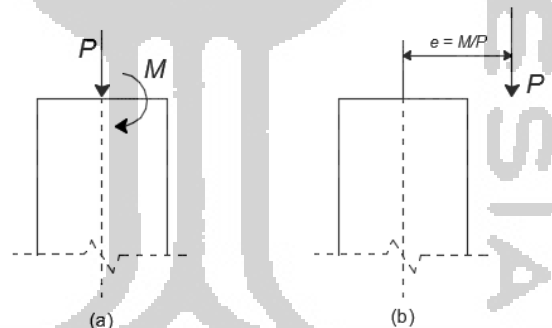


BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Struktur Kolom

Kolom adalah salah satu komponen struktur vertikal yang secara khusus difungsikan untuk memikul beban aksial tekan (dengan atau tanpa adanya momen lentur) dan memiliki rasio tinggi panjang terhadap dimensi terkecilnya sebesar 3 atau lebih. Pada umumnya selain beban aksial tekan, kolom pada saat yang bersamaan juga memikul momen lentur. Momen lentur dapat timbul pada elemen kolom yang merupakan bagian dari portal gedung, karena harus memikul momen lentur yang berasal dari balok, atau juga momen lentur yang timbul akibat gaya-gaya lateral. Pada struktur bangunan gedung beton bertulang, balok, pelat dan kolom umumnya dicor secara monolit, sehingga akan menimbulkan momen lentur pada kolom akibat kondisi tumpuan ujung. Dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Kolom dengan (a)Beban Aksial dan (b)Momen Lentur

(Sumber : Reproduksi dari Setiawan, 2016)

Menurut Setiawan (2016), secara umum kolom dapat diklasifikasikan menjadi beberapa kategori sebagai berikut.

1. Berdasarkan beban yang bekerja

Beban bekerja yang berada pada kolom dibedakan menjadi tiga bagian, yaitu.

- a. Kolom dengan beban aksial. Beban kolom dianggap bekerja melalui pusat penampang kolom.

- b. Kolom dengan beban eksentris. Beban kolom dianggap bekerja sejarak e dari pusat penampang kolom. Jarak e dapat diukur terhadap sumbu x atau atau y yang menimbulkan momen terhadap sumbu x ataupun y .
 - c. Kolom dengan beban biaksial. Beban bekerja pada sembarang titik pada penampang kolom, sehingga menimbulkan momen terhadap sumbu x dan y secara simultan.
2. Berdasarkan panjangnya

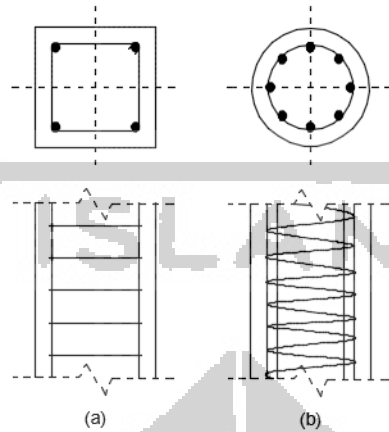
Panjang kolom menentukan jenis dan perhitungan kolom yang terbagi menjadi dua, yaitu.

 - a. Kolom pendek. Jenis kolom yang keruntuhannya diakibatkan oleh hancurnya beton atau luluhnya tulangan baja di bawah kapasitas ultimit dari kolom.
 - b. Kolom panjang. Jenis kolom yang perencanaannya harus memperhitungkan rasio kelangsingan dan efek tekuk.
3. Berdasarkan bentuk penampang. Kolom dapat berbentuk bujur sangkar, persegi panjang, lingkaran, bentuk L, segi delapan, atau bentuk lainnya dengan ukuran sisi yang mencukupi.
4. Berdasarkan jenis tulangan sengkang yang digunakan

Bentuk kolom menentukan jenis tulangan sengkang yang akan dipakai (Gambar 3.2), yaitu.

 - a. Kolom dengan sengkang persegi yang mengikat tulangan memanjang/vertikal dari kolom, dan disusun dengan jarak tertentu sepanjang tinggi kolom.
 - b. Kolom dengan sengkang spiral untuk mengikat tulangan memanjang dan meningkatkan daktilitas kolom. Secara umum tulangan sengkang pada kolom, baik sengkang persegi maupun spiral berfungsi mencegah tekuk pada tulangan memanjang dan mencegah pecahnya selimut beton akibat beban tekan yang besar.
5. Berdasarkan kekangan dalam arah lateral, kolom dapat menjadi bagian dari suatu portal yang dikekang terhadap goyangan ataupun juga dapat menjadi bagian dari suatu portal bergoyang. Kekangan dalam arah lateral untuk struktural beton dapat diberikan oleh dinding geser (*shear wall*).

6. Berdasarkan materialnya, kolom dapat berupa kolom beton bertulang biasa, kolom beton prategang, atau kolom komposit (terdiri dari beton dan profil baja).



Gambar 3.2 (a) Kolom Persegi dengan Sengkang Persegi, (b) Kolom Bundar dengan Sengkang Spiral, (c) Kolom Komposit
(Sumber : Reproduksi dari Setiawan, 2016)

3.1.1 Ketentuan Komponen Struktur Kolom

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6 dan ACI 318-14 *Chapter* 18.7, persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom SRPMK adalah sebagai berikut:

1. Dimensi minimum
 - a. Beban aksial P_u yang dialami kolom harus melebihi $0,1A_g f'_c$
 - b. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm
 - c. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4
2. Tulangan memanjang
 - a. Luas tulangan memanjang A_{st} tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$
 - b. Kolom dengan sengkang tertutup bulat, jumlah tulangan longitudinal minimal berjumlah 6
3. Tulangan transversal
 - a. Luas penampang total tulangan sengkang tidak boleh kurang dari yang disyaratkan:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s. bc. f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3.1)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_{yt}} \quad (3.2)$$

dengan:

A_{sh} = Luas penampang total tulangan transversal

s = Sengkang

b_c = Lebar penampang inti beton yang terkekang

$f'c$ = Kuat tekan beton

A_g = Luas bruto penampang beton

A_{ch} = Luas penampang dari sengkang terluar

f_{yt} = Kekuatan leleh tulangan

- b. Luas tulangan terpasang harus lebih besar dari luas penampang total tulangan transversal:

$$A_{s \text{ terpasang}} = n_{\text{kaki sengkang}} \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_{\text{tulangan pokok}}^2 \geq A_{sh} \quad (3.3)$$

