

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Variabel Tingkat Daktilitas

Daktilitas struktur adalah kemampuan struktur untuk berdeformasi tanpa mengalami keruntuhan yang berarti. Dimana rasio daktilitasnya (μ) merupakan perbandingan antara simpangan maksimum rencana (Δ_{maks}) dengan simpangan luluh awal (Δ_y) pada komponen struktur yang ditinjau (Istimawan, 1994).

Variabel Nilai K adalah Faktor Type Struktur dimana semakin kecil nilai K semakin rendah kekuatan batas gedung yang diperlukan dan semakin besar kemampuan dari gedung tersebut untuk meleleh tanpa patah (semakin besar kekenyalannya).

Ada 3 macam prinsip daktilitas yang kami gunakan sebagai variabel perencanaan :

a. Tingkat Daktilitas I (Elastis)

Struktur yang didesain dengan menggunakan prinsip tingkat daktilitas elastis direncanakan untuk bangunan yang mempunyai kekuatan besar yang mampu menahan gaya gempa secara elastis, dimana struktur tidak mengalami kerusakan yang berarti bila terjadi gempa. biasanya digunakan untuk bangunan-bangunan scsial yang tidak rusak bila terjadi bencana direncanakan untuk kala ulang yang lama ± 200 tahun. Untuk ini beban gempa rencana dihitung berdasarkan faktor jenis struktur $K=4$.

b. Tingkat Daktilitas 2 (Daktilitas Terbatas)

Struktur yang didesain dengan menggunakan prinsip tingkat daktilitas terbatas. Direncanakan untuk bangunan yang mampu menahan gaya gempa secara inelastis tanpa mengalami keruntuhan getas (boleh tidak elastis tapi tidak boleh runtuh secara getas). Biasanya digunakan untuk bangunan-bangunan pemerintah untuk melindungi aset-aset penting bila terjadi bencana yang direncanakan untuk kala ulang ± 100 tahun. Beban gempa yang diperhitungkan disini menggunakan faktor jenis struktur $K = 2$.

c. Tingkat Daktilitas 3 (Daktilitas Penuh)

Struktur yang didesain dengan menggunakan prinsip tingkat daktilitas penuh direncanakan untuk bangunan yang mampu menahan beban siklis gempa dengan pendetailan khusus sehingga mampu menjamin terbentuknya sendi-sendi plastis dengan kapasitas pemancaran energi yang diperlukan. Biasanya direncanakan untuk kala ulang ± 50 tahun. Beban gempa rencana dapat diperhitungkan dengan menggunakan faktor jenis struktur $K = 1$.

3.2. Konsep Desain Kapasitas

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi-sendi plastis, yang mampu memancarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk kedalam struktur, harus dikendalikan sedemikian rupa agar struktur berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan lebih dahulu dapat dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan

karakteristik gempa. Filosofi perencanaan seperti ini dikenal sebagai *Konsep Desain Kapasitas*.

3.3. Program SAP90

Program SAP90 adalah program komputer untuk teknik sipil yang dipergunakan untuk menganalisa suatu elemen struktur yang terjadi. Program SAP90 mampu mengolah suatu struktur yang lebih bervariasi dengan ketelitian yang tinggi. Program ini mampu menyelesaikan mekanika portal 2 dimensi (Frame 2 D), portal 3 dimensi (Frame 3 D), rangka 2 dimensi (Truss 2 D), rangka 3 dimensi (Truss 3 D), Pelat (Plate), Dinding geser (Shear Wall), Cangkang (Shell), dan masih banyak lagi kemampuan dari program ini.

Blok-blok input yang diperlukan dalam program SAP90 ini adalah :

1. Blok Title Line : Identitas struktur biasanya berupa nama pekerjaan.
2. Blok System : Pengontrol struktur yang berisi kondisi pembebanan yang terjadi pada struktur.
3. Blok Joint : Mendefinisikan joint-joint diseluruh model struktur yang berupa koordinat-koordinat.
4. Blok Restraint : Derajat kebebasan yang berisi data dukungan yang diasumsikan memiliki penurunan 6 komponen yaitu 3 global translasi arah x, y, z dan 3 global rotasi arah R_x, R_y, R_z .
5. Blok Data Constraints : Untuk mengurangi jumlah persamaan dalam sistim yang harus diselesaikan oleh program.
6. Blok Data Frame : Mendefinisikan sifat-sifat elemen.

7. Blok Data Shell : Data material, lokasi dan penyebaran beban.
8. Blok Data Loads : Beban joint sesuai dengan jumlah kondisi pembebanan.
9. Blok Data Combo : Kombinasi pembebanan yang bekerja pada struktur.

3.4. Beban Lateral

Beban lateral adalah beban yang terjadi pada arah horizontal gedung. Beban lateral ini akan mempengaruhi struktur yang menyebabkan struktur melendut sehingga terjadi simpangan. Beban lateral yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah beban gempa.

