \text{ untuk sengkang biasa}$$

$$P_{ro} = 0,85 \cdot P_o ; \text{ untuk sengkang spiral}$$

Dimana :

P_o = kuat desak aksial nominal pada eksentrisitas nol (N)

P_u = gaya desak aksial terfaktor pada eksentrisitas tertentu (N)

P_n = kuat desak aksial pada eksentrisitas tertentu (N)

ρ_g = Rasio penulangan memanjang

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

A_s' = luas tulangan tekan pada kolom (mm^2)

A_s = luas tulangan pada kolom (mm^2)

3. Kapasitas kolom dengan beban eksentris

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \dots\dots\dots(3.4.10)$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} \dots\dots\dots(3.4.11)$$

jika $\epsilon_s' > \epsilon_y \implies f_s' = f_y$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot b(x_b \cdot \beta_1) \dots\dots\dots(3.4.12)$$

$$C_c = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c) \dots\dots\dots(3.4.13)$$

dengan nilai f_s' sebagai berikut :

$$f_s' = \frac{x_b \cdot d'}{x_b} \cdot 600 \dots\dots\dots(3.4.14)$$

$$\epsilon_s' > \epsilon_y \longrightarrow f_s' = f_y$$

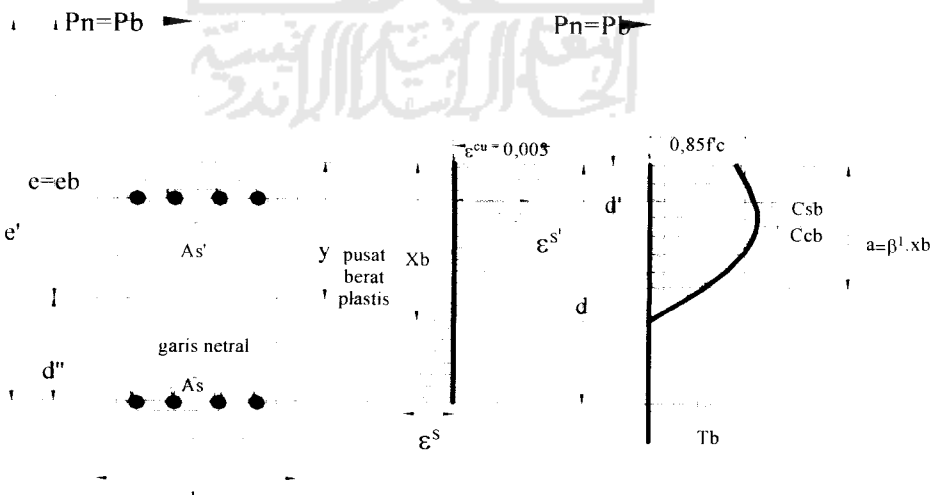
$$\epsilon_s' < \epsilon_y \longrightarrow f_s' < f_y$$

$$b = A_s \cdot F_y \dots\dots\dots(3.4.15)$$

$$P_{nb} = C_{cb} + C_{sb} - T_b \dots\dots\dots(3.4.16)$$

$$M_{nb} = C_{cb} \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_{sb}(\bar{y} - d') + T_b(d - \bar{y}) \dots\dots\dots(3.4.17)$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \dots\dots\dots(3.4.18)$$



Gambar 3.9. Diagram keseimbangan Regangan –tegangan kolom persegi

4. Tentukan nilai x yang akan digunakan

Jika $x > x_b$; Kolom ditinjau terhadap kegagalan akibat desak

Jika $x < x_b$; Kolom ditinjau terhadap kegagalan akibat tarik.

Syarat kegagalan :

- Akibat desak

$$M_n < M_{nb} ; e < e_b ; P_n > P_{nb} \dots\dots\dots(3.4.19)$$

- Akibat tarik

$$M_n < M_{nb} ; e < e_b ; P_n < P_{nb} \dots\dots\dots(3.4.20)$$

Kemudian dihitung

$$A = \beta_1 x \dots\dots\dots(3.4.21)$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} \cdot 600 \dots\dots\dots(3.4.22)$$

jika $f_s' > f_y ; f_s' = f_y$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot (x_b \cdot \beta_1) \dots\dots\dots(3.4.23)$$

$$C_{cb} = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c) \dots\dots\dots(3.4.24)$$

$$T_b = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(3.4.25)$$

$$P_{nb} = C_{cb} + C_{sb} - T_b \dots\dots\dots(3.4.26)$$

$$M_{nb} = C_{cb} \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_{sb}(\bar{y} - d) + T_b(d - \bar{y}) \dots\dots\dots(3.4.27)$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \dots\dots\dots(3.4.28)$$

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_s' = tegangan leleh baja tulangan yang terjadi (Mpa)

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

x = jarak serat terluar beton ketitik ditinjau mm)

5. Pada saat $P_n = 0$: M_n dihitung dengan menghitung seperti balok bertulangan sebelah

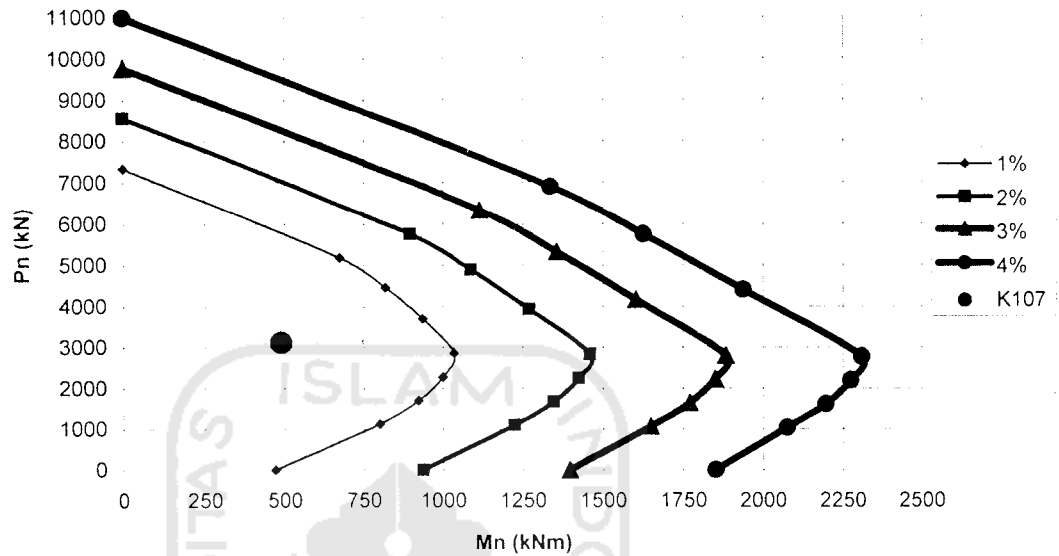
$$a = \frac{A_s \cdot f_y'}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(3.4.29)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y' \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \dots\dots\dots(3.4.30)$$

