BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Gempa bumi adalah suatu peristiwa alam yang berupa pergerakan atau getaran tanah akibat goncangan yang disebabkan oleh kegiatan gunung berapi atau kegiatan tektonik.dimana sering menelan banyak korban. Korban yang ditimbulkan tidak saja harta benda tetapi juga korban jiwa manusia mulai dari luka-luka sampai korban jiwa yang tidak tertolong lagi. Sebagai contoh pada gempa Great Hanshin (Kyoto) Jepang pada tanggal 15 januari 1995 menelan korban jiwa lebih dari 5100 jiwa dan menyebabkan kerugian ekonomi ekivalen dengan USS 200 billion atau kira-kira 400 triliun rupiah, padahal berdasarkan rekaman yang ada gempa tersebut hanya terjadi sekitar 20 detik saja.

Dalam perencanaan bangunan gempa, terbentuknya sendi-sendi plastis yang mampu memancarkan energi gempa dan membatasi beban gempa yang masuk ke dalam struktur, harus dikendalikan agar struktur berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada lokasi-lokasi yang telah ditentukan terlebih dahulu dapat dilakukan secara pasti terlepas dari kekuatan dan karakteristik gempa. Filosofi perencanaan ini disebut sebagai *Konsep Desain Kapasitas* (Vis dan Gideon, 1994)

3.2 Beban Gempa

Selama gempa bumi berlangsung, bangunan mengalami gerakan vertikal dan horisontal. Gaya inersia atau gaya gempa baik arah vertikal maupun horisontal akan menimbulkan titik-titik massa pada struktur. Pada penelitian numeris ini, metode analisis beban gempa menggunakan analisis beban ekuivalen statik yang sesua dengan PPTGUG (1987).

3.2.1. Gaya geser Dasar.

Beban ekuivalen statik adalah representasi dari beban gempa setelah disederhanakan, yaitu penyederhanaan gaya inersia yang bekerja dalam suatu massa dan disederhanakan menjadi beban statik. Apabila bangunan mempunyai banyak massa maka akan terdapat banyak gaya horisontal yang masing-masing bekerja pada massa-massa tersebut. Sesuai dengan prinsip kesetimbangan, maka dapat dianalogikan seperti adanya gaya horisontal yang bekerja pada dasar bangunan yang kemudian disebut Gaya Geser Dasar. Gaya Geser Dasar dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$V = C.\ I.\ K.\ W_t \qquad (3\text{-}1)$$

Dimana : C = koefisisen gempa dasar.

I = factor keutamaan gedung.

K = factor jenis gedung.

W_t= berat total struktur

3.2.2. Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar harus ditentukan dari gambar (3.1) dengan wilayah gempa dimana bangunan itu berada, dengan memakai waktu getar alami struktur gedung sebagai berikut:

a. untuk struktur-struktur gedung berupa portal-portal tanpa unsur pengaku yang membatasi simpangan :

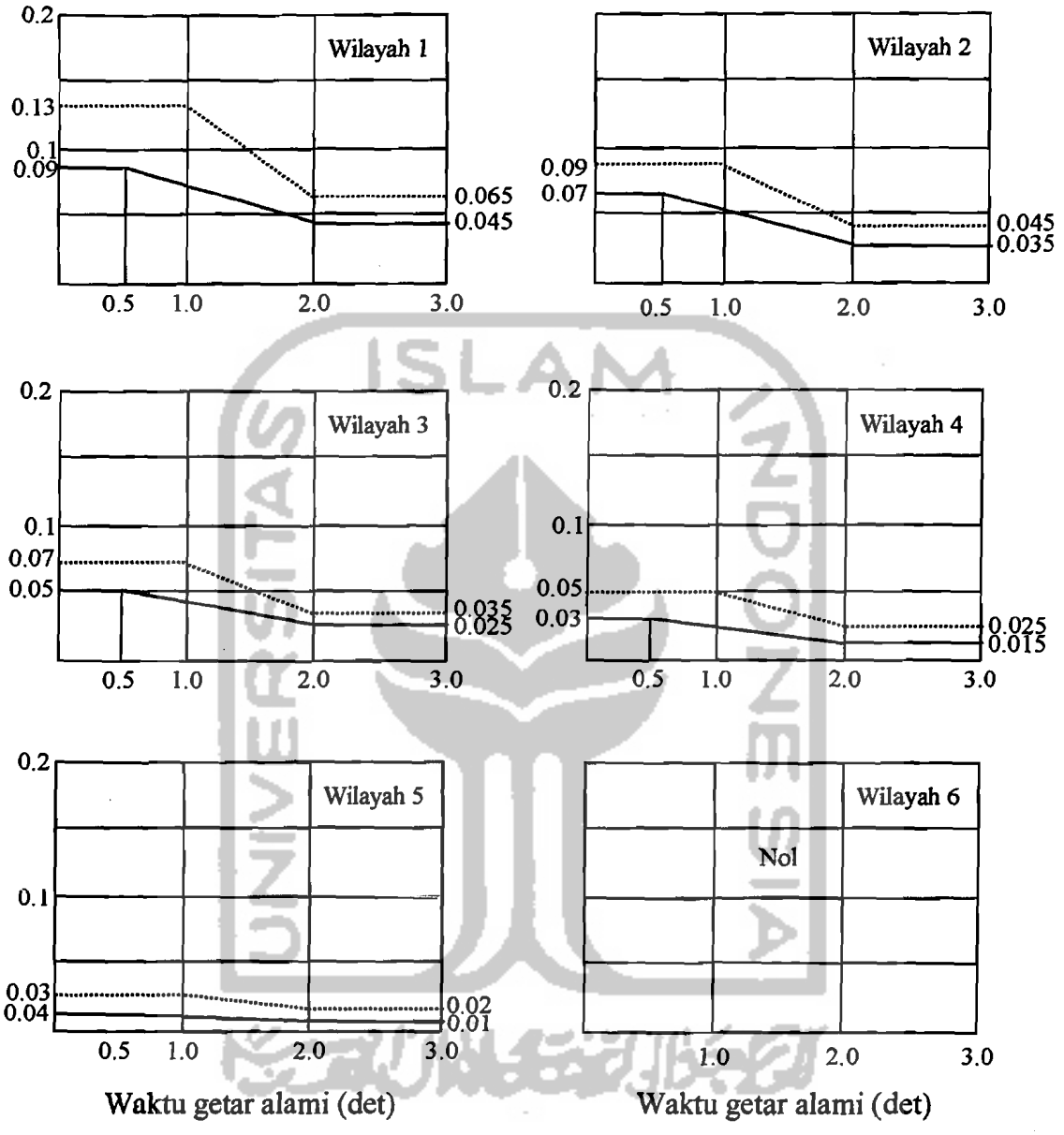
$T = 0{,}085\ H^{3/4}$ untuk portal baja (3-2)