4. Spasi tulangan transversal

Jarak sengkang maksimum pada daerah sepanjang l_o ditentukan sebagai berikut:

- $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil
- 6 kali diameter tulangan longitudinal
- S_o seperti didefinisikan pada persamaan (3.6)
- Nilai S_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm

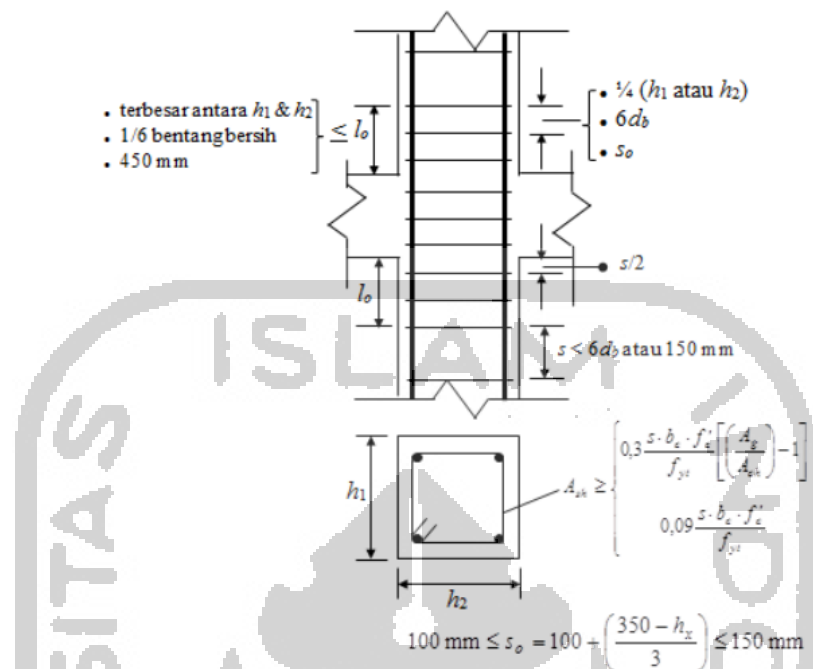
$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (3.4)$$

dengan:

S_o = Spasi pusat ke pusat tulangan transversal

h_x = Spasi horizontal kait silang

Detail tulangan transversal kolom dapat dilihat pada Gambar 3.3



Gambar 3.3 Persyaratan Detail Tulangan Transversal Kolom

(Sumber: Setiawan, 2016)

3.1.2 Stabilitas Kolom

1. Indeks stabilitas (Q)

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 10.10.5.2 dan ACI 318-14 *Chapter* 6.6.4.4, jika suatu tingkat pada struktur mempunyai indeks stabilitas kurang dari atau sama dengan 0,05 maka kolom boleh dianggap tak bergoyang.

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \leq 0,05 \quad (3.5)$$

dengan:

P_u = Beban vertikal terfaktor total

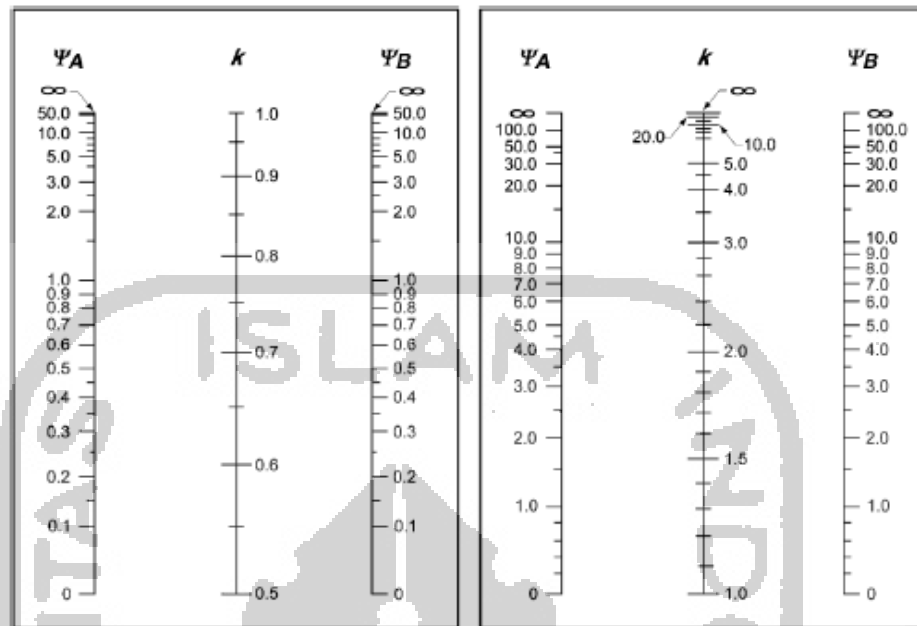
V_u = Gaya geser tingkat horizontal pada tingkat yang dievaluasi

Δ_o = Defleksi lateral relatif orde pertama

l_c = Panjang bentang komponen struktur dari pusat ke pusat pertemuan

2. Faktor panjang efektif (k)

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 10.10.7.2 dan ACI 318-14 *Chapter* 6.2.5.1, faktor panjang efektif k ditentukan menggunakan nilai E_c dan I yang tidak boleh kurang dari 1,0. Nomogram nilai k dapat dilihat pada Gambar 3.4.



(a) Rangka tidak bergoyang

(b) Rangka bergoyang

Gambar 3.4 Faktor Panjang Efektif

(Sumber : SNI 2847:2013 Pasal 10.10.7.2)

3. Nilai radius girasi tampang (r)

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 10.10.1 dan ACI 318-14 *Chapter 6.2.5*, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan dalam kondisi berikut:

- a. Untuk komponen struktur tekan yang tidak dikait terhadap goyangan menyamping

$$\frac{k \cdot l_c}{r} \leq 22 \quad (3.6)$$

- b. Untuk komponen struktur tekan yang dikait terhadap goyangan menyamping

$$\frac{k \cdot l_c}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40 \quad (3.7)$$

dengan:

k = Faktor panjang efektif

M_1 = Besar momen arah X pada tinjauan struktur (KN)

M_2 = Besar momen arah Y pada tinjauan struktur (KN)

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}}$$

I = Inersia komponen tinjauan

A_g = Luas penampang komponen tinjauan

4. Pembesaran momen (δ_s)

Kolom dan tingkat pada struktur harus ditetapkan sebagai kolom bergoyang atau tidak bergoyang. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.10.6 dan Pasal 10.10.7, rumus-rumus yang digunakan adalah sebagai berikut.

a. Pembesaran momen tidak bergoyang

Komponen struktur tekan didesain untuk gaya aksial terfaktor P_u dan momen terfaktor yang diperbesar (M_c) dengan:

$$M_c = \delta_s \cdot M_2 \quad (3.8)$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{0,75 \cdot P_c}{P_u}} \geq 1,0 \quad (3.9)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(kl)^2} \quad (3.10)$$

Nilai EI boleh diambil sebesar

$$EI = \frac{(0,2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \text{ atau} \quad (3.11)$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (3.12)$$

Faktor panjang efektif k, boleh diambil sebesar 1,0.

