

BAB III

LANDASAN TEORI

A. Perencanaan Pelat

1. Menentukan Tebal Minimum Pelat (h)

Tebal minimal pelat (h) (Pasal 11.5.SNI 03-2847-2002) :

- 1) Untuk pelat satu arah (Pasal 11.5.2.3 SNI 03-2847-2002), tebal minimal pelat dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 3.1. Tinggi (h) balok non pratekan atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

Komponen struktur	Tinggi minimal, h			
	Dua tumpuan	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan 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

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 diatas harus dimodifikasi sebagai berikut :

- (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis di antara 1500 kg/m^3 sampai 2.000 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 400 MPA, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

2) Untuk pelat dua arah (h) dengan rumus berikut :

$$h = \frac{l_1 \left(0,8 + \frac{f}{1}\right)}{3 + 5\beta \left[\alpha^m - 0,1 \left(1 + \frac{1}{\beta}\right)\right]} \dots\dots\dots (3.1)$$

Tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{l_1 \cdot \left(0,8 + \frac{f}{1}\right)}{3 + 9\beta} \dots\dots\dots (3.2)$$

$$h = \frac{l_1 \cdot \left(0,8 + \frac{f}{1}\right)}{3} \dots\dots\dots (3.3)$$

Dan dalam segala hal tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari harga sebagai berikut :

Untuk $m < 2,0$ digunakan nilai h minimal 120 mm (Pelat dua arah)

Untuk $m \geq 2,0$ digunakan nilai h minimal 90 mm (Pelat satu arah)

Dengan :

l_n = Panjang bentang bersih dalam arah momen yang ditinjau,
diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)

m = Rasio kekuatan balok terhadap pelat

= Rasio panjang terhadap lebar pelat

2. Menentukan momen – momen yang menentukan.

Berdasarkan tabel pelat dari PBI-1971, momen lentur dibedakan menurut 3 jenis tumpuan, yaitu : terletak bebas, menerus atau terjepit elastis, dan terjepit penuh. Besar momen lentur dihitung dengan rumus berikut :

$$M = 0,001 \cdot qu \cdot lx^2 \cdot x \dots\dots\dots (3.4)$$

Dengan :

M = momen (tumpuan atau lapangan), kNm

qu = beban terbagi rata yang berkerja pada pelat, kN/m²

lx = bentang arah x (bentang sisi pelat yang pendek), m

x = koefisien momen yang tercantum pada table PBI-1971.

3. Menghitung b , max , min dan Menghitung ρ

$$b = \frac{0,8 \cdot f}{f} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{6}{6 + f} \right) \dots\dots\dots (3.5)$$

$$max = 0,75 \cdot b \dots\dots\dots (3.6)$$

$$min = \frac{1,4}{f} \dots\dots\dots (3.7)$$

Faktor pendukung tegangan beton tekan persegi ekuivalen, yang bergantung pada mutu beton (f_c') sebagai berikut (Pasal 12.2.7.3 SNI 03-2847-2002) :

$$\text{Untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPA, maka } \rho = 0,85 \dots\dots\dots (3.8)$$

$$\text{Untuk } f_c' > 30 \text{ MPA, maka } \rho = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \dots\dots\dots (3.9)$$

Tetapi $\rho \geq 0,65$

4. Menentukan Tinggi Manfaat (d)

pada pelat dua arah, momen lentur bekerja pada 2 arah, yaitu searah dengan bentang l_x dan l_y , maka tulangan pokok dipasang pada 2 arah yang saling tegak lurus (bersilangan), sehingga tidak perlu tulangan bagi. Tetapi pada

pelat di daerah tumpuan hanya bekerja momen lentur satu arah saja, sehingga untuk daerah tumpuan tetap dipasang tulangan pokok dan tulangan bagi karena M_{lx} selalu M_{ly} maka tulangan bentang pendek diletakkan pada lapis bawah agar memberikan d (tinggi manfaat) yang lebih besar.

$$d_x = h - \text{selimut} - \frac{1}{2} \cdot D_{tul\ x} \dots\dots\dots (3.10)$$

$$d_y = h - \text{selimut} - D_{tul\ x} - \frac{1}{2} \cdot D_{tul\ y} \dots\dots\dots (3.11)$$

5. Menentukan Luas Tulangan (A_s) arah x dan y

$$M_n = \frac{M}{0,8} \dots\dots\dots (3.12)$$

$$R_n = \frac{M}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (3.13)$$

$$m = \frac{f}{0,8 \cdot f'c} \dots\dots\dots (3.14)$$

$$ada = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R}{f}} \right) \dots\dots\dots (3.15)$$

- Jika $ada > maks$ maka tebal minimum h harus diperbesar
- Jika $min < ada < maks$ dipakai nilai : $pakai = ada$
- Jika $ada < maks < min$ dipakai min

Setelah didapatkan nilai $perlu$, maka :

$$A_{Sperlu} = perlu \cdot b \cdot d \quad A_s \text{ bagi/susut} \dots\dots\dots (3.16)$$

Tulangan bagi / tulangan susut (pasal 9.12.2.1 SNI 03-2847-2002)

$$\text{Untuk } f_y = 300 \text{ MPa, maka } A_{sst} = 0,0020.b.h \dots\dots\dots (3.17)$$

$$\text{Untuk } f_y = 400 \text{ MPa, maka } A_{sst} = 0,0018.b.h \dots\dots\dots (3.18)$$

$$\text{Untuk } f_y = 400 \text{ MPa, maka } A_{sst} = 0,0018.b.h \cdot (400/f_y) \dots\dots\dots (3.19)$$

Nilai berat pelat (b) diambil tiap meter (1000 mm).

