

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Spesifikasi Struktur

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terbentuknya sendi-sendi plastis yang mampu memencarkan energi gempa dan membatasi besarnya beban gempa yang masuk ke dalam struktur harus dikendalikan sedemikian rupa agar struktur berperilaku memuaskan dan tidak sampai runtuh saat terjadi gempa kuat. Pengendalian terbentuknya sendi-sendi plastis pada 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 (*capacity design*). Konsep desain kapasitas diterapkan untuk merencanakan agar kolom-kolom lebih kuat dari balok-balok portal (*strong column – weak beam*). Keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga diusahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari kegagalan akibat beban lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi plastis yang cukup besar.

2.2. Penentuan Tingkat Daktilitas Struktur

Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berulang kali dan bolak – balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan. Menurut SNI 03-1726-2002, daktilitas gedung dinyatakan dalam faktor reduksi gempa (R) dan faktor daktilitas (μ). Faktor daktilitas adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi diambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung.

- a. Daktilitas penuh, adalah suatu tingkat daktilitas struktur dimana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi diambang keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5,3.
- b. Daktilitas parsial, adalah suatu tingkat daktilitas struktur dengan nilai faktor daktilitas diantara untuk gedung yang elastik penuh sebesar 1,0 dan untuk struktur gedung yang daktail penuh sebesar 5,3.

Nilai faktor daktilitas struktur gedung (μ) dan faktor reduksi gempa (R) dalam perencanaan tidak boleh melebihi nilai faktor daktilitas maksimum dan faktor reduksi gempa maksimum. Untuk sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) faktor daktilitas maksimum adalah 5,2 dan faktor reduksi maksimum 8,5.

2.3. Analisis Beban

2.3.1. Pengertian beban

Perencanaan struktur bangunan harus memperhitungkan beban mati, beban hidup, beban gempa dan beban hujan yang bekerja pada struktur tersebut. Pengertian dari beban – beban tersebut menurut Peraturan Pembebanan Untuk Gedung (PPI, 1983, hal 7) adalah sebagai berikut :

1. beban mati (D) adalah berat dari semua bagian suatu gedung yang bersifat tetap termasuk segala tambahan, penyelesaian mesin – mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut.
2. beban hidup (L) adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamnya termasuk beban – beban pada lantai yang berasal dari barang – barang yang dapat berpindah, mesin – mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.
3. beban gempa (E) adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa di sini adalah gaya – gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

4. beban hujan (W) adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh hujan.

2.3.2. Kombinasi beban

Faktor beban diperlukan dalam analisis beban suatu gedung agar struktur dan komponen struktur memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap bermacam – macam kombinasi pembebanan. Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11.2, kombinasi beban yang harus dipenuhi yaitu :

1. Kuat perlu (U)

- 1) Kuat perlu U untuk menahan beban mati D

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots (2-1)$$

- 2) Kuat perlu U untuk menahan beban mati D, beban hidup L dan beban hujan R

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 R \dots\dots\dots (2-2)$$

- 3) Kuat perlu U bila ketahanan struktur terhadap gempa E diperhitungkan

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \dots\dots\dots (2-3)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \dots\dots\dots (2-4)$$

2. Kuat rencana

Dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur maka kuat minimalnya harus direduksi dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang sesuai dengan sifat beban seperti ketentuan dalam SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11.3, sebagai berikut :

- 1) Lentur tanpa beban aksial 0,80
- 2) Beban aksial dan beban aksial lentur

(1) Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur	0,80
(2) Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur	
a. Komponen struktur dengan tulangan spiral	0,70
b. Komponen struktur lainnya	0,65
3) Geser dan torsi	0,75
Kecuali pada struktur yang bergantung pada sistem rangka pemikul momen khusus atau sistem dinding khusus untuk menahan pengaruh gempa :	
a. Faktor reduksi untuk geser pada komponen struktur penahan gempa yang kuat geser nominalnya lebih kecil dari pada gaya geser yang timbul sehubungan dengan pengembangan kuat lentur nominalnya	0,55
b. Geser pada hubungan balok-kolom dan pada balok perangkai yang diberi tulangan diagonal	0,80
4) Tumpuan pada beton kecuali untuk daerah pengukuran pasca tarik	0,65
5) Daerah pengukuran pasca tarik	0,85
6) Beton polos struktural	0,55

2.4. Analisis Beban Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh Gempa Rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur – unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

Perhitungan beban gempa dilakukan dengan cara Analisis Dinamik, karena struktur gedung merupakan struktur gedung tidak beraturan. Menurut SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 4.2.2 disebutkan bahwa gedung yang tidak memenuhi Pasal 4.2.1 ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan.:

1. Menghitung beban geser dasar nominal digunakan persamaan :

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t \dots\dots\dots (2-5)$$

dimana : V = beban gempa horizontal
 C_1 = nilai Faktor Respons Gempa
 I = faktor keutamaan
 R = faktor reduksi gempa
 W_t = berat total bangunan

