

BAB III

LANDASAN TEORI

A. Analisis Beban Gempa

Pada SNI 1726:2012, syarat-syarat perencanaan struktur bangunan gedung dan non gedung tahan gempa yang ditetapkan dalam standar ini tidak berlaku untuk bangunan sebagai berikut :

- a) Struktur bangunan dengan sistem struktur yang tidak umum atau yang masih memerlukan pembuktian tentang kelayakannya;
- b) Struktur jembatan kendaraan lalu lintas (jalan raya dan kereta api), struktur reaktor energi, struktur bangunan keairan dan bendungan, struktur menara transmisi listrik, serta struktur anjungan pelabuhan, anjungan lepas pantai dan struktur penahan gelombang.

Struktur bangunan yang disebutkan diatas, perencanaan harus dilakukan dengan menggunakan standar dan pedoman yang terkait dan melibatkan tenaga ahli utama dibidang rekayasa struktur dan geoteknik.

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan dan non gedung sesuai Tabel 1 (Pasal 4. 1. 2 SNI 1726:2012) pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2 (Pasal 4. 1. 2 SNI 1726:2012). Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, jika dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus sesuai dengan desain kategori risiko IV.

1. Klasifikasi situs

Pada pasal 5. 1 SNI 1726:2012, dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklarifikasikan sesuai dengan Tabel 3 pada SNI 1726:2012 pasal 5. 3.

Klasifikasi situs yang dilakukan berdasarkan kondisi tanah di lapangan. Penetapan kelas situs SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak), SD (tanah sedang) dan SE (tanah lunak) harus dilakukan dengan menggunakan sedikitnya hasil pengukuran dua dari tiga parameter \bar{v}_s , \bar{N} , dan \bar{s}_u , yang dihitung sesuai:

1. \bar{v}_s lapisan 30m paling atas (metode \bar{v}_s);
2. \bar{N} lapisan 30m paling atas (metode \bar{N});
3. \bar{s}_u untuk lapisan tanah kohesif ($PI > 20$) 30m paling atas (metode \bar{s}_u).

Nilai \bar{v}_s harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (3.1)$$

Keterangan:

d_i = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter;

v_{si} = kecepatan gelombang geser lapisan i dinyatakan dalam meter per detik (m/detik);

$\sum_{i=1}^n d_i = 30$ meter

Nilai \bar{N} dan \bar{N}_{ch} harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (3.2)$$

di mana N_i Dan d_i dalam Persamaan 3. 2 berlaku untuk tanah non-kohesif, tanah kohesif, dan lapisan batuan.

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad (3.3)$$

di mana N_i dan d_i dalam Persamaan 3 berlaku untuk lapisan tanah non-kohesif saja, dan $\sum_{i=1}^m d_i = d_s$ $\sum_{i=1}^m d_i = d_s$, di mana d_s adalah ketebalan total dari lapisan tanah non-kohesif di 30m lapisan paling atas. N_i adalah tahanan penetrasi standar 60 persen energi (N_{60}) yang terukur langsung di lapangan

tanpa koreksi, dengan nilai tidak lebih dari 305 pukulan/m. Jika ditemukan perlawanan lapisan batuan, maka nilai N_i tidak boleh diambil lebih dari 305 pukulan/m.

Nilai \bar{s}_u harus ditentukan sesuai dengan perumusan berikut:

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}} \quad (3.4)$$

dimana,

$$\sum_{i=1}^k d_i = d_c$$

Keterangan:

d_c = ketebalan total dari lapisan-lapisan tanah kohesif di dalam lapisan 30 meter paling atas

PI = indeks plastisitas, berdasarkan tata cara yang berlaku

w = kadar air dalam persen, sesuai tata cara yang berlaku

S_{ui} = kuat geser niralir (kPa), dengan nilai tidak lebih dari 250 kPa seperti yang ditentukan dan sesuai dengan tata cara yang berlaku.

2. Wilayah Gempa dan Spektrum Respons

Percepatan respons gerak tanah gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_R) ditetapkan dalam arah/orientasi yang menghasilkan respons gerak tanah horizontal maksimum terbesar dan disesuaikan dengan resiko yang ditargetkan. Pada SNI 1726:2012 pasal 6. 2, penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum

respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{MI}) Yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.5)$$

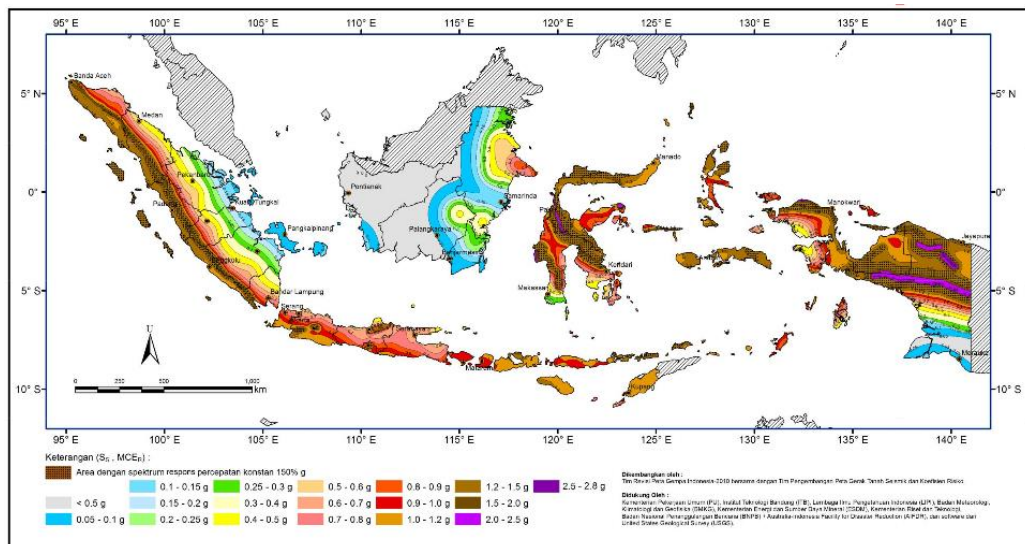
$$S_{MI} = F_v S_I \quad (3.6)$$

Keterangan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek;

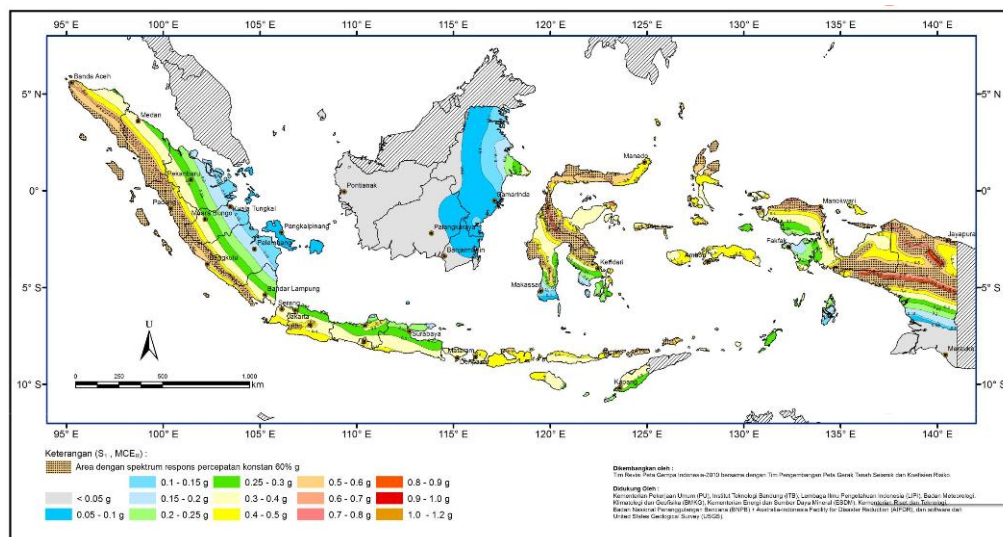
S_I = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

dan koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 4 dan Tabel 5 pada SNI 1726:2012 pasal 6.2, untuk nilai S_s dan S_I terpetakan pada gambar (3. 1) dan (3. 2).