- Jarak maksimal tulangan (as ke as)

$$\text{tulangan} = \frac{\frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot 1}{A} \dots\dots\dots (3.20)$$

Syarat :

Jarak Tulangan pokok :

$$\text{Pelat 1 arah : } s \leq 3.h \text{ dan } s \leq 450 \text{ mm (Pasal 12.5.4) } \dots\dots\dots (3.21)$$

$$\text{Pelat 2 arah : } s \leq 2.h \text{ dan } s \leq 450 \text{ mm (Pasal 15.3.2) } \dots\dots\dots (3.22)$$

Jarak Tulangan bagi (Pasal 9.12.2.2) :

$$s \leq 5.h \text{ dan } s \leq 450 \text{ mm } \dots\dots\dots (3.23)$$

B. Perencanaan Balok

- Diberikan data : b, d, d' , Mu, w, f_c' , f_y

- Menghitung momen nominal :

$$M_n = \frac{Mu}{w} \dots\dots\dots (3.24)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} S_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (3.25)$$

dengan :

$$S_1 = 0,85 \text{ untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa} \dots\dots\dots (3.26)$$

$$S_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) ; \text{ Untuk } 30 < f_c' < 55 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (3.27)$$

$$S_1 = 0,65, \text{ untuk } f_c' \geq 55 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (3.28)$$

- Untuk menjamin pola keruntuhan yang duktail, tulangan tarik dibatasi sehingga tidak boleh lebih besar dari 0,75 kali tulangan pada keadaan berimbang (pers. 3.29), sehingga :

$$\rho_{maks} \leq 0,75 \rho_b \dots\dots\dots (3.29)$$

Catatan :

untuk komponen balok yang menahan beban gempa, jumlah tulangan ... yang disyaratkan tidak boleh melebihi 0,5 ρ_b , sehingga dapat dijamin daktilitas yang lebih tinggi.

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (3.30)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} \dots\dots\dots (3.31)$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \rho \cdot f_y \left(1 - \frac{1}{2} \rho \cdot m \right) \dots\dots\dots (3.32)$$

$$= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R}{f}} \right) \dots\dots\dots (3.33)$$

Syarat :

Jika ... < ..._{max} ; maka dipakai tulangan tunggal

Jika ... > ..._{max} ; dipakai tulangan rangkap

$$A_s = \dots \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3.34)$$

Jika ... < ..._{min} ; dipakai ..._{min}

1. Analisis Penampang

$$a = \dots \cdot \left(\frac{f_y}{0,85 f_c'} \right) \cdot d \dots\dots\dots (3.35)$$

$$a = \left(\frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c' \cdot b} \right) \dots\dots\dots (3.36)$$

Dimana,

$$\dots = \frac{A_s}{b \cdot d} \dots\dots\dots (3.37)$$

$$M_n = \dots \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \dots \cdot m \right) \dots\dots\dots (3.38)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (3.39)$$

2. Perencanaan Balok Tulangan Rangkap

Balok lentur tulangan rangkap direncanakan jika :

$$M_u > M_{u,max}$$

Tentukan agar tulangan tekan leleh :

$$M_u - M_{n1} \geq \frac{0,85 S_1 \cdot f_c' \cdot d'}{f_y \cdot d} \left[\frac{600}{600 - f_y} \right] ; \text{tulangan tekan leleh} \dots \dots \dots (3.40)$$

Hitung :

$$a = (M_u - M_{n1}) / (0,85 S_1 \cdot f_c' \cdot d') \dots \dots \dots (3.41)$$

$$M_{n1} = (M_u - M_{n1}) \cdot b \cdot d \cdot f_y \cdot (d - a/2) \dots \dots \dots (3.42)$$

$$M_{n2} = M_u - M_{n1} \dots \dots \dots (3.43)$$

$$s_1 = \frac{M_{n2}}{b \cdot d \cdot f_y \cdot (d - d')} \dots \dots \dots (3.44)$$

$$s_2 = (M_u - M_{n1}) / (0,85 S_2 \cdot f_c' \cdot d') \dots \dots \dots (3.45)$$

Tentukan tulangan :

$$A_s = s_1 \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (3.46)$$

$$A_s' = s_2 \cdot b \cdot d \dots \dots \dots (3.47)$$

3. Hitung Tulangan Geser Balok

- a. Data : dimensi balok (b, h, d, d_s, d_s'), mutu bahan (f_c', f_y), geser (V_u, V_n)
- b. Menurut Pasal 13.1.1 SNI 03.2847.2002, gaya geser rencana, gaya geser nominal, gaya geser yang ditahan oleh beton dan begel dirumuskan :

$$V_r = w \cdot V_n \text{ dan } w \cdot V_n \leq V_u \dots\dots\dots (3.48)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (3.49)$$

dengan :

V_r = gaya geser rencana, kN

V_n = kuat geser nominal, kN

V_c = gaya geser yang ditahan oleh beton, kN

V_s = gaya geser yang ditahan oleh begel, kN

w = faktor reduksi geser = 0,75

- c. Pasal 13.3.1 SNI 03.2847.2002, gaya geser yang ditahan oleh beton (V_c)

dihitung dengan rumus :

$$w V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3.50)$$

dengan $w = 0,75$

- d. Tentukan daerah penulangan :

- untuk daerah penulangan :

$$V_u < w \cdot V_c/2 \dots\dots\dots (3.51)$$

maka tidak perlu begel, atau dipakai begel dengan diameter kecil ($\emptyset 6$)

spasi $s \leq d/2$ dan $s \leq 600\text{mm}$.