Dengan syarat : $V_t \geq 0,8 V_1 \dots\dots\dots (2-6)$

Menurut SNI 03 – 1726 – 2002, untuk memenuhi persyaratan tersebut maka nilai V harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala :

$$\frac{0,8 V_1}{V_t} \geq 1 \dots\dots\dots (2-7)$$

dimana : V_1 = gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam yang pertama saja
 V_t = gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan

2. Waktu getar alami fundamental struktur gedung didapat dari *output ETABS versi 9.20*

Dengan syarat : $T_1 < \zeta n \dots\dots\dots (2-8)$

dimana : T_1 = waktu getar alami fundamental struktur gedung

ζ = koefisien untuk wilayah gempa tempat struktur gedung berada

n = jumlah tingkat bangunan

Tabel 2.1. Koefisien ζ yang membatasi waktu getar alami Fundamental struktur gedung (SNI 03 – 1726 – 2002)

Wilayah Gempa	ζ
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

2.5. Perencanaan Pelat Lantai

Pelat satu arah adalah pelat yang dapat bertumpu pada kedua sisi yang berlawanan saja. Pelat satu arah mempunyai nilai perbandingan antara panjang dan lebar lebih dari 2. Pelat dapat juga ditumpu oleh keempat sisinya sehingga disebut pelat dua arah. Pelat dua arah mempunyai nilai perbandingan antara panjang dan lebar kurang dari 2. Pada pelat dua arah, aksi struktural pelat bersifat dua arah.

2.5.1. Perencanaan Tebal Pelat

Tebal pelat minimum mengikuti ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3

mengenai tebal pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya. Persyaratan tentang tebal minimum balok :

1. Untuk α_m yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan pasal 11.5.3(2)

2. Untuk α_m yang lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\lambda_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)} \dots\dots\dots (2-9)$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm.

3. Untuk α_m yang lebih besar dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\lambda_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots (2-10)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

keterangan :

α_m = nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

$$\alpha = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cs} \times I_s} \dots\dots\dots (2-11)$$

E_{cb} = modulus elastisitas beton pada balok

E_{cs} = modulus elastisitas beton pada pelat

I_b = momen inersia balok

I_s = momen inersia pelat

λ_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah, diukur dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok

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

2.5.2. Perencanaan Penulangan Pelat Lantai

Pada pelat struktural dimana tulangan lenturnya terpasang dalam satu arah saja, harus disediakan tulangan susut dan suhu yang arahnya tegak lurus terhadap tulangan lentur tersebut. Bila tulangan ulir yang digunakan sebagai tulangan susut dan suhu, harus memenuhi ketentuan :

1. tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton seperti dalam tabel 2.2, tetapi tidak kurang dari 0,0014,
2. tulangan susut dan suhu harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari lima kali tebal pelat, atau 450mm,
3. bila diperlukan, tulangan susut dan suhu pada semua penampang harus mampu mengembangkan kuat leleh tarik f_y sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 14.

Tabel 2.2. Rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton

a.) Pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu 300	0,0020
b.) Pelat yang menggunakan batang tulangan ulir atau jaring kawat las mutu 400	0,0018
c.) Pelat yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 400 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35%	$(0,0018)^{400/f_y}$

Syarat penulangan pelat dua arah yaitu :

1. luas tulangan pelat pada masing-masing arah ditentukan dengan meninjau momen-momen pada penampang kritis tapi tidak boleh kurang dari seperti yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2002 pasal 9.12,
2. spasi tulangan pada penampang kritis tidak boleh lebih dari dua kali tebal pelat kecuali untuk bagian pelat yang berada pada daerah rongga atau rusuk,
3. tulangan momen positif yang tegak lurus tepi tak-menerus harus diteruskan hingga mencapai tepi pelat dan ditanam, dapat dengan kaitan, minimum sepanjang 150 mm ke dalam balok tepi, kolom atau dinding.
4. tulangan momen negatif yang tegak lurus tepi tak-menerus harus dibengkokkan atau diangkur pada balok tepi, kolom atau dinding

Syarat penulangan untuk komponen lentur :

$$\rho < \rho_{maks} \dots\dots\dots (2-12)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f'_c}} \right] \dots\dots\dots (2-13)$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (2-15)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2-16)$$

$$A_{s \min} = 0,002 \cdot b \cdot h \dots\dots\dots (2-17)$$

2.5.3. Kuat Geser Pelat

Kuat geser pada pelat harus berdasarkan ketentuan berikut :

$$\phi V_c \geq V_u \dots\dots\dots (2-18)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2-19)$$

$$V_u = 1,15 \frac{W_u \cdot l_n}{2} \dots\dots\dots (2-20)$$

dimana : V_c = tegangan geser ijin beton

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang

W_u = beban merata rencana terfaktor

l_n = bentang bersih untuk gaya geser yang ditinjau

2.6. Perencanaan Balok

Balok adalah komponen struktur yang bertugas meneruskan beban yang disangga sendiri maupun dari plat kepada kolom penyangga. Dua hal utama yang dialami oleh suatu balok adalah kondisi tekan dan tarik, yang antara lain karena

adanya pengaruh lentur ataupun gaya lateral (Wahyudi, L. dan Rahim, S. A., 1999).