6. Gambar Diagram Momen Nominal (M_n) dan Gaya Desak Aksial Nominal (P_n) ($A = 1\% \cdot A_g$; $A = 2\% \cdot A_g$; $A = 3\% \cdot A_g$; $A = 4\%$; $A = 5\% \cdot A_g$)

Gambar dibawah adalah diagram interaksi kolom, dimana kuat desak aksial diungkapkan sebagai ϕP_n pada sumbu tegak dan kuat momen diungkapkan sebagai $\phi P_n \cdot e$ pada sumbu datar. Diagram hanyab erlaku 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 yang menghasilkan 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

$$\text{Kelangsingan} = \frac{k \cdot l_u}{r} \rightarrow r = \sqrt{\frac{I}{A}} \dots\dots\dots(3.4.31)$$

$$= 0,30 \times h \text{ (untuk kolom tampang persegi)}$$

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

Dimana :

K = faktor panjang efektif

Lu = panjang bersih kolom (m)

r = radius girasi (mm)

I = inersia (mm)

A = luas tampang (mm²)

Nilai k ditentukan dengan memperhatikan kondisi kolom :

- Untuk kolom lepas

Kedua ujung sendim tidak bergerak lateral $k = 1,0$

Kedua ujung sendi $k = 0,5$

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

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

- Untuk kolom yang merupakan bagian portal

Sebagai langkah awal dalam menentukan nilai kekakuan relatif (φ)

$$\varphi = \frac{\sum (EI/I)_{kolom}}{\sum (EI/I)_{kolom}} \dots\dots\dots(3.4.32)$$

Kemudian φ diplotkan kedalam grafik nomogram atau grafik aligment sehingga didapat nilai k . Batasan-batasan kolom disebut langsing, adalah :

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

$$\frac{kl}{r} > 22, \text{ untuk rangka / portal goyang}$$

dimana : M_{1b} dan M_{2b} adalah momen-momen ujung terfaktor pada kolom yang posisinya berlawanan ($M_{1b} < M_{2b}$)

2. Momem rencana

$$M \text{ rencana} = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \dots\dots\dots(3.4.33)$$

$$\delta = \frac{Cm}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0 \quad \dots\dots\dots (3.4.34)$$

$$Cm = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4 \quad \dots\dots\dots(3.4.35)$$

$$\delta_b = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi P_c}} \quad \dots\dots\dots(3.4.36)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(kl)^2} \quad (\text{rumus Euler}) \quad \dots\dots\dots(3.4.37)$$

Dalam peraturan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 52, memberikan ketentuan untuk memperhitungkan EI sebagai berikut :

$$EI = \frac{1/5 (E_c \cdot I_g) + E_s \cdot I_{se}}{1 + \beta t} \quad \dots\dots\dots(3.4.38)$$

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

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2,5(1 + \beta t)} \quad \dots\dots\dots(3.4.39)$$

Dimana :

δ_b = Pembedaran momen dengan pengaku pada saat pembebanan tetap

δ_s = Pembedaran momen tanp pengaku pada pembebanan sementara

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

M_{2s} = Momen terfaktor terbesar disepanjang komponen 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 dabaikan)

I_g = Momen inersia terhadap sumbu pusat penampang komponen struktur

$$\beta_u = \frac{\text{Momen akibat beban Mati Rencana}}{\text{Momen akibat beban total}}$$

3. Mencari M_n dan P_n

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} \dots\dots\dots(3.4.40)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots(3.4.41)$$

Dari nilai tersebut dimasukkan ke dalam diagram 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 :

- (1) Berat sendiri dari bahan-bahan bangunan penting dan dari beberapa komponen gedung yang harus ditinjau didalam menentukan beban mati dari suatu gedung diambil menurut tabel 2.1 PPIUG 1983 (pasal 2 ayat 1 PPIUG 1983)
- (2) Faktor reduksi beban mati diambil 0,9 sesuai dengan PPIUG 1983 pasal 2.2.

- **Komponen-komponen gedung lainnya**

Beban mati komponen gedung di luar berat sendiri ditentukan dalam PPIUG 1983 tabel 2.13 beban yang bekerja pada lantai dapat didistribusikan dengan 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. kedalam 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 . Gedung digunakan sebagai ruang kuliah, kantor, toko, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit dengan beban hidup sebesar 250 Kg/m².
- 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 Distribusi beban hidup dan beban mati pada lantai

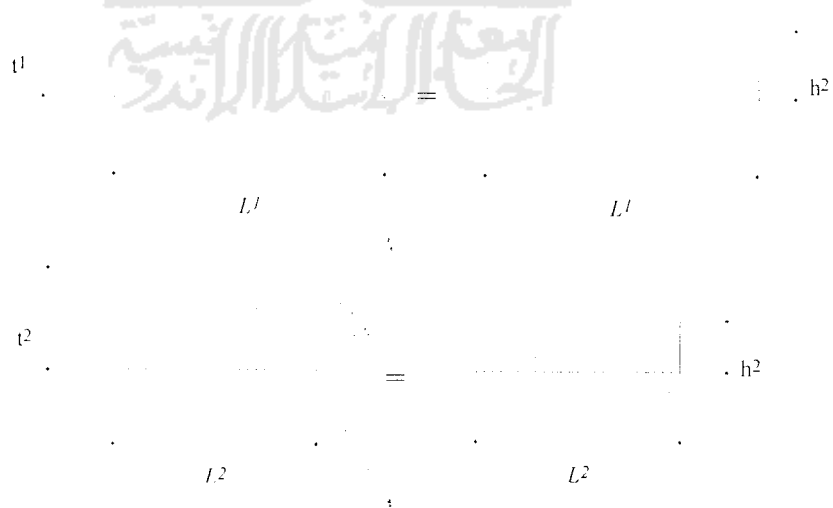
Pendistribusian beban yang ditransferkan ke balok menggunakan metode amplop sesuai dengan denah bangunan. Untuk memudahkan perhitungan maka beban segitiga dan trapesium pada metode amplop tersebut disederhanakan menjadi beban merata linier dengan rumus :

- Untuk beban trapesium amplop, menjadi:

$$Q_{ekivalen} = t_1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{t_1^3}{L_1^2} \dots\dots\dots(3.5.1)$$