Gambar 3. 1 Nilai S_s pada tiap daerah di Indonesia
(Sumber : SNI 1726:2012)

Pada SNI 1726:2012 pasal 14, memberikan peta-peta gerak tanah seismik dan koefisien resiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan (*Maximum Considered Eathquake, MCE*)



Gambar 3. 2 Nilai S_1 pada tiap daerah di Indonesia
(Sumber : SNI 1726:2012)

Gambar (3. 1) dan (3. 2) menunjukkan peta gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R) parameter-parameter gerak tanah S_s dan S_1 . S_s adalah parameter nilai percepatan respon spektral gempa MCE_R resiko-tertarget pada perioda pendek, teredam 5 persen, sebagaimana yang dijelaskan dalam pasal 6. 1. 1 SNI 1726:2012. S_1 adalah parameter nilai percepatan respons spektral gempa MCE_R resiko-tertarget pada perioda 1 detik, teredam 5 persen, sebagaimana yang dijelaskan dalam pasal 6. 1. 1 SNI 1726:2012.

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

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.7)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (3.8)$$

Spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 3. 3 dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.9)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.10)$$

Keterangan:

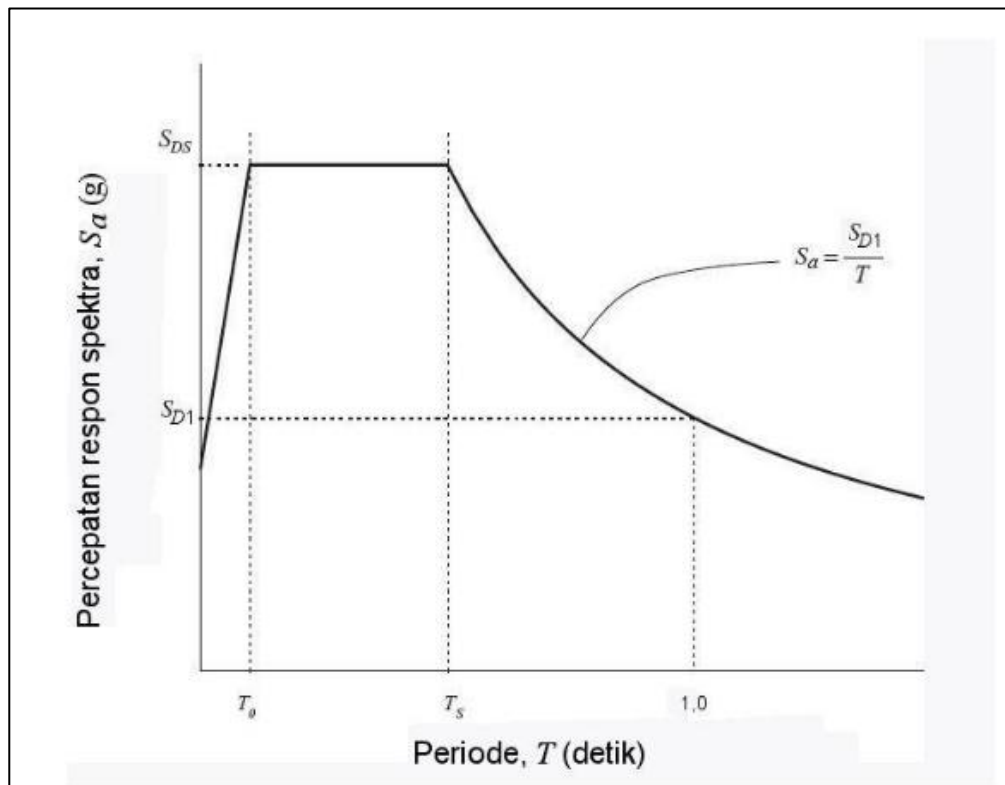
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

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

T = perioda getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$



Gambar 3. 3. Spektrum respons desain

(Sumber : SNI 1726:2012 pasal 6. 4)

Jika spektrum respons gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (*Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake/MCE_R*) dibutuhkan, maka spektrum respons desain harus dikalikan dengan angka 1,5 sesuai SNI 1726:2012 pasal 6. 8.

Percepatan spektral-respons desain pada berbagai periode tidak boleh diambil lebih kecil dari 80 persen nilai S_a yang ditentukan dalam pasal 6. 4 SNI 1726:2012. Untuk situs yang dikategorikan sebagai kelas situs *SF*, yang diisyaratkan memerlukan analisis respons spesifik-situs sesuai pasal 6. 9 SNI 1726:2012, percepatan spektral-respons desain untuk setiap periode tidak boleh diambil lebih kecil dari 80 persen S_a yang ditentukan pada kelas situs *SE*.

Perbedaan mendasar dalam perhitungan gempa untuk mendesain bangunan dari peraturan gempa 2002 dengan 2012 adalah sebagai berikut.

Tabel 3. 1 Perbedaan mendasar dari SNI 03-1726-2002 dengan SNI 1726:2012.

Perbedaan	SNI 03-1726-2002	SNI 1726:2012
Zona wilayah gempa	Respon spectrum dibagi menjadi 6 dengan zonasi gempa berdasarkan peta gempa dalam SNI 03-1726-2002 halaman 21.	Respon spectrum merupakan olahan dari berbagai rumus empiris sehingga hasil grafik untuk tiap lokasi yang berbeda satu sama lain. Selain itu penentuan nilai awal S1 dan SS juga beragam karena nilai tersebut mempunyai range yang subjektif.
Faktor Keutamaan Gempa	Dibagi menjadi 5 kategori gedung yang mempunyai masing-masing nilai faktor keutamaan gempa sesuai tabel 1, halaman 13 (SNI 03-1726-2002)	Penjelasan kategori gedung lebih mendetail dengan dibagi menjadi 4 kategori yang masing-masing kategori mempunyai nilai faktor keutamaan gempa sesuai tabel 2, pasal 4. 1. 2 (SNI 1726:2012)
Faktor Respon Gempa Vertikal	$C_v = \Psi A_0 I \quad (3.11)$ Keterangan: Ψ = koefisien yang bergantung kepadawilayah gempa dimana struktur gedung berada. A_0 = percepatan puncak muka tanah I = faktor keutamaan gedung	$E_v = 0,2 S_{DS} D \quad (3.12)$ Keterangan: S_{DS} = koefisien yang bergantung kepadawilayah gempa dimana struktur gedung berada. D = percepatan puncak muka tanah

Perbedaan	SNI 03-1726-2002	SNI 1726:2012
Menentukan Respons Spektra	<p>Pada pasal 4.7.4. Parameter yang digunakan:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Faktor jenis tanah 2. Faktor wilayah gempa untuk masing-masing daerah. 	<p>Pasal 6. 3. Respons spektra desain harus ditentukan berdasarkan:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Parameter percepatan batuan dasar pada periode 0,2 detik dan 1 detik. 2. Parameter kelas situs (SA, SB, SC, SD, SE, dan SF) 3. Koefisien-koefisien dan parameter-parameter respons spektra percepatan gempamaksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R). 4. Parameter percepatan spektra desain.

Perbedaan	SNI 03-1726-2002	SNI 1726:2012
Penghitungan koefisien respon seismik	<p>Koefisien seismik</p> $= \frac{CI}{R} \quad (3.13)$ <p>dimana:</p> <p>C = faktor respons gempa berdasarkan masing-masing wilayah gempa</p> <p>I = faktor ketahanan gedung</p> <p>R = faktor reduksi gempa</p>	$C_s = (S_{DS}/(R/I)) \quad (3.14)$ <p>Nilai C_s tidak perlu melebihi:</p> $C_s = (S_{D1}/T(R/I)) \quad (3.15)$ <p>Dan nilai C_s yang dihitung tidak kurang dari:</p> $C_s = 0,044 S_{DS} \geq 0,01 \quad (3.16)$ <p>dimana:</p> <p>SD = parameter percepatan responsspektrum desain pada periode 1detik</p> <p>SD1 = parameter percepatan responsspektrum yang dipetakan</p> <p>T = periode struktur dasar (detik)</p> <p>R = faktor modifikasi respons</p> <p>I = faktor ketahanan hunian beban mati.</p>
Periode Alami Struktur	<p>Nilai batas maksimum</p> $T < \zeta n \quad (3.17)$ <p>dimana :</p> <p>$\zeta = 0,16$ (dari Tabel koefisien yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung).</p> <p>$n =$ jumlah lantai gedung</p>	<p>Ada dua batas untuk periode bangunan, yaitu nilai minimum periode bangunan (Ta_{min}) dan nilai maksimum periode bangunan (Ta_{max}), yaitu :</p> $Ta_{min} = Cr h_n^x \quad (3.18)$ $Ta_{max} = Cu Ta_{min} \quad (3.19)$ <p>dimana:</p> <p>$Ha =$ tinggi struktur dari dasar sampai ke tingkat paling atas.</p> <p>$Cr = 0,0466$ (dari Tabel</p>

Perbedaan	SNI 03-1726-2002	SNI 1726:2012
		koefisien parameter periode pendekatan). $C_u = 1,4$ (dari Tabel koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung). $x = 0,9$ (dari Tabel koefisien parameter periode pendekatan).
Simpangan Antar Lantai	1. Kinerja batas layan $\Delta i < \frac{0,03}{R} x h_i$ (3. 20) $\Delta < 30 \text{ mm}$ (3. 21) 2. Kinerja batas ultimit <ul style="list-style-type: none"> • untuk struktur gedung beraturan : $\zeta = 0,7R$ (3.22) • untuk struktur gedung tidak beraturan: $\zeta = \frac{0,7R}{\text{Faktor skala}}$ (3. 23) $\text{Faktor Skala} = \frac{0,8V_1}{v_t} \leq 1$ (3. 24) 	1. Kinerja batas ultimit Kinerja batas ultimit harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa tingkat teratas, yaitu berdasarkan : $\delta_1 \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$ (3. 25) dimana: C_d = faktor pembesaran defleksi. δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis. I_e = faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko.