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 10.10, penentuan lebar efektif sayap pada konstruksi balok-T adalah sebagai berikut :

1. lebar pelat efektif sebagai bagian dari sayap balok-T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak melebihi :
 - a. delapan kali tebal pelat, dan
 - b. setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan,
2. untuk balok yang mempunyai pelat hanya pada satu sisi, lebar efektif sayap dan badan tidak boleh lebih dari :
 - a. seperduabelas dari bentang balok,
 - b. enam kali tebal pelat, dan
 - c. setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan,
3. balok-T tunggal, dimana bentuk T-nya diperlukan untuk menambah luas daerah harus mempunyai ketebalan sayap tidak kurang dari setengah lebar badan balok, dan lebar efektif sayap tidak lebih dari empat kali lebar badan balok.

2.6.1. Perencanaan Awal Tebal Balok

Untuk menentukan tebal minimum balok dengan 2 tumpuan apabila lendutan tidak diperhitungkan maka harus dihitung sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 seperti pada tabel 2.2 dibawah ini.

Tabel 2.3. Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah
bila lendutan tidak dihitung
(SNI 03 - 2847 – 2002)

Tebal minimum, h				
Komponen struktur	Dua tumpuan sederhana	Satu tumpuan menerus	Kedua tumpuan menerus	Kantilever
	Komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu arah	$\lambda/20$	$\lambda/24$	$\lambda/28$	$\lambda/10$
Balok atau pelat rusuk satu arah	$\lambda/16$	$\lambda/18,5$	$\lambda/21$	$\lambda/8$
CATATAN Panjang bentang dalam mm Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal ($w_c = 2400 \text{ kg/m}^3$) dan tulangan BJTD 40. Untuk kondisi lain, nilai si atas harus dimodifikasikan sebagai berikut : (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis di antara 1500 kg/m^3 sampai 2000 kg/m^3, nilai tadi harus dikalikan dengan $[1,65 - (0,0003)w_c]$ tetapi tidak kurang dari 1,09, dimana w_c adalah berat jenis dalam kg/m^3. (b) Untuk f_y selain 400MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$				

2.6.2. Perencanaan Tulangan Lentur Balok

Perencanaan tulangan lentur balok dilakukan dengan langkah berikut :

1. Menghitung momen rencana total ($M_{u,b}$).

Kuat lentur perlu balok portal yang dinyatakan dengan $M_{u,b}$ harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban, sebagai berikut ini.

Kuat perlu untuk menahan beban mati

$$M_{u,b} = 1,4 M_{D,b} \dots\dots\dots (2-21)$$

Kuat perlu untuk menahan beban mati dan beban hidup

$$M_{u,b} = 1,2 M_{D,b} + 1,6 M_{L,b} \dots\dots\dots (2-22)$$

Kuat perlu bila ketahanan struktur terhadap gempa diperhitungkan

$$M_{U,b} = 1,2 M_{D,b} + 1,0 M_{L,b} \pm 1,0 M_{E,b} \dots\dots\dots (2-23)$$

$$M_{U,b} = 0,9 M_{D,b} \pm 1,0 M_{E,b} \dots\dots\dots (2-24)$$

Keterangan :

$M_{D,b}$ = momen lentur balom portal akibat beban mati terfaktor

$M_{L,b}$ = momen lentur balom portal akibat beban hidup terfaktor

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

2. Ditentukan Tulangan Minimum dan Tulangan Maksimum.

Rasio penulangan balok dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f'_c}} \right] \dots\dots\dots (2-25)$$

Rasio penulangan yang digunakan tersebut tidak boleh kurang dari

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2-26)$$

atau

$$\rho_{min} = \frac{1}{4} \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \dots\dots\dots (2-27)$$

Selain itu rasio penulangan yang diambil tidak boleh lebih dari :

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (2-28)$$

dimana,

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2-29)$$

atau

$\rho_{max} = 0,025$ pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Dengan koefisien tahanan yang diketahui yaitu sebesar :