Untuk komponen struktur tanpa beban transversal di antara tumpuannya, harus diambil sebesar:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \quad (3.13)$$

Momen terfaktor M_2 harus diambil tidak kurang dari:

$$M_{2min} = P_u (15,24 + 0,03h) \quad (3.14)$$

dengan:

δ_s = Pembesaran momen

E_c = $4700 \sqrt{f'_c}$

E_s = 200000 MPa

I_g = Momen inersia bruto penampang

I_{se} = Momen inersia tulangan baja

P_u = Beban aksial terfaktor

$$\beta_{dns} = \frac{\text{Beban tetap aksial terfaktor maksimum}}{\text{Beban aksial terfaktor maksimum}} = \frac{1,2D}{1,2D+1,6L}$$

b. Pembesaran momen bergoyang

Momen M_1 dan M_2 di ujung komponen,

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \cdot M_{1s} \quad (3.15)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad (3.16)$$

Apabila M_2 lebih besar dari M_1 yang dihasilkan dari analisis struktur, maka momen yang digunakan untuk desain kolom adalah:

$$M_c = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad (3.17)$$

Faktor pembesaran momen dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1,0 \quad (3.18)$$

Apabila δ_s melebihi 1,5, maka δ_s harus dihitung berdasarkan analisis orde kedua dengan menggunakan persamaan:

$$\delta_s = \frac{1}{\frac{1 - \Sigma P_u}{0,75 \Sigma P_c}} \geq 1,0 \quad (3.19)$$

Elemen struktur tekan dapat didesain pada Persamaan 3.17 jika:

$$l/r < \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'c \cdot A_g}}} \quad (3.20)$$

Apabila Persamaan 3.20 tidak memenuhi, maka momen yang digunakan adalah:

$$M_c = \delta_s \cdot M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad (3.21)$$

dengan:

M_{1ns}, M_{2ns} = Momen yang diperoleh dari kondisi tak bergoyang

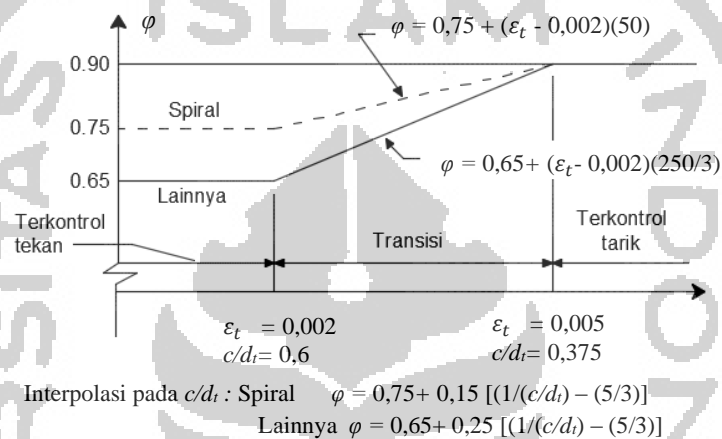
M_{1s}, M_{2s} = Momen yang diperoleh dari kondisi bergoyang

ΣP_u = Jumlah seluruh beban vertikal yang bekerja pada suatu tingkat

ΣP_c = Jumlah seluruh kapasitas tekan kolom-kolom bergoyang pada suatu tingkat

3.1.3 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)

Kekuatan desain yang disediakan oleh suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, beban normal, geser, dan torsi, harus diambil sebesar kekuatan nominal dihitung sesuai dengan persyaratan dan asumsi dari SNI 03-2847-2013 Pasal 9.3 dan ACI 318-14 Chapter 21.2.2.

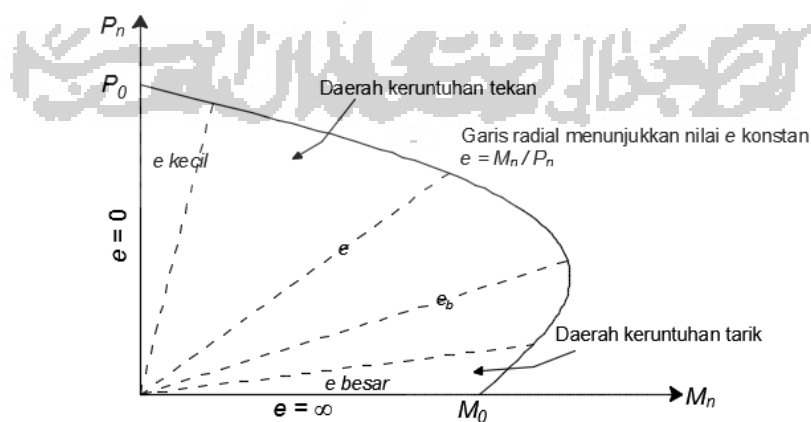


Gambar 3.5 Faktor Reduksi Kekuatan

(Sumber : Reproduksi dari SNI 2847:2013)

3.1.4 Diagram Interaksi Kolom

Diagram interaksi kolom dibuat dalam 6 kondisi yaitu kondisi berimbang (*balance*), kondisi patah desak (*compression failure*), kondisi patah tarik (*tension failure*), kondisi lentur murni ($P_n = 0$), kondisi tarik murni, dan kondisi $M_n = 0$. Dapat dilihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Diagram Interaksi Kolom

(Sumber : Reproduksi dari Setiawan, 2016)