Perbedaan	SNI 03-1726-2002	SNI 1726:2012
Kombinasi Pembebanan	<ol style="list-style-type: none"> 1. 1,4 DL 2. 1,2 DL + 1,6 LL 3. 1,2 DL + 1 LL ± 0,3 EX ± 1 EY 4. 1,2 DL + 1 LL ± 1 EX ± 0,3 EY 5. 0,9 DL ± 0,3 EX ± 1EY 6. 0,9 DL ± 1 EX ± 0,3EY <p>dimana :</p> <p>DL = Beban Mati, termasuk SIDL</p> <p>LL = Beban Hidup</p> <p>EX = Beban Gempa arah-x</p> <p>EY = Beban Gempa atah-y</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 1,4 DL 2. 1,2 DL + 1,6 LL 3. 1,2 DL + 1 LL ± 0,3 (ρ_{QE} + 0,2 S_{DS} DL) ± 1 (ρ_{QE} + 0,2 S_{DS} DL) 4. 1,2 DL + 1 LL ± 1 (ρ_{QE} + 0,2 S_{DS} DL) ± 0,3 (ρ_{QE} + 0,2 S_{DS} DL) 5. 0,9 DL ± 0,3 (ρ_{QE} - 0,2 S_{DS} DL) ± 1 (ρ_{QE} - 0,2 S_{DS} DL) 6. 0,9 DL ± 1 (ρ_{QE} - 0,2 S_{DS} DL) ± 0,3 (ρ_{QE} - 0,2 S_{DS} DL) <p>dimana :</p> <p>DL = Beban Mati, termasuk SIDL</p> <p>LL = Beban Hidup</p> <p>EX = Beban Gempa arah-x</p> <p>EY = Beban Gempa atah-y</p> <p>P = faktor redundansi untuk desain seismik</p> <p>S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek</p> <p>QE = pengaruh gaya seismik horizontal dari V</p>

Perbedaan	SNI 03-1726-2002	SNI 1726:2012
Geser Dasar Seismik (V)	$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (3.26)$ dimana: C_1 = nilai faktor respons gempa R = faktor reduksi gempa I = faktor keutamaan gedung W_t = berat total gedung	$V = C_s W_t \quad (3.27)$ dimana : C_s = koefisien respons seismik W_t = berat total gedung

3. Gaya lateral

Menurut SNI 1726 tahun 2012, setiap struktur harus dianalisis untuk pengaruh gaya lateral statik yang diaplikasikan secara independen di kedua arah ortogonal. Pada setiap arah yang ditinjau, gaya lateral statik harus diaplikasikan secara simultan di tiap lantai. Untuk tujuan analisis, gaya lateral di tiap lantai dihitung sebagai berikut:

$$F_x = 0,01W_x \quad (3.28)$$

Keterangan:

F_x = gaya lateral rencana yang diaplikasikan pada lantai x;

W_x = bagian beban mati total struktur, D, yang bekerja pada lantai x.

Untuk gaya dasar seismik, V, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s W \quad (3.29)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2012;

W = berat seismik efektif menurut pasal 7.7.2 SNI 1726:2012.

Koefisien respon seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.

30.

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.30)$$

Keterangan:

S_{Ds} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek;

R = faktor modifikasi respons pada Tabel 9 (SNI 1726:2012).

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan pasal 4. 1. 2 (SNI 1726:2012).

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.31)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044S_{Ds}I_e \geq 0,01 \quad (3.32)$$

Keterangan:

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1,0 detik,

T = perioda fundamental struktur (detik) yang ditentukan dari Persamaan 3. 33.

$$T\alpha = C_t h_n^x \quad (3.33)$$

Keterangan:

$T\alpha$ = perioda fundamental pendekatan yang diijinkan secara langsung digunakan sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur (T).

h_n = ketinggian struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat dan koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 15 pasal 7.8.2.1. SNI 1726:2012;

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan pasal 4.1.2. SNI 1726:2012.

4. Distribusi gaya gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.34)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.35)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal;

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonewton (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

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, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

B. Kuat Perlu

Kuat perlu diasumsikan sebagai kekuatan suatu komponen struktur yang diperlukan untuk menahan beban terfaktor, momen dan gaya dalam yang berkaitan dengan beban tersebut. Struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombinasi beban dan gaya terfaktor yang sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2002. Untuk standar SNI 03 – 2847 – 2002 di jelaskan secara detail sebagai berikut :

1. Kuat perlu U untuk menahan beban mati D paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,4 D \quad (3.36)$$

Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L , dan juga beban atap A atau beban hujan R , paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (3.37)$$

2. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin W harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh kombinasi beban D , L , dan W berikut harus ditinjau untuk menentukan nilai U yang terbesar, yaitu:

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (3.38)$$

Kombinasi beban juga harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi yang paling berbahaya, yaitu :

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W \quad (3.39)$$

Perlu dicatat bahwa untuk setiap kombinasi beban D , L dan W , kuat perlu U tidak boleh kurang dari persamaan (ii).

3. Bila ketahanan struktur terhadap gempa E harus diperhitungkan dalam perencanaan , maka nilai kuat perlu U harus diambil sebagai :

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \quad (3.40)$$

¹⁾ Faktor beban untuk W boleh dikurangi menjadi 1,3 jika beban angin W belum direduksi oleh faktor arah.

2) Faktor beban untuk L boleh direduksi menjadi 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan, dan semua ruangan yang beban hidup L nya lebih besar daripada 500 kg/m^2

Atau

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \quad (3.41)$$

Dalam hal ini nilai E ditetapkan berdasarkan ketentuan SNI 03 – 1726 – 1989 – F, Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung, atau penggantinya.

4. Bila ketahanan terhadap tekanan tanah H diperhitungkan dalam perencanaan, maka pada persamaan ii, iv dan vi ditambahkan $1,6 H$, kecuali bahwa pada keadaan dimana aksi struktur akibat H mengurangi pengaruh W atau E , maka beban H tidak perlu ditambahkan pada persamaan iv dan vi.

5. Bila ketahanan terhadap pembebanan akibat berat tekanan fluida, F , yang berat jenisnya dapat ditentukan dengan baik, dan ketinggian maksimumnya terkontrol, diperhitungkan dalam perencanaan, maka beban tersebut harus dikalikan dengan faktor beban $1,4$ dan ditambahkan pada persamaan i, yaitu:

$$U = 1,4 (D + F) \quad (3.42)$$

Untuk kombinasi beban lainnya, beban F tersebut harus dikalikan dengan faktor beban $1,2$ dan ditambahkan pada persamaan ii.

6. Bila ketahanan terhadap pengaruh kejut diperhitungkan dalam perencanaan maka pengaruh tersebut harus disertakan pada perhitungan beban hidup L .