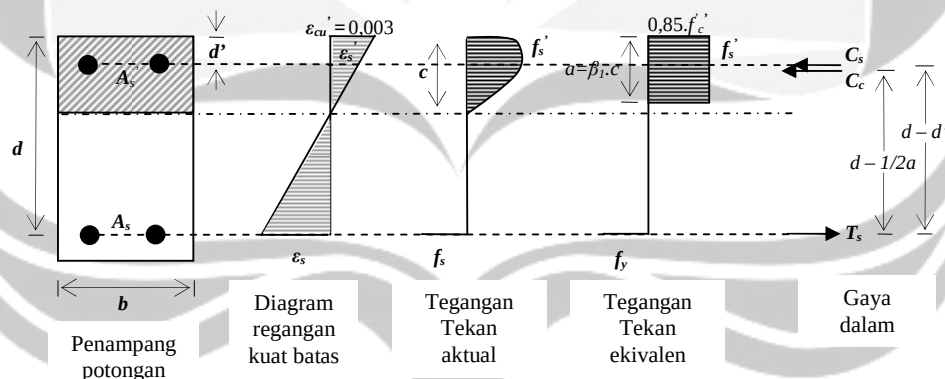
$$k = \frac{Mu}{\phi b d^2} \dots\dots\dots (2-30)$$

maka dapat diketahui luas tulangan yang dibutuhkan yaitu sebesar :

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2-31)$$

sehingga akhirnya dapat diketahui jumlah tulangan yang dibutuhkan.

3. Analisis kapasitas (kontrol)



Gambar 2.1 Analisis Lentur Penampang Balok dengan Tulangan Rangkap

Dari distribusi tegangan regangan balok dapat diketahui

Gaya desak beton :

$$Cc = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2-32)$$

Gaya desak baja tulangan :

$$C_s = A_s' \cdot f's \dots\dots\dots (2-33)$$

Gaya tarik baja tulangan :

$$T_s = A_s \cdot f_s \dots\dots\dots (2-34)$$

Kesetimbangan gaya-gaya horisontal penampang :

$$C = T \dots\dots\dots (2-35)$$

$$C_c + C_s = T_s \dots\dots\dots (2-36)$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f's = A_s \cdot f_s \dots\dots\dots (2-37)$$

Menghasilkan persamaan :

$$a = \frac{A_s \cdot f_s - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (2-38)$$

$$\text{letak garis netral } c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (2-39)$$

dari persamaan 2-26 jika diasumsikan tulangan baja desak leleh, harus memenuhi persamaan :

$$\epsilon_s' = 0,003 \cdot \frac{c - d'}{c} = 0,003 \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \geq \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (2-40)$$

$$a \geq \frac{0,003 \cdot E_s}{0,003 \cdot E_s - f_y} \cdot \beta_1 \cdot d' \dots\dots\dots (2-41)$$

dari persamaan 2-31 dan 2-32, untuk menunjukkan tulangan desak belum leleh jika :

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot d'}{0,25 f_y \cdot d} \cdot \frac{600}{600 - f_y} \dots\dots\dots (2-42)$$

jika tulangan desak belum leleh, maka :

$$f_s' = \varepsilon_s' \cdot E_s = 0,003 \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \cdot E_s \dots\dots\dots (2-43)$$

dari kesetimbangan momen diperoleh :

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (2-44)$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \dots\dots\dots (2-45)$$

$$M_u = \phi \cdot M_n \dots\dots\dots (2-46)$$

Keterangan: C_c = gaya desak beton,

T_s = gaya tarik baja,

bw = lebar balok, untuk balok persegi = b ,

M_n = momen nominal,

M_u = momen ultimit,

d = tinggi efektif balok,

a = kedalaman blok tegangan beton tekan,

c = letak garis netral,

A_s = luas tulangan,

$A_{s \min}$ = luas tulangan minimum,

$A_{s \max}$ = luas tulangan maksimum,

ρ_b = rasio penulangan dalam keadaan seimbang,

ρ = rasio tulangan tarik,

ρ_{min} = rasio tulangan minimum,

ρ_{maks} = rasio tulangan maksimum,

f'_c = kuat tekan beton (MPa),

f_y = tegangan luluh baja (MPa) ,

β_1 - untuk $f'_c \leq 30$ MPa, $\beta_1 = 0,85$

- untuk $f'_c > 30$ MPa, β_1 harus direduksi sebesar 0,05
untuk setiap kelebihan 7 Mpa di atas 30 Mpa, tetapi
 β_1 tidak boleh kurang dari 0,65

E_s = modulus elastik baja

2.6.3. Perencanaan Tulangan Geser Balok

Menurut SNI 03-2487-2002 pasal 13.1.(1), perencanaan penampang terhadap geser harus memenuhi :

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2-47)$$

dimana : V_n adalah kuat geser nominal yang dihitung dari :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2-48)$$

dengan, V_c adalah kuat geser yang disumbangkan oleh beton, dan
 V_s adalah kuat geser nominal yang disumbangkan oleh
tulangan geser.