3.5. Beban Gempa

Selama gempa bumi, bangunan mengalami gerakan vertikal dan gerakan horisontal. Gaya inersia atau gaya gempa, baik dalam arah vertikal maupun horisontal, akan timbul di titik-titik pada massa struktur. Gaya gempa dapat dianalisa dengan menggunakan dua cara yaitu :

a. Analisis beban statik ekivalen

Analisis beban statik ekivalen adalah cara pembagian geser tingkat akibat beban gempa dengan terdistribusi seperti pada beban dinamik yang dianggap beban statik. Tujuannya adalah untuk memudahkan dalam perhitungan pada struktur yang relatif teratur.

b. Analisis Dinamik

Analisis ini lebih mendekati perilaku struktur pembebanan yang sebenarnya. Analisis dinamik digunakan untuk gedung :

1. Gedung yang memiliki ketinggian lebih besar dari 40 meter.
2. Gedung yang mempunyai loncatan bidang muka yang besar.
3. Gedung yang strukturnya tidak beraturan.
4. Kekakuan tingkat yang tidak merata.

Sesuai batasan masalah, penulisan tugas akhir ini menggunakan analisis beban statik ekivalen.

3.6. Analisa Beban Statik Ekivalen

3.6.1. Beban Geser Dasar Akibat Gempa

Setiap struktur gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser akibat gempa (V). Beban geser dasar akibat gempa tersebut ditentukan dengan mengalikan berat yang efektif (W_t) dengan faktor modifikasi (cd).

Dalam menentukan gaya geser akibat beban gempa maka variabel yang diperhitungkan adalah :

- a. Physical properties struktur yang meliputi berat total struktur dan tinggi tiap tingkat,
- b. Jenis lapisan tanah dan golongan daerah resiko gempa,
- c. Faktor keutamaan gedung (I),
- d. Faktor jenis struktur (K) yang akan ditinjau.

Besar gaya geser yang diperhitungkan akibat beban gempa adalah sebagai berikut :

$$V = C.I.K.W_t \quad (3.6.1)$$

3.6.2. Waktu Getar Alami Struktur (T)

$$T = \frac{0,09 \times H}{\sqrt{B}} \dots\dots\dots(3.6.2)$$

Jika : $H/B < 3$ gaya geser horisontal didistribusikan sesuai dengan ketinggian.

$H/B > 3$ maka 90 % didistribusikan ke seluruh tingkat dan 10 % beban ditambahkan pada tingkat atas.

3.6.3. Koefisien Gempa Dasar

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur. Koefisien ini tergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat. Besarnya nilai koefisien dasar gempa dapat dilihat pada Pedoman Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987.

3.6.4. Faktor Keutamaan Gedung (I)

Faktor keutamaan gedung adalah koefisien untuk memperpanjang waktu ulang kerusakan struktur tanpa kehilangan kekuatan yang berarti. Faktor keutamaan gedung yang tinggi perlu diterapkan pada struktur-struktur yang berhubungan dengan kepentingan dan keselamatan masyarakat luas, gedung dengan fasilitas yang tetap berfungsi setelah gempa terjadi terutama gedung untuk umum. Faktor keutamaan gedung ini dapat dilihat pada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987.

3.6.5. Faktor Jenis Struktur (K)

Faktor jenis struktur dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktilitas yang terjadi tidak lebih besar dari daktilitas yang tersedia pada saat terjadi gempa.

Faktor K sangat tergantung pada jenis struktur dan bahan yang dipakai. Struktur yang mempunyai daktilitas yang tinggi diperlukan untuk memencarkan energi gempa dan sekaligus membatasi beban gempa yang masuk kedalam struktur. Hal ini ditunjukkan dengan nilai K yang rendah, sedangkan nilai K yang tinggi akan sedikit memencarkan energi gempa.

3.6.6. Berat Total Bangunan (W_i)

Beban geser dasar akibat gempa (V) harus dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban-beban horisontal terpusat pada masing-masing tingkat lantai, sehingga dirumuskan :

$$F_i = \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i} \dots \dots \dots (3.6.6)$$

3.6.7. Waktu Getar Struktur

Waktu getar struktur yang sebenarnya untuk tiap arah dihitung dengan cara T Rayleigh sebagai kontrol dengan rumus:

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum W_i \times d_i^2}{g \sum W_i \times d_i}} \dots \dots \dots 3.6.7$$

Menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987, waktu getar struktur tersebut harus lebih besar dari 80 % - 120 % nilai yang dipakai pada perhitungan pendahuluan. Apabila waktu getar kurang dari 80 % - 120 %, maka perhitungan pembebanan gempa harus dihitung kembali.