7. Bila pengaruh struktural T dari perbedaan penurunan fondasi, rangkai, susut, ekspansi beton, atau perubahan suhu harus didasarkan pada pengkajian yang realistis dari pengaruh tersebut selama masa pakai

$$U = 1,2 (D+T) + 1,6L + 0,5 (A \text{ atau } R) \quad (3.43)$$

C. Kuat Rencana

Kuat rencana suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain dan penampangnya, sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi, harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal, untuk menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, maka dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi yang tertera pada SNI – 03 – 2847 – 2002 pasal 11.2 (3) yaitu:

1. Lentur, tanpa beban aksial. 0,80
2. Beban aksial, dan beban aksial lentur. (Untuk beban aksial lentur, kedua nilai kuat nominal dari beban aksial dan momen harus dikalikan dengan nilai ϕ tunggal yang sesuai) ini.
 - a. Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur 0,80
 - b. Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur:
 - komponen struktur dengan tulangan spiral 0,70
 - komponen struktur lainnya..... 0,65

kecuali untuk nilai aksial tekan yang rendah, nilai ϕ boleh ditingkatkan, komponen struktur dimana f_y tidak melampaui 400 Mpa, dengan tulangan simetris dan dengan $(h-d'-ds)/h$ tidak kurang dari 0,7, maka nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linear menjadi 0,80 seiring dengan berkurangnya ϕP_n dari $0,10f_c' A_g$ ke nol, komponen struktur beton bertulang yang lain, nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linear menjadi 0,80 seiring dengan berkurangnya ϕP_n dari nilai terkecil $0,10f_c' A_g$ dan P_b ke nol.
3. Geser dan torsi..... 0,75

kecuali pada struktur yang bergantung pada sistem rangka pemikul khusus atau sistem dinding khusus untuk menahan pengaruh gempa ini.

 - 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. Faktor reduksi untuk geser pada diafragma tidak boleh melebihi faktor reduksi minimum untuk geser yang digunakan pada komponen vertikal dari sistem pemikul beban lateral.
- c. Geser pada hubungan balok-kolom dan pada balok perangkai yang diberi tulangan diagonal. 0,80
- 4. Tumpuan pada beton kecuali untuk daerah pengakuran pasca tarik. 0.55
- 5.. Daerah pengakuran pasca tarik 0.85

D. Persyaratan untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

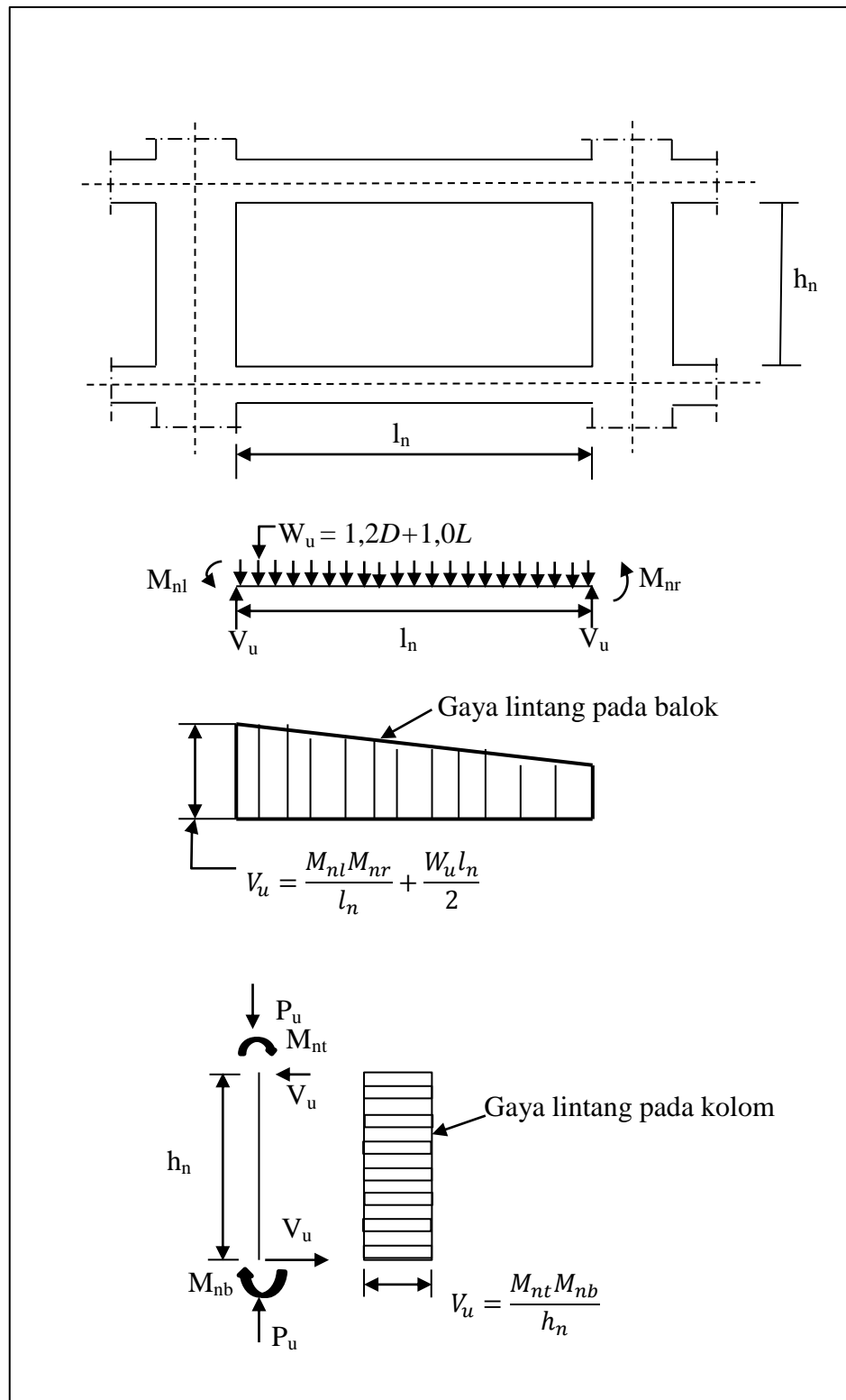
Sistem rangka pemikul momen adalah sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. Sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem rangka pemikul momen menengah), dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus). Pada penelitian ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).

1. Rangka Momen Menengah

Detail tulangan pada komponen struktur rangka harus memenuhi III.D.3 bila gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur yang tidak melebihi ($A_g f_c' / 10$). Bila P_u lebih besar, detail tulangan rangka harus memenuhi III.D.4. Bila sistem slab dua arah tanpa balok membentuk sebagian dari sistem penahan gaya gempa, detail tulangan pada sebarang bentang yang menahan momen yang diakibatkan oleh E harus memenuhi pada pasal 23.1 0(6) SNI 2847:2002.

2. Kuat geser

Kuat geser adalah kekuatan suatu struktur menahan gaya lintang maksimum yang terjadi pada struktur tersebut.



Gambar 3. 4 Geser desain untuk rangka momen menengah

(SNI 2847:2002)

Kuat geser rencana balok ϕV_n yang menahan pengaruh gempa, E , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari (a) dan (b):

- (a) Jumlah geser yang terkait dengan pengembangan M_n balok pada setiap ujung bentang bersih yang terkekang akibat lentur kurvatur balik dan geser yang dihitung untuk beban gravitasi terfaktor (Gambar 3.4);
- (b) Geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban desain yang melibatkan E , dengan E diasumsikan sebesar dua kali yang ditetapkan oleh tata cara bangunan umum yang diadopsi secara legal untuk desain tahan gempa.

3. Balok

Menurut SNI 2847:2002, kekuatan momen positif pada muka joint tidak boleh kurang dari sepertiga kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang panjang balok tidak boleh kurang dari seperlima kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint.

Pada kedua ujung balok, sengkang harus disediakan sepanjang panjang tidak kurang dari $2h$ diukur dari muka komponen struktur penumpu ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b), (c), dan (d):

- (a) $d/4$;
- (b) Delapan kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi;
- (c) 24 kali diameter batang tulangan sengkang;
- (d) 300 mm.

Sengkang harus dispasikan tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang balok.

4. Kolom

Pada kedua ujung kolom, sengkang harus disediakan dengan spasi s_o sepanjang panjang L_o diukur dari muka joint. Spasi s_o tidak boleh melebihi yang terkecil dari (a), (b), (c), dan (d):

- (a) Delapan kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi;
- (b) 24 kali diameter sengkang ikat;
- (c) Setengah dimensi penampang kolom terkecil;
- (d) 300 mm.

Panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari (a), (b), dan (c):

- (a) Seperenam bentang bersih kolom;
- (b) Dimensi penampang maksimum kolom;
- (c) 500 mm.

Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari $s_o/2$ dari muka joint.

E. Metode Perencanaan

Metode perencanaan dalam penelitian ini menggunakan beberapa langkah sebagai berikut.