- untuk daerah penulangan :

$$w \cdot V_c/2 < V_u < w \cdot V_c \dots\dots\dots (3.52)$$

dipakai luas begel perlu minimal per meter panjang balok ($A_{v,u}$) yang

besar :

$$A_{v,u} = \frac{7 \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot S}{1 \cdot f} \dots\dots\dots (3.53)$$

atau

$$A_{v,u} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f} \text{ (S=1000mm)} \dots\dots\dots (3.54)$$

- untuk daerah penulangan :

$$V_u > w \cdot V_c \dots\dots\dots (3.55)$$

Gaya geser yang ditahan begel :

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / w \dots\dots\dots (3.56)$$

dipakai luas begel perlu minimal per meter panjang balok ($A_{v,u}$) yang besar :

$$A_{v,u} = \frac{V \cdot S}{f \cdot d} \dots\dots\dots (3.57)$$

$$A_{v,u} = \frac{7 \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot S}{1 \cdot f} \dots\dots\dots (3.58)$$

atau

$$A_{v,u} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f} \text{ (S=1000mm)} \dots\dots\dots (3.59)$$

e. Pasal 13.5.6.1 SNI 03-2847-2002, gaya geser yang ditahan oleh begel

(V_s) dihitung dengan persamaan :

$$V_s = (V_u - w \cdot V_c) / w \dots\dots\dots (3.60)$$

f. Pasal 13.5.6.6 SNI 03-2847-2002 :

$$V_s \text{ harus } \geq 2/3 \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3.61)$$

Jika,

$$V_s > 2/3 \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d, \text{ maka ukuran balok diperbesar} \dots\dots\dots (3.62)$$

g. hitung spasi begel :

- untuk $V_s < 1/3 \cdot \sqrt{f'}$.b.d,

maka,

$$s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot S}{A_{s,u}} \dots\dots\dots (3.63)$$

dikontrol spasi begel (s) :

s \leq d/2 dan s \leq 600 mm.

- untuk $V_s > 1/3 \cdot \sqrt{f'}$.b.d,

dikontrol spasi begel :

$$s \leq d/4 \text{ dan } s \leq 300 \text{ mm} \dots\dots\dots (3.64)$$

Dengan :

S = 1000 mm

n = jumlah kaki begel

dp = diameter begel

C. Perencanaan Kolom

1. Perencanaan Kolom Pendek

a. Kekuatan kolom pendek dengan beban sentries

Kapasitas beban sentris maksimum P dapat dinyatakan sebagai :

$$P_o = 0,85f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots (3.65)$$

Kuat tekan nominal dari struktur tekan tidak boleh diambil lebih besar dari ketentuan berikut :

$$P_n (\text{maks}) = 0,85 [0,85f_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \dots\dots\dots (3.66)$$

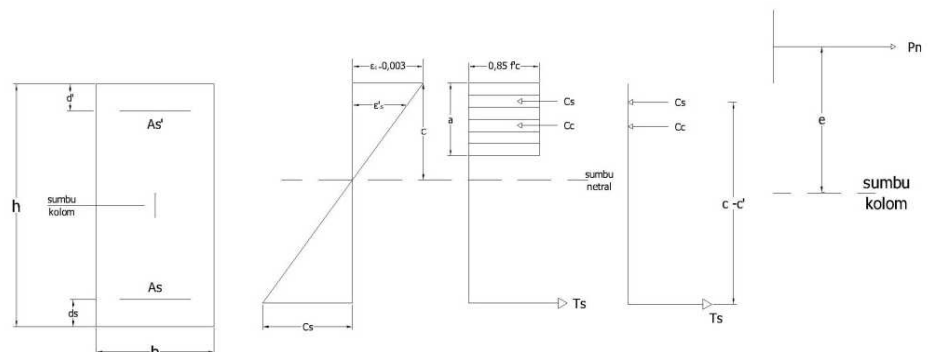
Untuk kolom berspiral dan untuk kolom bersengkang

$$P_n (\text{maks}) = 0,80 [0,85f_c (A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}] \dots\dots\dots (3.67)$$

Beban nominal masih harus direduksi dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan ϕ . Biasanya untuk desain besarnya $(A_g - A_{st})$ dapat dianggap sama dengan A_g (luas beton yang ditempati tulangan diabaikan).

b. Kekuatan kolom pendek akibat beban uniaksial.

Gaya nominal memanjang P_n berkerja pada keadaan runtuh dan mempunyai eksentrisitas e dari sumbu lentur kolom.



Gambar 3.1. Tegangan dan gaya-gaya dalam kolom.

Persamaan keseimbangan gaya dan momen pada kolom pendek dapat dinyatakan sebagai :

$$P_n = C_c + C_s + T_s \dots\dots\dots (3.68)$$

Momen tahanan nominal M_n yaitu sebesar $P_n.e$ dapat dihitung dengan keseimbangan momen terhadap sumbu lentur kolom.

$$\begin{aligned}
 M_n &= P_n \cdot e \\
 &= C_c \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_s (y - d') + T (d - y) \dots\dots\dots(3.69)
 \end{aligned}$$

Karena : $C_c = 0,85f'c$ ba, $C_s = A_s' f_s$ dan $T_s = A_s f_s$

Maka persamaan 3.69 dapat ditulis sebagai :

$$P_n = 0,85 f'c \text{ ba} + A_s' f_s - A_s f_s \dots\dots\dots(3.70)$$

$$M_n = P_n e = 0,85f'c \text{ ba} \left(y - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s (d - y) \dots\dots\dots(3.71)$$

Dari persamaan diatas tinggi sumbu netral dianggap kurang dari tinggi efektif d penampang dan juga baja pada sisi yang tertarik memang mengalami tarik. P_n tidak boleh melebihi kuat tekan aksial maksimum P_n (maks) yang dihitung pada Persamaan 3.67.