3.7. Perencanaan Struktur Rangka dengan Variabel Tingkat Daktilitas

3.7.1. Struktur Rangka dengan Tingkat Daktilitas Penuh (Daktilitas Tingkat 3) dengan $K=1$

3.7.1.1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

a. Momen Rencana Balok

$$M_{u,b} = 1,2 M_{D,b} + 1,6 M_{L,bR}$$

$$M_{u,b} = 1,05 (M_{D,b} + M_{E,bR} \pm M_{E,b})$$

$$M_{u,b} = 0,9 (M_{D,b} \pm M_{E,b}) \dots\dots\dots(3.7.1.1.a)$$

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

$$q = 30 \left(1 - \frac{4}{3} \frac{\rho - \rho'}{\rho b} \right) \dots\dots\dots(3.7.1.1.b)$$

dengan syarat apabila tulangan lentur balok portal telah direncanakan sehingga $(\rho - \rho')$ tidak melebihi $0,5 \rho b$. momen lapangan dan momen tumpuan pada bidang

muka kolom yang diperoleh dari hasil redistribusi selanjutnya digunakan untuk menghitung penulangan lentur yang diperlukan.

Untuk portal dengan daktilitas penuh perlu pula dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok yang besarnya ditentukan :

$$M_{kap, b} = \phi_0 M_{nak, b} \dots\dots\dots(3.7.1.1.c)$$

$\phi_0 = 1,25$ untuk $f_y < 400$ Mpa, dan $1,40$ untuk $f_y \geq 400$ Mpa.

b. Perencanaan Balok

Perancangan balok menggunakan sistem tulangan rangkap, sesuai dengan peraturan SKSNI T-15-1991-03 dengan luas tulangan desak tidak boleh lebih kecil dari 50 % luas tulangan tarik. Secara struktural, tulangan tekan ini diperlukan antara lain untuk :

- a. Meningkatkan momen tahanan penampang karena dimensi penampang yang terbatas secara arsitektural.
- b. Meningkatkan kapasitas rotasi penampang yang berkaitan dengan peningkatan daktilitas penampang.
- c. Meningkatkan kekakuan penampang, sehingga mengurangi defleksi struktur.
- d. Dapat mencakup kemungkinan momen yang berubah tanda. Gaya luar yang bekerja pada struktur tidaklah selalu tetap, misalnya gaya horisontal gempa yang mengakibatkan momen-momen internal berubah tanda.
- e. Pemasangan tulangan tambahan di daerah tekan akan mempermudah pengaitan sengkang

1. Balok Bertulangan Rangkap Dengan Tulangan Desak Telah Luluh

Pada kondisi ini diasumsikan tulangan tarik dan desak telah luluh paling tidak pada saat regangan beton mencapai 0,003, dengan menganggap $f_s = f_s' = f_y$. Untuk kondisi ini $A_s = A_{s1} + A_{s2}$, sedangkan $A_{s2} = A_s'$, sehingga tinggi blok tegangan tekan :

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \text{atau,} \quad a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \dots\dots\dots(3.7.1.1.d)$$

sebagai kontrol asumsi yang dipakai benar, maka dilakukan pemeriksaan regangan sebagai berikut :

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} (0,003) \quad \longrightarrow \quad \epsilon_s = \frac{d - c}{c} (0,003)$$

bila kedua nilai regangan tersebut lebih besar dari ϵ_y (reganag leleh baja) maka asumsi benar, selanjautnya menghitung momen tahanan nominalnya dengan persamaan :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad \longrightarrow \quad M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{atau,} \quad M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \longrightarrow \quad M_{n2} = A_s \cdot f_y (d - d')$$

2. Balok Bertulangan Rangkap Dengan Tulangan Desak Belum Luluh

Kondisi ini merupakan kondisi dimana anggapan tulangan baja tarik telah luluh sedangkan tulangan baja desak belum luluh pada saat regangan beton mencapai 0,003. Jika $\epsilon_s' < \epsilon_y$ dan $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, untuk mendapatkan nilai c digunakan persamaan :

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta) \cdot c^2 + (600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - 600 \cdot d' \cdot A_s' = 0$$

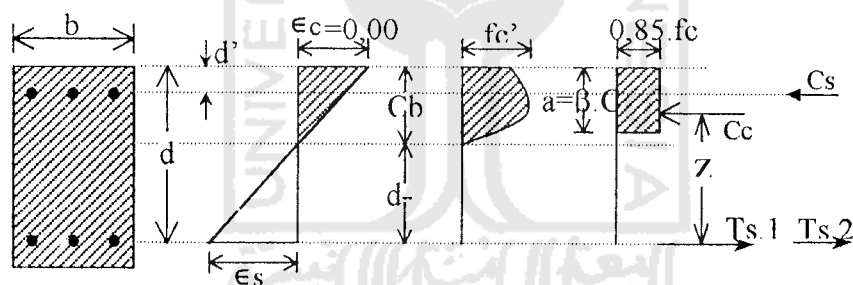
kuat momen tahanan ideal dari pasangan kopel tulangan baja tekan dengan baja tarik tambahan serta kopel gaya beton tekan dengan tulangan baja tarik dihitung dengan persamaan :

$$Mn1 = 0,85.f_c.a.b.(d - a/2)$$

$$Mn2 = A_s.f_s'(d - d') \longrightarrow Mn = Mn1 + Mn2 \quad (3.7.1.1.e)$$

$$\text{dimana } a = \frac{A_s.f_y - A_s'.f_s'}{0,85.f_c.b}$$

SKSNI T-15-1991-03 mensyaratkan bahwa untuk beton bertulang tahan gempa, kuat momen positif pada sisi muka join tidak boleh kurang dari 50% kuat momen negatif yang disediakan pada sisi muka join tersebut.