1. Pembebanan

Kombinasi beban dan faktor beban hanya digunakan pada kasus-kasus dimana kombinasi pembebanan dan beban terfaktor tersebut secara spesifik diatur oleh standar perencanaan yang sesuai. Efek beban pada setiap komponen struktur harus ditentukan dengan metode analisis struktur yang memperhitungkan keseimbangan, stabilitas, kompatibilitas geometrik, sifat bahan jangka pendek ataupun jangka panjang. Komponen struktur yang cenderung mengalami deformasi secara kumulatif pada beban kerja yang berulang harus memperhitungkan eksentrisitas yang terjadi selama umur layan bangunan gedung. (SNI 1727:2013).

Semua komponen struktur dan sistemnya, harus didesain untuk menahan beban gempa dan angin dengan mempertimbangkan beberapa efek. Jika semua atau sebagian dari gaya penahan ini diperoleh dari beban mati, beban mati tersebut diambil sebagai beban mati minimum. Gaya tersebut mengakibatkan lendutan vertikal dan horizontal yang harus diperhitungkan.

2. Analisis Struktur

Analisis dari program SAP2000 (*Structure Analysis Program 2000* versi 14.0.0) dengan memodelkan portal 3D dan analisis beban gempa statik ekuivalen (SNI 1726:2012) menghasilkan momen dan gaya dalam batang yang digunakan untuk analisis hitungan perencanaan ulang struktur pada penelitian ini.

3. Perencanaan Elemen Struktur

Peraturan SNI 2847:2002 pasal 12.2 yang digunakan dalam merencanakan komponen struktur yang menerima beban lentur dan beban aksial dari kombinasi antara keduanya, digunakan asumsi sebagai berikut:

- a. Perencanaan kekuatan komponen struktur untuk beban lentur dan aksial didasarkan pada asumsi pemenuhan kondisi keseimbangan gaya dan kompatibilitas regangan yang berlaku.
- b. Regangan pada tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding lurus dengan jarak dari sumbu netral.
- c. Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada serat tekan beton terluar harus diasumsikan sama dengan 0,003.
- d. Tegangan pada tulangan yang nilainya lebih kecil daripada kekuatan leleh f_y harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan f_y , tegangan pada tulangan harus diambil sama dengan f_y .
- e. Dalam perhitungan aksial dan lentur beton bertulang, kekuatan tarik beton harus diabaikan.

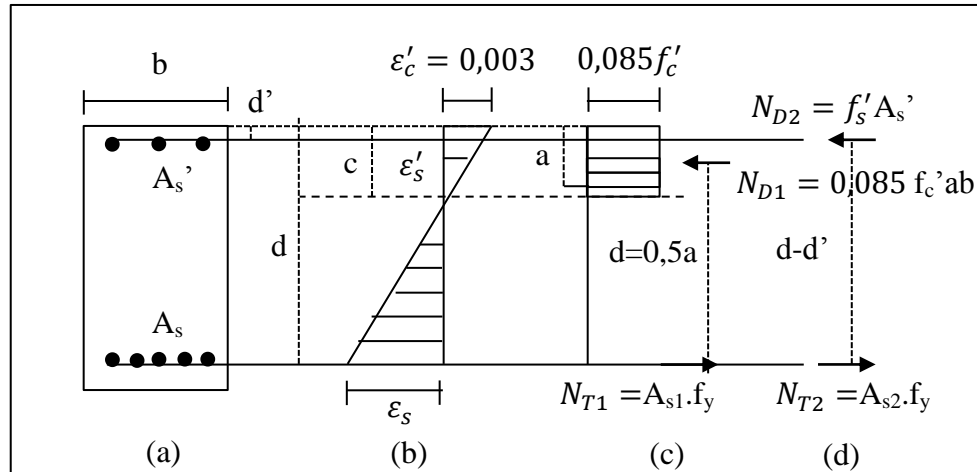
- f. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton boleh diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola, atau bentuk lainnya yang menghasilkan perkiraan kekuatan yang cukup baik bila dibandingkan dengan hasil pengujian tekan. Ketentuannya sebagai berikut
1. Tegangan beton sebesar $0,85f_c'$ diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.
 2. Jarak dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral, c , harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu netral
 3. Untuk f_c' lebih kecil atau sama dengan 30 MPa, β_1 harus diambil sebesar 0,85. Untuk f_c' diatas 30 MPa, β_1 harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan kekuatan sebesar 7 MPa di atas 30 MPa, tetapi β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65

4. Perencanaan Tulangan Lentur

a. Balok

Penulangan yang dipakai dengan menggunakan tulangan rangkap, dikarenakan selain diperlukan untuk mengaitkan sengkang, juga memiliki fungsi yang lain, seperti berikut :

1. Meningkatkan besar momen yang dapat dipikul
2. Meningkatkan kapasitas rotasi penampang yang berkaitan dengan peningkatan daktilitas penampang
3. Meningkatkan kekakuan penampang
4. Dapat mengatasi kemungkinan momen berubah arah yang diakibatkan oleh beban gempa.



Gambar 3. 5 Analisis balok bertulang rangkap

(a) Penampang potongan, (b) diagram regangan kuat batas, (c) kopel momen beton-baja.

(Sumber: Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang)

Analisis lentur balok persegi bertulang rangkap seperti dijelaskan dengan Gambar (3. 5) menyangkut penentuan kuat nominal lentur M_n suatu penampang dengan nilai-nilai b , d , d' , A_s , A_s' , f_c' , dan f_y yang sudah tertentu. Anggapan-anggapan dasar yang digunakan untuk analisis balok betin bertulang rangkap pada dasarnya sama dengan balok bertulang tarik saja. Hanya ada satu tambahan anggapan yang penting bahwa tegangan tulangan baja tekan (f_s') merupakan fungsi dari regangannya tepat pada titik berat tulangan baja tekan. Tulangan baja berperilaku elastik hanya sampai pada tingkat dimana regangannya mencapai luluh. Dengan kata lain, apabila regangan tekan baja sama atau lebih besar dari regangan luluhnya, maka sebagai batas maksimum tegangan tekan baja diambil sama dengan tegangan luluhnya. Sedangkan apabila regangan tekan baja yang terjadi kurang dari regangan luluhnya maka tegangan tekan baja $f_s' = \epsilon_s' E_s$, dimana E_s adalah modulus elastisitas baja. Tercapainya masing-masing keadaan (kondisi) tersebut tergantung dari posisi garis netral penampang.

Dengan dua bahan berbeda yang akan menahan gaya tekan N_b beton dan baja tekan, gaya tekan total terbagi menjadi dua komponen ialah gaya tekan yang ditahan oleh beton N_{D1} dan yang ditahan oleh tulangan baja tekan N_{D2} . Sehingga didalam analisis momen tahanan dalam total dari balok diperhitungkan terdiri dari dua bagian atau dua kopel momen dalam,

yaitu kopel pasangan beton tekan dengan tulangan baja tarik dan pasangan tulangan baja tekan dengan tambahan tulangan baja tarik. Kedua kopel momen dalam seperti tergambar pada (3. 5). Kuat momen total balok bertulang rangkap merupakan penjumlahan kedua kopel momen dalam dengan mengabaikan luas beton tekan yang ditempati oleh tulangan baja tekan.

Dengan didapatkannya nilai a_1 maka letak (posisi) garis netral dapat ditentukan dengan menggunakan rumus $a = \beta_1 c$ dan kemudian dilakukan pemeriksaan terhadap kebenaran anggapan-anggapan yang digunakan.