Dalam perhitungan 6 kondisi tersebut, digunakan beberapa rumus sebagai berikut:

$$C_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{d-c}{c} \quad (3.23)$$

$$f_s = \varepsilon_c E_s \frac{d-c}{c} \leq f_y \quad (3.24)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_c \frac{c-d'}{c} \quad (3.25)$$

$$f_s' = \varepsilon_c E_s \frac{c-d'}{c} \leq f_y \quad (3.26)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b \quad (3.27)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a_b \cdot b \quad (3.28)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 f'c) \quad (3.29)$$

$$T_s = A_s f_y \quad (3.30)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \quad (3.31)$$

$$M_{nb} = C_c(0,5h - 0,5a_b) + C_s(0,5h - d_s) + T_s(0,5h - d') \quad (3.32)$$

$$PT = -A_s \text{total} \cdot f_y \quad (3.33)$$

$$P_o = (0,85 f'c \cdot b \cdot h) + A_s \text{total} (f_y - 0,85 f'c) \quad (3.34)$$

dengan:

a_b = Tinggi blok tegangan

E_s = Modulus elastisitas tulangan baja

ε_c = Regangan beton

ε_s = Regangan tulangan baja

d = Jarak dari serat tekan ke pusat tulangan tarik longitudinal

f_s = Tegangan tarik baja tulangan

f_y = Kekuatan leleh yang disyaratkan

c = Jarak dari serat tekan ke sumbu netral

C_b = Jarak dari serat tekan beton terluar ke sumbu tinjauan

C_s = Besarnya nilai terkendali tekan baja

C_c = Besarnya nilai terkendali tekan beton

T_s = Besarnya nilai terkendali tarik baja

P_{nb} = Kuat desak nominal

PT = Kuat tarik murni

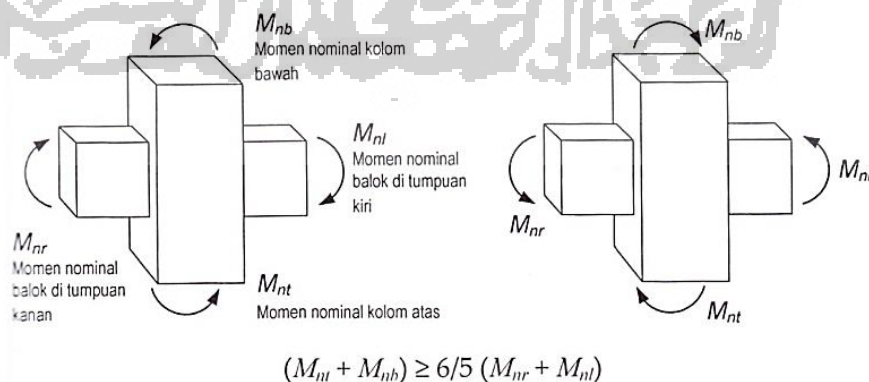
P_o = Beban aksial murni

M_{nb} = Momen nominal

3.1.5 Strong Column Weak Beam (SCWB)

Konsep perencanaan desain kolom kuat balok lemah atau yang dikenal dengan istilah *Strong Column Weak Beam* (SCWB) adalah salah satu inovasi desain struktur dengan cara membuat sistem struktur yang fleksibel yang mampu berdeformasi saat terjadi gempa. Konsep ini digunakan untuk memastikan tidak terjadinya sendi plastis pada kolom selama gempa terjadi dan diharapkan kolom tidak akan mengalami kegagalan terlebih dahulu sebelum balok. Konsep mekanis keruntuhan ini disebut mekanisme pergoyangan balok (*beam side sway mechanism*).

Pada SNI Pasal 21.6.2 atau ACI *Chapter* 18.7.3 membatasi dengan $\Sigma M_c \geq (6/5)\Sigma M_g$ yang merupakan batas minimum yang diizinkan. Dimana ΣM_c adalah jumlah kuat lentur nominal kolom yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom sesuai dengan arah gaya lateral yang ditinjau dan menghasilkan nilai M_n terkecil, sedangkan ΣM_g adalah jumlah kuat lentur nominal balok yang merangka. Dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Konsep Strong Column Weak Beam (SCWB)

(Sumber: Setiawan, 2016)

3.2 Perbedaan SNI 2847-2013 dan ACI 318-14

Pada bangunan gedung tingkat tinggi, kolom-kolom pada lantai dasar menerima gaya aksial yang sangat besar daripada lantai-lantai di atasnya, namun dalam proses mendesain (SNI 2847-2013 dan ACI 318-11) belum memperhitungkan faktor gaya aksial terhadap deformasi kolom dalam menahan gaya lateral.

American Concrete Institute (ACI) telah mengeluarkan edisi terbarunya (ACI 318-14) yang diperbarui dari ACI 318-11. Pada persyaratan terbarunya, ACI telah memperhitungkan pengaruh besarnya gaya aksial dan pendetailan kait seismik (*seismic hook*) dari tulangan sengkang dan tulangan silang (*cross ties*) terhadap tulangan longitudinal. Persyaratan ini bertujuan untuk memastikan kolom-kolom dengan gaya aksial yang besar masih dapat memiliki kemampuan deformasi yang diinginkan atau bersifat duktail.

1. SNI 2847-2013

Pada Pasal 21.6 SNI 03-2847-2013, luas tulangan pengekang (A_{sh}) diambil yang terbesar diantara persamaan (3.21) dan (3.22)

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3.35)$$

$$A_{sh2} = 0,09 \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_{yh}} \right) \quad (3.36)$$

dimana :

A_{sh} = Kebutuhan area/luas tulangan pengekang

s = Spasi vertikal antar tulangan pengekang

b_c = Lebar penampang inti beton yang terkekang

$f'c$ = Kuat tekan beton

f_{yt} = Kuat leleh tulangan pengekang dan dibatasi ≤ 700 MPa

A_g = Luas bruto beton

A_{ch} = Luas penampang dari sengkang terluar

2. ACI 318-14

Pada edisi terbaru ACI 318-14 *Chapter 18.7.5*, ACI memasukkan pengaruh gaya aksial, pengaruh beton mutu tinggi, dan kait seismik ke dalam rumus penentuan luas tulangan pengeang seperti yang ditunjukkan sebagai berikut:

- a. Untuk kondisi $P_u \leq 0,3 A_g \cdot f'_c$ dan $f'_c \leq 70$ MPa;

Diambil nilai terbesar antara persamaan (3.35) dan (3.36)

- b. Untuk kondisi $P_u > 0,3 A_g \cdot f'_c$ dan $f'_c > 70$ MPa;

Diambil nilai terbesar antara persamaan (3.35), (3.36), dan (3.37)

$$A_{sh3} = 0,2 s \cdot b_c K_f \cdot K_n \frac{P_u}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \quad (3.37)$$

dimana :

P_u = Gaya aksial terfaktor

K_f = Faktor kuat tekan beton $\left(\frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1,0 \right)$

K_n = Faktor keefektifan pengeang $\left(\frac{n_1}{n_1 - 2} \right)$

n_1 = Jumlah tulangan longitudinal yang terkekang lateral (kait 135°/sudut)

Persamaan desain tulangan pengeang yang dianut dalam ACI 318-14 tersebut mempertimbangkan tingkatan beban aksial apabila digunakan kolom beton mutu tinggi dan kolom menerima beban gempa kuat, yang direpresentasikan lebih besar dari $0,3A_g \cdot f'_c$.