Gb 3.1. Diagram gaya dalam balok

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa dan } \rho' = 0,5\rho$$

$$C_s = \rho'.b.d.\phi.f_y.10^3 \quad (3.7.1.1.f)$$

$$C_s = 0,5.\rho.b.d.\phi.f_y.10^3$$

$$C_c = 0,85.\phi.f_c'.b.c.B.10^3 \quad (3.7.1.1.g)$$

$$T_s = \rho.b.d.\phi.f_y.10^3 \quad (3.7.1.1.h)$$

$$C_c + C_s = T_s \quad (3.7.1.1.i)$$

$$0,7225.\phi.f_c'.b.c.10^3 + 0,5.\rho.b.d.\phi.f_y.10^3 = \rho.b.d.\phi.f_y.10^3$$

$$0,7225.c.f_c' + 0,5.\rho.d.f_y = \rho.d.f_y$$

$$0,7225 \cdot c \cdot f_c' = 0,5 \cdot \rho \cdot d \cdot f_y$$

$$\frac{c}{d} = \frac{0,5}{0,7225} \cdot \frac{f_y}{f_c'} \cdot \rho$$

$$\frac{c}{d} = 0,692 \cdot \rho \left[\frac{f_y}{f_c'} \right]$$

Dengan cara yang sama, dapat dicari nilai $\frac{c}{d}$ untuk beberapa ρ' yang berbeda

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,6 \rho \quad c/d = 0,554 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,7 \rho \quad c/d = 0,415 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,8 \rho \quad c/d = 0,277 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = 0,9 \rho \quad c/d = 0,138 \cdot \rho \cdot (f_y / f_c')$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad \rho' = \rho \quad c/d = 0$$

$$Z = (d - 0,5 \cdot \rho \cdot c)$$

$$Z = (d - 0,425 \cdot c)$$

Mencari nilai $\frac{Mu}{b \cdot d^2}$ untuk berbagai nilai ρ'

$$Mu = Ts1 \cdot Z + Ts2 \cdot (d - d') \quad (3.7.1.1j)$$

$$= 0,5 \cdot \rho \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot 10^3 (d - 0,425 \cdot c) + 0,5 \cdot \rho \cdot \phi \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot 10^3 (d - d')$$

$$= (0,5 \cdot \rho \cdot b d^2 \cdot f_y \cdot \phi - 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{b d^2}{d} \cdot 0,425 \cdot c \cdot f_y \cdot \phi + 0,5 \cdot \rho \cdot b d^2 \cdot f_y \cdot \phi$$

$$- 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{b d^2}{d} \cdot d' \cdot f_y \cdot \phi) 10^3$$

$$\left(\frac{Mu}{b d^2} \right) 10^{-3} = 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \phi - 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot 0,425 \cdot \frac{c}{d} \cdot \phi + 0,5 \cdot \rho \cdot f_y - 0,5 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \frac{d'}{d} \cdot \phi$$

$$\left(\frac{Mu}{bd^2}\right)10^{-3} = \rho \cdot fy \cdot \phi - 0,213 \cdot fy \cdot \rho \cdot \frac{c}{d} \cdot \phi - 0,5 \cdot \rho \cdot fy \cdot \frac{d'}{d} \cdot \phi \quad (3.7.1.1.k)$$

$$= \rho \cdot fy \cdot \phi - 0,213 \cdot 0,692 \cdot \rho^2 \cdot \phi \cdot fy^2 / fc' - 0,5 \cdot \rho \cdot fy \cdot \phi \cdot d' / d$$

$$= \rho \cdot fy \cdot \phi (1 - 0,5 d' / d) - 0,14705 \cdot \phi \cdot fy^2 / fc' \cdot \rho^2$$

jika $a = \phi \cdot 0,14705 \cdot fy^2 / fc'$

$$b = \phi \cdot fy \cdot (1 - 0,5 d' / d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right)10^{-3}$$

$$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$$

Dengan cara yang sama, dapat dicari nilai $\left(\frac{Mu}{bd^2}\right)$ untuk beberapa nilai ρ

Untuk $\rho = 0,6$

$$c/d = 0,554 \cdot \rho \cdot (fy / fc')$$

$$a = \phi \cdot 0,09248 \cdot fy^2 / fc'$$

$$b = \phi \cdot fy \cdot (1 - 0,6 \cdot d' / d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right)10^{-3}$$

