BAB III
LANDASAN TEORI

A. Prinsip Dasar Perencanaan

1. Daktilitas (Keliatan)

Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan (SNI 03-1726-2002).

Faktor daktilitas (μ) adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung (SNI 03-1726-2002).

Dalam perencanaan struktur gedung nilai faktor daktilitas dapat dipilih menurut kebutuhan, sedangkan besarnya nilai faktor daktilitas untuk berbagai tingkat daktilitas struktur gedung seperti tertera dalam tabel 3.1

Tabel 3.1 Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastik penuh	1	1,6
Daktail parsial	1,5	2,4
	2	3,2
	2,5	4
	3	4,8
	3,5	5,6
	4	6,4
	4,5	7,2
	5	8
Daktail penuh	5,3	8,5

Sumber : SNI 03-1726-2002

2. Bentuk konstruksi

a. Denah simetris dan sederhana

Denah suatu gedung sebaiknya simetris terhadap sumbu – sumbu utamannya. Hal ini untuk menjamin agar pusat massa gedung tidak terlalu jauh jaraknya dari pusat kekakuan unsur vertikalnya (kolom, dinding geser, dsb). Bila pusat massa dan pusat kekakuan gedung tidak berhimpit, maka akan terjadi gaya puntir pada saat ada beban horizontal gempa.

b. Tidak terlalu panjang

Gedung yang terlalu panjang akan mendapat lebih banyak kemungkinan kedua ujungnya menerima gerak gempa yang berbeda. Hal ini dapat mengakibatkan perilaku yang berbeda pada kedua ujung itu

c. Kekuatannya seragam dan menerus

1) Beban – beban vertikal didukung oleh balok dan kolom secara terbagi merata.

2) Semua kolom dan dinding menerus dari tingkat teratas sampai terbawah.

3) Semua kolom dan sumbu balok saling berpotongan.

4) Lebar kolom dan lebar balok jangan terlalu jauh.

B. Metode Analisis Statik Ekuivalen

Metode analisis statik ekuivalen merupakan model analisis yang menggunakan spektrum respons yang telah digrafikkan yaitu hubungan antara periode getar struktur dengan koefisien gempa dasar, berdasarkan kategori wilayah gempa, untuk mencari gaya geser dasar yang mungkin terjadi pada bangunan (SNI 03-1726-2002).

Analisis beban gempa statik ekuivalen adalah suatu cara analisis statik 3 dimensi linier dengan meninjau beban – beban gempa statik ekuivalen, sehubungan dengan sifat struktur gedung beraturan yang praktis berperilaku sebagai struktur dua dimensi, sehingga respons dinamiknya praktis hanya ditentukan oleh respons ragamnya yang pertama dan dapat ditampilkan sebagai akibat dari beban gempa statik ekuivalen (SNI 03-1726-2002).

Sedangkan beban ekuivalen statik adalah beban yang ekuivalen dengan beban gempa yang membebani bangunan dalam batas – batas tertentu sehingga

Analisis beban gempa dilakukan dengan cara analisis statik ekuivalen, hal ini dikarenakan karakteristik gedung yang termasuk dalam kategori struktur gedung beraturan. Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut yang tercantum dalam SNI 03-1726-2002 :

a. Tinggi struktur gedung tidak lebih dari 40 m atau 10 tingkat.
b. Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa menunjukkan tonjolan yang lebih besar dari 25 % dari ukuran terbesar denah struktur gedung.
c. Ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing – masing arah, tidak kurang dari 75 % dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya.
d. Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150 % dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya.
e. Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50 % luas seluruh lantai tingkat.

1. Gaya geser dasar bangunan (V)

Gaya geser dasar bangunan adalah beban horizontal total yang bekerja dari gedung terhadap pondasi, maka beban geser dasar (V) yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan yang tercantum dalam SNI 03-1726-2002, sebagai berikut :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \qquad (3.1)$$

dengan :

C = Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons

I = Faktor Keutamaan Gedung

R = Faktor Reduksi Gempa

Wt = Berat total Gedung

2. Waktu getar alami gedung fundamental (T)

Waktu getar alami gedung (T) untuk keperluan analisis pendahuluan struktur dan pendimensian dari unsur-unsurnya dapat ditentukan dengan rumus empirik menggunakan metode A dari UBC 1997 :

a. Untuk struktur portal-portal tanpa unsur-unsur pengaku yang membatasi simpangan :

T = $0{,}06.\ H^{3/4}$, untuk portal beton .....(3.2)

T = $0{,}085.\ H^{3/4}$, untuk portal baja .....(3.3)

b. Untuk struktur – struktur gedung yang lain :

$$T = \frac{0{,}09H}{\sqrt{B}} \quad \text{.....(3.4)}$$

dengan :

H = Tinggi bagian utama gedung, dihitung dari tempat penjepitan lateral (dalam meter).