Langkah-langkah perhitungan tulangan lentur sebagai berikut:

1. Tulangan Tarik

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} \quad (3. 44)$$

$$Rn = \frac{Mn}{bw \cdot d} \quad (3. 45)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) \quad (3. 46)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} \quad (3. 47)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3. 48)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'c'}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \quad (3. 49)$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad : \text{ untuk } f'c' \leq 30 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = \frac{0,85 - 0,05(f'c' - 30)}{7} \quad : \text{ untuk } f'c' \leq 30 \text{ Mpa } (\beta_1 \text{ tidak boleh } < 0,65)$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

$$As = \rho_{perlu} \cdot bw \cdot d \quad (3. 50)$$

2. Tulangan Tekan

Rasio tulangan tarik dengan tulangan tekan harus lebih besar dari 0,5 sehingga:

$$A_s' > 0,5 \cdot A_s$$

$$A_s' > 0,5 \cdot \rho_{perlu} \cdot b_w \cdot d$$

Dari tulangan yang terpasang kemudian dilakukan pemeriksaan kuat momen yang dapat dipikul balok dengan anggapan-anggapan sebagai berikut ini.

a. Kedua Tulangan Leleh

Dari diagram tegangan didapat keseimbangan gaya horizontal sebagai berikut:

$$C_c + CT = T_s \quad (3.51)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$CT = A_s' \cdot f_s'$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$f_s' = f_s - f_y$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_y = A_s \cdot f_y \quad (3.52)$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.53)$$

b. Tulangan tarik leleh ($f_s = f_y$), tulangan tekan belum leleh ($f_s \neq f_y$)

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$CT = A_s' \cdot f_s'$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$C_c + CT = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y \quad (3.54)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.55)$$

$$f_s' = \epsilon_s' E_s$$

Dari diagram regangan dengan menggunakan prinsip segitiga sebangun maka :

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \cdot 0,003$$

Sehingga:

$$f_s' = \left(\frac{c-d'}{c} \cdot 0,003 \right) E_s \quad (3.56)$$

c. Kedua tulangan belum leleh

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$C_T = A_s' \cdot f_s'$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$C_c + C_T = T_s$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_s \quad (3.57)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_s - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.58)$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s$$

Dari diagram regangan didapat :

$$f_s = \frac{d-c}{c} 600 \quad (3.59)$$

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (3.60)$$

$$M_{n2} = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \quad (3.61)$$

Momen nominal (M_n) balok

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.62)$$

b. Kolom

Kondisi penulangan seimbang merupakan kondisi dimana penampang beton dengan luas tulangan tertentu apabila terjadi beban puncak, maka regangan tekan beton mencapai regangan maksimum 0,003 dan regangan baja tarik mencapai tegangan leleh f_y . Pengecekan kapasitas gaya pada kolom adalah apabila $P_u > P_{nb}$, maka terjadi keruntuhan tekan,

dan apabila $P_u < P_{nb}$, maka terjadi keruntuhan tarik. Melakukan pengecekan kapasitas gaya pada kolom sebagai berikut:

1) Keruntuhan tekan

$$PR = \phi \left[\frac{AS'.fy}{\left(\frac{e}{d-d'}\right)+0,50} \right] + \left[\frac{b.h.fc'}{\left(\frac{3.h.e}{d^2}\right)+1,18} \right] \quad (3.63)$$

dengan,

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

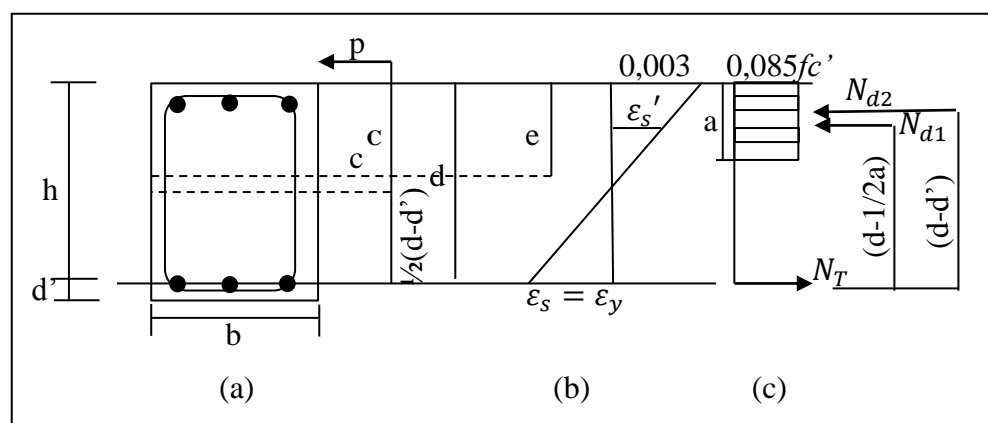
2) Keruntuhan tarik

$$PR = \phi 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot d \left| \frac{h-2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d}\right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho} \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \right| \quad (3.64)$$

dengan,

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'}$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$



Gambar 3. 6 Penampang persegi kolom tulangan dalam keadaan seimbang
 (a) Penampang kolom, (b) Diagram regangan (c) Tegangan dan gaya-gaya dalam pada kolom.

Seperti yang disajikan dalam gambar (3. 6) dalam praktek perencanaan kolom umumnya digunakan penulangan simetris, dimana penulangan pada kedua sisi yang berhadapan sama jumlahnya. Tujuan utamanya mencegah kesalahan atau kekeliruan penempatan tulangan yang dipasang. Penulangan simetris juga diperlukan apabila ada kemungkinan terjadinya gaya bolak-balik pada struktur, misalnya karena arah gaya angin atau gempa.

Berdasarkan regangan yang terjadi pada batang tulangan baja, awal kehancuran atau keruntuhan penampang kolom dapat dibedakan menjadi dua kondisi, ialah : (1) kehancuran karena tarik, diawali dengan luluhnya batang tulangan tarik, dan (2) kehancuran karena tekan, diawali dengan hancurnya beton tekan.

Pada penelitian ini dilakukan langkah awal dalam perencanaan kolom, yaitu mencari letak garis c didapat dari asumsi tipe keruntuhan tulangan yang terjadi.

- 1) Tulangan tarik leleh, tekan belum

$$f_s = f_y$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} 600 \quad (3. 65)$$

sehingga,

$$P_n = 0,85^2 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A_s' \cdot \left(\frac{c - c'}{c} 600 - 0,85 \cdot f_c' \right) - A_s \cdot f_y \quad (3. 66)$$

- 2) Kedua tulangan leleh

$$f_s = f_s' = f_y$$

sehingga,

$$P_n = 0,85^2 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c') - A_s \cdot f_y \quad (3. 67)$$

- 3) Tulangan tekan leleh

$$f_s' = f_y$$

$$f_s = \frac{d-c}{c} \cdot 600 \quad (3.68)$$

$$P_n = \left[0,85^2 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c') - A_s \cdot \frac{d-c}{c} \cdot f_y \right] \quad (3.69)$$

c. Pembebanan momen akibat kelangsingan kolom

Menurut SNI 2847:2002 mensyaratkan untuk pengaruh kelangsingan kolom dapat diabaikan jika :

- 1) $\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \leq 40$, untuk komponen struktur ditahan terhadap goyangan kesamping .
- 2) $\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$, untuk komponen struktur yang tidak ditahan terhadap goyangan.

Keterangan :

k = faktor panjang efektif untuk kolom

l_u = panjang komponen kolom

r = jari – jari potongan lintang kolom $\sqrt{I/A}$; ditetapkan 0,3 h dengan h adalah lebar kolom pada arah bekerjanya momen.

M_1 =momen ujung terfaktor yang lebih kecil pada kolom, diambil sebagai positif jika kolom dibengkokkan tunggal, dan negatif jika dibengkokkan ganda.

M_2 =momen ujung terfaktor yang lebih besar pada salah satu ujung kolom.(selalu diambil positif)

Pembesaran momen dihitung dengan persamaan berikut :

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \text{ untuk kolom tanpa pengaku} \quad (3.70)$$

$$M_c = \delta_b M_{2b} , \text{ untuk kolom dengan pengaku} \quad (3.71)$$

Keterangan :

M_c = momen terfaktor yang digunakan untuk perancangan komponen kolom.

δ_b = faktor pembesar untuk momen akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan,

δ_s = faktor pembesar untuk momen akibat beban yang menimbulkan:

Nilai δ_b dan δ_s dihitung dengan rumus :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1,0 \quad (3.72)$$

Dengan,

$$C_m = 0,6 + 0,4 M_1/M_2 \geq 4 \quad (3.73)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

Untuk EIK dapat ditetapkan sebagai berikut:

$$EIK = \frac{(Ec.Ig/2,5)}{1 + \beta_b} \quad (3.74)$$

$$EIB = \frac{(Ec.Ig/5)}{1 + \beta_d} \quad (3.75)$$

Keterangan :

β_d = rasio dari momen akibat beban mati aksial terfaktor maksimum terhadap momen akibat beban aksial terfaktor maksimum,

P_u = beban aksial terfaktor yang ditahan kolom,

K = faktor panjang efektif kolom,

ϕ = faktor reduksi kekuatan kolom,

apabila nilai $\left(\frac{M_{2b}}{p_u}\right)$ yang didapat lebih dari $(15 + 0,03 h)$ mm, maka nilai M_{2b} paling sedikit harus dipertimbangkan dengan $e_{\min} = (15 + 0,003h)$ mm.