- Untuk beban segitiga amplop, menjadi

$$Q_{ekivalen} = \frac{2}{3} \cdot t_2 \dots\dots\dots(3.5.2)$$



Gambar 3.11 Bentuk distribusi beban dari pelat ke balok

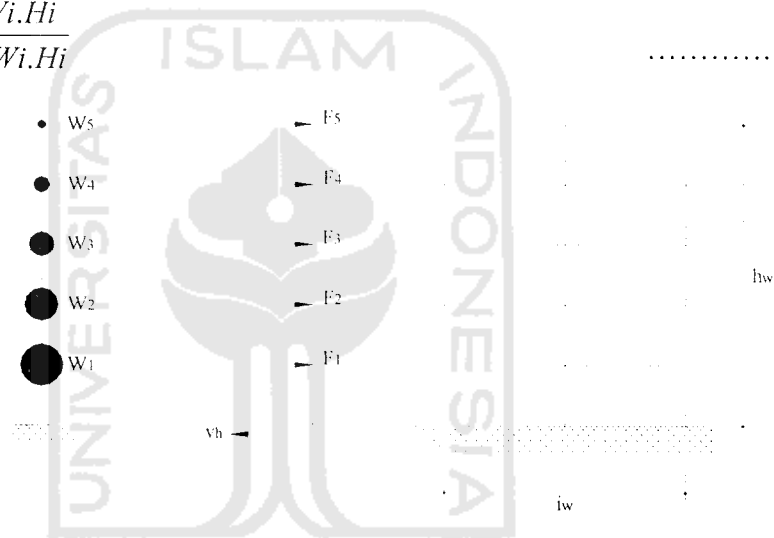
3.5.4. Beban gempa statik ekuivalen

Besarnya gaya geser dasar horisontal akibat beban gempa menurut pedoman ketahanan gempa untuk rumah dan gedung 1987, dinyatakan dalam

$$V = C.I.K.W_1 \dots\dots\dots(3.5.3)$$

Gaya gesek yang harus dibagi pada masing-masing lantai tingkat dapat dihitung dengan rumus :

$$F_i = \frac{W_i.H_i}{\sum W_i.H_i} \dots\dots\dots(3.5.4)$$



Gambar 3.12 Distribusi gaya geser gempa

Dimana :

V = gaya geser dasar horisontal total akibat gempa (Ton)

C = Koefisien gempa

I = faktor keutamaan struktur

K = faktor jenis struktur

W₁ = berat total bangunan (Ton)

H = tinggi bangunan (m)

F_i = Gaya geser tiap tingkat (Ton)

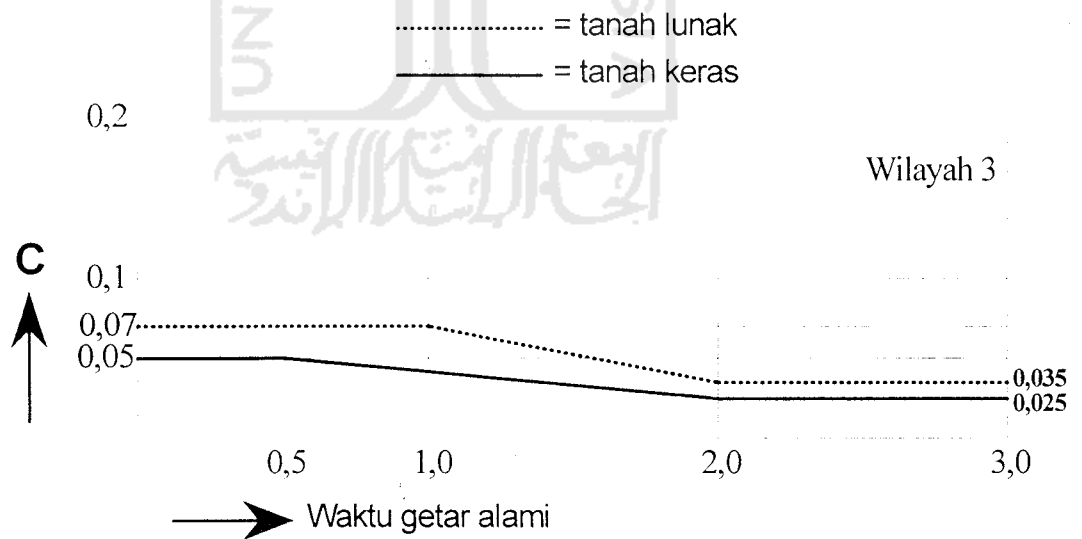
3.5.4.1. Waktu getar alami struktur (T)

Koefisien gempa dasar ditentukan dengan wilayah gempa dimana bangunan berada, dengan menggunakan waktu getar alami struktur (T). Dalam SNI 1726-86, T untuk struktur porta beton ditentukan dengan rumus :

$$T = 0,06H^{1/4} \dots\dots\dots(3.5.5)$$

3.5.4.2 Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu menahan beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur. Koefisien gempa dasar pada tiap-tiap wilayah gempa di Indonesia dibedakan pada 2 kondisi tanah, yaitu tanah keras dan tanah lunak. Selain keadaan tanah, penentuan nilai koefisien tergantung juga dari waktu getar alami struktur. Dalam perencanaan ulang ini, bangunan gedung berada dalam wilayah gempa tiga (3) daerah Jogjakarta, pada kondisi tanah keras.



Gambar 3.13. Respon Spektrum Wilayah Tiga (3) Indonesia

3.5.4.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Tingkat keutamaan gedung didasarkan pada fungsi dan tingkat kepentingan yang dilayani oleh bangunan tersebut. Semakin besar fungsi dan tingkat pelayanannya maka semakin besar pula nilai faktornya. Dengan semakin besarnya nilai I maka diharapkan fasilitas-fasilitas penting tersebut harus tetap berfungsi sesudah suatu gempa. Karena gedung ini merupakan fasilitas umum untuk Rumah Sakit, menurut pedoman perencanaan ketahanan gempa maka dipakai nilai $I = 1,5$.

3.5.4.4. Faktor jenis bangunan (K)

Faktor jenis bangunan (K) adalah faktortipe struktur. Semakin kecil nilai faktor jenis bangunan (K) semakin rendah kekuatan batas yang diperlukan, semakin besar kemampuan gedung tersebut berperilaku daktail dalam kondisi inelastis. Dalam perencanaan ulang ini, bangunan direncanakan dengan daktilitas tingkat III (penuh), dengan nilai $K = 1$

3.5.4.5. Faktor total bangunan (Wt)

Berat total bangunan merupakan berat total dari massa struktur bangunan yang direncanakan ditambah beban hidup yang bekerja.