$T = 0{,}06\ H^{3/4}$ untuk portal beton (3-3)

b. untuk struktur gedung yang lain :

$$T = \frac{0{,}09H}{\sqrt{B}} \qquad (3\text{-}4)$$

Dimana H adalah tinggi bangunan total dalam meter diukur dari sistem penjepitan lateral struktur, dan B adalah panjang seluruhnya dari denah struktur pada alasnya dalam arah yang ditinjau (dalam meter).



Keterangan : ——— : Struktur di atas tanah keras

..... : Struktur di atas tanah lunak

Gambar 3.1 Koefisien gempa dasar C (SKBI-1.3.53.1987)

3.2.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)

Pada perencanaan struktur di daerah rawan gempa, perlu diprrhatikan tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa yang berbeda-beda tergantung pada fungsi bangunannya. Semakin penting fungsi bangunannya semakin besar perlindungan yang harus diberikan. Faktor keutamaan ini dipergunakan untuk memperbesar beban gempa rencana agar struktur dapat memikul beban gempa dengan periode ulang yang panjang atau struktur mempunyai tingkat kerusakan yang lebih kecil.

3.2.4 Faktor Jenis Struktur (K)

Setiap bahan yang dipakai untuk struktur utama mempunyai perilaku sendiri-sendiri,misalnya baja,kayu ataupun beton. Faktor jenis ini dimaksudkan agar struktur mempunyai kekuatan lateral yang cukup untuk menjamin bahwa daktalitas yang dituntut tidak lebih besar dari daktalitas yang tersedia pada saat terjadi gempa kuat. Semakin tinggi nilai K, maka semakin rendah kemampuan daktaililtasnya.

3.2.5. Berat Total Bangunan (Wt)

Berat total bangunan merupakan kombinasi dari beban mati seluruhnya dan beban hidup vertikal yang direduksi.

3.2.6 Distribasi Beban Geser Dasar Akibat Gempa Sepanjang Tinggi Gedung

Distribusi gaya geser hirisontal (*Fi*) tergantung dari perbandingan tinggi total struktur (*H*) terhadap lebar struktur (*B*) arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut,

1. Struktur bangunan gedung yang memiliki nilai $H/B < 3$, maka gaya geser horizontal (*Fi*) akibat gempa untuk masing-masing lantai dapat dihitung dengan persamaan berikut,

$$Fi = \frac{Wi.hi}{\sum Wi.hi}.V \tag{3-5}$$

2. Struktur bangunan yang memiliki nilai $H/B \geq 3$, maka 90% beban didistribusikan berupa gaya geser horizontal (*Fi*) akibat gempa untuk masing-masing lantai yang dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas yang ditunjukkan oleh persamaan berikut,

$$Fi, atap = 0{,}1.V + \frac{Wi.hi}{\sum Wi.hi}.0{,}9V \tag{3-6}$$

$$Fi = \frac{Wi.hi}{\sum Wi.hi}.0{,}9V \tag{3-7}$$

3.2.7 Evaluasi Periode Getar Struktur

Menurut Widodo (1998), di dalam analisis beban gempa perlu dilakukan evaluasi terhadap periode getar struktur yang ditinjau. Dalam penelitian numeris ini, evaluasi periode getar struktur yang terjadi di analisis dengan menggunakan metode *Rayleigh*, yang besarnya menurut persamaan berikut ini,