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang telalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi. Menurut SNI 03-1726-2002 pembatasan waktu getar alami adalah :

$T_1 < \zeta n$ .....(3.5)

Dimana n adalah jumlah tingkat gedung yang ditinjau dan ζ adalah koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, dimana nilainya tergantung pada wilayah gempa seperti pada tabel 3.2

Tabel 3.2 Koefisien ζ yang Membatasi
Waktu Getar Alami Fundamental Struktur Gedung

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

Sumber : SNI 03-1726-2002

Waktu getar alami struktur gedung setelah direncanakan dengan pasti, maka dapat ditentukan dengan rumus Rayleigh yang tercantum dalam SNI 03-1726-2002 sebagai berikut :

$$T = 6,3\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} W_i . d_i^2}{g \sum_{i=1}^{n} F_i . d_i}} \qquad (3.6)$$

dengan :

Wi = Berat lantai ke-i, termasuk beban hidup (kg).

di = Simpangan horizontal lantai tingkat ke-i (mm).

Fi = Beban gempa horizontal pada lantai ke-i (kg)

g = Percepatan gravitasi (9810 mm/det^2).

Dimana T_1 struktur gedung yang didapat dengan rumus empirik nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20 % dari nilai yang dihitung dengan rumus Rayleigh.

3. Pembagian beban geser dasar akibat gempa setinggi bangunan

Beban geser dasar akibat gempa (V) dibagikan sepanjang tinggi gedung menjadi beban – beban horizontal terpusat yang bekerja pada masing-masing tingkat lantai dengan persamaan yang tercantum dalam SNI 03-1726-2002 sebagai berikut :

$$Fi = \frac{Wi.zi}{\sum_{i=1}^{n} Wi.zi}.V \quad \text{.....(3.7)}$$

dengan :

Fi = Beban gempa horizontal pada lantai ke-i (kg)

V = Gaya geser dasar gempa (kg).

hi = Ketinggian lantai tingkat ke-i, dari penjepitan lateral (m).

C. Kinerja Struktur Gedung

1. Kinerja batas layan

SNI 03-1726-2002 memberi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk menjaga kenyamanan penghunian, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan. Untuk memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 8.1, batasan simpangan antar tingkat (Δs) dalam struktur gedung antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$$\Delta s_{max} = \frac{0,03}{R}.hi \text{ , atau 30 mm} \qquad (3.8)$$

Dimana hi adalah tinggi tingkat lantai yang ditinjau, dan R merupakan faktor reduksi beban gempa.

2. Kinerja batas ultimit

SNI 03-1726-2002 menyebutkan kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung. Berdasarkan SNI 03-1726-2002, sesuai pasal 8.2 simpangan antar tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ yang dihitung dengan persamaan :

$\Delta m = \xi . \Delta s$ .....(3.9)

Besar faktor pengali ξ :

- Untuk gedung beraturan $\xi = 0,7 . R$
- Untuk gedung tidak beraturan $\xi = R$

Untuk memenuhi persyaratan, batasan simpangan antar tingkat maksimum (Δ_{max}) dapat dihitung dan tidak boleh lebih besar dari persamaan berikut :

$\Delta_{max} = 0,02 . hi$ .....(3.10)

dimana R merupakan faktor reduksi gempa, dan ξ adalah faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

D. Kuat Perlu

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 yang tercantum dalam SNI 03-2847-2002. Beban rencana harus diperoleh dari kombinasi beban sebagai berikut :

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

   U = 1,4 D... .....(3.11)

   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 atau R) (3.12)

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

   $U = 1{,}2\,L + 1\,L \pm 0{,}5\,(A \text{ atau } R)$ .....(3.13)

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

   $U = 0{,}9\,D \pm 1{,}6\,W$ .....(3.14)

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

   $U = 1{,}2\,D + 1\,L \pm 1\,E$ .....(3.15)

   atau :

   $U = 0{,}9\,D \pm 1\,E$ .....(3.16)

   Dalam hal ini nilai E ditetapkan berdasarkan ketentuan SNI 03-1726-2002, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung*, atau penggantinya.