3.6 Perencanaan Balok Dan Kolom Portal

Dalam menganalisa suatu portal, tahap pertama yang dilakukan adalah perencanaan beban yang bekerja, yaitu : beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

3.6.1 Perencanaan balok portal terhadap beban lentur

Kuat lentur perlu balok portal (M_u , b) harus dinyatakan berdasarkan kombinasi

pembebanan tanpa atau dengan gempa sebagai berikut:

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

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

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

Dimana:

$M_{D,b}$ = Momen Lentur balok akibat beban mati tak terfaktor

$M_{L,bR}$ = Momen Lentur balok akibat beban hidup tak terfaktor

$M_{E,b}$ = Momen Lentur balok akibat beban gempa tak terfaktor

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

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

dengan syarat apabila tulangan lentur balok portal telah direncanakan ($\rho - \rho'$) tidak boleh melebihi $0,5\rho_b$. Momen lapangan dan tumpuan pada bidang muka kolom yang diperoleh dari hasil redistribusi selanjutnya digunakan untuk menghitung penulangan lentur yang diperlukan. Untuk portal dengan daktilitas penuh perlu dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya ditentukan sebagai berikut:

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

Dimana :

$M_{kap,b}$ = kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok kolom dengan

perhitungan luas tulangan yang sebenarnya

$M_{kap,b}$ = kapasitas lentur nominal balok dari luas tulangan yang sebenarnya terpasang.

ϕ_o = faktor penambahan kekuatan yang ditetapkan sebesar 1.25 untuk $f_y < 400$ Mpa dan 1.40 untuk $f_y > 400$ Mpa

3.6.2 Perencanaan balok portal terhadap beban geser

Kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban gravitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok portal tersebut, dengan tanda yang berlawanan menurut persamaan berikut :

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

Tetapi tidak perlu lebih besar dari

$$V_{a,b} = 1,07(V_{BB} + VL + 4 / K.VEB) + 1,07V_g \quad \dots\dots\dots(3.6.7)$$

dimana :

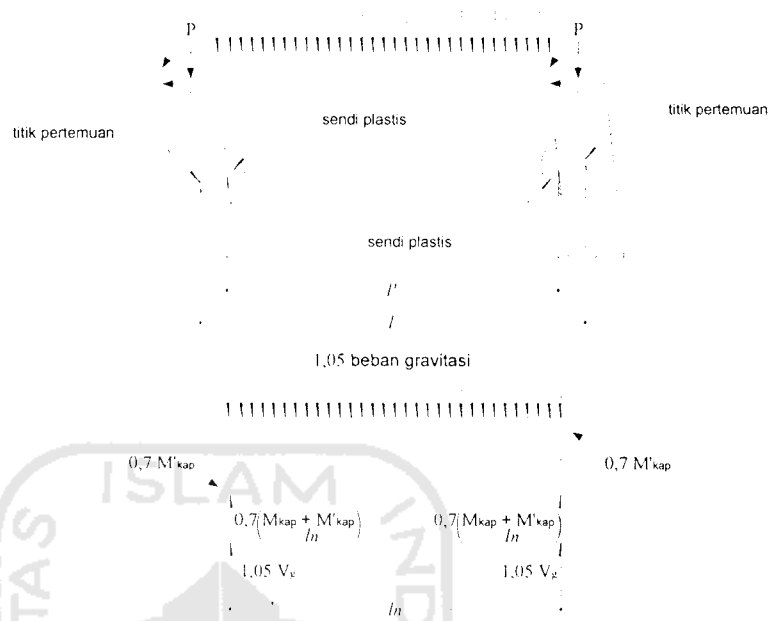
$M_{kap,b}$ = Momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada salah satu balok atau bidang muka loncat.

$M'_{kap,b}$ = Momen kapasitas balok berdasarkan tulangan yang sebenarnya terpasang pada ujung balok atau bidang muka loncat

$M_{D,b}$ = gaya geser balok portal akibat beban hidup

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

$M_{E,b}$ = gaya geser balok portal akibat beban hidup



Gambar 3.14. Balok portal dengan sendi plastis pada kedua ujungnya

3.6.3 Perencanaan balok 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 :

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

Sehingga $\Sigma M_{kap,b} = \Sigma M_{kap,ki} + \Sigma M_{kap,ki} \quad \dots\dots\dots(3.6.9)$

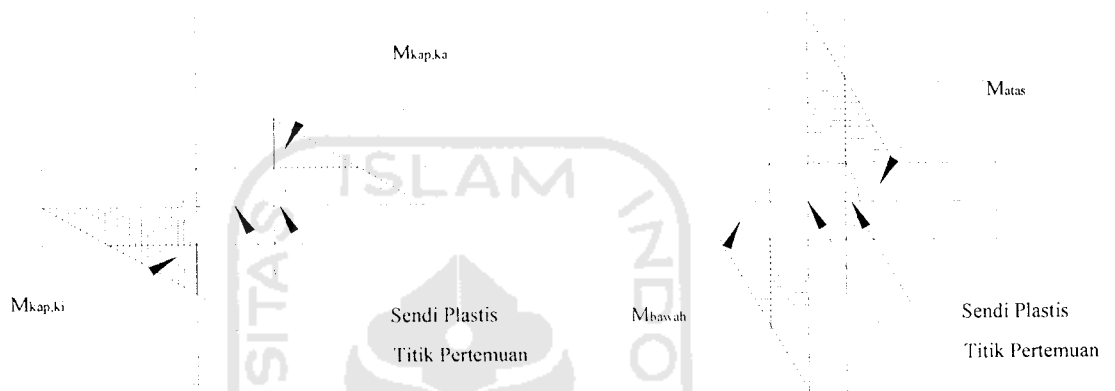
Dimana:

ω_d = faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan, diambil nilai $\omega_d = 1,3$; kecuali untuk kolom yang didesain terjadi sendi plastis (lantai I dan lantai paling atas)

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

$M_{kap,ki}$ = Momen kapasitas lentur balok disebelah kiri bidang muka kolom

$M_{kap,ka}$ = Momen kapasitas lentur balok disebelah kiri bidang muka kolom



Gambar 3.15. Pertemuan Balok Kolom dengan Sendi Plastis di kedua ujung

Sedangkan beban aksial rencana N_{uk} yang bekerja pada kolom dengan daktilitas penuh, dihitung dengan :

$$N_{uk} = \frac{0.7 \cdot R_n \cdot \sum M_{kap,b}}{I_b} + 1.05 N_{g,k} \dots \dots \dots (3.6.10)$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$N_{uk} = +1.05(N_{g,k} + \frac{4}{K} N_{t,k}) \dots \dots \dots (3.6.11)$$

dengan nilai 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 (m)