Kuat geser beton untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur menurut SNI 03-2487-2002 pasal 13.3.1.(1) sebesar :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (2-49)$$

Seperti yang ditetapkan dalam SNI 03-2487-2002 pasal 13.5.6 (2), perencanaan tulangan geser tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots (2-50)$$

Tulangan geser harus memenuhi pasal 13.5.4(3) dan pasal 13.5.6(9) :

1. Bila $V_s > \frac{\sqrt{f'_c}}{3} b_w \cdot d$, maka spasi maksimum yaitu $d / 2$ harus dikurangi setengahnya (2-51)

2. $V_s < \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ (2-52)

dengan : b_w = lebar badan balok

s = jarak dari serat tekan terluar ke titik tulangan tarik longitudinal

Luas tulangan geser minimum untuk struktur non-prategang sesuai dengan SNI 03-2487-2002 pasal 13.5.5(3) :

$$A_v = \frac{75 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot s}{(1200) \cdot f_{yv}} \dots\dots\dots (2-53)$$

namun A_v tidak boleh kurang dari $\frac{1}{3} \frac{b_w s}{f_{yv}}$ (2-54)

Gaya geser rencana V_e pada balok portal SRPMK dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.4 :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u L}{2} \dots\dots\dots (2-55)$$

dengan : V_e = gaya geser rencana balok

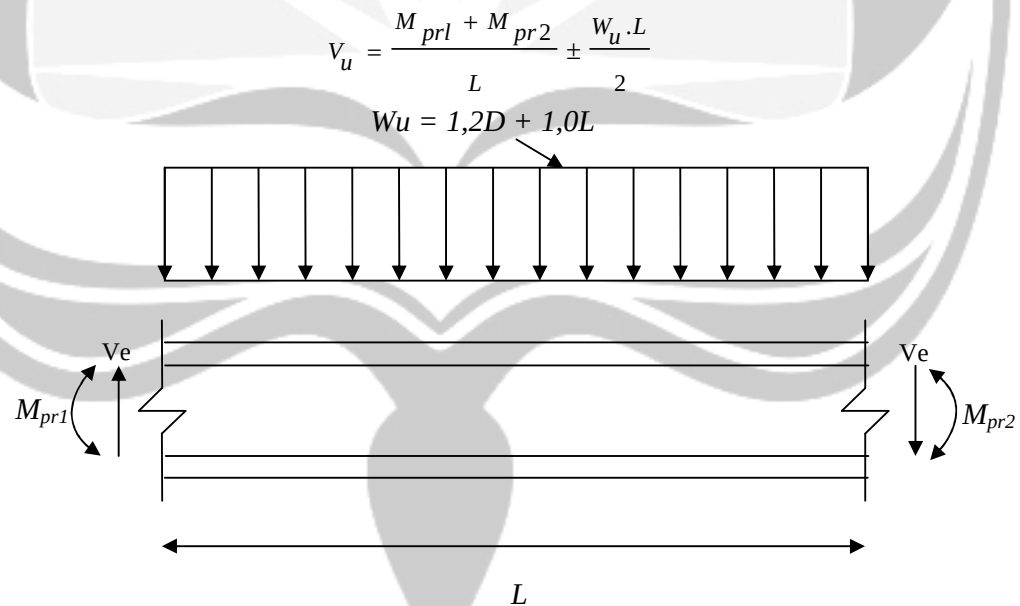
M_{pr1} = kuat momen lentur 1

M_{pr2} = kuat momen lentur 2

L = bentang balok

W_u = beban gravitasi = $1,2 DL + LL$ (2-56)

Dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 dikatakan bahwa gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1A_g f'_c$. Pada daerah sendi plastis, kontribusi geser dari beton $V_c = 0$ bila gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setengah atau lebih daripada kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut, dan gaya aksial tekan terfaktor, termasuk akibat gempa, lebih kecil dari $A_g f'_c / 20$.



Gambar 2.2 Perencanaan Geser Balok untuk SRPMK

Batas spasi tulangan geser sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.3(2) tidak boleh melebihi :

a. $\frac{d}{4}$

b. 8 x diameter terkecil tulangan memanjang / longitudinal

c. 24 x diameter batang tulangan sengkang tertutup

d. 300 mm

dengan sengkang tertutup pertama diletakkan tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Batas spasi tulangan geser pada daerah di luar sendi plastis menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.6 (9) tidak boleh melebihi

a. $\frac{d}{2}$

b. 600 mm

2.7. Perencanaan Kolom

Kolom adalah komponen struktur dengan rasio maksimum terhadap dimensi lateral terkecil yang digunakan terutama untuk mendukung beban aksial tekan. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi.

2.7.1. Perencanaan Tulangan Longitudinal Kolom

Eksentrisitas biaksial e_x dan e_y dapat digantikan dengan suatu nilai ekuivalen uniaksial e_{oy} . Sehingga kolom direncanakan untuk momen dan beban uniaksial. e_y didefinisikan sebagai komponen eksentrisitas paralel arah x dan arah y.

$$M_{ux} = P_u e_y \dots\dots\dots (2-57)$$

$$M_{uy} = P_u e_x \dots\dots\dots (2-58)$$

$$\text{jika } \frac{e_x}{x} > \frac{e_y}{y} \dots\dots\dots (2-59)$$

maka kolom dapat direncanakan untuk P_u dan nilai momen terfaktor :

$$M_{oy} = P_u e_{ox} \dots\dots\dots (2-60)$$

Kuat beban uniaksial maksimum tanpa adanya momen yang bekerja (lentur murni, $P_u = 0$).