Apabila keruntuhan berupa lelehnya tulangan baja maka, besaran f_s disubstitusikan dengan f_y . Apabila f'_s atau f_s lebih kecil daripada f_y , maka yang disubstitusikan adalah tegangan aktualnya, berdasarkan gambar 3.1.maka diperoleh persamaan :

$$f'_s = E_s \quad s' = E_s \frac{0,0 \quad (c-d')}{c} \leq f \quad \dots\dots\dots(3.72)$$

$$f_s = E_s \quad s = E_s \frac{0,0 \quad (d-c)}{c} \leq f \quad \dots\dots\dots(3.73)$$

Apabila P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial pada kondisi *balanced* maka :

$P_n < P_{nb}$; terjadi keruntuhan tarik

$P_n = P_{nb}$; terjadi keruntuhan *balanced*

$P_n > P_{nb}$; terjadi keruntuhan tekan

I. Kondisi keruntuhan *balanced*

Kondisi keruntuhan *balanced* tercapai apabila tulangan tarik mengalami regangan leleh dan saat itu beton mengalami regangan batasnya. Dari Gambar 3.1 dengan menggunakan $E_s = 2.10^5$ Mpa dapat diperoleh persamaan tinggi sumbu netral pada kondisi *balanced* (c_b) yaitu :

$$c_b = \frac{6}{6} \frac{d}{+f} \dots\dots\dots(3.74)$$

$$a_b = 1. c_b = 1 \cdot \frac{6}{6} \frac{d}{+f} \dots\dots\dots(3.75)$$

$$P_{nb} = 0.85f_c b a_b + A_s' f_s' - A_s f_y \dots\dots\dots(3.76)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b$$

$$M_{nb} = 0.85f_c b a_b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots(3.77)$$

II. Kondisi Tarik menentukan

Peralihan dari keruntuhan tekan ke keruntuhan tarik terjadi pada eksentrisitas sama dengan c_b , jika e lebih besar dari c_b atau $P_n < P_{nb}$ maka yang terjadi adalah keruntuhan tarik yang diawali dengan lelehnya tulangan tarik. Apabila tulangan tekan diasumsikan telah leleh dan $A_s' = A_s$ maka Persamaan 3.70 dan 3.71 dapat ditulis sebagai :

$$P_n = C_c = 0,85.f_c .b.a$$

$$M_n = C_c (h/2 - a/2) + A_s.f_y(d-d') \dots\dots\dots(3.78)$$

$$M_n = P_n (h/2 - a/2) + A_s.f_y(d - d') \dots\dots\dots(3.79)$$

$a = \frac{P}{0,8 \cdot f \cdot b}$ diperoleh :

$$\frac{P^2}{1,7 \cdot f \cdot b} - P \left(\frac{h}{2} - e \right) - A \cdot f (d - d') = 0 \dots\dots\dots(3.80)$$

III. Kondisi Tekan menentukan

Dengan mengambil momen dari gaya-gaya dalam Gambar 3.1 terhadap tulangan tarik diperoleh :

$$Pn \left(e + \frac{d-d'}{2} \right) = Cc (d-a/2) + Cs (d-d') \dots\dots\dots(3.81)$$

Whitney menggunakan harga rata – rata yang berdasarkan keadaan regangan berimbang $a = 0,54 d$, sehingga

$$Cc = 0,85 f'c ba = 0,85f'c b(0,54d) = 0,459 bdf'c$$

$$Cc \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,459bdf'c \left(d - \frac{0,54d}{2} \right) = 1/3 f'c bd^2 \dots\dots\dots(3.82)$$

Dengan mengabaikan beton yang dipindahkan maka :

$$Cs = A'sfy \dots\dots\dots(3.83)$$

Dari Persamaan 3.82 dan 3.83 ke dalam Persamaan 3.84 menghasilkan :

$$Pn = \frac{f'c bh}{\frac{3he}{d^2} + \frac{3(a-d')h}{2d^2}} + \frac{Asf}{\frac{e}{d-d'} + 0,5} \dots\dots\dots(3.84)$$

Untuk gaya beton $0,85 f'c$ maka kondisi dibawah ini :

$$\frac{6dh-3h^2}{2d^2} = \frac{1}{0,8} = 1,18$$

Sehingga Persamaan 3.87 menjadi :

$$Pn = \frac{As'f}{\frac{e}{d-d'} + 0,5} + \frac{bhf'c}{\frac{3e}{d^2} + 1,1} \dots\dots\dots(3.85)$$

2. Perencanaan Kolom Panjang

Keruntuhan kolom dapat disebabkan oleh kelangsingan, keruntuhan ini disebabkan akibat kehilangan stabilitas lateral akibat tekuk. Kolom bertambah panjang maka kemungkinan kolom mengalami keruntuhan stabilitas akibat tekuk semakin besar. Adapun tahap – tahap perencanaan kolom panjang (kolom langsing) adalah sebagai berikut :

I. Menentukan kelangsingan kolom

SNI 2002 mensyaratkan pengaruh kelangsingan dapat diabaikan apabila :