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

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

3.6.4 Perencanaan kolom portal terhadap beban geser

Kuat geser kolom dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung-ujung balok yang bertemu pada kolom tersebut, harus dihitung dengan cara cermat sebagai berikut ini :

Untuk kolom lantai atas dan lantai dasar :

$$V_{uk} = \frac{M_{uk,atas} + M_{uk,bawah}}{h'_k} \dots\dots\dots(3.6.12)$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{uk} = 1,05(V_{D,k} + V_{LK} \frac{4}{K} V_{E,k}) \dots\dots\dots(3.6.13)$$

kapasitas lentur sendi plastis kolom dapat dihitung:

$$V_{kap,k,bawah} p = \phi_0 \cdot M_{uk,k,bawah} \dots\dots\dots(3.6.14)$$

Di

3.6

m

ya

ba

Gaya geser horizontal V_{jh} ini di tahan oleh dua (2) mekanisme kuat geser inti, yaitu :

- Serat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung join yang memikul gaya geser V_{ch}
- Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan serat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser V_{sh}

Sehingga : $V_{sh} + V_{ch} = V_{jh}$ (3.6.20)

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

1. Tegangan tekan minimal rata-rata, minimal pada penampang bruto diatas join, termasuk tegangan prategang (apabila ada), melebihi nilai $0,1 f_c$ maka :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{N_{u,k}}{B} - 0,1 f_c} b_j h \quad \dots\dots\dots(3.6.21)$$

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

$$V_{ch} = 0,7 P_{cs} \quad \dots\dots\dots(3.6.22)$$

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

$$V_{ch} = 0,5 \frac{A_s'}{A_s} V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 A_g f_c} \right) \quad \dots\dots\dots(3.6.23)$$

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 serat tekan tidak berkurang akibat beban bolak-balik dimana sebagian besar tegangan tekan dipindahkan ke tulangan tekan. Pelelehan tulangan dapat juga mengakibatkan penetrasi kerusakan ikatan yang masuk keinti join, sehingga ikatan antara tulangan danstrat 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 $0,1 \cdot f_c$ ($p_c < 0,1 \cdot f_c$) maka :

$$V_{ch} = V_{jh} \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f'_c \cdot b_j \cdot h_j} \quad \dots\dots\dots(3.6.24)$$

pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis :

$$V_{ch} = V_{jh} - 0,5 \cdot \frac{A_s'}{A_s} \cdot V_{jh} \cdot \left(1 + \frac{N_{uk}}{0,4 \cdot A_g \cdot f'_c} \right) \quad \dots\dots\dots(3.6.25)$$

luas total efektif dari tulangan geser horizontal yang melewati bidang kritis diagnol dengan yang diletakkan di daerah tekan join efektif (b_j) tidak boleh kurang dari:

$$A_{jh} = \frac{V_m}{f_y} \quad \dots\dots\dots(3.6.26)$$

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

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

$$A_{jh} = V_{jh} \cdot \frac{h_c}{b_j} \quad \dots\dots\dots(3.6.27)$$

dimana:

n = jumlah lantai diatas kolom yang ditinjau

l_b = bentang balok dari as ke as kolom (m)

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

N_{Ek} = gaya aksial kolom akibat beban gempa (KN)

3.6.4 Perencanaan kolom portal terhadap beban geser

Kuat geser kolom dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung-ujung balok yang bertemu pada kolom tersebut, harus dihitung dengan cara cermat sebagai berikut ini :

Untuk kolom lantai atas dan lantai dasar ;

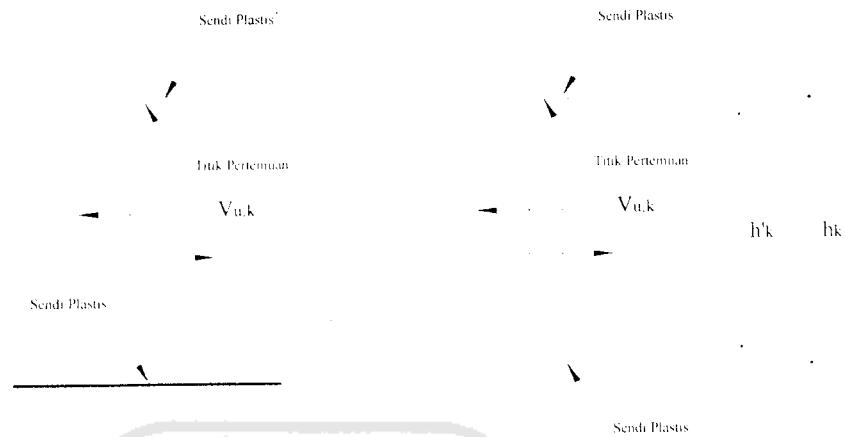
$$V_{uk} = \frac{M_{uk\ atas} + M_{uk\ bawah}}{h'_k} \dots\dots\dots(3.6.12)$$

dan dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{uk} = 1,05(V_{D,k} + VLK \frac{4}{K} V_{E,k}) \dots\dots\dots(3.6.13)$$

kapasitas lentur sendi plastis kolom dapat dihitung:

$$V_{kap,k\ bawah} = \phi_c \cdot M_{rek,k\ bawah} \dots\dots\dots(3.6.14)$$



Gambar 3.16 kolom dengan $M_{u,k}$ berdasarkan kapasitas plastis

Dimana :

- $M_{nak,k\ atas}$ = Momen rencana kolom ujung atas dihitung pada muka balok (KNm)
- $M_{kap,b}$ = Momen rencana kolom ujung bawah dihitung pada muka balok (KNm)
- $h'k$ = tinggi bersih kolom (m)
- $V_{D,k}$ = gaya geser kolom akibat beban mati (KN)
- $V_{L,b}$ = gaya geser kolom portal akibat beban hidup (KN)
- $V_{L,b}$ = gaya geser kolom portal akibat beban gempa (KN)
- $M_{kap,k\ bawah}$ = Kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar (KN)
- $M_{nap,k\ bawah}$ = Kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom LT dasar (KN)

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

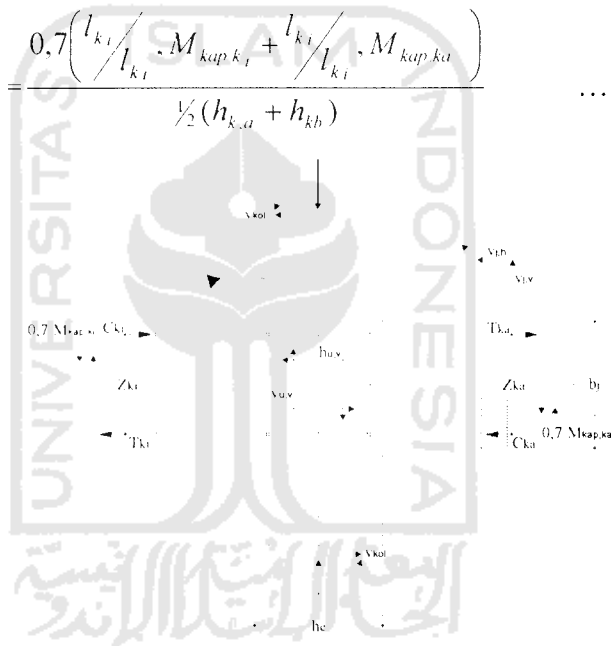
joint rangka adalah seperti yang terlihat pada gambar 3.14, dimana gaya geser horizontal:

