

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Analisa Beban

2.1.1. Pengertian beban

Menurut Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983, pengertian dari beban adalah :

1. Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian tak terpisahkan dari gedung itu.
2. Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah.
3. Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan akibat gempa itu.

2.1.2. Kombinasi beban

Agar suatu struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan terhadap bermacam-macam kombinasi beban, maka harus dipenuhi ketentuan dari faktor beban berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.2.2 sebagai berikut :

$$1. U = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L \dots\dots\dots(2-1)$$

$$2. U = 1,05 \cdot (D + L_R + E) \dots\dots\dots(2-2)$$

$$3. U = 1,05 \cdot (D + L_R - E) \dots\dots\dots(2-3)$$

$$4. U = 0,9 \cdot (D + E) \dots\dots\dots(2-4)$$

$$5. U = 0,9 \cdot (D - E) \dots\dots\dots(2-5)$$

dengan : D = beban mati

L = beban hidup

L_R = beban hidup tereduksi = $0,3 \cdot L$

E = beban gempa

2.1.3. Kuat rencana

Dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, maka kuat minimalnya harus direduksikan dengan faktor reduksi kekuatan yang sesuai dengan sifat beban seperti ketentuan dalam SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.2.3 butir 2 sebagai berikut :

1. lentur, tanpa beban aksial	0,80
2. aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur	0,80
3. aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur	
Komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat	0,70
Komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa	0,65
4. geser dan torsi	0,60
5. tumpuan pada beton	0,70

2.2. Perencanaan Struktur Beton Bertulang

Beton kuat terhadap tekan tetapi lemah terhadap tarik. Oleh karena itu, perlu tulangan untuk menahan gaya tarik untuk memikul beban-beban yang bekerja pada beton. Adanya tulangan ini sering kali digunakan untuk memperkuat daerah tekan pada penampang balok (Nawy, Edward G, 1990).

Perencanaan struktur beton bertulang harus memperhatikan perilaku komponen struktur beton bertulang pada waktu menahan berbagai beban diantaranya ialah gaya aksial, lenturan, gaya geser, puntiran ataupun merupakan gabungan dari gaya-gaya tersebut. Perilaku tersebut tergantung pada hubungan regangan-tegangan yang terjadi di dalam beton dan juga jenis tegangan yang dapat ditahan.

2.3. Pelat

Pelat atau *slab* adalah elemen bidang tipis yang menahan beban-beban transversal melalui aksi lentur ke masing-masing tumpuan (Wahyudi, L dan Rahim, Syahril A, 1997).

Pelat yang didukung pada dua tepi yang berhadapan sedemikian sehingga lenturan timbul hanya dalam satu arah saja, yaitu pada arah tegak lurus terhadap arah dukungan tepi sehingga disebut pelat satu arah. Pelat satu arah mempunyai nilai perbandingan antara sisi panjang dan sisi pendek lebih dari 2. Sedangkan pelat yang didukung sepanjang keempat sisinya disebut pelat dua arah dimana lenturan akan timbul pada dua arah yang saling tegak lurus. Pelat dua arah mempunyai nilai perbandingan antara sisi panjang dan sisi pendek kurang dari 2 (Istimawan, D, 1994).

Pelat lantai yang dirancang adalah pelat lantai satu arah dan pelat lantai dua arah yang didukung oleh keempat sisinya. Untuk pelat satu arah tebal pelat harus memenuhi syarat tebal pelat minimum pada SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.2.5 butir 2 sub butir 1. Tabel di bawah ini adalah nilai-nilai batas yang diberikan untuk f_y

= 400 MP, untuk f_y lain dari 400 MPa nilainya harus dikalikan dengan $\left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right)$.

Tabel 2.1. Tebal minimum balok non-pratekan atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

KOMPONEN STRUKTUR	TEBAL MINIMUM, h			
	DUA TUMPUAN	SATU UJUNG MENERUS	KEDUA UJUNG MENERUS	KANTILEVER
	KOMPONEN TIDAK Mendukung ATAU MENYATU DENGAN PARTISI ATAU KONSTRUKSI LAIN YANG AKAN RUSAK KARENA LENDUTAN YANG BESAR			
Pelat solid satu arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat jalur satu arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

Untuk pelat dua arah tebal pelat harus memenuhi syarat tebal pelat minimum pada SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.2.5 butir 3 sub butir 3.