$$P_{uo} = 0,85.f'_c.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st} \dots\dots\dots (2-61)$$

Analisis kekuatan tampang kolom biaksial berdasarkan Metode Beban Terbalik untuk lentur beban aksial “*Bresler Resiprocal Load Method*” :

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_{uo}} \dots\dots\dots (2-62)$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \dots\dots\dots (2-63)$$

dengan :

P_{ux} = kuat desain kolom yang mempunyai eksentrisitas e_x dengan $e_y = 0$

P_{uy} = kuat desain kolom yang mempunyai eksentrisitas e_y dengan $e_x = 0$

P_{uo} = kuat desain aksial teoritis kolom yang mempunyai eksentrisitas

$$e_y = e_x = 0$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.2(2) maka kuat lentur kolom harus memenuhi persamaan :

$$\sum M_e \geq \frac{6}{5} \sum M_g \dots\dots\dots (2-64)$$

dimana : $\sum M_e$ = jumlah momen pada pusat hubungan balok- kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut.

$\sum M_g$ = jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-balok yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut.

Batasan rasio diatur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.3(1) dengan rasio penulangan ρ_g tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06.

2.7.2. Perencanaan Tulangan Transversal Kolom

Sesuai yang diatur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4(1), luas penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang daripada :

$$A_{sh} = 0,3 \left(s \cdot h_c \cdot \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \dots\dots\dots (2-65)$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \left(s \cdot h_c \cdot \frac{f_c'}{f_{yh}} \right) \dots\dots\dots (2-66)$$

dengan :

A_g = luas bruto penampang

A_{sh} = luas penampang total tulangan transversal dalam rentang spasi s dan tegak lurus terhadap dimensi h_c

s = spasi tulangan transversal

h_c = dimensi penampang inti kolom diukur dari sumbu ke sumbu tulangan pengekan

f'_c = kuat tekan beton

f_{yh} = kuat leleh tulangan transversal

Batasan spasi tulangan transversal diatur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4 (2), tidak boleh lebih daripada :

a. seperempat dari diameter terkecil komponen struktur,

b. enam kali diameter tulangan longitudinal,

$$c. s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \dots\dots\dots (2-67)$$

dengan nilai s_x tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Tulangan transversal tersebut menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4 (4) harus dipasang sepanjang λ_o dari setiap muka hubungan balok-kolom. Dengan panjang λ_o pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus tidak boleh kurang dari :

a. tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom,

b. seperenam bentang bersih komponen struktur,

c. 500 mm.

Batasan spasi tulangan transversal di luar λ_o diatur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4 (6), tidak lebih daripada nilai terkecil:

a. enam kali diameter tulangan longitudinal kolom,

b. 150 mm

Gaya geser rencana (V_e) untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom harus ditentukan dari kuat momen maksimum M_{pr} dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di hubungan balok-kolom yang bersangkutan. Gaya geser rencana (V_e) tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang

ditentukan dari kuat hubungan balok-kolom berdasarkan pada M_{pr} pada balok-balok melintang dan tidak boleh diambil kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur.(Purnomo, 2002)

Perencanaan penampang terhadap geser dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.1.1, perencanaan penampang terhadap geser harus memenuhi :

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2-68)$$

dimana : V_n adalah kuat geser nominal yang dihitung dari :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2-69)$$

dengan, V_c adalah kuat geser yang disumbangkan oleh beton.

Kuat geser beton untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.3.1 (2) :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w.d \dots\dots\dots (2-70)$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.4, gaya geser kolom untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus harus memenuhi :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \dots\dots\dots (2-71)$$