F. Perencanaan Tulangan Geser dan Torsi

Dasar perencanaan penulangan geser adalah menyediakan kebutuhan jumlah tulangan baja untuk menahan gaya tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sedemikian rupa sehingga mencegah bukaan retak lebih lanjut. Penulangan geser dilakukan dengan beberapa cara sesuai, sebagai berikut ini.

1. V_u , didapat dari analisis struktur.

$$2. V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (3.76)$$

$$3. V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.77)$$

4. $V_s < \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$, maka tinggi dan lebar balok tidak perlu diperbesar.

5. $V_s > \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$, maka tinggi dan lebar balok perlu diperbesar.

6. Jika $V_u < 0,5 \cdot (0,6 \cdot V_c)$, maka tidak perlu sengkang.

7. Jika $V_u > 0,5 \cdot (0,6 \cdot V_c)$, maka perlu sengkang dengan jarak, S (Jarak sengkang) $= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$, sengkang tersebut adalah 2 penampang batasan jarak sengkang, jika:

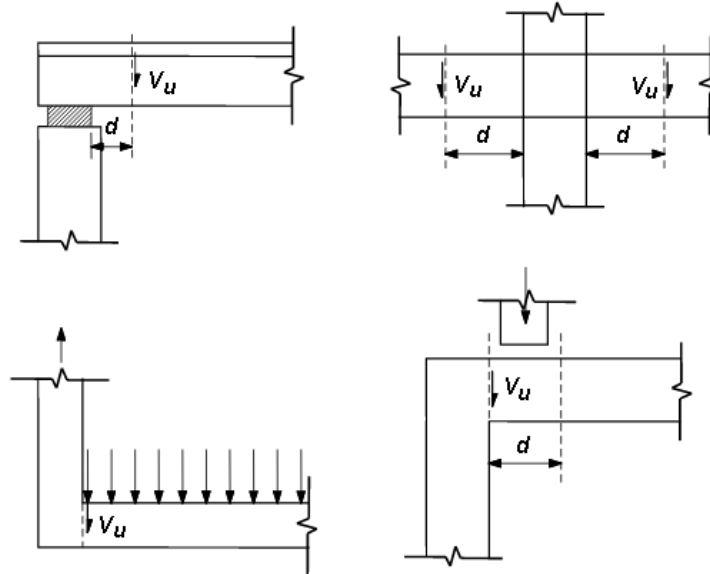
a. $V_s < \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$, maka jarak sengkang yang diperoleh harus lebih kecil daripada jarak maksimum sengkang,

b. $\frac{d}{2}$ atau < 300 mm,

c. 8 x tulangan lentur,

d. 24 x tulangan geser atau batas maksimum < 300 mm.

Gaya geser terfaktor (V_u) maksimum rencana dihitung berdasarkan SNI 2847 pasal 13.1.3.1, yaitu gaya geser pada jarak d dari muka tumpuan, seperti pada gambar dibawah ini.



Gambar 3. 7 Lokasi geser maksimum untuk perencanaan

(Sumber: SNI 2847:2002 pasal 13. 1)

- (1) Untuk komponen struktur non-prategang, penampang yang jaraknya kurang daripada d dari muka tumpuan boleh direncanakan terhadap gaya geser V_u yang nilainya sama dengan gaya geser yang dihitung pada penampang sejarak d dari muka tumpuan. (Lihat gambar 3. 7)
- (2) Untuk komponen struktur prategang, penampang yang jaraknya kurang daripada $h/2$ dari muka tumpuan boleh direncanakan terhadap gaya geser V_u yang nilainya sama dengan gaya geser yang dihitung pada penampang sejarak $h/2$ dari muka tumpuan.

Kuat geser penampang direncanakan dengan persamaan:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3. 78)$$

V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kuat geser nominal yang dihitung dari:

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.79)$$

V_c adalah kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton, untuk balok kuat V_c dihitung dengan persamaan:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot b \quad (3.80)$$

atau untuk lebih rinci dapat dihitung dengan,

$$V_c = \left(\sqrt{f_c'} + 120 \cdot \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \cdot \frac{b_w \cdot b}{7} \quad (3.81)$$

M_u adalah momen terfaktor yang terjadi bersamaan dengan V_u pada penampang yang ditinjau. Sedangkan batas atas faktor pengali dan V_c adalah sebagai berikut:

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1 \quad (3.82)$$

$$V_c \leq (0.29 \lambda \sqrt{f_c' b_w d}) \quad (3.83)$$

kolom kuat V_c dihitung dengan persamaan:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c' b_w d} \quad (3.84)$$

nilai V_c lebih rincinya dapat dihitung dengan persamaan:

$$V_c = \left(0.16 \lambda \sqrt{f_c'} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (3.85)$$

dengan,

$$M_m = M_u - N_u \frac{4h-d}{8} \quad (3.86)$$

nilai $\frac{V_u d}{M_u}$ dapat diambil dengan 1, tetapi dalam hal ini V_c tidak boleh diambil lebih besar daripada:

$$V_c = 0.29 \lambda \sqrt{f_c' b_w d} \sqrt{1 + \frac{0.29 N_u}{A_g}} \quad (3.87)$$

besaran $\frac{N_u}{A_g}$ harus dinyatakan dalam MPa bila M_m bernilai negatif, maka V_c harus dihitung dengan persamaan diatas .

Kombinasi kuat geser dan torsi penampang persegi atau balok T. Didalam merencanakan kekuatan penampang, kuat momen torsi nominal dihitung:

$$T_n = T_c + T_s \quad (3.88)$$

dengan,

T_c = Kuat momen torsi nominal yang disumbangkan beton.

T_s = Kuat nominal torsi nominak yang disumbangkan tulangan torsi

Nilai T_c (kuat momen torsi nominal yang disumbangkan beton) ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$T_c = \frac{\left(\frac{1}{15}\sqrt{f'c}\right) \Sigma x^2y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4V_u}{C_t.T_u}\right)^2}} \quad (3.89)$$

dengan,

$$C_t = \frac{b_x.d}{\Sigma x^2y} \quad (3.90)$$

struktur yang mengalami gaya aksial yang besar. Nilai T_c dan V_c bagi kondisi ini dikalikan dengan faktor $1 + \left(\frac{0,3 N_u}{A_g}\right)$, yang mana N_u tarik bertanda (-).

$$T_s = \frac{A_t \cdot \alpha t \cdot x_i \cdot y_i \cdot f_y}{A_g} \text{ dengan } \alpha t = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{y_i}{x_i}\right) \leq 1,5$$

$$\text{Tulangan longitudinal } A_l = 2 A_t \left(2 + \frac{y_i}{x_i}\right)$$

Nilai A_l yang dihitung tidak boleh melebihi nilai yang diperoleh mengganti $\frac{b_w.s}{3.f_y}$ untuk $2A_t$, dan kuat momen torsi T_s tidak boleh melebihi $4T_c$. Dan perencanaan penulangan geser dan momen torsi dapat dilihat pada tabel kondisi disain perencanaan kuat geser dan momen torsi.

G. Kemampuan Layan

Sistem struktur, dan komponennya, harus dirancang untuk memiliki kekakuan yang cukup untuk membatasi lendutan, simpangan lateral, getaran, atau deformasi lain yang melampaui persyaratan kinerja serta fungsi bangunan gedung atau struktur lainnya. (SNI 1727:2013).

Komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur harus direncanakan agar mempunyai kekakuan yang cukup untuk membatasi lendutan atau deformasi apapun yang dapat memperlemah kekuatan ataupun mengurangi kemampuan layan struktur pada beton kerja (SNI 2847:2002).

SNI 2847:2002 menjelaskan bahwa besarnya lendutan yang terjadi tidak boleh melebihi nilai yang tercantum pada pasal 11.4.5 dalam Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Lendutan izin maksimum (Sumber: SNI 2847:2002)

Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\frac{l^a}{180}$
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\frac{l}{360}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang,	$\frac{l^b}{480}$

Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.	akibat semua beban tetap yang bekerja, dan lendutan seketika, akibat penambahan beban hidup)c	$\frac{l^d}{240}$
---	---	-------------------

Catatan:

- a) Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah penggenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lawan lendut, toleransi konstruksi dan keadaan sistem drainase.
- b) Batas lendutan boleh melampui apabila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan telah dilakukan
- c) Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan pasal 11.5(2(5)) atau 11.5(4(2)), tetapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen non-struktural. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang sesuai dengan karakteristik hubungan waktu lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.
- d) Tetapi tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktur. Batasan ini boleh dilampui bila ada lawan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak boleh melebihi batas lendutan yang ada.