3.3 Ketentuan Ketahanan Gempa

3.3.1 Penentuan Kategori Gedung

Pedoman perumusan gempa rencana pada SNI 03-1726-2012 mengacu pada ASCE 7-10 *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %. Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Nilai faktor keutamaan ditentukan berdasarkan kategori risiko bangunan. Dapat dilihat pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2.

Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan, 2. fasilitas sementara, 3. gudang penyimpanan, 4. rumah jaga dan struktur kecil lainnya. 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, II, IV, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. perumahan, 2. rumah toko dan rumah kantor, 3. pasar, 4. gedung perkantoran, 5. gedung apartemen/rumah susun, 6. pusat perbelanjaan/mall, 7. bangunan industri, 8. fasilitas manufaktur, 9. pabrik. 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. bioskop, 2. gedung pertemuan, 3. stadion, 4. fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat, 5. fasilitas penitipan anak, 6. penjara, 7. bangunan untuk orang jompo. <p>Gedung dan non gedung tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan misal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. pusat pembangkit listrik biasa, 2. fasilitas penanganan air, 3. fasilitas penanganan limbah, 4. pusat telekomunikasi 	III

Lanjutan Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. bangunan-bangunan monumental gedung sekolah dan fasilitas pendidikan, 2. rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat, 3. fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat, tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya, 4. fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat, 5. pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat, 6. struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyiapan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2)

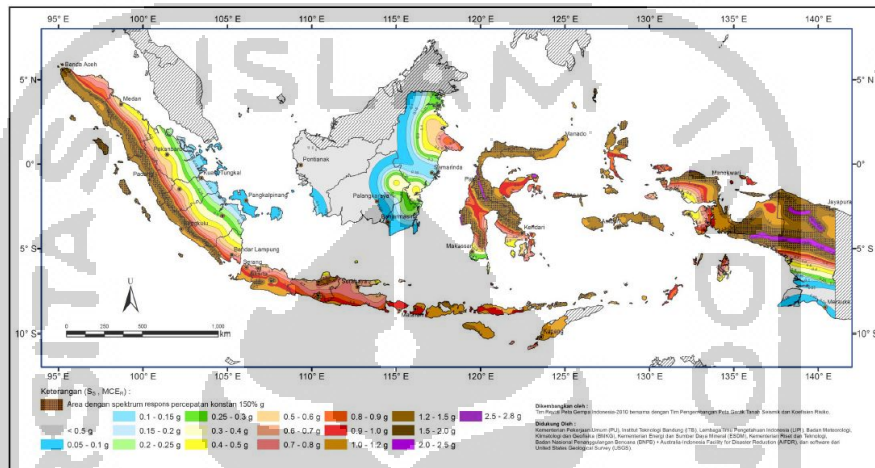
Tabel 3.2 Nilai I_e Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

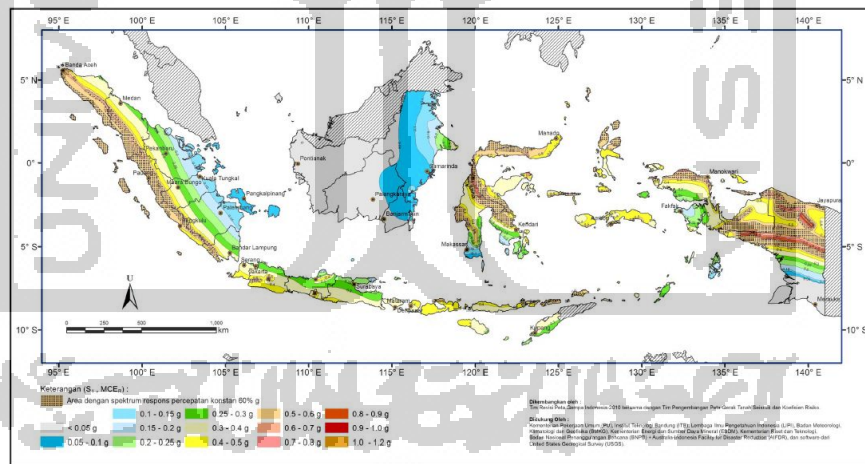
(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2)

3.3.2 Spektrum Respon Desain

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_l (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respon spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik. Dapat dilihat pada Gambar 3.8 dan Gambar 3.9 sebagai berikut.



Gambar 3.8 S_s , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (Sumber : SNI 1726-2012 lampiran hal.134)



Gambar 3.9 S_l , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (Sumber : SNI 1726-2012 lampiran hal.135)

Penentuan respon spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplikasi meliputi faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplikasi terkait percepatan yang mewakili getaran

periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) ditentukan dengan rumus berikut.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.38)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.39)$$

dengan :

S_s = Parameter respon spektral percepatan terpetakan untuk periode pendek

S_1 = Parameter respon spektral percepatan terpetakan untuk periode 1 detik

Koefisien situs F_a dan F_v dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4.

Tabel 3.3 Koefisien situs F_a

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek T=0,2 detik S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 6.2)

Tabel 3.4 Koefisien situs F_v

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode T=1 detik S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,1$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 6.2)

Catatan :

1. Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linear
2. Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linear
3. SS^b = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek S_{DS} dan pada perioda 1 detik S_{D1} harus ditentukan melalui perumusan berikut ini.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.40)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.41)$$

Bila spektrum respons desain diperlukan dengan tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-spesifik tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 3.10 dan mengikuti ketentuan sebagai berikut.

1. Perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan berikut

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.42)$$

2. Perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon percepatan desain S_a sama dengan S_{DS} .
3. Periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.43)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.44)$$

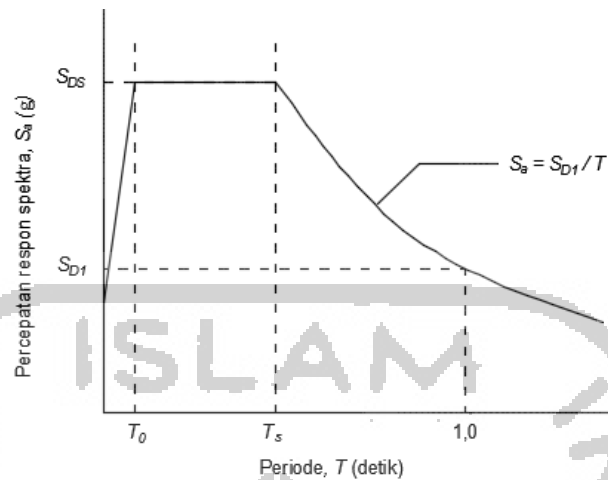
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.45)$$

dengan :

S_{DS} = Parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

S_{D1} = Parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = Perioda getar fundamental struktur



Gambar 3.10 Spektrum Respons Desain

Sumber : Reproduksi dari SNI 1726-2012

3.3.3 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 6.5 dan ASCE 7-10 *Chapter* 11.6, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya S_{DS} dan S_{D1} . Dapat dilihat pada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6.

Tabel 3.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (S_{DS})

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	C
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 6.5)

Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 detik (S_{D1})

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	B
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	C
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 6.5)

3.3.4 Batasan Periode Fundamental Struktur (T)

Periode fundamental struktur (T), tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 3.7 dan periode fundamental pendekatan (T_a). Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur (T), diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan (T_a). Periode fundamental pendekatan (T_a), harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (3.46)$$

dengan :

T_a = Periode fundamental pendekatan (detik)

h_n = Ketinggian struktur (meter)

Koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 3.8

Tabel 3.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

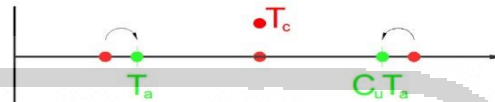
(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2.1)

Tabel 3.8 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2.1)

Perhitungan batas atas periode fundamental alami ($C_u \cdot T_a$), dimana nilai C_u diambil dari Tabel 3.7 dan Periode hasil analisis SAP2000 (T_c). Pemilihan nilai periode (T) yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3.11 Pemilihan Periode yang Digunakan

Dari gambar tersebut dapat dilihat, apabila nilai T_c kurang dari periode minimum (T_a) maka diambil nilai minimum, apabila nilai T_c melebihi $C_u \cdot T_a$ maka diambil nilai maksimumnya, dan apabila nilai T_c berada diantara keduanya, maka nilai T_c yang diambil sebagai perhitungan selanjutnya.

3.3.5 Perhitungan Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dari SNI 1726-2012 Pasal 7.8 sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (3.47)$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} \quad (3.48)$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan Persamaan (3.48) tidak perlu melebihi Persamaan (3.49) dan tidak boleh kurang dari Persamaan (3.50).

$$C_{s \text{ maks}} = \frac{S_{DS}}{T (R/I_e)} \quad (3.49)$$

$$C_{s \text{ min}} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.50)$$

Tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = (0,5 S_1) / T \left(\frac{R}{I_e} \right) \quad (3.51)$$

dengan :

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

S_{DI} = Parameter percepatan spektrum respon desain pada perioda sebesar 1,0 detik

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek

T = Perioda fundamental struktur (detik)

S_I = Parameter percepatan spektrum respon maksimum yang dipetakan

R = Faktor modifikasi respon dalam Tabel 3.9

I_e = Faktor keutamaan gempa dalam Tabel 3.2

Tabel 3.9 Faktor R, C_d , dan Ω_o untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons	Faktor kuat lebih sistem	Faktor pembesaran defleksi	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n , (m) ^e				
				Kategori desain seismik				
	R^a	Ω_o^g	C_d^b	B	C	D ^d	E ^d	F ^c
C. Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10 ^{n,i}	TI ⁿ	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI ⁿ	TI ⁿ	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3,5	3	3,5	10	10	10	10	10

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 7.2.2)

3.3.6 Distribusi Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.3, dengan persamaan sebagai berikut:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.52)$$

$$C_{vx} = \frac{w_i \cdot h_i^k}{(\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k)} \quad (3.53)$$

dengan:

C_{vx} = Faktor distribusi

V = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

w_i = Bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i (meter)

h_i = Tinggi bangunan dari dasar sampai tingkat i (meter)

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0.5 detik atau kurang ($k=1$). Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2.5 detik atau lebih ($k=2$). Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0.5 dan 2.5 detik, nilai k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

3.3.7 Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau (Gambar 3.12). Berikut merupakan contoh perhitungan simpangan antar lantai yang mengacu pada SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3.

1. Tingkat 1

$$\delta_1 = \frac{C_d \delta_{e1}}{I_e} \quad (3.54)$$

$$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a \quad (3.55)$$

2. Tingkat 2

$$\delta_2 = \frac{C_d \delta_{e2}}{I_e} \quad (3.56)$$

$$\Delta_2 = \frac{(\delta_{e2} - \delta_{e1})C_d}{I_e} \leq \Delta_a \quad (3.57)$$

3. Tingkat 3

$$\delta_3 = \frac{C_d \delta_{e3}}{I_e} \quad (3.58)$$

$$\Delta_3 = \frac{(\delta_{e3} - \delta_{e2})C_d}{I_e} \leq \Delta_a \quad (3.59)$$

dengan:

δ_n = Perpindahan yang diperbesar lantai ke-n

δ_{en} = Perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada tingkat ke-n