tebal pelat tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{l_n \cdot (0,8 + \frac{f_y}{1500})}{36 + 5 \cdot \beta \cdot [\alpha_m - 0,12 \cdot (1 + \frac{1}{\beta})]} \dots\dots\dots (2-6)$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{l_n \cdot (0,8 + \frac{f_y}{1500})}{36 + 9 \cdot \beta} \dots\dots\dots (2-7)$$

dan tidak perlu lebih dari :

$$h = \frac{l_n \cdot (0,8 + \frac{f_y}{1500})}{36} \dots\dots\dots (2-8)$$

dengan : h = tebal pelat

l_n = panjang bentang bersih balok dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah

β = rasio dari bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah

α_m = nilai rata-rata dari α

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cb} \cdot I_s} \dots \dots \dots (2-9)$$

dengan : $E_{cb} \cdot I_b$ = modulus elastisitas pada balok

$E_{cb} \cdot I_s$ = modulus elastisitas pada pelat

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

- a. untuk $\alpha_m < 2,0$ tebal pelat minimum 120 mm
- b. untuk $\alpha_m \geq 2,0$ tebal pelat minimum 90 mm

2.4. Balok

Balok adalah batang struktural untuk menahan gaya-gaya yang bekerja dalam arah transversal terhadap sumbunya yang mengakibatkan terjadinya lenturan. Dua hal utama yang dialami balok adalah kondisi tekan dan tarik, yang antara lain karena adanya pengaruh lentur ataupun gaya lateral (Wahyudi, L dan Rahim, Syahril A, 1997).

Menurut SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.1.10, penentuan lebar efektif *flens* pada konstruksi balok T adalah sebagai berikut :

1. Lebar pelat yang secara efektif bekerja sebagai suatu *flens* dari balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang dari balok, dan lebar efektif dari *flens* yang membentang pada tiap sisi badan balok tidak boleh melebihi :
 - a. delapan kali tebal pelat, dan
 - b. setengah jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan

2. Untuk balok yang mempunyai pelat hanya pada satu sisi, lebar efektif *flens* yang membentang tidak boleh lebih dari :
 - a. seperduabelas dari bentang balok
 - b. enam kali tebal pelat, dan
 - c. setengah jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan
3. Balok tunggal, dimana bentuk T-nya diperlukan untuk menambah luas daerah tekan, harus mempunyai ketebalan *flens* tidak kurang dari setengah lebar badan balok dan lebar efektif *flens* tidak lebih dari empat kali lebar badan balok.

2.4.1. Perencanaan balok yang menahan gaya lentur

Untuk menghitung komponen struktur lentur harus memenuhi beberapa asumsi dan persyaratan yang terdapat pada SK SNI T-15-1991-03, sebagai berikut :

1. Rasio dari lebar terhadap tinggi balok tidak boleh kurang dari 0,3 sesuai dengan ayat 3.14.3 butir 1 sub butir 3.
2. Menurut SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.3 butir 1 sub butir 4, lebar tidak boleh :
 - a. kurang dari 250 mm
 - b. lebih dari lebar komponen penumpu (diukur dari bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen lentur) ditambah jarak yang tidak melebihi tiga perempat dari tinggi komponen lentur pada tiap sisi dari komponen penumpu
3. Saat terjadi keruntuhan struktur karena beban yang berlebihan, diharapkan pada struktur lentur mengalami keruntuhan daktail. Agar keruntuhan daktail terjadi maka tulangan direncanakan *under-reinforced*. Kondisi demikian tercapai jika

rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi 0,75 dari rasio tulangan yang menghasilkan kondisi regangan seimbang ρ_b sesuai dengan ayat 3.3.3 butir 3 SK SNI T-15-1991-03.

4. Sesuai ayat 3.3.5 butir 1 ditetapkan rasio tulangan minimum agar tidak terjadi keruntuhan getas pada balok.

Dalam perencanaan balok terhadap lentur dapat diketahui bahwa :

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \dots\dots\dots(2-10)$$

dengan :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(2-11)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots(2-12)$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2-13)$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(2-14)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot k}{0,85 \cdot f'_c}} \right] \dots\dots\dots(2-15)$$

- dengan : ρ = rasio tulangan
 b = lebar balok
 d = tinggi efektif balok
 f_y = tegangan leleh baja tulangan yang diisyaratkan, MPa
 f'_c = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa
 β_1 = 0,85 untuk kuat beton f'_c hingga atau sama dengan 30 MPa