1. Lendutan Seketika

Lendutan seketika pada komponen struktur terjadi apabila segera setelah beban bekerja, seketika itu pula terjadi lendutan. SNI 2847:2002 pasal 11.5(3) menetapkan bahwa lendutan seketika dihitung dengan menggunakan nilai momen inersia efektif I_e berdasarkan persamaan:

$$\Delta_{max} = k \cdot \frac{M \cdot L_n^2}{E_c I_e} \quad (3.91)$$

Keterangan :

L_n = panjang bentang

k = faktor tingkat kekakuan tumpuan dan kondisi beban

I_e = momen inersia efektif untuk perhitungan defleksi.

$$I_e = \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (3.92)$$

dimana

M_{cr} = momen retak

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (3.93)$$

dan

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f_c'} \quad (3.94)$$

Keterangan :

Y_t = Jarak garis netrl penampang utuh (mengabaikan tulangan baja) ke muka tarik.

I_{cr} = Momen inersia penampang retak transformasi.

I_g = Momen inersia penampang utuh terhadap sumbu berat penampang

M_a = Momen maksimum saat lendutan dihitung.

2. Lendutan jangka panjang

Dalam suatu komponen stuktur beton terulang , lendutaan jangka panjang akan terjadi atau timbul secara berkelanjutan dalam waktu yang lama. Lendutan

ini terutama disebabkan oleh beton yang berongga dan susut pada bahan beton, yang mengakibatkan bertambahnya regangan. Untuk menentukan nilai lendutannya dinyatakan pada persamaan :

$$\Delta_{LT} = \Delta l \cdot \left(\frac{\xi}{1 + 50 \rho} \right) \quad (3.95)$$

Keterangan :

Δ_{LT} = lendutan jangka panjang,

Δl = lendutan seketika disebabkan oleh beban yang menetap,

ρ = rasio penulangan tekan,

ξ = faktor tergantung waktu untuk beban tetap.

boleh diasumsikan sama dengan:

5 tahun atau lebih $\xi = 2,0$

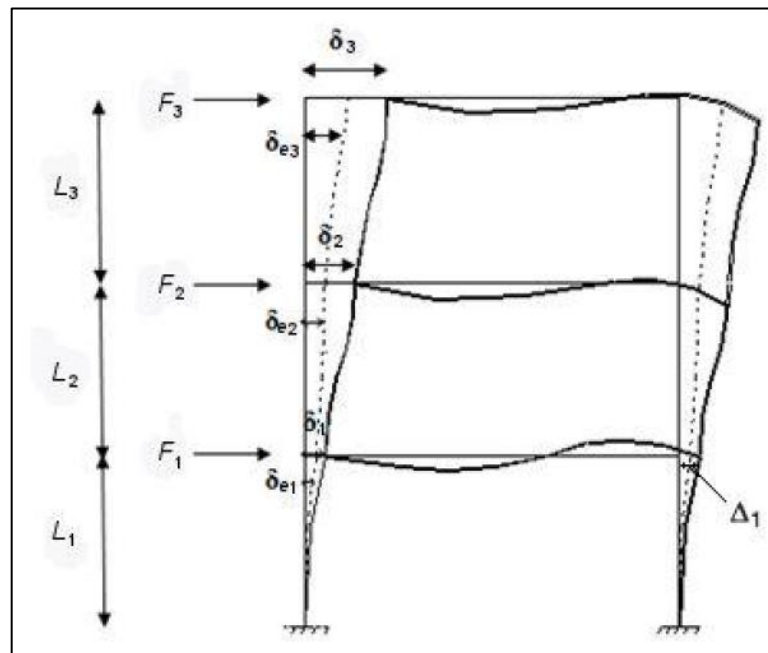
12 bulan $\xi = 1,4$

6 bulan $\xi = 1,2$

3 bulan $\xi = 1,0$

H. Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa ditingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Lihat gambar (3. 8), apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, Δ harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditetapkan dalam pasal 7. 8 SNI 1726:2012 tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.



Gambar 3. 8 Penentuan simpangan antar lantai (pasal 7. 9. 3 SNI 1726:2012)

Penentuan simpangan antar lantai pada gambar (3. 8) adalah sebagai berikut.

1) Tingkat 1

F_1 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e1} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_1 = C_d \delta_{e1}/I_E =$ Perpindahan yang diperbesar

$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a$ (Tabel 16 Pasal 7. 12. 1 SNI 1726:2012)

Δ_1 = Simpangan antar lantai

2) Tingkat 2

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e2} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

$\delta_2 = C_d \delta_{e2}/I_E =$ Perpindahan yang diperbesar

$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d \delta_{e2}/I_E \leq \Delta_a$ (Tabel 16 Pasal 7. 12. 1 SNI 1726:2012)

3) Tingkat 3

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e3} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

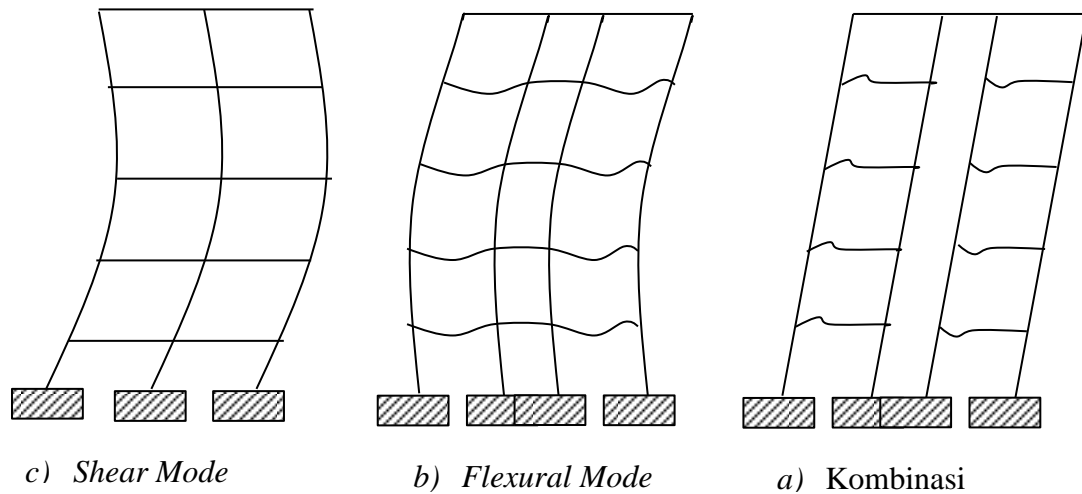
$\delta_3 = C_d \delta_{e3}/I_E$ = Perpindahan yang diperbesar

$\Delta_3 = (\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d \delta_{e2}/I_E \leq \Delta_\alpha$ (Tabel 16 Pasal 7. 12. 1 SNI 1726:2012)

I. Metode Gabungan dan Pengaruh Mode ke-1

Menurut (Widodo, 2001), umumnya terdapat beberapa macam struktur utama bangunan misalnya portal terbuka atau *MRF* (*moment resisting frame*), portal terbuka dengan pengaku/silangan, struktur dinding (*structural walls*) dan kombinasi diantaranya. Pemilihan jenis dan kombinasi struktur utama bangunan akan bergantung pada beberapa hal, misalnya tinggi bangunan resiko gempa kekuatan bahan dan sejenisnya.

Portal terbuka mempunyai kelemahan besarnya simpangan antar tingkat yang terjadi pada tingkat-tingkat bawah. Untuk mengatasi hal ini maka pemakaian struktur dinding sangat efektif. Hal ini terjadi karena adanya sifat goyangan yang berlawanan antara keduanya terutama pada tingkat-tingkat bawah dan atas. Apabila kombinasi antara dua jenis struktur utama tersebut dipakai maka mode gabungan antar keduanya adalah seperti pada hasil analisis program pada penelitian ini yang ditunjukkan pada gambar berikut.



Gambar 3. 9 Mode Gabungan antara Portal Terbuka dan Struktur Dinding
(Widodo, 2001)

Secara umum asumsi bahwa mode ke-1 berbentuk segitiga linier terbalik cukup dekat. Walaupun tidak linier menurut tinggi bangunan, namun secara keseluruhan bentuk mode tersebut cukup dekat dengan asumsi yang diambil. Dekat dan tidaknya bentuk mode ke-1 dengan segitiga linier terbalik tersebut akan bergantung pada rasio antara kekakuan balok dan kekakuan kolom. Semakin kecil rasio kekakuan tersebut maka bentuk mode ke-1 akan semakin dekat dengan segitiga linier terbalik. (Widodo, 2001)