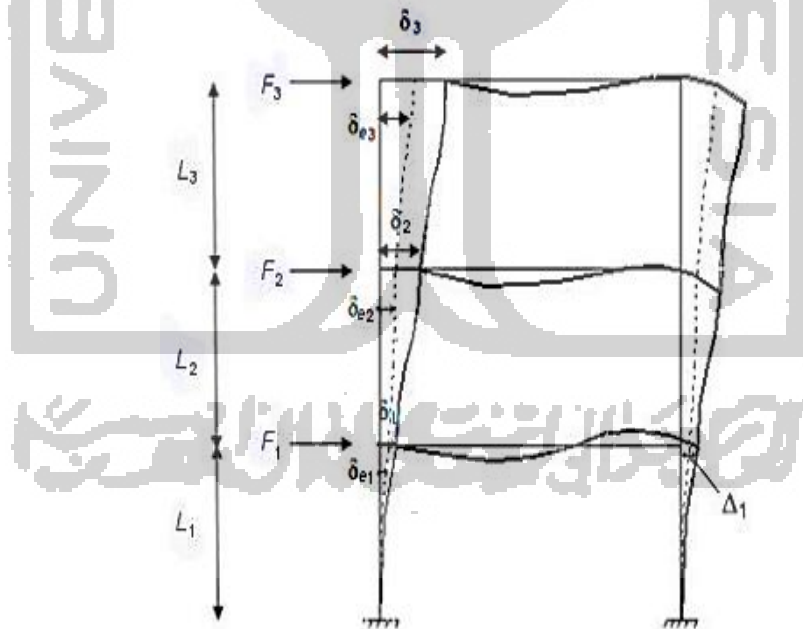
Δ_n = Simpangan antar lantai ke-n

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gempa

h_x = Tinggi per lantai bangunan

Δ_a = Simpangan antar lantai ijin, ditentukan pada Tabel 3.11



Gambar 3.12 Parameter Simpangan Antar Lantai

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3)

Tabel 3.10 Simpangan Ijin Antar Lantai (Δ_a)

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_x^c$	$0,020h_x$	$0,015h_x$
Struktur dinding geser kantilever batu bata.	$0,010h_x$	$0,010h_x$	$0,010h_x$
Struktur dinding geser batu bata lainnya.	$0,007h_x$	$0,007h_x$	$0,007h_x$
Semua struktur lainnya.	$0,020h_x$	$0,015h_x$	$0,010h_x$

(Sumber : SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1)

3.4 Standar Perencanaan

Proses perencanaan dan konstruksi suatu struktur bangunan pada umumnya diatur oleh suatu aturan tertentu, sesuai dengan lokasi struktur bangunan tersebut berada. Di Amerika Serikat, peraturan untuk struktur beton bertulang diatur dalam *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-14) yang telah diperbarui dari ACI 318-11. Di Indonesia, peraturan desain struktur beton diatur dalam SNI 2847:2013 *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung* yang disusun dengan mengacu pada ACI 318-11. Konsep perencanaan yang dianut oleh SNI adalah berbasis kekuatan, atau lebih sering dikenal sebagai metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). Dengan menggunakan konsep ini, maka persyaratan dasar yang harus dipenuhi adalah:

$$\begin{aligned} \text{Kuat rencana} &\geq \text{Kuat Perlu} \\ \Phi (\text{Kuat Nominal}) &\geq U \end{aligned} \quad (3.60)$$

Kuat nominal menggambarkan tingkat kekuatan elemen struktur yang dapat dihitung dengan metode-metode konservatif yang telah distandarkan dalam peraturan, sedangkan kuat perlu U dihitung dengan mempertimbangkan faktor beban sesuai jenis beban yang bersangkutan. Secara khusus untuk elemen struktur yang memikul momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial, maka Persamaan (3.60) dapat dituliskan lebih khusus sebagai berikut:

$$\Phi M_n \geq M_u \quad (3.60a)$$

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (3.60b)$$

$$\Phi P_n \geq P_u \quad (3.60c)$$

Indeks n menunjukkan elemen yang ditinjau, sedangkan indeks u menunjukkan beban terfaktor yang harus dipikul oleh elemen struktur tersebut.

3.5 Pembebanan

Beban adalah gaya luar yang bekerja pada suatu struktur. Pada umumnya, penentuan besarnya beban hanya merupakan suatu estimasi. Besar beban yang bekerja pada suatu struktur diatur oleh peraturan pembebanan yang berlaku. Pada penelitian ini, diambil beban mati dan beban hidup berdasarkan PPPURG 1987.

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Menurut PPPURG 1987, beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu. Beban mati yang dipakai pada penelitian ini yaitu;

- c. Beton bertulang
- d. Pasir keadaan jenuh air
- e. Spesi
- f. Penutup lantai dari ubin
- g. Plafon/ langir-langit

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Menurut PPPURG 1987, 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, 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. Dapat dilihat pada Tabel 3.12 sebagai berikut.

Tabel 3.11 Beban Hidup Pada Lantai Gedung

Penggunaan	Beban
a. Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali disebut dalam b	200 kg/m ²
b. Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125 kg/m ²
c. Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama, dan rumah sakit	250 kg/m ²
d. Lantai ruang olahraga	400 kg/m ²
e. Lantai ruang dansa	500 kg/m ²
f. Lantai dan balkon-dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain dari pada yang disebut dalam a s/d e, seperti mesjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400 kg/m ²
g. Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau penonton yang berdiri	500 kg/m ²
h. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300 kg/m ²
i. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d, e, f, dan g	500 kg/m ²
j. Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c, d, e, f dan g	250 kg/m ²
k. Lantai untuk pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400 kg/m ²
l. Lantai gedung parkir bertingkat - Untuk lantai bawah - Untuk lantai tingkat lainnya	800 kg/m ² 400 kg/m ²
m. Balkon-balok yang menjorok bebas keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300 kg/m ²

(Sumber: PPPURG 1987)

Setiap komponen struktur harus dirancang sedemikian rupa sehingga mampu memikul beban yang lebih besar daripada beban layan atau beban aktual guna memberikan jaminan keamanan terhadap kegagalan struktur. Dalam metode

perencanaan berbasis kekuatan (*strength design method*), elemen struktur didesain untuk memikul beban terfaktor, yang diperoleh dengan mengalikan suatu faktor beban terhadap beban layan nominal.