2.4.2. Perencanaan balok yang menahan gaya geser

Gaya geser rencana menurut SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.7 butir 1 dapat dihitung sebagai berikut :

$$V_{u,b} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap} + M_{kap}'}{l_n} + 1,05 \cdot V_g \dots\dots\dots(2-16)$$

tetapi,

$$V_{u,b} \geq 1,05 \cdot \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} \cdot V_{E,b} \right) \dots\dots\dots(2-17)$$

dengan : M_{kap} = momen nominal aktual pada ujung komponen dengan memperhitungkan kombinasi momen positif dan momen negatif
 M_{kap}' = momen kapasitas balok di sendi plastis pada bidang muka kolom sebelahnya
 l_n = bentang bersih balok
 $V_{D,b}$ = gaya geser balok akibat beban mati
 $V_{L,b}$ = gaya geser balok akibat beban hidup
 $V_{E,b}$ = gaya geser balok akibat beban gempa
 K = faktor jenis struktur

Penulangan geser balok menurut SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.4.1 butir 1

didasarkan pada :

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \dots\dots\dots(2-18)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(2-19)$$

SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.4.3 butir 1 sub butir 1 :

$$V_c = \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2-20)$$

SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.4.5 butir 6 sub butir 2 :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots(2-21)$$

dengan : V_c = kuat geser nominal beton
 V_s = kuat geser nominal tulangan geser
 V_u = kuat geser terfaktor
 V_n = kuat geser nominal

- A_v = luas tulangan geser dalam jarak s , untuk sengkang keliling tunggal $A_v = 2 \cdot A_s$, dimana A_s adalah luas tulangan penampang batang tulangan sengkang
 s = jarak antar sengkang
 b_w = lebar balok
 d = tinggi efektif balok

Menurut SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.3 butir 3 sub butir 2, spasi maksimum dari sengkang tidak boleh melebihi :

- $d/4$
- delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- 24 kali diameter batang sengkang
- 200 mm
- $$\frac{1600 \cdot f_y \cdot A_{s,l}}{[(A_{s,a} + A_{s,b}) f_y]} \dots \dots \dots (2-22)$$

Batas spasi tulangan geser pada daerah di luar sendi plastis menurut SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.4.5 butir 4 sub butir 1, tidak boleh melebihi :

- $\frac{d}{2}$
- 600 mm

2.5. Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi (Nawy, Edward G, 1990).

Kolom menempati posisi penting dalam sistem struktur bangunan. Kegagalan kolom akan berakibat langsung pada runtuhnya komponen struktur lain yang berhubungan dengannya, atau bahkan merupakan batas runtuh total keseluruhan struktur bangunan (Istimawan, D, 1994).

2.5.1. Perencanaan kolom portal terhadap beban lentur dan beban aksial

Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.3.3 butir 5 sub butir 2, kuat tekan rencana kolom dengan penulangan sengkang tidak boleh lebih besar dari ketentuan berikut :

$$\phi \cdot P_n \leq 0,8 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \dots \dots \dots (2-23)$$

dengan : A_g = luas tulangan kolom
 f'_c = kuat tekan beton yang disyaratkan, MPa
 f_y = tegangan leleh baja tulangan yang disyaratkan, MPa
 A_{st} = luas tulangan baja vertikal
 ϕ = faktor reduksi kekuatan, diambil sebesar 0,65

Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.3.3 butir 5 sub butir 3, kuat tekan rencana ϕP_n tidak boleh lebih besar dari 0,85 (kolom dengan tulangan spiral) atau 0,8 (kolom dengan sengkang pengikat) dari kuat tekan rencana dengan eksentrisitas nol ϕP_o dengan : P_n = kekuatan beban aksial nominal pada eksentrisitas yang diberikan

Selanjutnya beban aksial nominal tersebut masih harus direduksi lagi dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang tercantum dalam SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.3 butir 2.

Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.4 butir 2 sub butir 2 kuat lentur kolom harus memenuhi persamaan :

$$\sum M_{u,k} \geq 0,7 \cdot \omega_d \cdot \sum M_{kap,b} \dots\dots\dots(2-24)$$

tetapi dalam segala hal tidak perlu melebihi :

$$\sum M_{u,k} \leq 1,05 \cdot \sum \left(M_{D,K} + M_{L,K} + \frac{4,0}{K} \cdot M_{E,K} \right) \dots\dots\dots(2-25)$$

$$M_{kap,b} = \phi_o \cdot M_{nak,b} \dots\dots\dots(2-26)$$

- dengan :
- $\sum M_{u,k}$ = jumlah momen rencana kolom
 - $M_{kap,b}$ = momen kapasitas balok
 - $M_{nak,b}$ = kuat momen lentur nominal actual balok
 - $M_{D,k}$ = momen pada kolom akibat beban mati
 - $M_{L,k}$ = momen pada kolom akibat beban hidup
 - $M_{E,k}$ = momen pada kolom akibat beban gempa
 - ω_d = koefisien pembesaran dinamis = 1,3 kecuali untuk kolom lantai 1 dan lantai paling atas yang memungkinkan terjadi sendi plastis pada kolom, $\omega_d = 1,0$
 - ϕ_o = factor penambahan kekuatan = 1,25 untuk $f_y \leq 400$ MPa
 - K = faktor jenis struktur

Momen rencana kolom, dapat juga dirumuskan sebagai berikut :

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \phi_o \cdot \alpha_k \cdot \left[\frac{l_{ki}}{l_{nki}} \cdot M_{nak,bki} + \frac{l_{ka}}{l_{nka}} \cdot M_{nak,bka} \right] \dots\dots\dots(2-27)$$

- dengan :
- h = tinggi kolom dari titik pertemuan ke titik pertemuan
 - h_n = tinggi bersih kolom
 - l_{ki} = bentang balok sebelah kiri, diukur dari titik pertemuan ke titik pertemuan
 - l_{nki} = bentang bersih balok sebelah kiri
 - l_{ka} = bentang balok sebelah kanan, diukur dari titik pertemuan ke titik pertemuan
 - l_{nka} = bentang bersih balok sebelah kanan
 - α_k = faktor distribusi momen dari kolom yang ditinjau
 - M_{nak} = kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang terpasang

SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.4 butir 2 sub butir 3 mensyaratkan bahwa

gaya aksial rencana ($N_{u,k}$) yang bekerja pada kolom dihitung dari :

$$N_{u,k} = \frac{0,7 \cdot R_v \cdot \sum M_{kap,b}}{l_b} + 1,05 \cdot N_{g,k} \dots\dots\dots(2-28)$$

tetapi dalam segala hal tidak lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4,0}{K} \cdot N_{E,k} \right) \dots\dots\dots(2-29)$$

dengan : $N_{u,k}$ = gaya aksial rencana
 R_v = faktor reduksi yang dihitung dari
 $R_v = 1$ untuk $1 < n \leq 4$
 $R_v = 1,1 - 0,025 \cdot n$ untuk $4 < n \leq 20$
 $R_v = 0,6$ untuk $n > 20$
 n = jumlah lantai tingkat di atas kolom yang ditinjau
 l_b = bentang balok, diukur dari pusat join
 $N_{g,k}$ = beban aksial akibat beban gravitasi terfaktor
 $N_{E,k}$ = beban aksial akibat beban gempa
 K = faktor jenis struktur

Menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, perhitungan gaya aksial dan momen rencana kolom harus menggunakan kombinasi pembebanan terfaktor antara beban gravitasi dan beban gempa dalam 2 arah tegak lurus yaitu 100% dalam satu arah dan 30% arah lain yang tegak lurus terhadap arah tersebut.

2.5.2. Perencanaan kolom terhadap beban geser

Menurut SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.7 butir 1 sub butir 2, komponen struktur rangka yang dibebani kombinasi lentur dan aksial kuat geser rencana V_c harus ditentukan berdasarkan terjadinya sendi plastis pada ujung balok – balok yang bertemu pada ujung balok – balok yang bertemu pada kolom tersebut, dan dihitung menurut persamaan berikut :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k,a} + M_{u,k,b}}{h_n} \dots\dots\dots(2-30)$$

tetapi tidak boleh lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \left(V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4,0}{K} V_{E,k} \right) \dots\dots\dots(2-31)$$

dengan : $M_{u,k,a}$ = momen rencana kolom pada ujung atas kolom pada bidang muka balok

$M_{u,k,b}$ = momen rencana kolom pada ujung bawah kolom pada bidang muka balok

h_n = tinggi bersih dari kolom rangka yang ditinjau

$V_{D,b}$ = 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

Kuat geser yang diberikan oleh beton dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$V_c = \left[1 + \frac{N_{u,k}}{14A_g} \right] \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] b_w \cdot d \dots\dots\dots(2-32)$$