Untuk $\rho = 0,7$

$$c/d = 0,415 \cdot \rho \cdot (fy / fc')$$

$$a = \phi \cdot 0,0529 \cdot fy^2 / fc'$$

$$b = \phi \cdot fy \cdot (1 - 0,7 \cdot d' / d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2}\right)10^{-3}$$

$$a \cdot \rho^2 - b \cdot \rho + c = 0$$

. Untuk $\rho' = 0,8 \rho$

$$c/d = 0,277. \rho. (fy / fc')$$

$$a = \phi .0,02354. fy^2 / fc'$$

$$b = \phi .fy. (1-0,8 . d'/d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3}$$

$$a. \rho^2 - b. \rho + c = 0$$

. Untuk $\rho' = 0,9 \rho$

$$c/d = 0,138. \rho. (fy / fc')$$

$$a = \phi .0,005865. fy^2 / fc'$$

$$b = \phi .fy. (1-0,9 d'/d)$$

$$c = \left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3}$$

$$a. \rho^2 - b. \rho + c = 0$$

. Untuk $\rho' = \rho$

$$Mu = Ts2.(d - d')$$

$$\left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3} = \phi .fy. \rho. \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\rho = \frac{\left(\frac{Mu}{bd^2} \right) 10^{-3}}{\phi .fy. \left(1 - d'/d \right)}$$

Dengan menggunakan program maka semua persamaan diatas dapat dicari nilai ρ

untuk beberapa nilai $\left(\frac{Mu}{bd^2} \right)$ seperti pada table 3.1 pada lampiran.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (3.7.1.1.l)$$

Tentukan harga β_1 :

untuk $f'_c \leq 30 \text{ Mpa} \Rightarrow \beta_1 = 0,85$

$f'_c > 30 \text{ Mpa} \Rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30) \geq 0,65$

Tentukan ratio tulangan

$$\frac{\rho'}{\rho} = \frac{M_u +}{M_u -} \geq 0,5$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s' = \frac{\rho'}{\rho} \cdot A_s$$

Ditentukan tulangan yang digunakan

Check jarak antar tulangan

Check M_n :

$$A_{s1} = A_s - A_s'$$

$$A_s' = A_{s2}$$

$$T = A_{s \text{tersedia}} \cdot f_y$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

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

$$T = C_c + C_s$$

$$M_{n \text{ak b}} = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_{n \text{ak b}} = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - a/2) + C_s \cdot (d - d') \quad (3.7.1.1.q)$$

$$M_{n \text{ak b}'} = C_s \cdot (d - d') \quad (3.7.1.1.r)$$

$$M_{k \text{ap,b}} = \phi \cdot M_{n \text{ak,b}} \quad (3.7.1.1.s)$$

3.7.1.2. 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 tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif) menurut persamaan berikut:

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{M_{kap} + M'_{kap}}{l_n} + 1,05V_g \quad (3.7.1.2.a)$$

$$V_g = 1,6.V_D + 1,2.V_L \quad (3.7.1.2.b)$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,05.(V_{D,b} + V_{L,b} + 4K.V_{E,b}) \quad (3.7.1.2.c)$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} . b . d \quad (3.7.1.2.d)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.7.1.2.e)$$

$$\text{maka : } V_s = \frac{A_v . f_y . d}{s} \Rightarrow s = \frac{A_v . f_y . d}{V_s} \quad (3.7.1.2.f)$$

3.7.1.2. Perencanaan Kolom Portal Terhadap beban Lentur dan Aksial

a. Momen Rencana Kolom

$$M_{u,k} = 0,7 . \omega_d . \sum M_{kap,b}$$

$$\text{dengan : } \sum M_{kap > b} = M_{kap,ki} + M_{kap,ka}$$

dan untuk tiap ujung kolom

$$M_{u,k} = \frac{hk'}{hk} 0,7 . \omega_d . \alpha_k \left(\frac{l_{ki}}{l_{ki}'} M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{ka}'} M_{kap,ka} \right) \quad (3.7.1.3.a)$$

tetapi dalam segala hal tidak lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right) \quad (3.7.1.3.b)$$

Sedangkan beban aksial rencana yang bekerja pada tiap ujung kolom ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$N_{u,k} = 0,7.Rv \left(\frac{M_{kap,ki} + M_{kap,ki'}}{l_{ki'}} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka'}}{l_{ka'}} \right) + 1,05.N_g \quad (3.7.1.3.c)$$

tetapi tidak boleh lebih dari:

dengan :

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \quad (3.7.1.3.d)$$

Kuat lentur dan aksial kolom dirancang dengan memperhitungkan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempadalam dua arah yang saling tegak lurus.

b. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Lentur dan Aksial

Perencanaan tulangan kolom berdasarkan beban (M_u dan P_u) dengan arah melintang dan membujur. Langkah-langkah perencanaan:

- (1). Dihitung derajat kebebasan ujung kolom

$$\psi_1 = \frac{(EI/Lu)_{kolom}}{(EI/Lu)_{balok}}$$

- (2). Dihitung faktor panjang efektif k

- Untuk kolom bergoyang diambil nilai terkecil dari:

$$k = 0,7 + 0,05 \cdot (\psi_A + \psi_B) \leq 1,0$$

$$k = 0,85 + 0,05 \psi_{min} \leq 1,0$$

- Untuk kolom tak bergoyang diambil nilai:

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \cdot \sqrt{1 + \psi_m} \text{ untuk } \psi_m < 2,$$

$$k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + \psi_m} \text{ untuk } \psi_m \geq 2, \quad (3.7.1.3.f)$$