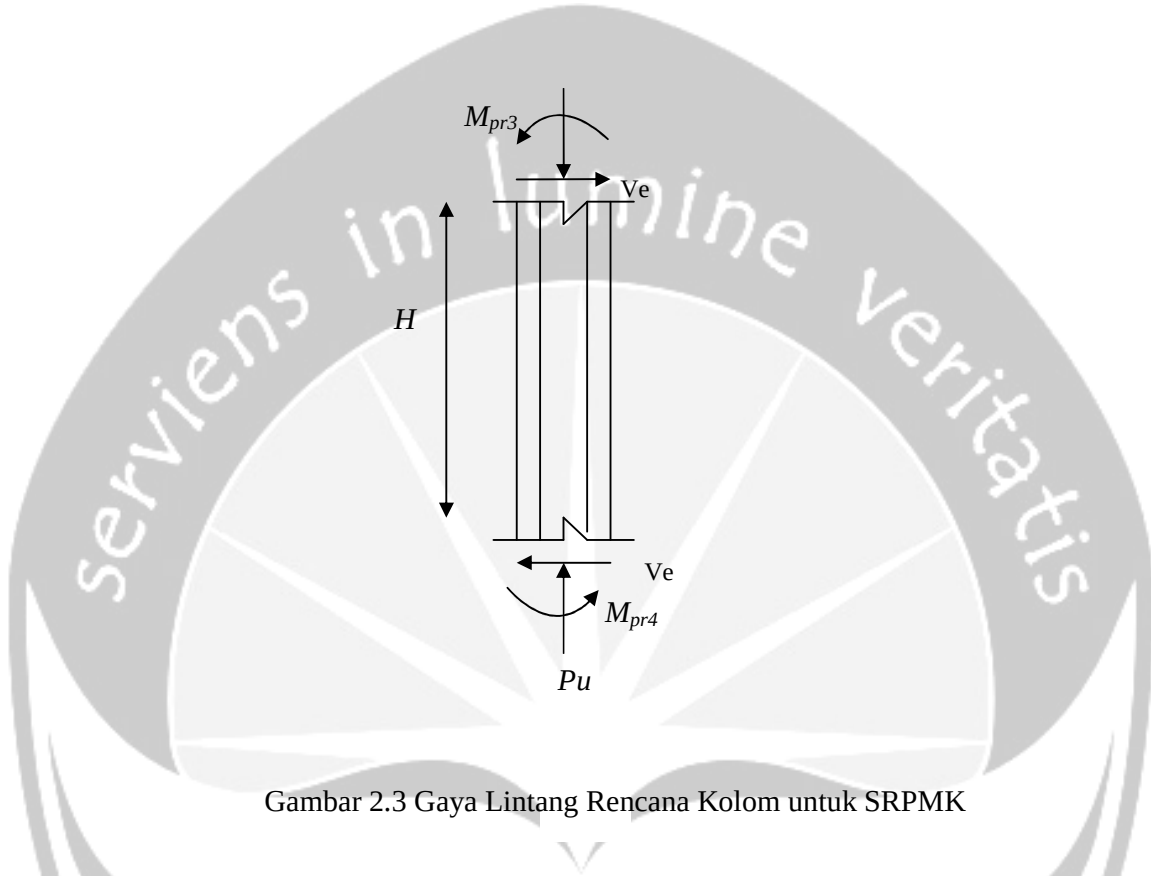
dengan : V_e = gaya geser

M_{pr1} = kuat momen lentur mungkin dari balok sebelah kiri

M_{pr2} = kuat momen lentur mungkin dari balok sebelah kanan

H = tinggi kolom

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{H}$$



Gambar 2.3 Gaya Lintang Rencana Kolom untuk SRPMK

Dalam SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.5 (2) dikatakan pada daerah sepanjang λ_o harus direncanakan untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setengah atau lebih dari kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut, dan gaya aksial tekan terfaktor, termasuk gaya gempa, lebih kecil dari $A_g f_c' / 20$.

2.7.3. Kelangsingan Kolom

Pengaruh kelangsingan pada struktur tekan rangka portal tak bergoyang menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.12.2 dapat diabaikan apabila :

$$\frac{k\lambda_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots (2-72)$$

dengan suku $34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$ tidak boleh diambil lebih besar dari 40.

keterangan :

k = faktor panjang efektif struktur tekan, yang besarnya didapat dari gambar 5 SNI 03-2847-2002

λ_u = panjang bersih komponen struktur tekan

r = radius girasi struktur tekan, boleh diambil 0,3 kali dimensi total dalam arah stabilitas yang ditinjau untuk komponen struktur tekan persegi (SNI 03-2847-2002 pasal 12.11.2)

M_1 = momen ujung terfaktor yang lebih kecil pada komponen struktur tekan

M_2 = momen ujung terfaktor yang lebih besar pada komponen struktur tekan

Di dalam SNI 03-2847-2002 pasal 12.12.3 dikatakan bahwa komponen struktur tekan harus direncanakan menggunakan beban aksial terfaktor P_u dan momen terfaktor yang diperbesar, M_c , yang didefinisikan sebagai :

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \dots\dots\dots (2-73)$$

dengan :

$$\delta_{ns} = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0 \dots\dots\dots (2-74)$$

$$c_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \dots\dots\dots (2-75)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\lambda_u)^2} \dots\dots\dots (2-76)$$

$$EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots (2-77)$$

keterangan :

δ_{ns} = faktor pembesar momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping

c_m = faktor yang menghubungkan momen diagram aktual dengan suatu diagram momen merata ekuivalen

P_c = beban kritis

E_c = modulus elastis beton

EI = kekakuan lentur komponen struktur tekan

β_d = rasio dari beban aksial tetap terfaktor maksimum terhadap beban aksial terfaktor maksimum

Momen terfaktor M_2 dalam persamaan (2-73) sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 12.12.3(2) tidak boleh diambil lebih kecil dari :

$$M_{2,min} = P_u (15 + 0,03h) \dots\dots\dots (2-78)$$

Jika $M_{2,min} > M_2$ maka nilai c_m dalam persamaan (2-75) harus ditentukan :