$$T = 2\pi.\sqrt{\frac{\sum Wi.di^2}{g.\sum Fi.di}} \qquad (3\text{-}8)$$

dengan g adalah grafitasi bumi yaitu 9,81 m/det^2, *Fi* adalah gaya horizontal pada tingkat ke-i akibat gaya gempa, di adalah simpangan horisontal struktur pada tingkat ke-i. Nilai periode getar (*T*) dengan menggunakan metode *Raileigh* ini harus mendekati 80% - 120% dari asumsi periode getar awal.

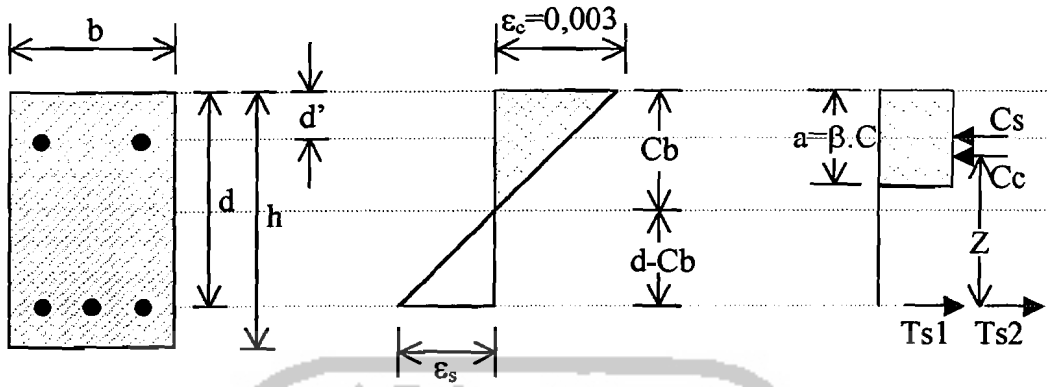
3.3. Prinsip Bangunan Tahan Gempa.

Banyak Bangunan-bangunan gedung yang rusak akibat gempa yang disebabkan oleh tidak jelasnya prinsip desain bangunan tahan gempa yang dipakai. Hal ini dikategorikan sebagai kesalahan yang mendasar. Prinsip ini mulai dari cara mendesain beban gempa, menentukan konfigurasi bangunan yang tepat, bagaimana menentukan mekanisme goyangan yang tepat pada elemen-elemen struktur dan bagaimana cara memilih bahan dan melaksanakan pembangunan sehingga diperoleh bahan tepat serta perilaku struktur yang daktail..

3.4. Desain Balok.

3.4.1. Perencanaan Balok Tulangan Rangkap

Balok bertulangan rangkap apabila balok tersebut mempunyai tulangan tarik dan tulangan desak sekaligus dan dikehendaki menopang beban yang lebih besar dari kapasitasnya serta bermanfaat juga mendukung beban siklik, dilain pihak seringkali karena tuntutan arsitektur yang membatasi dimensi balok.



Gambar 3.2. Diagram regangan dan diagram tegangan balok bertulangan rangkap

a. Balok Tulangan Rangkap Dengan Tulangan Desak Telah Luluh

Pada kondisi ini diasumsikan tulangan tarik dan desak telah luluh paling tidak saat regangan beton mencapai 0,003, dengan menganggap fs = fs' = fy. Untuk kondisi ini As = As.1 + As.2, sedangkan As.2 = As', sehingga tinggi balok tekan:

$$a = \frac{(As - As').fy}{0{,}85.fc'.b} \quad \text{atau,} \quad a = \frac{Asl.fy}{0{,}85.fc'.b} \tag{3-9}$$

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

$$\varepsilon s' = \frac{c - d'}{c}(0.003) \tag{3-10}$$

$$\varepsilon s = \frac{d - c}{c}(0.003) \tag{3-11}$$

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

$$Mn = Mn1 + Mn2 \tag{3-12}$$

Dengan :

$$Mn1=0.85 .fc'.a.b.\left[d-\frac{a}{2}\right] \text{ atau } Mn1=as1.fy.\left[d-\frac{a}{2}\right] \quad (3\text{-}13)$$

$$Mn2=As.fy.(d-d') \quad (3\text{-}14)$$

b. Balok Bertulangan Rangkap Dengan Tulangan Desak Belum Luluh

Kondisi ini merupakan kondisi dinana anggapan tulangan baja tariik telah luluh, sedangkan tulangan baja desak belum luluh pada saat regangan beton mencapai 0.003. Jika $\varepsilon s' < \varepsilon y$ dan $\varepsilon s \geq y$, untuk mendapatkan inlai c digunakan persamaan :

$$(0.85.fc'.b.\beta) .c^2 + (600.As' - As.fy).c - 600 .d'.As' =0 \quad (3\text{-}15)$$