4. Bila ketahanan terhadap tekanan tanah H diperhitungkan dalam perencanaan, maka pada persamaan 3.10, 3.12 dan 3.14 ditambahkan 1,6 H, kecuali bahwa pada keadaan dimana aksi struktur akibat H mengurangi pengaruh W atau E, maka beban H tidak perlu ditambahkan.

5. Bila ketahanan terhadap pembebanan akibat berat dan tekanan fluida F, yang berat jenisnya dapat ditentukan dengan baik, dan ketinggian maksimumnya terkontrol, diperhitungkan dalam perancangan, maka beban tersebut harus

dikalikan dengan faktor beban 1,4 dan ditambahkan pada persamaan 3.10, yaitu:

U = 1,4 (D+F) .....(3.17)

Untuk kombinasi beban lainnya, beban F tersebut harus dikalikan dengan faktor 1,2 dan ditambahkan pada persamaan 3.11.

6. Bila ketahanan terhadap pengaruh kejut diperhitungkan dalam perencanaan pengaruh tersebut harus disertakan pada perhitungan beban hidup L.
7. Bila pengaruh struktur T dan perbedaan penurunan pondasi, rangkak, susut, ekspansi beton, atau perubahan suhu sangat menentukan dalam perencanaan, maka kuat perlu U minimum harus sama dengan :

   U = 1,2 (D+T) + 1,6 L + 0,5 (A atau R) .....(3.18)

   Perkiraan atas perbedaan penurunan pondasi, rangkak, susut, ekspansi beton, atau perubahan suhu harus didasarkan pada pengkajian yang realistis dari pengaruh tersebut selama masa pakai.

E. Kuat Rencana

Dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, maka kuat minimalnya harus direduksikan dengan faktor reduksi kekuatan yang sesuai dengan sifat beton, sebagaimana yang telah disyaratkan dalam SNI 03-2847-2002 pasal 11.3, yaitu :

1. Kuat tanpa beban aksial 0,80

2. Beban aksial, dan beban aksial dengan lentur. (Untuk beban aksial dengan lentur, kedua nilai kuat nominal dari beban aksial dan momen harus dikalikan dengan nilai ϕ tunggal yang sesuai) :

   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 berdasarkan aturan berikut :

      Untuk komponen struktur dimana fy tidak melampaui 400 Mpa, dengan tulangan simetris, dan dengan (h – d – ds)/ h tidak kurang dari 0,70, maka nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linear menjadi 0,80 seiring dengan berkurangnya nilai ϕP_n dari 0,10 f'c A_g ke nol.

      Untuk komponen struktur beton bertulang yang lain, nilai ϕ boleh ditingkatkan secara linear menjadi 0,80 seiring dengan berkurangnya nilai ϕP_n dari nilai terkecil antara $0{,}10 f'_c A_g$ dan P_b ke nilai nol.

3. Geser dan torsi 0,75

   Kecuali pada struktur yang bergantung pada sistem rangka pemikul momen khusus atau sistem dinding khusus untuk menahan pengaruh gempa :

   a. Faktor reduksi untuk geser pada komponen struktur penahan gempa yang kuat geser nominalnya lebih kecil dari pada gaya geser yang timbul

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 geser balok perangkai yang diberi tulangan diagonal 0,80

d. Tumpuan pada beton kecuali untuk daerah pengangkuran pasca tarik 0,65

e. Daerah pengangkuran pasca tarik 0,85

F. Perencanaan Dimensi Struktur

1. Penentuan dimensi balok

Balok merupakan bagian struktur yang penting, bertujuan untuk memikul beban transversal, yang dapat berupa beban lentur, geser maupun torsi/puntir (Sudarmoko, 1996).