(3) Menentukan jenis kolom

Dinyatakan kolom panjang apabila memenuhi syarat :

- Untuk kolom tak bergoyang : $k.l_u / r > (34 - 12.M_{1b} / M_{2b})$
- Untuk kolom bergoyang : $k.l_u / r > 22$ (3.7.1.3.g)

apabila terjadi sebaliknya maka diklasifikasikan sebagai kolom pendek

a. Perencanaan tulangan kolom pendek menggunakan Diagram

Perancangan Kolom, yang dibagi atas 3 daerah runtuh yaitu :

1. Dalam keadaan seimbang (beton pada sisi terjauh mencapai ϵ_{cu} bersama baja tulangan tarik mencapai ϵ_y)

$$f_s = f_y$$

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} d \quad (3.7.1.3.h)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot x_b \quad (3.7.1.3.i)$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f_c' - 30) \text{ untuk } 30 \text{ Mpa} < f_c' < 55 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,65 \text{ untuk } f_c' \geq 55 \text{ Mpa}$$

$$f_s' = \frac{x - d'}{x} \cdot 600 \leq f_y \quad (3.7.1.3.j)$$

$$C_{cb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a_b \quad (3.7.1.3.k)$$

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

$$Tsb = fs.As \quad (3.7.1.3.1)$$

$$\sum P = 0$$

$$Pnb = Ccb + Csb - Tsb \quad (3.7.1.3.m)$$

$$\sum M = 0$$

Ambil $\sum M$ terhadap garis netral plastis ($y = h/2$)

$$Mnb = Pnb.eb = Ccb.(y-ab/2) + Csb.(y-d') + Ts.(d-y) \quad (3.7.1.3.n)$$

2. Patah desak (beton mencapai ϵ_{cu} tetapi baja tarik belum mencapai ϵ_y)

$$x > xb$$

$$fs = \frac{d-x}{x} \cdot 600 \leq fy$$

$$fs' = \frac{x-d'}{x} \cdot 600 \geq fy \text{ maka dipakai } fs' = fy$$

$$a = \beta_1 \cdot x$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

$$Cs = As \cdot (fs' - 0,85 \cdot fc')$$

$$Ts = fs.As$$

$$\sum P = 0$$

$$Pn = Cc + Cs - Ts$$

$$\sum M = 0$$

Ambil $\sum M$ terhadap garis netral plastis ($y = h/2$)

$$Mn = Pn.e = Cc.(y-a/2) + Cs.(y-d') + Ts.(d-y)$$

3. Patah tarik (baja tarik mencapai ε_y lebih dahulu sebelum beton mencapai ε_{cu})

Perhitungan lain sama dengan patah desak dengan

$$x < x_b$$

$f_s' < f_y$ maka dipakai f_s'

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

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

$$T_s = A_s \cdot f_y$$

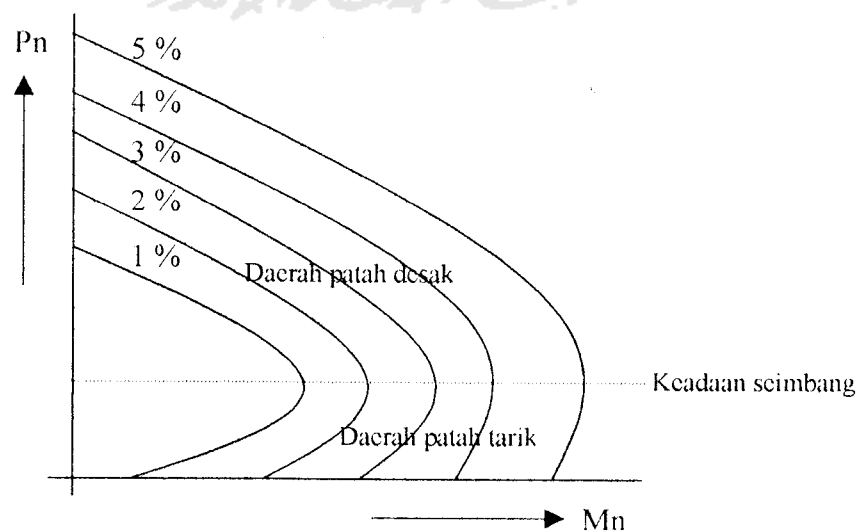
$$\Sigma P = 0$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$\Sigma M = 0$$

Ambil ΣM terhadap garis netral plastis ($y = h/2$)

$$M_n = P_n e = C_c \cdot (y - a/2) + C_s \cdot (y - d') + T_s \cdot (d - y)$$



Gambar 3.2. Diagram kolom

- b. Perencanaan tulangan kolom panjang dilakukan dengan memperbesar momen M_u menjadi M_c .