1. Komponen struktur tekan yang ditahan terhadap goyangan ke samping.

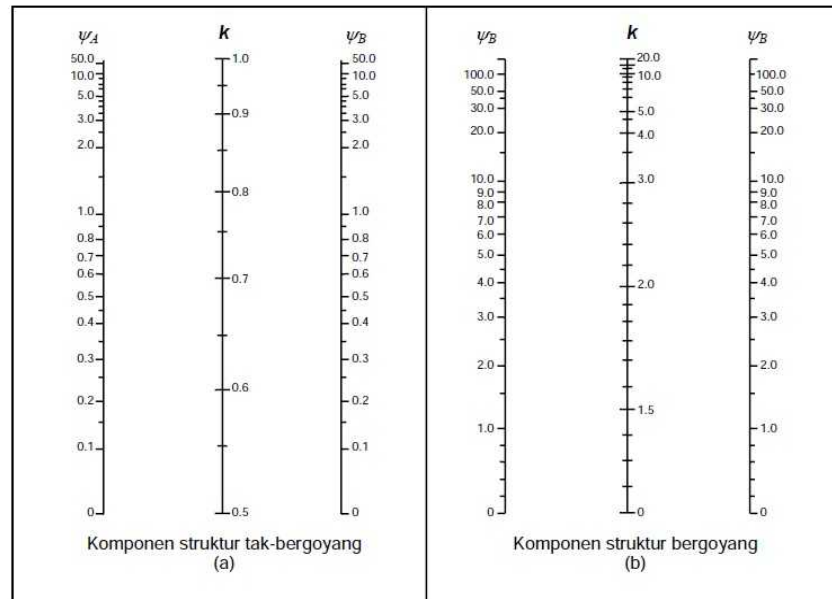
$$\frac{K.l}{r} < 34 - \frac{1}{M2b} \dots\dots\dots(3.86)$$

2. Komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping.

$$\frac{k.l}{r} < 22 \dots\dots\dots(3.87)$$

M_{1b} dan M_{2b} adalah momen pada ujung – ujung yang berlawanan pada kolom dengan M_{2b} adalah momen yang lebih besar dan M_{1b} adalah momen yang paling kecil, Sedangkan l_u merupakan panjang tak tertumpu kolom. k adalah faktor panjang efektif yang ditentukan oleh berbagai kondisi pengekang ujung terhadap rotasi dan translasi, sedangkan r adalah jari – jari girasi penampang kolom. M_{1b}/M_{2b} adalah positif untuk kelengkungan tunggal

(*single curvature*), dan negatif untuk kelengkungan ganda (*double curvature*). Menurut Wang (1986), prosedur yang paling umum untuk mendapatkan faktor panjang efektif adalah dengan menggunakan grafik alinemen yang terlihat pada gambar 3.2.



Gambar 3.2. Grafik – grafik untuk panjang efektif pada kolom – kolom di dalam portal menerus dimana unsur – unsur di kekang pada kedua ujung.

Faktor panjang efektif merupakan fungsi dari faktor kekangan ujung A dan B untuk masing – masing titik ujung atas dan bawah yang didefinisikan sebagai :

$$= \frac{\sum \left(\frac{E}{l_i}\right) k_i c_i \quad -k_i c_i}{\sum \left(\frac{E}{l_i}\right) b_i \quad -b_i} \dots\dots\dots(3.88)$$

l_n = panjang bentang bersih balok

Kondisi ujung jepit = 0

Kondisi ujung sendi = (sendi ideal tanpa gesekan tidak ada dalam praktek), sehingga diambil = 10.

II. Analisis Kekuatan Kolom Panjang

Apabila kelangsingan $\frac{k.l_1}{r}$ melebihi persyaratan yang ditentukan, maka kolom dikategorikan sebagai kolom panjang, dapat dapat menggunakan 2 metode analisis stabilitas, yaitu :

1. Metode Pembesaran Momen (*Momen Magnification Method*)

- Portal dengan Pengaku (*Braced Frame*)

$$M_c = b M_{2b} \dots\dots\dots (3.89)$$

M_c = momen terfaktor hasil pembesaran.

b = faktor pembesaran momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping.

M_{2b} = momen ujung terbesar pada kolom akibat beban yang menimbulkan goyangan ke samping.

Dengan :

$$b = \frac{C}{1 - \frac{P}{\phi.P}} \dots\dots\dots (3.90)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \dots\dots\dots (3.91)$$

dan

$$P_c = \frac{\pi^2 E}{k.l_1} \dots\dots\dots (3.92)$$

- Portal tanpa pengaku (*Un-Braced Frame*)

$$M_c = b M_{2b} + s M_{2s} \quad \dots\dots\dots (3.93)$$

$$s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P}{\phi \sum P}} \quad \dots\dots\dots (3.94)$$

P_u dan P_c adalah penjumlahan gaya tekan dari semua kolom dalam satu tingkat.

Untuk kasus lainya dipakai :

$$C_m = 1,0 \quad \dots\dots\dots (3.95)$$

Pada portal tak-bergoyang, jika kedua ujung kolom tidak terdapat momen atau eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhit. kurang dari $(15 + 0,03.h)$ mm, M_{2b} harus didasarkan pada eksentrisitas minimum $(15 + 0,03.h)$ mm.

Rasio M_{1b}/M_{2b} ditentukan sebagai berikut :

- Jika $e < (15 + 0,03.h)$ mm, momen ujung digunakan utk menghitung M_{1b}/M_{2b} ,
- Jika kedua ujung kolom tidak terdapat momen, maka $M_{1b}/M_{2b} = 1$

Pada portal bergoyang, kedua ujung kolom tidak terdapat momen atau eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhit. kurang dari $(15 + 0,03.h)$ mm M_{2b} dalam Pers.3.93 harus didasarkan pada eksentrisitas minimum $(15 + 0,03.h)$ mm.