Perencanaan tulangan geser dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_s = \frac{V_{u,k \text{ terpakai}}}{0,6} - V_c \dots\dots\dots(2-33)$$

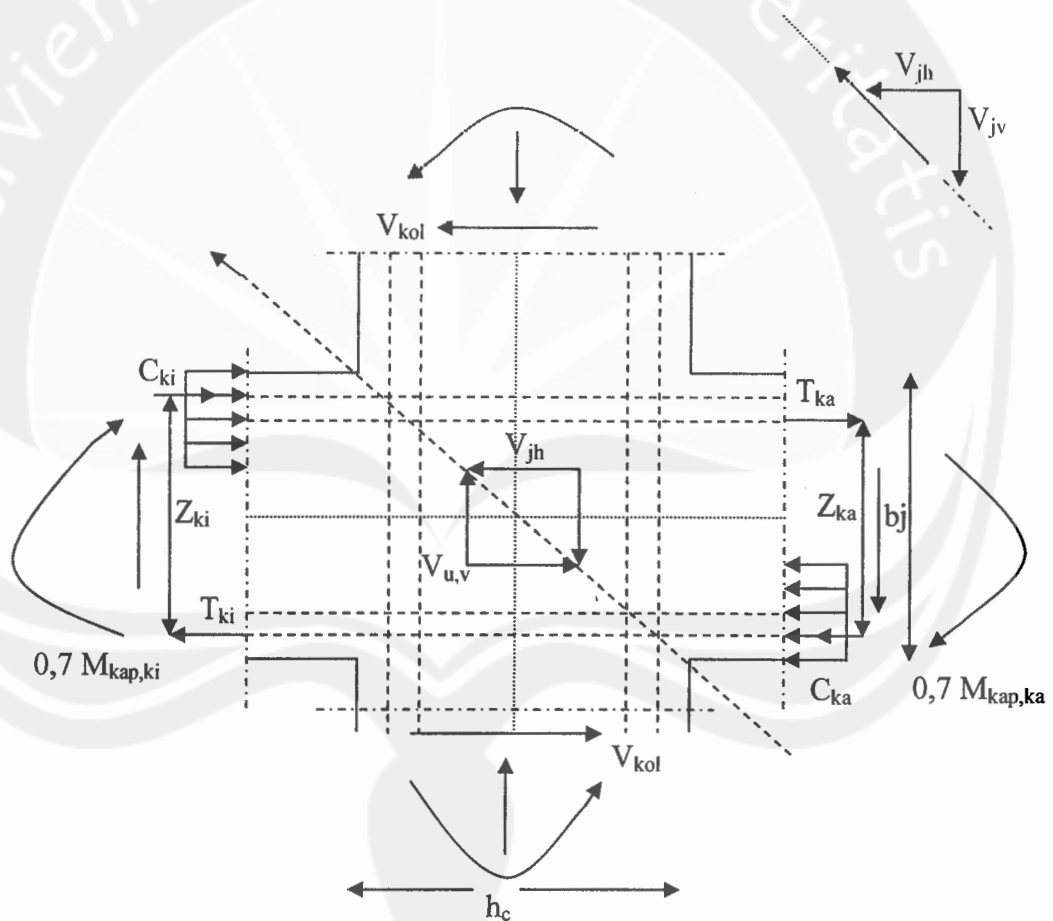
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots\dots\dots(2-34)$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.4 butir 4 sub butir 2, tulangan geser kolom harus dipasang pada seluruh tinggi kolom dengan jarak maksimum sebagai berikut :

1. $\frac{1}{4}$ dimensi komponen struktur terkecil
2. 8 kali diameter tulangan longitudinal
3. 100 mm

2.6. Perencanaan Pertemuan Balok Kolom

Perencanaan pertemuan balok kolom harus memenuhi ketentuan yang tercantum pada SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.6. Momen lentur dan gaya geser kolom serta geser horisontal V_{jv} dan geser vertikal V_{jh} yang melewati joint harus dievaluasi dengan analisis rasional yang memperhitungkan seluruh pengaruh dari gaya – gaya yang membentuk keseimbangan pada joint yang ditinjau seperti pada gambar sebagai berikut :