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s}$$

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

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \cdot \sum P_c}} \geq 1,0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot l_u)^2}$$

$C_m = 1$, untuk struktur bergoyang

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}, \text{ untuk struktur tak bergoyang}$$

- M_{1b} dan M_{2b} adalah momen pada ujung-ujung yang berlawanan pada kolom.
- $M_{2b} > M_{1b}$
- $M_{1b} / M_{2b} =$ positif untuk kelengkungan tunggal (*single curvature*)
- $M_{1b} / M_{2b} =$ negatif untuk kelengkungan ganda (*double curvature*)

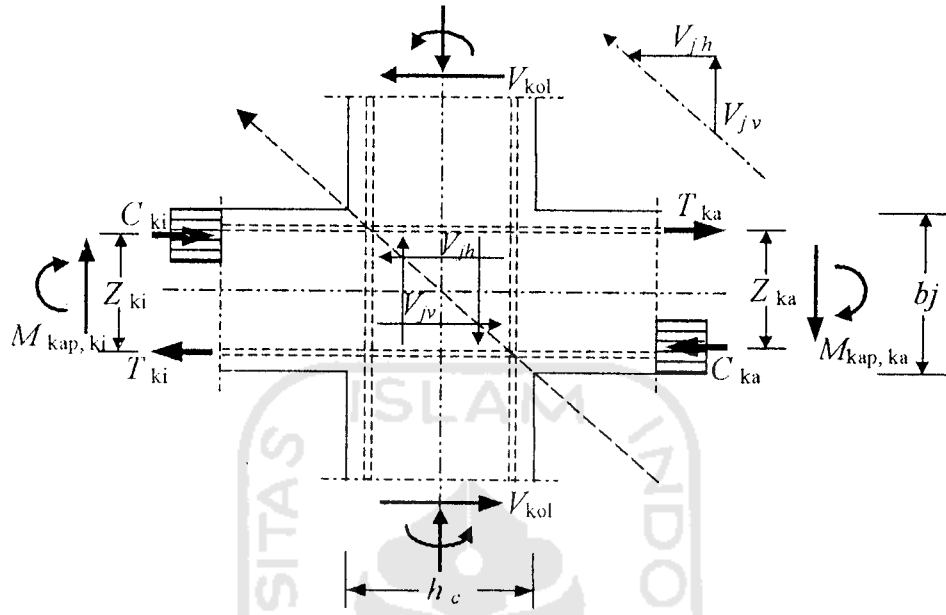
3.7.1.4. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,katas} + M_{u,kbawah}}{h'_k} \quad (3.7.1.4.a)$$

tetapi tidak lebih besar dari:

$$V_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} \cdot V_{E,k} \right) \quad (3.7.1.4.b)$$

3.7.1.5. Perencanaan Titik Pertemuan Rangka



Gb.3.3 Detail pertemuan balok kolom

Dalam perencanaan struktur tahan gempa titik pertemuan rangka harus seimbang dengan memenuhi ketentuan SKSNI-T-15-1991-03 sebagai berikut :

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \quad (3.7.1.5.a)$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,70 \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \quad (3.7.1.5.b)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,70 \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ki}} \quad (3.7.1.5.c)$$

$$V_{kol} = \frac{0,70 \left(\frac{I_{ki}}{I_{ki}'} M_{kap,ki} + \frac{I_{ka}}{I_{ka}'} M_{kap,ka} \right)}{1/2 \cdot (h_{k,a} + h_{k,b})} \quad (3.7.1.5.d)$$

Tegangan geser horizontal nominal dalam joint adalah:

$$V_{jh} = \left(\frac{V_{jv}}{b_j \cdot h_c} \right) \quad (3.7.1.5.e)$$

Gaya geser horisontal V_{jh} ini ditahan oleh dua mekanisme inti joint:

- a. strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung joint yang memikul gaya geser V_{ch} .
- b. mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horizontal dan strat diagonal daerah tarik joint yang memikul gaya geser V_{sh} .

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

1. tegangan tekan rata-rata minimal pada penampang bruto kolom beton diatas joint, termasuk tegangan prategang, apabila ada, melebihi nilai $0,1f'c$ maka :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{uk}}{A_g} - 0,1f'c \cdot b_j \cdot h_c \right)} \quad (3.7.1.5.f)$$

2. balok diberi gaya prategang yang melewati joint, maka :

$$V_{ch} = 0,7P_{cs}$$

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

3. seluruh balok pada joint dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok diukur dari

muka kolom, maka :
$$V_{ch} = 0,5 \frac{A_{s'}}{A_s} V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4A_g \cdot f'c} \right)$$

dimana rasio $A_{s'}/A_s$ tidak boleh diambil lebih besar dari satu.

Jika seluruh balok pada joint dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok.

Luas tulangan sengkang yang dibutuhkan:
$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y} \quad (3.7.1.5.g)$$

Geser joint vertikal dihitung dengan:
$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_c}{b_j} \quad (3.7.1.5.h)$$

sedangkan tulangan joint geser vertikal didapat dari: $V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$

menjadi:
$$V_{cv} = A_{sc} \cdot \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f_c'} \right) \dots\dots\dots (3.7.1.5.i)$$

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y}$$

3.7.2. Struktur Rangka dengan Tingkat Duktailitas Terbatas (Duktailitas Tingkat 2) dengan $K=2$

3.7.2.1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Berbeda dengan perencanaan pada struktur duktilitas penuh yang momen baloknya dipakai pada daerah tepi kolom, maka pada perencanaan duktilitas terbatas ini momen balok yang dipakai adalah pada daerah as kolom.