Untuk menentukan nilai EI digunakan hitungan yang lebih

konservatif :

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g / 2,5}{1 + \beta} \dots\dots\dots (3.96)$$

dengan :

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (3.97)$$

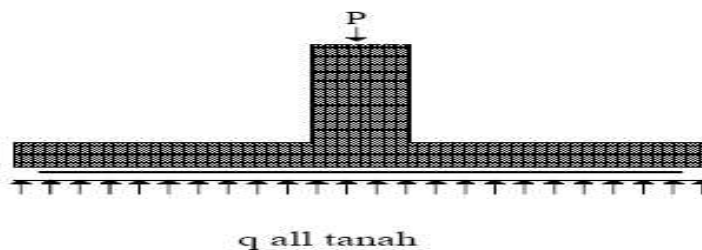
$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (3.98)$$

$$I_g = \frac{1}{12} b \cdot h^3 \dots\dots\dots (3.99)$$

$$d = \frac{m \quad b \quad m \quad r}{m \quad t \quad r} = \frac{1,2M_D}{1,2M_D + 1,6M_L} \dots\dots\dots (3.100)$$

D. PONDASI

Pada perencanaan struktur ini direncanakan menggunakan struktur pondasi *foot plate*, terlihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.3 Potongan pondasi

Langkah-langkah perencanaan pondasi adalah sebagai berikut :

1. Menentukan data mutu beton, baja tulangan, ukuran kolom dan data tanah.
2. Menentukan dimensi luas telapak pondasi (B, L) dengan persamaan berikut :

$$= \frac{P_u, k}{B.L} + \frac{M_u, x}{\frac{1}{6}.B.L^2} + \frac{M_u, y}{\frac{1}{6}.L.B^2} + q - \bar{\sigma} \dots\dots\dots (3.101)$$

$$q = (h_f \times c) + (h_t \times t) \dots\dots\dots (3.102)$$

dengan :

$\bar{\sigma}$ = tegangan yang terjadi pada dasar pondasi, kPa atau kN/m².

$\bar{\sigma}$ = daya dukung tanah, kPa atau kN/m².

$P_{u,k}$ = beban aksial terfaktor pada kolom, kN.

B dan L = ukuran lebar dan panjang fondasi, m.

$M_{u,x}$ dan $M_{u,y}$ = momen terfaktor kolom searah sumbu X dan sumbu Y, kNm.

q = beban terbagi rata akibat berat sendiri pondasi ditambah berat tanah di atas pondasi, kN/m².

h_f = tebal pondasi = 150 mm (pasal 17.7 SNI 03-2847-2002).

h_t = tebal tanah di atas pondasi, m.

c = berat per volume beton, kN/m³

t = berat per volume tanah, kN/m³.

- Setelah B dan L ditetapkan, kemudian dihitung nilai tegangan maksimal dan minimal yang terjadi pada tanah dasar :

$$\sigma_{maks} = \frac{P_u, k}{B.L} + \frac{M_u, x}{\frac{1}{6}.B.L^2} + \frac{M_u, y}{\frac{1}{6}.L.B^2} + q \dots\dots\dots (3.103)$$

$$\sigma_{min} = \frac{P_u, k}{B.L} - \frac{M_u, x}{\frac{1}{6}.B.L^2} - \frac{M_u, y}{\frac{1}{6}.L.B^2} + q \dots\dots\dots (3.104)$$

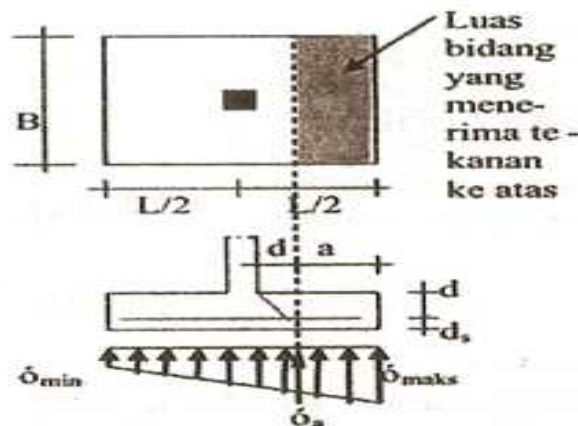
a. Kontrol kuat geser 1 arah

Kuat geser 1 arah dikontrol dengan cara sebagai berikut (Gambar 3.3):

1. Dihitung gaya geser (V_u) akibat tekanan tanah ke atas.

$$V_u = a.B. \left[\frac{\sigma_m + \sigma_a}{2} \right] \dots\dots\dots (3.105)$$

$$a = \min + \frac{(L-a).(\sigma_m - \sigma_m)}{L} \dots\dots\dots (3.106)$$



Gambar 3.4. Gaya geser satu arah

2. Dihitung gaya geser yang dapat ditahan oleh beton (V_c) (Pasal 13.3.1.1 SNI 03-2847-2002).

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} . B.d \dots\dots\dots (3.107)$$

Dan $\sqrt{f_c'}$ harus $\leq 25/3$ MPa (pasal 13-1-2)

3. Kontrol :

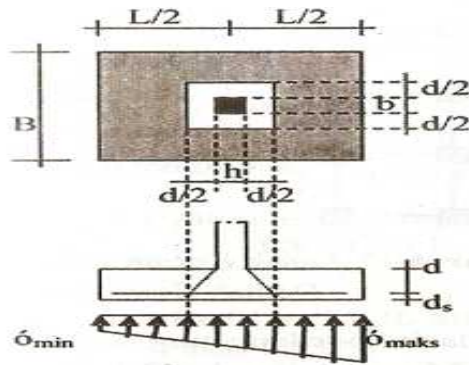
$$V_u \text{ harus } \leq w . V_c \text{ dengan } w = 0,75 \dots\dots\dots (3.108)$$

b. Kontrol kuat geser 2 arah

Kuat geser 2 arah dikontrol dengan cara sebagai berikut (Gambar 3.5) :