Gambar 2.1. Pertemuan balok kolom

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots\dots\dots(2-35)$$

dengan

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \dots\dots\dots(2-36)$$

$$C_{ka} = T_{ka} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \dots\dots\dots(2-37)$$

$$V_{kol} = 0,7 \cdot \frac{\left[\frac{l_{ki}}{l_{nki}} \cdot M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{nka}} \cdot M_{kap,ka} \right]}{\frac{1}{2} \cdot (h_{k,a} + h_{k,b})} \dots\dots\dots(2-38)$$

dengan : l_{ki} dan l_{ka} = bentang as ke as balok kiri dan kanan join
 l_{nki} dan l_{nka} = bentang bersih balok kiri dan kanan join
 $h_{k,a}$ dan $h_{k,b}$ = bentang as ke as kolom di atas dan di bawah join

Tegangan geser horisontal nominal dalam join diberikan oleh persamaan berikut :

$$V_{jh} = \left(\frac{b_j}{h_c} \right) \cdot V_{jv} \dots\dots\dots(2-39)$$

dengan : b_j = lebar efektif join, mm
 h_c = tinggi total penampang dalam arah geser yang ditinjau, mm

nilai V_{jh} tidak boleh lebih dari $1,5 \cdot \sqrt{f'_c}$

2.7. Metode Analisis Gempa

Pengaruh gempa terhadap struktur bangunan dapat dianalisis dengan menggunakan analisis beban statik ekuivalen dan analisis dinamik.

SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.1 menetapkan tingkatan daktilitas yang direncanakan untuk suatu struktur dibagi dalam tiga kelas sebagai berikut ini :

1. Tingkat daktilitas 1 : Struktur beton diproporsikan sedemikian sehingga ketentuan tambahan atas penyelesaian detail struktur sangat sedikit. Struktur sepenuhnya berperilaku elastis, $\mu = 1$. Beban gempa rencana harus dihitung berdasarkan faktor $K = 4$.
3. Tingkat daktilitas 2 : Struktur beton diproporsikan berdasarkan sesuatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas, $\mu = 2$. Kondisi ini disebut kondisi daktilitas terbatas. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor $K_{\text{minimum}} = 2$.
4. Tingkat daktilitas 3 : Struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan, $\mu = 4$. Kondisi ini dinamakan juga kondisi daktilitas penuh. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor $K_{\text{minimum}} = 1$.

Besarnya beban gempa rencana dalam analisis statik ekuivalen menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung dapat dinyatakan dalam :

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \dots \dots \dots (2-40)$$

dengan V = gaya geser dasar horisontal total akibat gempa
 C = koefisien gempa dasar
 I = faktor keutamaan bangunan
 K = faktor jenis struktur
 W_t = berat total bangunan

Dalam menentukan waktu getar alami struktur gedung untuk portal beton adalah :

$$T = 0,06 H^{3/4} \dots\dots\dots(2-41)$$

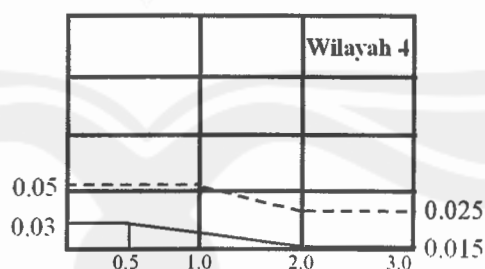
dengan T = waktu getar
 H = tinggi gedung

Gaya geser dasar akibat gempa harus didistribusikan sepanjang tinggi struktur menjadi gaya horisontal terpusat yang bekerja pada masing-masing tingkat berdasarkan persamaan :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V \dots\dots\dots(2-42)$$

dengan F_i = beban gempa horisontal pada lantai
 W_i = berat lantai
 H_i = tinggi lantai
 V = beban geser dasar akibat gempa

Apabila gempa diambil secara dinamik akan digunakan respon spectrum PPKGURG tahun 1987 untuk wilayah 4.



Gambar 2.2. Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 4

Dalam perancangan struktur beton bertulang ini digunakan *Ultimate Strength Design* dengan menetapkan bagian-bagian struktur yang nantinya bila terkena gempa besar akan mengalami daktail dan bagian lain tidak boleh gagal. Untuk mencapai kondisi tersebut maka diterapkan konsep Desain Kapasitas yaitu kolom kuat balok

lemah sehingga bila terjadi mekanisme leleh terjadi dulu pada balok kemudian pada kolom. Keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari kegagalan akibat beban lentur pada sendi-sendi plastis balok (Kusuma, Gideon, 1993).