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots\dots\dots(3.6.15)$$

$$C_k = T_{ki} = 0.7 \left(\frac{M_{kap,ki}}{Z_i} \right) \dots\dots\dots(3.6.16)$$

$$T_k = C_{ka} = 0.7 \left(\frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \right) \dots\dots\dots(3.6.17)$$

$$V_{kol} = \frac{0.7 \left(\frac{l_{ki}}{l_{ki}} \cdot M_{kap,ki} + \frac{l_{ki}}{l_{ki}} \cdot M_{kap,ka} \right)}{\frac{1}{2} (h_{ka} + h_{kb})} \dots\dots\dots(3.6.18)$$



Gambar 3.17. Panel pertemuan balok dan kolo portal

Tegangan geser horizontal nominal dalam join adalah :

$$V_{jh \text{ aktual}} = \frac{V_{jh}}{b_j h_j} \dots\dots\dots(3.6.19)$$

Dimana

B_j = lebar efektif join (mm)

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

dengan memindahkan lokasi sendi plastis agak jauh dari muka kolom, maka kemampuan mekanisme serot tekan tidak berkurang akibat beban bolak-balik dimana sebagian besar tegangan tekan dipindahkan ke tulangan tekan. Pelelehan tulangan dapat juga mengakibatkan penetrasi kerusakan ikatan yang masuk keinti join, sehingga ikatan antara tulangan danstrat 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 $0,1 \cdot f_c$ ($p_c < 0,1 \cdot f_c$) maka :

$$V_{ch} = V_{jh} - \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g} \right) - 0,1 \cdot f_c \cdot b_j \cdot h_j} \quad \dots\dots\dots(3.6.24)$$

pada join rangka dengan melakukan relokasi sendi plastis :

$$V_{ch} = V_{jh} - 0,5 \cdot \frac{A_s'}{A_s} \cdot V_{jh} \cdot \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 \cdot A_g \cdot f_c} \right) \quad \dots\dots\dots(3.6.25)$$

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:

$$A_{jh} = \frac{V_m}{f_y} \quad \dots\dots\dots(3.6.26)$$

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

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

$$A_{jv} = V_{jv} \cdot \frac{h_c}{b_j} \quad \dots\dots\dots(3.6.27)$$

tulangan join geser vertikal didapat dari; $V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$

$$\text{menjadi : } V_{ch} = A_{sc}' \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left(0,6 + \frac{N_{uk}}{A_g \cdot f'c} \right) \dots\dots\dots(3.6.28)$$

dimana :

A_{sc}' = luas tulangan longitudinal tekan (mm²)

A_{sc} = luas tulangan longitudinal tarik (mm²)

Sehingga luas tulangan join vertikal

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \dots\dots\dots(3.6.29)$$

3.7 PONDASI

Pada bangunan ini, Perancangan pondasi menggunakan pondasi tapak menerus. Dengan kepadatan tanah yang tidak terlalu tinggi diharapkan mampu mengakomodasi perbedaan penurunan yang mungkin terjadi akibat variasi kepadatan tanah. Pondasi ini dapat diletakkan pada kedalaman antara 1,4 m sampai 1,6 m.

3.7.1 Perencanaan Dimensi Penampang Pondasi

Langkah-langkah perencanaan pondasi, adalah sebagai berikut :

1. Menentukan data mutu beton, baja tulangan, ukuran kolom, data tanah
 - ✓ Tegangan leleh baja (f_y) : (dalam satuan Mpa)
 - ✓ Kuat desak beton (f_c) :(dalam satuan Mpa)
 - ✓ Data tanah : Nilai sudut dalam (ϕ), Kohesi (c) dan Berat Volume Tanah (γ).
 - ✓ Pada proses perancangan pondasi ini digunakan pola keruntuhan geser umum (*general shear failure*) dengan asumsi bentuk bujur sangkar.

3. Menentukan dimensi luas telapak pondasi (A)

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

$$q_{all} = \frac{q_{all \text{ netto}}}{SF}$$

Dimana : $SF = \text{Safety Factor}$ (faktor keamanan) diambil nilai 1,5-3

Dalam hal ini nilai yang digunakan sebagai acuan untuk n diambil besarnya tahanan conus (q_c) dari data sondir tanah.

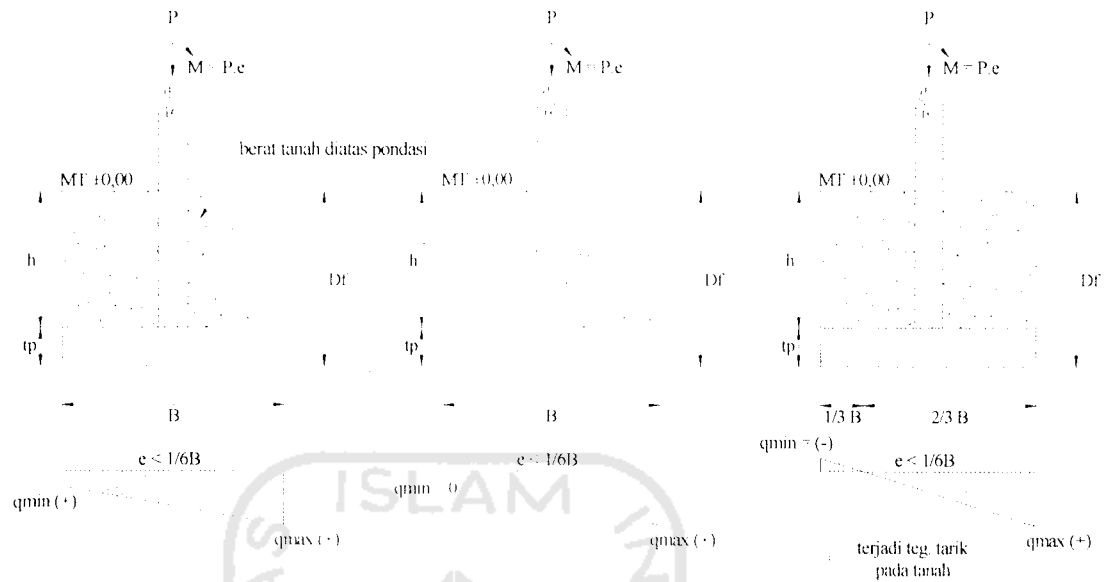
1. Untuk beban aksial sentris ($e = 0$)