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 :

$$Mn1 = 0.85 . fc . a . b . \left(d-\frac{a}{2}\right) \quad (3\text{-}16)$$

$$Mn2 = As. Fs'. (d-d') \quad (3\text{-}17)$$

$$Mn = Mn1 + Mn2 \quad (3\text{-}18)$$

Dimana $$a = \frac{As..fs'-As'.fs'}{0.85.fc.b} \quad (3\text{-}19)$$

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

Momen tahanan nominal yang diperlukan balok dalam menahan momen

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \qquad (3\text{-}20)$$

Menentukan besarnya nilai tinggi blok tegangan β_1,ditentukan dengan ketentuan :

Untuk fc' $\leq$ 30 Mpa $\Rightarrow$ $\beta_1 = 0{,}85$

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

Untuk perencanaan struktur bangunan dengan daktalitas penuh nilai rasio tulangan yang dipakai $\geq$ 0,5, maka

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

dengan : $As = \rho .b.d \qquad (3\text{-}21)$

$$As' = \frac{\rho'}{\rho} . As \qquad (3\text{-}22)$$

Dari rasio tulangan diatas, selanjutnya didapat tulangan yang dipakai. Untuk kontrol jarak tulangan dipakai rumus sebagai berikut di bawah ini.

Check Mn :

As1 = As – As'

As' = As2

$T = As_{tersedia}.Fy \qquad (3\text{-}23)$

$Cc = 0{,}85.fc'.b.a \qquad (3\text{-}24)$

Cs = As'.(fy – 0,85.fc')

Mnak b = Mn1 + Mn2

$$Mnak\ b = As1.fy. \left(d - \frac{a}{2} \right) + Cs.\ (d - d') \qquad (3\text{-}25)$$

$$Mnak\ b' = Cs.(d-d') \quad (3\text{-}26)$$

$$Mkap,b = \phi_0 Mnak,b \quad (3\text{-}27)$$

Dimana :

Mkap,b = kapasitas lentur balok pada pusat pertemian balok kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang.

Mnak,b = kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang.

ϕ_0 = factor penambahan kekuatan yang ditetapkan sebesar:

- 1,25 untuk fy < 400 Mpa
- 1,40 untuk fy > 400 Mpa

fy = kuat leleh tulangan lentur

3.4.2 Perencanaan Balok Portal terhadap Beban Geser

Dalam perencanaan beton bertulang selain harus memenuhi syarat-syarat lentur balok juga harus aman terhadap terjadinya keruntuhan premature yang disebabkan bekerjanya kombinasi tegangan geser dan tegangan lentur. Apabila gaya geser yang bekerja sedemikian besar sehingga diluar dari kemampuan beton untuk menahannya maka perlu disediakan baja tulangan yang bekerja untuk menahan gaya geser tersebut.

Penulangan geser dapat dilakukan dengan beberapa cara seperti sengkang vertical, sengkang miring/diagonal, jaringan kawat baja (*wire mesh*), spiral dan dengan membengkokkan tulangan pokok balok pada tempat-tempat yang diperlukan. Untuk komponen struktur yang menahan geser dan lentur SK SNI T-15-1991-03

pasal 3.4.3 memberikan kapasitas kemampuan beton (tanpa penulangan geser) untuk menahan gaya geser adalah :

$$Vc = \frac{1}{6}\sqrt{f'c}.b_w.d \qquad (3\text{-}28)$$

atau boleh dihitung dengan perhitungan yang lebih rinci sebagai berikut :

$$Vc = \frac{1}{7}\left(\sqrt{f'c} + 120.\rho_w \frac{Vu.d}{Mu}\right).b_w.d \qquad (3\text{-}29)$$

dengan :

Vc = kuat geser nominal yang disumbangkan beton,

f'c = kuat desak beton yang diisyaratkan,

b_W = lebar badan balok,

d = tinggi efektif balok,

V_U = gaya geser terfaktor pada penampang,

M_U = momen terfaktor pada penampang

Apabila $V_U > \frac{1}{2}V_C$ maka harus dipasang tulangan geser minimum dan besarnya gaya geser yang disumbangkan oleh beton harus memenuhi persyaratan berikut :

$$\frac{V_{U.d}}{M_U} \le 1{,}0 \; dan \; V_C \le \left(0{,}3.\sqrt{f'_C}\right)b_w.d \qquad (3\text{-}30)$$

Perencanaan tulangan geser untuk komponen struktur tahan gempa, SK SNI T-15-1991-03 memberikan persyaratan untuk daerah yang berpotensi terjadinya sendi plastis, gaya geser yang disumbangkan oleh beton (V_c) dianggap sama dengan nol. Besarnya gaya geser rencana yang harus ditahan oleh struktur lentur tahan gempa dihitung dengan persamaan berikut :

$$Vu,b = 0,7\frac{Mkap + M'kap}{\ln} + 1,05Vg \quad (3\text{-}31)$$

$$Vg = .V_D + .V_L \quad (3\text{-}32)$$

Akan tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$Vu,b = 1,07.(V_{D,b} + V_{L,b} + 4/k\,.\,V_{E,b}) \quad (3\text{-}33)$$