1. Dihitung gaya geser pons terfaktor (V_u)

$$V_u = [B.L - (b + d). (h + d)] . \left(\frac{\sigma_m + \sigma_m}{2} \right) \dots\dots\dots (3.109)$$



Gambar 3.5. Gaya geser dua arah

2. Dihitung gaya geser yang ditahan oleh beton (V_c) dengan memilih yang terkecil dari nilai V_c berikut (Pasal 13.12.2.1) :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d}{6} \dots\dots\dots (3.110)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d}{1} \dots\dots\dots (3.111)$$

$$V_c = 1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \dots\dots\dots (3.112)$$

dengan :

c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, daerah beban terpusat, atau daerah reaksi.

b_0 = keliling dari penampang kritis pada pondasi.
 $= 2 \cdot \{(b + d) + (h + d)\}$, dalam mm.

α_s = suatu konstanta yang digunakan untuk menghitung V_c , yang nilainya bergantung pada letak pondasi.

3. Kontrol :

$$V_u \text{ harus } \leq w \cdot V_c \text{ dengan } w = 0,75 \dots\dots\dots (3.113)$$

c. Menghitung tulangan pondasi

1. Hitung tulangan sejajar sisi panjang telapak pondasi :

- Dihitung $x = \min + \frac{L-X}{L} \cdot (\text{maks} - \min)$ (3.114)

- Dihitung momen yang terjadi pada pondasi (M_u)

$$M_u = 1/2 \cdot x \cdot x^2 + 1/3 \cdot (\text{maks} - x) \cdot x^2 \text{ (3.115)}$$

- Hitung faktor momen pikul K dan K_{maks}

$$K = M_u / (w \cdot b \cdot d^2) \text{ dengan,}$$

$$b = 1000 \text{ mm, } w = 0,8 \text{ (3.116)}$$

$$K_{\text{maks}} = \frac{3 \cdot 0,5 \cdot \beta_1 \cdot (6 \cdot f_y - 2 \cdot \beta_1) \cdot f_c'}{(6 \cdot f_y)^2} \text{ (3.117)}$$

Syarat : K harus $\leq K_{\text{maks}}$

- Dihitung tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (a).

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,8 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \text{ (3.118)}$$

- Dihitung $A_{s,u} = \frac{0,8 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y}$ dengan $b = 1000 \text{ mm}$ (3.119)

$$\text{Jika } f_c' \leq 31,36 \text{ Mpa maka } A_{s,u} \geq 1,4 \cdot b \cdot d / f_y$$

$$\text{(pasal 12.5.1) (3.120)}$$

$$\text{Jika } f_c' > 31,36 \text{ Mpa maka } A_{s,u} \geq \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d / (4 \cdot f_y)$$

$$\text{(pasal 12.5.1) (3.121)}$$

- Dihitung jarak tulangan (s)

$$s = (1/4 \cdot D^2 \cdot S) / A_{s,u} \text{ dengan } S = 1000 \text{ mm} \text{ (3.122)}$$

$$\text{pasal 12.5.4 : } s \leq 2 \cdot h \text{ dan } s \geq 450 \text{ mm} \text{ (3.123)}$$

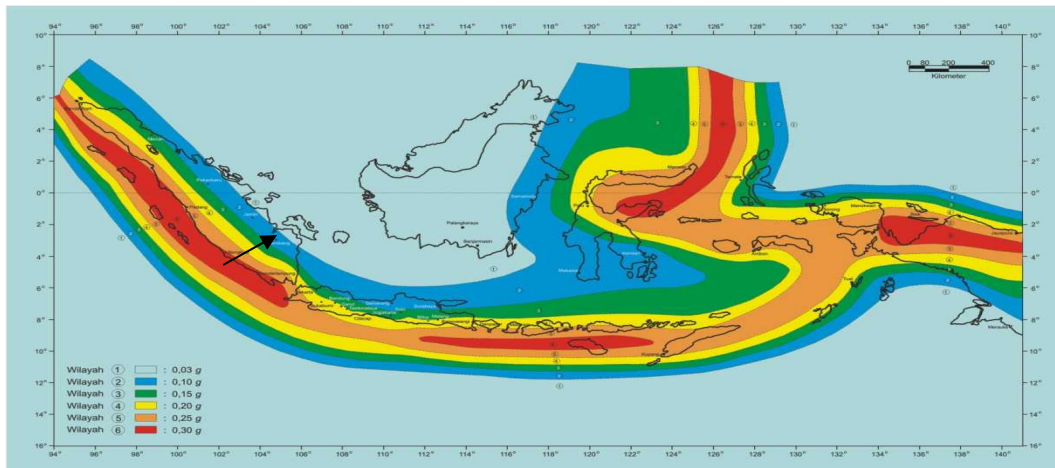
- Luas = $A_s = (1/4 \cdot x^2 \cdot S) / s$ (3.124)

d. Kontrol kuat dukung pondasi

$$P_{u,k} \leq \bar{P}_u \dots\dots\dots (3.125)$$

$$\bar{P}_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot A_1 \text{ dengan } \phi = 0,7 \dots\dots\dots (3.126)$$

E. PERENCANAAN BEBAN GEMPA



Gambar 3.6. Wilayah gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun.