Jika resultan beban berhimpit dengan pusat berat luas pondasi, maka nilai eksentrisitas sama dengan nol (0) dan tekanan dasar pondasi dianggap disebar merata ke seluruh luasan pondasi. Sehingga besar penampang tapak :

$$A_{\text{perlu}} = \frac{P}{q_{all}} \quad \dots\dots\dots(3.7.2)$$

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

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



Gambar 3.18 Diagram tegangan Pondasi

$$q_{all \max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \dots\dots\dots (3.7.3)$$

$$q_{all \min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \dots\dots\dots (3.7.4)$$

- pada kondisi dimana : $e < \frac{1}{6} \cdot b \rightarrow q_{all \min}$ bernilai negatif (-)
- pada kondisi dimana : $e = \frac{1}{6} \cdot b \rightarrow q_{all \min}$ bernilai nol (0)
- pada kondisi dimana : $e > \frac{1}{6} \cdot b \rightarrow q_{all \min}$ bernilai positif (+)

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

$$q_{all \text{ rata-rata}} = \frac{1}{2} (q_{all \max} + q_{all \min}) \dots\dots\dots (3.7.5)$$

setelah A perlu diketahui lebar (L) dan panjang (P) sisi tapak pondasi bisa dicari dan

diperoleh nilai A_{ada} . Sehingga tegangan kontak yang terjadi didasar pondasi, adalah :

$$qu = \frac{P}{A_{ada}} \pm \frac{My}{\frac{1}{6} \cdot Bx^2 \cdot By} \pm \frac{Mx}{\frac{1}{6} \cdot Bx \cdot By^2} \dots\dots\dots(3.7.6)$$

3. Kontrol kapasitas daya dukung tanah (q_{ult})

Kapasitas daya dukung tanah yang terjadi di dasar pondasi adalah :

$$q_{ult \text{ netto}} = q_{ult \text{ bruto}} - q \dots\dots\dots(3.7.7)$$

Dimana : $q = h \cdot \gamma' \dots\dots\dots(3.7.8)$

Untuk memperoleh nilai $q_{all \text{ netto}}$ bruto dapat digunakan nilai ijin tanah ($q_{ult \text{ bruto}}$) yang direkomendasikan dari hasil penyelidikan tanah oleh Lab. Mekanika Tanah UGM

Dimana:

- $q_{ult \text{ bruto}}$ = 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)
- h = kedalaman tanah diatas pondasi (m)
- D_f = kedalaman pondasi (m)

Kontrol tegangan ijin yang terjadi :

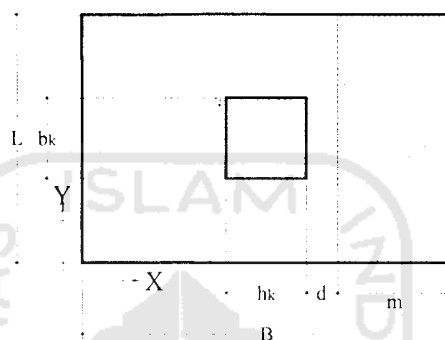
$$q_{ult \text{ netto}} \leq q_{kontak} \dots\dots\dots(3.7.9)$$

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 :

$$d = h - \text{Penutup beton (Pb)} - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{\text{tulangan}} \dots\dots\dots(3.7.10)$$



Gambar 3.19 Daerah Geser satu (1) Arah pada Penampang Pondasi

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

$$V_u = m \cdot L \cdot q_u \longrightarrow \text{pada arah - x} \dots\dots\dots(3.7.11)$$

Dimana :

$$m = \frac{P - h_k - 2 \cdot d}{2} \dots\dots\dots(3.7.12)$$

$$V_u = n \cdot P \cdot q_u \longrightarrow \text{pada arah - y} \dots\dots\dots(3.7.13)$$

Dimana :

$$n = \frac{L - b_k - 2 \cdot d}{2} \dots\dots\dots(3.7.14)$$

Kekuatan beton menahan gaya geser (V_c) :

- Arah - x : $V_{c_x} = 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot L \cdot d \geq V_{u_x} / \phi \dots\dots\dots(3.7.15)$

- Arah - y : $V_{c_y} = 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot P \cdot d \geq V_{u_y} / \phi \dots\dots\dots(3.7.16)$

3.7.2.2 Geser dua (2) arah/Pons

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

$$V_u = q_u \cdot ((P \cdot L) - (x \cdot y)) \dots\dots\dots(3.7.17)$$

$$x = h_k + d$$

$$y = b_k + d$$

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

$$V_c = 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot D \dots\dots\dots(3.7.18)$$

Atau
$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot (2 \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot b_o \cdot D \dots\dots\dots(3.7.19)$$

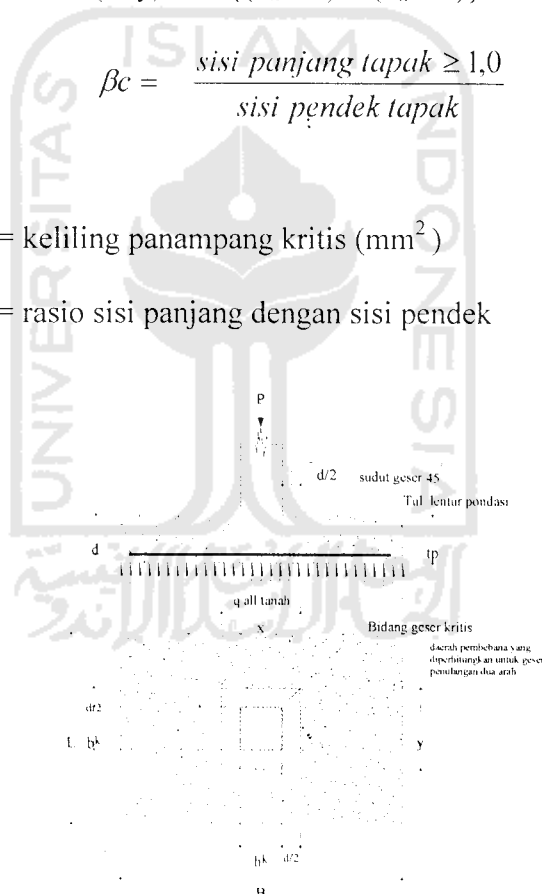
$$B_o = 2 \cdot (x + y) = 2 \cdot \{(h_k + d) + (b_k + d)\} \dots\dots\dots(3.7.20)$$

$$\beta_c = \frac{\text{sisi panjang tapak} \geq 1,0}{\text{sisi pendek tapak}}$$

dimana :

b_o = keliling panampang kritis (mm^2)