Dengan :

M_{kap} = momen kapasitas (momen nominal aktual) disendi plastis pada salah satu ujungnya atau bidang muka kolom,

M_{kap}' = momen kapasitas pada ujung lainnya,

ln = bentang bersih komponen,

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

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

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

Apabila gaya geser yang bekerja V_U lebih besar dari ΦV_C maka diperlukan tulangan geser untuk memperkuatnya agar tidak hancur. Pada sembarang tempat disepanjang bentang bila gaya geser yang bekerja lebih besar dari $\frac{1}{2}\ \Phi V_C$ maka harus dipasang tulangan geser minimum sehingga diperoleh :

$$V_{u,b} \le \phi.(V_c + V_s) \quad (3\text{-}34)$$

dengan :

V_S = kuat geser nominal tulangan geser

Untuk mencegah terjadinya lebar retak yang berlebihan pada balok akibat gaya tarik diagonal yang berlebihan maka kuat luluh tulangan geser tidak boleh lebih besar dari 400 Mpa dan pembatasan nilai kuat geser V_S :

$$V_S = \frac{2}{3}\sqrt{f'_c}.b_w.d \qquad (3\text{-}35)$$

3.4.3. Persyaratan Kuat Geser portal.

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:

$$Vu,b = 0{,}7\frac{Mkap + M'kap}{\ln} + 1{,}05Vg \qquad (3\text{-}36)$$

$$Vg = .V_D + .V_L \qquad (3\text{-}37)$$

Tetapi tak perlu lebih besar dari :

$$Vu,b = 1{,}05.(V_{D,b} + V_{L,b} + 4/k\,.\,V_{E,b}) \qquad (3\text{-}38)$$

$$\text{Vc} = \frac{\sqrt{fc'}}{6}.\text{b.d} \qquad (3\text{-}39)$$

$$\text{Vs} = \frac{Vu}{\phi} - \text{Vc} \qquad (3\text{-}40)$$

Maka :

$$\text{Vs} = \frac{Av.fy.d}{s} \qquad (3\text{-}41)$$

$$\text{s} = \frac{Av.fy.d}{Vs} \qquad (3\text{-}42)$$

Dimana :

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

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

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

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

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

K = faktor jenis struktur

3.5 Desain Kolom

3.5.1 Persyaratan Kuat Lentur Kolom Portal.

Kuat lentur perlu bagi kolom portal dengan daktailitas penuh pada bidang muka balok berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kedua kolom, dinyatakan oleh momen lentur perlu $M_{u,k}$ dengan gaya aksial $N_{u,k}$ yang bersangkutan.

$$M_{u,k} = 0{,}7.\,\omega\, d.\,\sum M_{kap,b} \tag{3-43}$$

dengan : $\sum M_{kap,b} = M_{kap,ki} + M_{kap,ki}$ (3-44)

dan untuk ujung kolom

$$M_{u,k} = \frac{hk'}{hk}.\,0{,}7.\,\omega\, d.\,\alpha\, k.\left(\frac{lki}{lki'}M_{kap,ki} + \frac{lka}{lka'}M_{kap,ka}\right) \tag{3-45}$$

tetapi tidak lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1{,}05.\left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4{,}0}{K}M_{E,k}\right) \tag{3-46}$$

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

$$N_{u,k} = 0{,}7.Rv.\left(\frac{M_{kap,ki}M_{kap,ki'}}{lki'} + \frac{M_{kap,ka} + M_{kap,ka'}}{lka'}\right) + 1{,}05.Ng \qquad (3\text{-}47)$$

tetapi tidak boleh lebih dari :

$$N_{u,k} = 1{,}05.\left(Ng,k + \frac{4}{K}N_{E,k}\right) \qquad (3\text{-}48)$$

Dimana :

ω : faktor pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhann, diambil 1,3

αk : factor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.

$M_{kap,ki}$: momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom

$M_{kap,ka}$: momen kapasitas lentur balok di sebelah kanan bidang muka kolom

Rv : faktor reduksi gaya aksial kolom untuk memperhitungkan pengaruh terbentuknya sendi plastis yang tidak semua pada semua balok portal di dalam struktur,

$Rv = 1{,}0$ untuk $1 < n \leq 4$

$Rv = 1{,}1\text{-}0{,}025n$ untuk $4 < n \leq 20$

$Rv = 0{,}6$ untuk $n > 20$

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

3.5.2 Perencanaan Kolom terhadap Beban Lentur dan Aksial

Perencanaan tulangan kolom pendek menggunakan diagram perancangan kolom, yang dibagi atas 3 daerah runtuh.