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3(1), perencanaan struktur penahan gempa pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus untuk balok harus direncanakan memenuhi syarat-syarat dibawah ini :

a. Gaya tekan aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur tidak boleh melebihi 0,1 Ag.fc'.

b. Bentang bersih balok tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

c. Perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3

2) Lebih dari lebar komponen struktur pendukung ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

a. Perencanaan balok terhadap beban lentur

Analisis penulangan lentur balok ini dimaksudkan untuk menyediakan sejumlah tulangan baja agar mampu menahan dua hal utama yang dialami oleh balok yaitu kondisi tekan dan tarik. Penyebab kondisi tersebut antara lain dikarenakan adanya pengaruh lentur ataupun gaya lateral. Mengingat gaya tarik beton kira-kira 10% dari kuat tekannya, bahkan dalam problema lentur sering kuat tarik ini tidak diperhitungkan, sehingga timbul usaha untuk memasang baja tulangan pada bagian tarik guna mengatasi kelemahan beton tersebut (Wahyudi dan Rahim, 1997).

SNI 03-2847-2002 pasal 23.3(2) memberikan ketentuan penulangan lentur balok sebagai berikut :

1) Jumlah tulangan atas dan bawah tidak boleh kurang dari :

$$A_{s\,min} = \frac{1{,}4}{f_y} b_{w.} d \quad \text{...} (3.19)$$

2) Rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi 0,025.

3) Tiap potongan disepanjang balok baik sisi atas atau sisi bawah balok, harus ada 2 batang tulangan yang diteruskan.

4) Kuat momen lentur positif terpasang di muka kolom > 50% kuat lentur momen negatif di muka kolom.

5) Disetiap potongan sepanjang balok, tidak boleh ada kuat momen positif atau negatif yang kurang dari ¼ Mmax.

6) Pasal 23.5(1(4)) :

Bila tulangan longitudinal menembus HBK (Hubungan Balok Kolom), maka h atau d > 20 db (tulangan lentur).

b. Perencanaan balok terhadap gaya geser

Analisis penulangan geser balok ini dimaksudkan untuk menyediakan sejumlah tulangan baja agar mampu menahan gaya tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal yang akhirnya dapat mencegah terjadinya bukaan retak lebih lanjut (Dipohusodo, 1994).

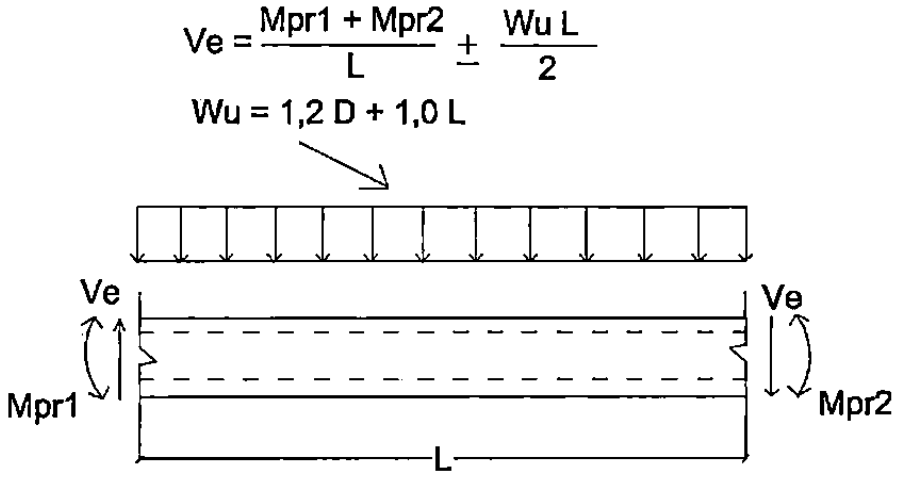
SNI 03-2847-2002 pasal 23.3(4) memberikan persyaratan kuat geser rencana balok untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus sebagai berikut :

1) Gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, M_{pr} harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

2) Tulangan transversal sepanjang daerah yang ditentukan harus

a. Gaya geser akibat gempa mewakili setengah atau lebih daripada kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut.

b. Gaya aksial tekan terfaktor, termasuk akibat gempa, lebih kecil dari Ag.fc'/20



Gambar 3.1 Perencanaan Geser Balok

(Sumber : SNI, 03-2847-2002)

Ketentuan pemasangan tulangan geser balok pada SNI 03-2847-2002 pasal 23.3(3) menyebutkan bahwa sengkang tertutup harus dipasang pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi :

1) d/4.

2) delapan kali diameter terkecil tulangan memanjang.

3) 24 kali diameter sengkang, dan

4) 300 mm.