1. Perencanaan Struktur Portal dengan Daktilitas Penuh

Untuk menentukan gaya gempa pada tiap tingkat, perencanaan ini menggunakan Metode Statik Ekuivalen. Menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002 (SPKGUSBG) gaya geser dasar nimonal statik ekuivalen (V) pasal 6.1.2 SNI-1726-2002, yaitu :

$$V = \frac{C \cdot I}{R} \cdot W_t \dots\dots\dots (3.127)$$

Dengan :

V = beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh gempa rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan, kN.

C₁ = nilai faktor respons gempa yang diperoleh dari spektrum respons gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.

I = faktor keutamaan gedung

R = faktor reduksi gempa

W_t = berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai, kN.

a. Beban gempa nominal statik ekuivalen (F_i)

Ditentukan berdasarkan ketentuan pasal 6.1.3 SNI-1726-2002, yaitu:

$$F_i = \frac{W_i \cdot Z_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot Z_i)} \cdot V \dots\dots\dots (3.128)$$

Dengan :

F_i = beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke-i struktur atas gedung, kN.

W_i = berat lantai tingkat ke-i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai, kN.

Z_i = ketinggian lantai tingkat ke-i gedung terhadap taraf penjepitan lateral, m.

n = nomor lantai tingkat paling atas.

b. Waktu getar alami fundamental (T_1)

menurut pasal 2.5.4 Pedoman Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung (PPKGURG-1987), dihitung dengan rumus :

$$T_1 = 0,0085.H^{3/4} \text{ (untuk portal baja) (3.129)}$$

$$T_1 = 0,06.H^{3/4} \text{ (untuk portal beton) (3.130)}$$

dengan :

H = tinggi gedung, m

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi dengan rumus berikut (pasal 5.6 SNI-1726-2002)

$$T_1 < \zeta \text{ (3.131)}$$

dengan,

T_1 = waktu getar alami fundamental struktur gedung, detik.

(zeta) = koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi T_1 , bergantung pada wilayah gempa.

Tabel 3.2. Koefisien ζ yang membatasi T_1

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

c. Kontrol waktu getar alami gedung beraturan

waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dikontrol dengan rumus Rayleigh sebagai berikut : (Pasal 6.2.1 SNI-1726-2002)

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W \cdot d^2)}{g \cdot \sum_{i=1}^n (F \cdot d)}} \dots\dots\dots (3.132)$$

dengan :

T_R = waktu getar alami fundamental gedung beraturan berdasarkan rumus Rayleigh, detik.

g = percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar $9,810 \text{ m/det}^2$.

d = simpangan horizontal lantai tingkat ke-1, mm.

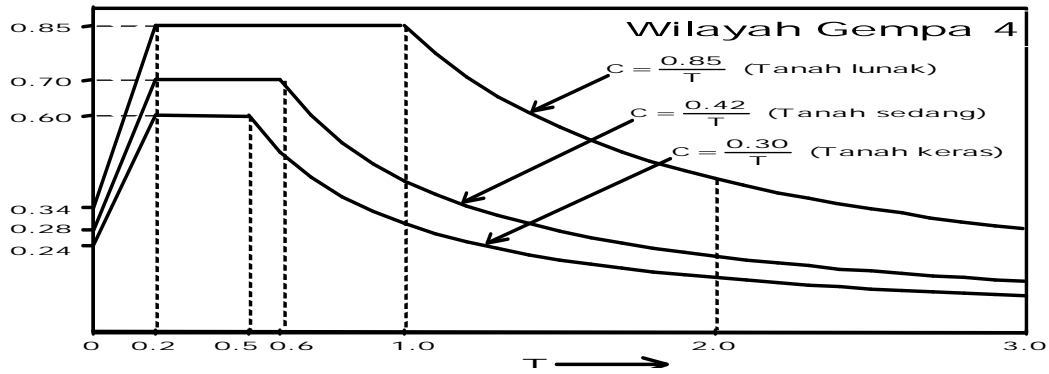
- Menurut pasal 6.2.2 SNI-1726-2002, nilai waktu getar alami fundamental T_1 tidak boleh menyimpang lebih besar dari 20% dari nilai T_R .

d. Koefisien Gempa Dasar

Dalam perencanaan gedung ini, bangunan berada di wilayah gempa empat (4) daerah Metro terlihat pada Gambar 3.5, dengan tanah sedang.

e. Spektrum respon gempa

Nilai faktor respon gempa (C1) dapat ditentukan dari grafik respon gempa



Gambar 3.7 Respons Spektrum Gempa Rencana Wilayah Gempa 4.

f. Faktor keutamaan gedung (I)

Faktor-faktor keutamaan (I) ditetapkan menurut Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Faktor keutamaan (I) untuk berbagai kategori gedung dan bangunan (SNI-1726-2002)

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I ₃
Gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pascagempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,6

g. Faktor reduksi gempa (R)

Pasal 4.3.3 SNI-1726-2002 ,menetapkan faktor reduksi gempa (R) dengan persamaan berikut :

$$R = \mu \cdot f_1 \dots\dots\dots (3.133)$$

dengan :

R = faktor reduksi gempa.

μ = faktor daktilitas struktur gedung.

f_1 = faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung, dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.

Tabel 3.4 Parameter daktilitas struktur gedung (SNI-1726-2002)

Taraf Kinerja Struktur Gedung	μ	R
Elastik Penuh	1,0	1,6
Daktil Parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
Daktil Penuh	5,3	8,5

Tabel 3.5. Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktortahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung (Tabel 3 SNI SNI-1726-2002)

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	\sim_m	R_m	f
3. Sistem rangka pemikul momen (sistem struktur yang pada dasarnya memikul rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8