a. Kondisi Beban Sentris

Kolom dalam kondisis beban sentries pada awalnya, baik beton maupun bajanya berperilaku elastis. Pada saat regangannya mencapai sekitar 0,002 sampai 0,003, beton mencapai kekuatan maksimal f'c. secara teoritis, beban maksimum yang dapat dipikul oleh kolom adalah beban yang menyebabkan terjadinya tegangan F'c pada beton. Penambahan beban lebih lanjut bisa saja terjadi apabila *strain hardening* pada baja terjadi di sekitar 0,003. dengan demikian, kapasitas beban sentries, po dapat dinyatakan dalam persamaan dibawah ini.

$$P_o = 0{,}85.f'c.(A_g - A_{st}) + fy.A_{st} \qquad (3\text{-}49)$$

Dan tidak boleh lebih besar dari,

$$\phi \; P_{n(max)} = 0{,}85.\; \phi .[0{,}85.f'_c. .(A_g - A_{st}) + fy.A_{st} \qquad (3\text{-}50)$$

dengan

ϕ = factor reduksi kekuatan = 0,65

A_g = luas kotor penampang lintang kolom

A_{st} = luas total penampang tulangan memanjang

P_n = kuat beban aksial nominal dengan eksentrisitas tertentu.

b. Kondisi Balance (seimbang)

Jika eksentrisitas makin kecil, maka akan ada suatu transisi dari keruntuhan tarik utama ke keruntuhan tekan pertama. Kondisi keruntuhan *balance* tercapai apabila tulangan tarik mengalami tegangan lelehnya, εy dan pada saat itu pula beton mengalami regangan batasnya (0,003 in/in) dan mulai hancur.

$$xb = \frac{600}{600 + fy}\,\mathrm{d} \quad \text{dan} \quad ab = \beta_1 . Xb \tag{3-51}$$

$$fs' = \frac{x - d'}{x}.600 \leq fy \tag{3-52}$$

Beban aksial nominal dalam kondisi *balance*, P_{nb} dapat dihitung dengan persamaan,

$$Ccb = 0{,}85.fc'.b.ab \tag{3-53}$$

$$Csb = As'.(fs' - 0{,}85.fc') \tag{3-54}$$

$$Tsb = fs.As \tag{3-55}$$

$$Pnb = Ccb + Csb - Tsb \tag{3-56}$$

$$\mathrm{Mnb} = \mathrm{Ccb.(y\text{-}ab/2)} + \mathrm{Csb.(y\text{-}d')} + \mathrm{Ts.(d\text{-}y)} \quad (3.6.2.2.i) \tag{3-57}$$

Beban-beban dengan eksentrisitas yang lebih kecil dari e_b akan menyebabkan keruntuhan utama pada harga batas yang lebih besar dari P_{nb}, beban-beban dengan eksentrisitas yang lebih besar dari e_b menyebabkan keruntuhan tarik pada beban yang lebih kecil dari P_{nb}.

c. Kondisi Patah Tarik

Awal keadaan runtuh dalam hal eksentrisitas yang besar dapat terjadi dengan lekehnya tulangan baja yang tertarik. Peralihan dari keruntuhan tekan ke keruntuhan tarik terjadi pada $e = e_b$. jika e lebih besar dari e_b atau $P_n < P_{nb}$, maka keruntuhan yang

terjadi adalah keruntuhan tarik yang diawali lelehnya tulangan tarik. Dengan demikian berarti fs = fy, sedangkan pada tulangan baja tekan masih terdapat dua kemungkinan belum luluh

$$Cc = 0{,}85.fc'.b.a \quad (3\text{-}59)$$

$$Cs = As.(fs' - 0{,}85.fc') \quad (3\text{-}59)$$

$$Ts = As.fy \quad (3\text{-}60)$$

$$Pn = Cc + Cs - Ts \quad (3\text{-}61)$$

$$Mn = Pn = Cc.(y - a/2) + Cs.(y - d') + Ts.(d - y) \quad (3\text{-}62)$$

d. Kondisi Patah Tekan

Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas harus lebih kecil dari e_b ($e < e_b$) dan tegangan pada tulangan tariknya lebih kecil dari tegangan lelehnya yaitu $fs < fy$

$$fs = \frac{d-x}{x}.600 \leq fy \quad (3\text{-}63)$$

$$fs' = \frac{x-d'}{x}.600 \geq fy \quad \text{maka dipakai } fs' = fy \quad (3\text{-}64)$$

$$a - \beta_1.x \quad (3\text{-}65)$$

$$Cc = As.(fs' - 0{,}85.fc') \quad (3\text{-}66)$$

$$Ts = fs.As \quad (3.67)$$

$$Pn = Cc + Cs - Ts \quad (3\text{-}68)$$

$$Mn = Pn.e = Cc.(y - a/2) + Cs.(y - d') + Ts.(d - y) \quad (3\text{-}69)$$

Untuk kolom persegi yang hancur karena tekan atau $P_n > P_{nb}$, maka besarnya nilai P_n dapat diperoleh dengan menggunakan rumus pendekatan Whitney, yaitu :

$$Pn = \frac{As'.fy}{\frac{e}{(d-d')}+0{,}05} + \frac{b.h.f'c}{\frac{3.h.e}{d^3}+1{,}18} \qquad (3\text{-}70)$$