Tiga kombinasi pembebanan dan perhitungan kuat lentur balok portal dihitung dengan cara yang sama dengan struktur rangka pada tingkat duktilitas penuh.

3.7.2.2. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Gaya geser rencana balok portal dengan duktailitas terbatas dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_{ub} = 1,05 \left(V_{d,b} + V_{L,b} \pm \omega_d \cdot V_{E,b} \right) \dots\dots\dots 3.7.2.2.$$

3.7.2.3. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Lentur dan Aksial

$$M_{u,k} = 1,05(M_{D,k} + M_{L,k} \pm \omega_d \cdot N_{E,k}) \quad (3.7.2.3.a)$$

Gaya rencana yang bekerja pada kolom portal:

$$N_{u,k} = 1,05(N_{D,k} + N_{L,k} \pm \omega_d \cdot N_{E,k}) \quad (3.7.2.3.b)$$

3.7.2.4. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Geser

$$V_{u,k} = 1,05(V_{D,k} + V_{L,k} \pm \omega_d \cdot V_{E,k}) \quad (3.7.2.4)$$

3.7.3. Struktur Rangka dengan Tingkat Daktailitas Elastis (Daktailitas Tingkat 1) dengan $K=4$

3.7.3.1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban lentur

Perhitungan beban lentur untuk perencanaan balok portal pada daktilitas elastis ($K=4$) dihitung sama seperti pada perhitungan daktilitas terbatas ($K=2$).

3.7.3.2. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Geser

Perhitungan beban geser untuk perencanaan balok portal pada daktilitas elastis ($K=4$) dihitung sama seperti pada perhitungan daktilitas terbatas ($K=2$).

3.7.3.3. Perencanaan Tulangan Kolom

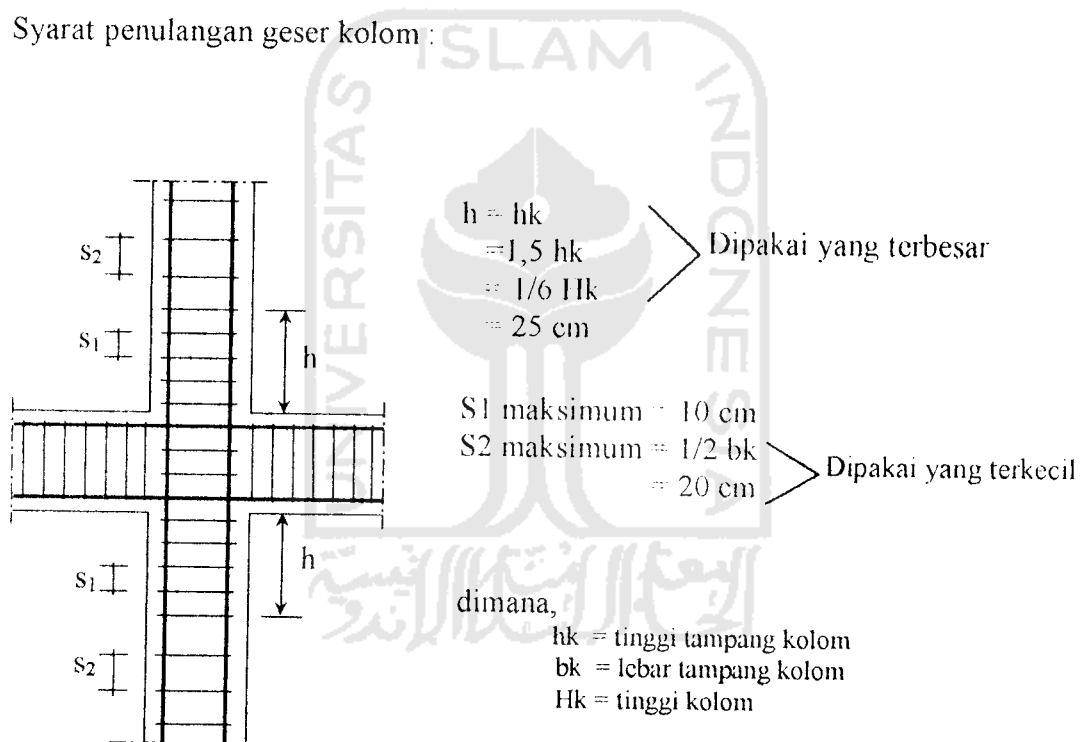
Perencanaan tulangan lentur aksial kolom pada daktilitas elastis ($K=4$) -

dihitung sama seperti pada perhitungan daktilitas terbatas ($K=2$).

3.7.3.4. Perencanaan Kolom Terhadap Beban Geser

Perencanaan tulangan geser kolom pada daktilitas elastis ($K=4$) dihitung sama seperti pada perhitungan daktilitas terbatas ($K=2$).

Syarat penulangan geser kolom :



Gambar.3.4. Detail tulangan sengkang kolom