2. Penentuan dimensi kolom

Nawy (1990), mendefinisikan kolom sebagai elemen vertikal dari rangka (*frame*) yang memikul sistem lantai struktural. Elemen ini merupakan elemen tekan yang biasanya disertai dengen momen lentur. Kolom meneruskan beban dari elevasi atas ke elevasi lebih bawah hingga akhirnya sampai tanah melalui fondasi.

Keruntuhan suatu kolom merupakan lokasi kritis yang menyebabkan runtuhnya lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total seluruh struktur bangunan. Pada umumnya kegagalan atau keruntuhan komponen tekan tidak diawali dengan tanda peringatan yang jelas, bersifat mendadak. Oleh karena itu, dalam merencanakan struktur kolom harus memperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan lebih tinggi dari pada untuk komponen struktur lainnya. Kemudian karena pada prakteknya kolom tidak hanya menahan beban aksial vertikal, tetapi juga menahan beban kombinasi beban aksial dan momen lentur. Atau dengan kata lain kolom harus diperhitungkan untuk menyangga beban aksial tekan dengan eksentrisitas tertentu (Dipohusodo, 1994).

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4(1), perencanaan struktur penahan gempa pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus untuk kolom harus direncanakan memenuhi syarat-syarat dibawah ini :

1) Memikul gaya akibat gempa.
2) Menerima beban aksial terfaktor yang lebih besar dari pada Ag.fc'/10.
3) Ukuran terkecil tidak kurang dari 300 mm

4) Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.

a. Kuat lentur kolom dan gaya aksial maksimum

Sudarmoko (1996), menyebutkan bahwa dalam kenyataannya unsur struktur tekan dengan beban aksial murni (eksentrisitas=0) adalah tidak mungkin. Kolom memikul beban aksial dan momen yang dapat ditimbulkan oleh kekangan ujung akibat pengecoran monolit dari balok-balok lantai dan kolom, atau eksentrisitas yang terjadi akibat ketidaktepatan letak dan ukuran kolom, beban yang tidak simetris akibat perbedaan tebal pelat di sekitar kolom atau ketidaksempurnaan lainnya.

Menurut SNI 03-2847-2002 pada komponen kolom memberikan batasan tulangan longitudinal yaitu :

1) Pasal 23.4(3(1)

   Rasio penulangan tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06.

2) Pasal 12.9(2)

   Jumlah minimum batang tulangan longitudinal pada komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segi empat atau lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam

Kuat tekan maksimum kolom disyaratkan pada SNI 03-2847-2002 pasal 12.3 (5) sebagai berikut :

1. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan spiral :

$$\phi Pn_{maks} = 0{,}85.\phi.[0{,}85 \,.f\text{'c} \,.\, (Ag - Ast) + fy.\ Ast] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.20)$$

2. Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan sengkang pengikat :

$$\phi Pn_{maks} = 0{,}80.\phi.[0{,}85 \,.f\text{'c} \,.\, (Ag - Ast) + fy.\ Ast] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.21)$$

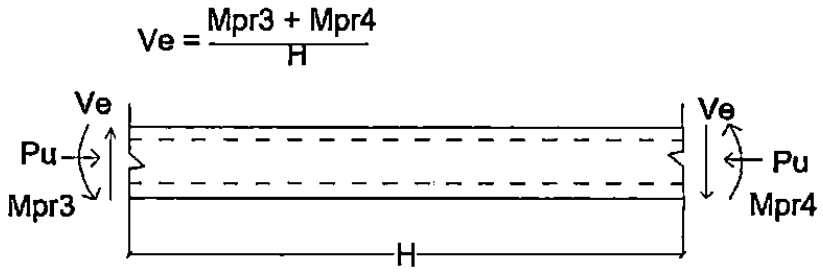
b. Kuat geser kolom

Analisis penulangan geser kolom ini dimaksudkan untuk menyediakan sejumlah tulangan baja agar mampu menambah daya pikul kolom, memegang tulangan utama di dalam cetakan saat dicor serta mencegah tulangan utama yang langsing dan bertegangan tinggi supaya tidak menekuk keluar dan menghancurkan penutup beton yang tipis (Winter dan Nilson, 1993).

SNI 03-2847-2002 pasal 23.3(4) memberikan ketentuan kuat geser rencana kolom untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus sebagai berikut :

1) Arah gaya geser V_e tergantung pada besar relatif beban gravitasi dan geser yang dihasilkan oleh momen-momen ujung.
2) Momen-momen ujung Mpr untuk kolom tidak perlu lebih besar dari

hubungan balok-kolom. V_e tidak boleh lebih kecil dari pada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisis struktur.