3.5.3 Perencanaan Kolom Terhadap Beban Geser

Kuat geser perlu bagi kolom portal berdasarkan terjadinya momen kapasitas di sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom itu, yang dihitung dengan persamaan :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,katas} + M_{u,kbawah}}{h'_k} \qquad (3\text{-}71)$$

tapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari

$$V_{u,k} = 1{,}05 \left[M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4{,}0}{K} . V_{E,k} \right] \qquad (3\text{-}72)$$

Dimana :

$M_{u,katas}$: momen rencana kolom pada ujung dihitung pada muka balok

$M_{u,kbawah}$: momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok

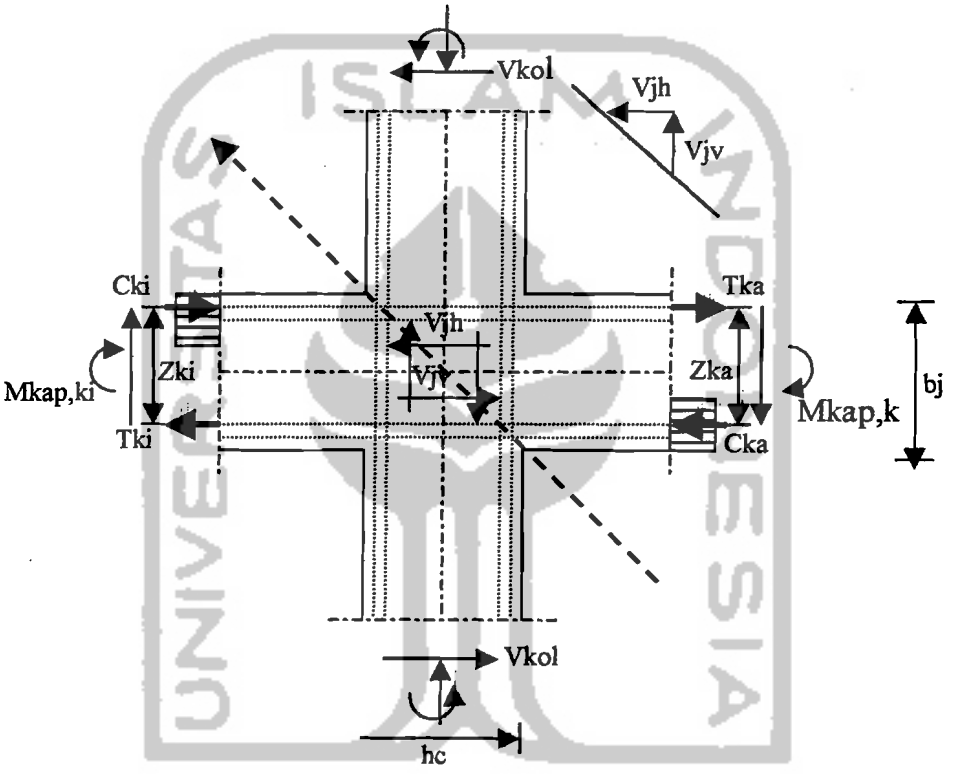
$h_{,k}$: tinggi bersih kolom

3.5.4 Perencanaan Titik Pertemuan Rangka.

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, titik pertemuan (*joint*) harus memenuhi beberapa ketentuan. Momen lentur dan gaya geser kolom, serta geser horizontal V_{jh} dan geser vertikal V_{jv} yang melewati inti joint harus dianalisis

dengan memperhitungkan seluruh pengaruh gaya-gaya yang membentuk keseimbangan pada titik pertemuan (*joint*) tersebut.

Keseimbangan gaya-gaya pada titik pertemuan rangka dapat dilihat pada gambar berikut ini,



Gambar 3.3. Detail pertemuan balok kolom

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

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \qquad (3\text{-}73)$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0{,}70\frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \qquad (3\text{-}74)$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0{,}70\frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \tag{3-75}$$

V_{kol} dalam kondisi kapasitas :

$$V_{kol} = \frac{0{,}70\left(\frac{l_{ki}}{l_{ki}'}.M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{ka}'}.M_{kap,ka}\right)}{1/2\left(h_{k,a} + h_{k,h}\right)} \tag{3-76}$$

Dimana :

$M_{kap,ki}$ = momen kapasitas balok portal sebelah kiri di sendi plastis pada bidang muka kolom

$M_{kap,ka}$ = momen kapasitas balok portal sebelah kiri di sendi plastis pada bidang muka kolom

Z_{ki} = lengan momen intern yang berkaitan dengan $M_{kap,ki}$

Z_{ka} = lengan momen intern yang berkaitan dengan $M_{kap,ka}$

l_{ki} = bentang balok portal sebelah kiri, dari as ke as

l'_{ki} = bentang bersih balok portal sebelah kiri

l_{ka} = bentang balok portal sebelah kanan, dari as ke as

l'_{ka} = bentang bersih balok portal sebelah kanan

$h_{k,a}$ = tinggi kolom atas portal, diukur dari as ke as

$h_{k,b}$ = tinggi kolom bawah portal, diukur dari as ke as

Tegangan geser horisontalnominal dalam joint adalah

$$V_{jh} = \left(\frac{V_{jv}}{b_j.h_c}\right) \tag{3-77}$$

dimana :

b_j = lebar efektif titik buhul (mm)

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

V_{jh} tidak boleh lebih besar dari $1{,}5.\sqrt{f'c}$ (Mpa.)