3. Kombinasi Pembebanan

Besaran faktor beban harus cukup untuk membatasi kegagalan struktur secara tiba-tiba, dan juga harus menghasilkan struktur yang seekonomis mungkin. Menurut Pasal 4.2.2 SNI 1726-2012 struktur bangunan gedung harus dirancang menggunakan kombinasi pembebanan berdasarkan metode ultimit atau metode tegangan ijin. Berdasarkan metode ultimit, kekuatan perlu U harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor. Kombinasi-kombinasi beban yang digunakan untuk kekuatan perlu adalah sebagai berikut ini.

$$U = 1,4D \quad (3.61)$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad (3.62)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W) \quad (3.63)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad (3.64)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L \quad (3.65)$$

$$U = 0,9D + 1,0W \quad (3.66)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (3.67)$$

Terdapat hal-hal yang perlu disesuaikan dengan kombinaasi pembebanan yang diatur dalam SNI 1726:2012 selain kombinasi pembebanan di atas, yaitu pengaruh beban gempa untuk penggunaan dalam:

- a. Kombinasi beban (3.65) harus ditentukan sesuai persamaan berikut:

$$E = E_h + E_v \quad (3.68)$$

- b. Kombinasi beban (3.67) harus ditentukan sesuai persamaan berikut:

$$E = E_h - E_v \quad (3.69)$$

Keterangan:

D = Beban mati pada bangunan

L = Beban hidup pada bangunan

- L_r = Beban hidup atap
 R = Beban hujan
 W = Beban angin
 E_h = $\rho \cdot Q_E$
 E_v = $0,25 S_{DS} \cdot D$
 Q_E = Pengaruh beban gempa
 ρ = Faktor redundansi
 S_{DS} = Parameter percepatan respon spektrum dalam rentang periode pendek

Persamaan tersebut sebenarnya memberikan penyesuaian pada kombinasi pembebanan pada Persamaan (3.65) dan Persamaan (3.67) di atas. Dengan demikian untuk menyelaraskan penggunaan kombinasi pembebanan antara peraturan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013. Analisis spektrum respons yang digunakan untuk menentukan perpindahan rencana total dan perpindahan maksimum total harus menyertakan model yang digetarkan bersamaan (simultan) oleh 100 persen gerak tanah di arah kritis dan 30 persen gerak tanah di arah tegak lurus, arah horizontal. Sehingga, kombinasi beban gempa yang digunakan yaitu:

- a. $1,4D$
- b. $1,2D + 1,6L$
- c. $1,2D + 1L \pm 0,3(\rho \cdot Q_{ex} + 0,2S_{DS} \cdot D) \pm 1(\rho \cdot Q_{ey} + 0,2S_{DS} \cdot D)$
- d. $1,2D + 1L \pm 1(\rho \cdot Q_{ex} + 0,2S_{DS} \cdot D) \pm 0,3(\rho \cdot Q_{ey} + 0,2S_{DS} \cdot D)$
- e. $0,9D \pm 0,3(\rho \cdot Q_{ex} - 0,2S_{DS} \cdot D) \pm 1(\rho \cdot Q_{ey} - 0,2S_{DS} \cdot D)$
- f. $0,9D \pm 1(\rho \cdot Q_{ex} - 0,2S_{DS} \cdot D) \pm 0,3(\rho \cdot Q_{ey} - 0,2S_{DS} \cdot D)$

4. Faktor redundansi (ρ)

- a. Kategori Desain Seismik B atau C

Kondisi di mana nilai ρ diijinkan digunakan sebesar 1,0 untuk gedung dengan kegunaan sebagai berikut.

- 1) Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta
- 2) Desain komponen nonstruktural

- 3) Desain struktur non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
- 4) Desain elemen kolektor, sambungan lewatan
- 5) Struktur dengan sistem peredaman
- 6) Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

b. Kategori Desain Seismik D sampai F

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori seismik D, E atau F, ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, dimana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0 :

- 1) Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau
- 2) Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar.

3.6 Output Respon Struktur

1. Berat Bangunan Gedung

Beban pada struktur bangunan merupakan salah satu hal yang terpenting dalam perencanaan sebuah gedung. Kesalahan dalam perencanaan beban atau penerapan beban pada perhitungan akan mengakibatkan kesalahan yang fatal pada hasil desain bangunan tersebut. Untuk itu sangat penting bagi kita untuk merencanakan pembebanan pada struktur bangunan dengan sangat teliti agar bangunan yang didesain tersebut nantinya akan aman pada saat dibangun dan digunakan.

Berat bangunan umumnya dapat dihitung manual menggunakan excel, dan bisa juga didapat melalui *output* SAP2000. Dari kedua cara tersebut, perlu dilakukan pengecekan besaran selisih berat bangunan yang didapat, dengan kesalahan relatif maksimum (ϵ) sebesar 5%. Kesalahan relatif yang lebih kecil

dari 5% menunjukkan pemodelan bangunan pada SAP2000 sudah mendekati desain bangunan yang direncanakan. Apabila kesalahan relatif lebih besar dari 5%, maka perlu dilakukan pengecekan ulang terhadap pembebanannya, untuk excel maupun SAP sehingga didapat $\varepsilon < 5\%$.

2. Partisipasi Massa

Verifikasi partisipasi massa diperlukan untuk mengetahui jumlah ragam (mode) dalam analisis modal sudah mencukupi. Sesuai pada SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.1, syarat yang harus dipenuhi partisipasi massa mencapai minimal 90% atau 0,9 pada ragam (mode) terakhir. Apabila pada mode terakhir model bangunan, partisipasi massa belum mencukupi syarat minimal yang diisyaratkan maka jumlah mode pada menu definisi load case beban gempa perlu ditambah.

3. Kombinasi Ragam

Pengecekan kombinasi ragam dilakukan berdasarkan Pasal 7.9.3 SNI 03-1726-2012 dengan tujuan untuk mengetahui sesuai atau tidaknya metode kombinasi ragam yang dilakukan. Terdapat dua metode kombinasi ragam, yaitu metode akar kuadrat (SRSS) dan metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC). Metode SRSS digunakan untuk struktur dengan waktu periode getar alami yang berjauhan (selisih $> 15\%$), sedangkan metode CQC digunakan untuk struktur dengan waktu periode getar alami yang berdekatan (selisih $< 15\%$).

4. Base Shear

Pada SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.1 disyaratkan gaya gesernya harus lebih besar atau sama dengan 85% dari gaya geser dengan menggunakan analisis statik ekuivalen. Hasil gaya geser dinamik (V_d) tidak dapat langsung digunakan untuk analisa struktur portal bangunan, dan perlu disetarakan dengan gaya geser dasar statik (V_s). Skala gaya beban gempa (RS_x dan RS_y) pada SAP2000 dirubah (*trial*) hingga pemodelan mencapai syarat gaya geser dinamik harus lebih besar 85% gaya geser statiknya.