β_c = rasio sisi panjang dengan sisi pendek



Gambar 3.20. Gaya Geser Dua (2) Arah pada penampang Pondasi

Kontrol gaya geser terjadi :

- Bila $V_{c_{x,y}} \geq \frac{V_{u_{x,y}}}{\phi}$ maka tegangan geser aman
- Bila $V_{c_{x,y}} < \frac{V_{u_{x,y}}}{\phi}$ maka tebal pelat perlu diperbesar

3.7.3 Perencanaan Tulangan Lentur Pondasi

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

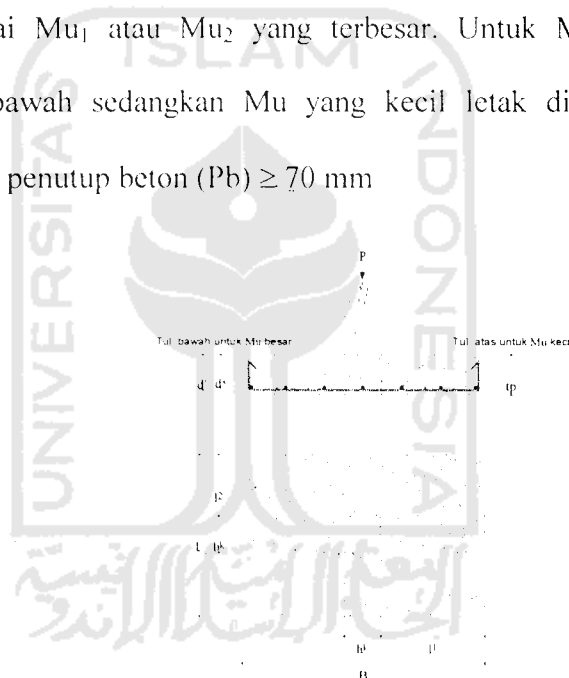
- Tulangan arah x : $l_1 = \frac{1}{2} (P-h_k)$ (3.7.21)

$$Mu_1 = \frac{1}{2} \cdot Qu \cdot l_1^2 \quad \dots\dots\dots (3.7.22)$$

- Tulangan arah y : $l_2 = \frac{1}{2} (P-b_k)$ (3.7.22)

$$Mu_1 = \frac{1}{2} \cdot Qu \cdot l_1^2 \quad \dots\dots\dots (3.7.23)$$

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



Gambar 3.21. Tegangan lentur pondasi

$$d_b = h - P_b - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{tul} \quad \longrightarrow \quad \text{untuk tul. Bawah}$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad \dots\dots\dots (3.7.25)$$

$$Rn_{ada} = \frac{Mu}{b \cdot d_{ada}^2} \quad \dots\dots\dots (3.7.26)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2.Rn.m}{f_y}} \right) \dots\dots\dots(3.7.27)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(3.7.28)$$

Persyaratan :

1. Jika $\rho_{ada} > \rho_{maks}$ → Tebal minimum (h) harus diperbesar
2. Jika $\rho_{min} < \rho_{maks}$ → dipakai nilai : $\rho_{perlu} = \rho_{ada}$
3. Jika $\rho_{ada} < \rho_{min}$ dan :
 - $1,33 \rho_{ada} \leq \rho_{min}$ → dipakai nilai : $\rho_{perlu} = 1,33 \rho_{ada}$
 - $1,33 \rho_{ada} \geq \rho_{min}$ → dipakai nilai : $\rho_{perlu} = \rho_{min}$

setelah didapatkan nilai ρ_{perlu} , maka :

$$AS_{perlu} = \rho_{perlu} b.d \geq 0,02 b.h \dots\dots\dots(3.7.29)$$

$$\text{Luas tulangan perlu : } AS_{tul\ susut} = 0,002 b.h \dots\dots\dots(3.7.30)$$

Dipilih diameter (\emptyset) tulangan, didapatkan A_{\emptyset_1} , jarak antar tulangan :

$$s \leq \frac{A_{\emptyset_1} 1000}{AS_{perlu}} \dots\dots\dots(3.7.31)$$

Sehingga nilai AS_{ada} dapat dihitung :

$$AS_{ada} = \frac{A_1 \cdot 1000}{s} \dots\dots\dots(3.7.32)$$

Kontrol kapasitas lentur yang terjadi :

Tinggi blok tekan pelat :

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \dots\dots\dots(3.7.33)$$

Kapasitas lentur nominal pelat pondasi :

$$Mn = As \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots(3.7.34)$$

3.7.4. Menentukan Kuat Tumpuan Pondasi

Semua beban yang disangga oleh kolom dilimpahkan ke fondasi melalui umpak pedestel (bila ada) berupa desakan dari beton dan tulangan baja.

1. Kuat tumpuan pondasi

Menurut SK-SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.15 :

$$\phi = \phi (0,85 \times f_c \times A_1) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \circ > P_u \quad \dots\dots\dots (3.7.35)$$

sedangkan $\left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq 2,0$ ($A_2 = B \times L$
 ($A_1 = B_k \times L_k$

Dimana :

A_2 = Luas maksimum bagian tumpuan (mm^2)

A_1 = Luas bidang yang bertumpu (mm^2)

ϕ = Faktor reduksi untuk tumpuan beton (diambil = 0,70)

P_u = beban tumpuan rencana (kN)

3.8 METODE PERENCANAAN

Dalam *redesain* ini, terlebih dahulu kita mempersiapkan langkah-langkah yang akan dipakai dalam perencanaan yaitu sebagai berikut :

1. Mengumpulkan data
 - Gambar rencana arsitektur (diantaranya : denah ruang tiap lantai)
 - Gambar rencana struktur
 - Data tanah atau hasil penyelidikan tanah
 - Data tentang fungsi bangunan itu sendiri
2. Merencanakan bentuk pemodelan struktur
3. Menyiapkan spesifikasi teknis perencanaan untuk struktur :
 - Mutu beton rencana (f_c')
 - Mutu baja rencana (f_y)
 - Mutu baja profil
4. Jika semua data sudah lengkap, selanjutnya kita dapat mulai menganalisa untuk merencanakan suatu struktur bangunan gedung.

Analisis perencanaan suatu struktur bangunan gedung dapat disederhanakan dengan bagan alir sebagai berikut :