Gaya geser horizontal V_{jh} ini ditahan oleh dua mekanisme 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 $V_{ch'}$.

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

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

$$V_{ch} = \frac{2}{3}\sqrt{\left(\frac{N_{uk}}{A_g} - 0{,}1.f'c.b_j.h_j\right)} \qquad (3\text{-}78)$$

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

$$V_{ch} = 0{,}7.P_{cs} \qquad (3\text{-}79)$$

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

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

$$V_{ch} = 0{,}5\frac{A_{s'}}{A_s}.V_{jh}\left(1+\frac{N_{u,k}}{0{,}4.A_g.f'c}\right) \qquad (3\text{-}80)$$

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

Dengan memindahkan lokasi sendi plastis agak jauh dari muka kolom, maka kemampuan mekanisme strat tekan tidak berkurang akibat beban bolak-balik dimana sebagian besar tegangan tekan dipindahkan melalui tulangan tekan. Pelelehan pada tulangan juga dapat mengakibatkan penetrasi kerusakan ikatan yang masuk ke dalam inti titik buhul sehingga ikatan antara tulangan dengan strat tekan berkurang. Akibat kedua fenomena ini serta tekanan pada titik buhul, sendi plastisnya terletak bersebelahan dengan muka kolom, tidak bekerja, sehingga seluruh gaya geser V_{jh} dipikul oleh V_{sh}, bila tegangan tekan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom diatas titik buhul kurang dari $0{,}1.f'_c$ (Gideon,1994) maka,

$$V_{s,h} = V_{j,h} - \frac{2}{3}\sqrt{\left(\frac{N_{u,k}}{A_g}\right)-(0{,}1.f'_c)}\,b_{j,h} \qquad (3\text{-}81)$$

Luas total efektif dari tulangan geser horizontal (sengkang horizontal) yang melewati bidang kritis diagonal dengan yang diletakkan didaerah tekan titik buhul efektif b_j tidak boleh kurang dari :

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{fy} \qquad (3\text{-}82)$$

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

Gaya geser vertical pada titik buhul ($V_{j,v}$) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_c}{b_j} \tag{3-83}$$

sedangkan tulangan joint geser vertikal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan,

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \tag{3-84}$$

menjadi :

$$V_{cv} = A_{sc}' \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left(0{,}6 + \frac{N_{u,k}}{A_g . f'c} \right) \tag{3-85}$$

dengan,

A_{sc}' = luas tulangan longitudinal tekan

A_{sc} = luas tulangan longitudinal tarik

Luas tulangan geser vertical yang dibutuhkan pada titik buhul dalam daerah sepanjang lebar pertemuan efektif b_j ditentukan dengan persamaan,

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{fy} \tag{3-86}$$

Tulangan geser titik buhul vertical ini harus terdiri dari tulangna kolom antara (*intermediate bars*) yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan terbesar atau terdiri dari sengkang-sengkang pengikat vertical, dengan jarak maksimum antar tulangan yang diukur dari as ke as adalah 200 mm.

3.6 Program Aplikasi SAP 90

SAP90 secara garis besar merupakan program untuk teknik sipil yang digunakan untuk menganalisa suatu elemen yang lebih bervariasi dengan ketelitian yang tinggi. Program ini mampu menyelesaikan mekanika portal 2D (frame 2D),

portal 3D (frame 3D), rangka 2D (truss 2D), rangka 3D (truss 3D), pelat (plate), dinding geser (shear wall), Cangkang (shell), dan lain-lain. Blok-blok input yang diperlukan dalam program SAP90 :

1. Blok Title Line : identitas struktur, biasanya nama pekerjaan.
2. Blok System : pengontrol struktur yang berisi kondisi pembebanan yang terjadi pada struktur.
3. blok Joint : mendefinisikan joint-joint di seluruh model struktur yang berupa koordinat.
4. blok Resstraint : derajad kebebasan yang berisi data dukungan yang diasumsikan memiliki 6 komponen, yaitu 3 global trankasi arah x, y, z dan 3 arah rotasi arah Rx, Ry, Rz.
5. Blok data constraint : untuk mengurangi jumlah persamaan dalam system yang harus diselesaikan oleh program.
6. Blok data frame : mendefinisikan sifat-sifat element.
7. Blok data shell : berisi data-data material, lokasi dan penyebaran beban.
8. Blok data loads : beban joint sesuai dengan jumlah kondisi pembebanan.
9. Blok data combo : kombinasi pembebana yang bekerja pada struktur.