- a. sama dengan 1,0, atau
- b. berdasarkan pada rasio antara M_1 dan M_2 yang dihitung

2.7.4. Perencanaan Hubungan Balok-Kolom

Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25 f_y$.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.5.3(1), kuat geser nominal hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar:

- a. untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada keempat sisinya :

$$1,7\sqrt{f'_c}.A_j \dots\dots\dots (2-79)$$

- b. untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan :

$$1,25\sqrt{f'_c}.A_j \dots\dots\dots (2-80)$$

- c. untuk hubungan lainnya :

$$1,0\sqrt{f'_c}.A_j \dots\dots\dots (2-81)$$

2.8. Perencanaan Pondasi

2.8.1. Perencanaan *bore pile*

Daya dukung pondasi *bore pile* mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan selimut tiang.

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2-82)$$

$$Q_s = f \cdot L \cdot p \dots\dots\dots (2-83)$$

Daya dukung ujung tiang dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_p = q_p \times A \dots\dots\dots (2-84)$$

dengan : Q_u = daya dukung ultimit tiang

Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang

p = keliling panjang tiang

Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang

L = panjang tiang

q_p = tahanan ujung persatuan luas

A = luas penampang tiang bor

f = gesekan selimut tiang per satuan luas

α = faktor adhesi

C_u = kohesi tanah

Bore pile disatukan dalam kelompok dengan menggunakan poer yang dianggap kaku sehingga bila beban yang bekerja pada kelompok tiang menimbulkan penurunan maka setelah penurunan bidang, poer tetap akan merupakan bidang datar dan gaya-gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang tersebut.

Untuk menentukan jumlah tiang dalam kelompok tiang digunakan rumus :

$$\text{Jumlah tiang} = \frac{V}{P_{1\text{tiang}}} \dots\dots\dots (2-85)$$

Untuk kelompok tiang, jarak antar tiang dapat digunakan rumus dan ketentuan sebagai berikut :

$$2,5 D \leq S \leq 3,0 D \dots\dots\dots (2-86)$$

diamana : S = jarak antar tiang

D = diameter tiang

2.8.2. Perencanaan poer

- Kontrol terhadap Geser Satu Arah

$$V_u < \phi V_n \dots\dots\dots (2-87)$$

$$\phi V_n = \phi V_c \dots\dots\dots (2-88)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \dots\dots\dots (2-89)$$

$$V_u = Q_u \cdot B \cdot G \dots\dots\dots (2-90)$$

$$Q_u = \frac{P_u}{A} \dots\dots\dots (2-91)$$

$$G = \frac{1}{2} \text{ lebar poer} - \frac{1}{2} h_{\text{kolom}} - d \dots\dots\dots (2-92)$$

dimana : V_u = gaya geser total terfaktor

P_u = daya dukung tiang

A = luas poer

d = tinggi efektif

B = lebar poer

b_o = penampang kritis

- Kontrol terhadap Geser Pons

$$\phi V_n = \phi V_c \dots\dots\dots (2-93)$$

$$V_u < \phi V_n \dots\dots\dots (2-94)$$

Nilai V_c harus diambil yang terkecil dari persamaan-persamaan berikut:

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d \dots\dots\dots (2-95)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{6} \dots\dots\dots (2-96)$$

$$V_c = \left(\frac{a_s d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{12} \dots\dots\dots (2-97)$$

$$V_u = Q_u (A - B^2) \dots\dots\dots (2-98)$$

$$B = d + \text{lebar kolom} \dots\dots\dots (2-99)$$

dimana : β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$\alpha_s = 40$, untuk kolom dalam

= 30, untuk kolom tepi

= 20, untuk kolom sudut

V_u = gaya geser total terfaktor

A = luas poer

b_o = penampang kritis

d = tinggi efektif

- Kontrol Pemindahan Beban Kolom pada Pondasi

$$\phi . P_k > \text{Gaya aksial rencana} \dots\dots\dots (2-100)$$

$$\phi . P_k = 0,7 . 0,85 . f'_c . A_{\text{kolom}} \dots\dots\dots (2-101)$$

dimana : A_{kolom} = luas penampang kolom

2.8.3. Kontrol beban tiang

Kontrol beban yang diterima satu tiang dalam kelompok tiang adalah sebagai berikut :

$$p = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_{y.x}}{\sum x^2} \pm \frac{M_{x.y}}{\sum y^2} \dots\dots\dots (2-102)$$

dengan : P = beban maksimum yang diterima tiang

$\sum V$ = jumlah total beban normal

n = jumlah tiang dalam satu poer

M_x = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu x yang bekerja pada pondasi, diperhitungkan terhadap pusat berat seluruh tiang yang terdapat di dalam poer

M_y = momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu y yang bekerja pada pondasi, diperhitungkan terhadap pusat berat seluruh tiang yang terdapat di dalam poer

x = absis tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang

y = ordinat ting pancang terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat absis tiang pancang

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat ordinat tiang pancang