Gambar 3.2 Perencanaan Geser Kolom

(Sumber : SNI, 03-2847-2002)

Ketentuan pemasangan tulangan geser kolom pada pasal 23.3.3 (2) dan pasal 23.4.4 (4) menyebutkan bahwa pemasangan tulangan sengkang harus memenuhi syarat sebagai berikut :

1) Spasi tulangan sengkang di sepanjang lo tidak lebih dari pada :
   a. Satu per empat dimensi terkecil komponen struktur.
   b. 6 kali diameter tulangan longitudinal.
   c. $Sx = 100 + \frac{350 - hx}{3}$

      Nilai Sx tidak perlu lebih besar daripada 150 mm dan tidak perlu lebih kecil daripada 100 mm.
   d. Tulangan pengikat silang tidak boleh dipasang dengan spasi lebih dari 350 mm pada penampang.
2) Diluar daerah lo harus dipasang tulangan spiral atau sengkang tertutup dengan spasi sumbu ke sumbu tidak lebih daripada nilai terkecil dari

3) Panjang Lo ditentukan tidak kurang dari :

   a. Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang berpotensi membentuk leleh lentur.

   b. 1/6 bentang bersih komponen struktur, dan

   c. 500 mm.

G. Kemampuan Layan

Komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur harus direncanakan agar mempunayai kekakuan yang cukup untuk membatasi lendutan atau deformasi apapun yang dapat memperlemah kekuatan ataupun mengurangi kemampuan layan struktur pada beban kerja (SNI 03-2847-2002).

Disamping itu, komponen struktur harus memenuhi kemampuan kelayanan pada tingkat beban kerja (layan), atau mampu menjamin tercapainya perilaku struktur yang cukup baik pada strata beban kerja. Kemampuan kelayanan terbatas hanya dalam tingkat beban kerja, tidak pada kuat batas yang ditentukan oleh lendutan, retak, korosi tulangan dan rusaknya permukaan balok atau plat beton bertulang (Dipohusodo, 1994).

Dalam peraturan SNI 03-2847-2002 menyebutkan bahwa besarnya

Tabel 3.3 Lendutan izin Maksimum

Jenis komponen Struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen non struktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\frac{\lambda^a}{180}$
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen non struktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\frac{\lambda}{360}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen non struktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagin dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen non struktural (jumlah dari lendutan jangka panjang akibat semua beban tetap yang bekerja dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup	$\frac{\lambda^b}{480}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen non struktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar		$\frac{\lambda^d}{240}$

1. Lendutan seketika

Lendutan seketika pada komponen struktur terjadi apabila segera setelah beban bekerja seketika itu pula terjadi lendutan (Dipohusodo, 1994).

SNI 03-2847-2002 pasal 11.5(3) di tetapkan bahwa besarnya lendutan seketika dihitung dengan menggunakan nilai momen inersia efektif I_e berdasarkan persamaan :

$$\lambda = \frac{M.I_n^2}{\quad} \qquad (3.22)$$

dengan :

I_e adalah Inersia efektif yang dihitung dengan persamaan :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right).I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right].I_{cr} \leq I_g \text{ ....(3.23)}$$

M_{cr} adalah momen pada saat timbul retak yang pertama kali dihitung dengan persamaan :

$$M_{cr} = \frac{f_r.I_g}{y_t} \text{ ....(3.24)}$$

$$Fr = 0{,}7.\ \sqrt{fc'} \text{ ....(3.25)}$$

y_t = jarak garis netral penampang utuh (mengabaikan tulangan baja) keserat tepi tertarik.

I_{cr} = momen inersia penampang retak transformasi.

I_g = momen inersia penampang utuh terhadap sumbu berat tampang.

M_a = momen maksimum saat lendutan dihitung.

K = faktor tingkat kekakuan tumpuan dan kondisi beban.

2. Lendutan jangka panjang

Pada komponen struktur beton bertulang, di samping terjadi lendutan seketika, akan mengalami pula lendutan yang timbul secara berangsur-angsur dalam jangka waktu cukup lama. Lendutan tersebut terutama disebabkan oleh sifat atau perilaku rayapan dan susut pada bahan beton, yang mengakibatkan

Nilai lendutan dinyatakan dalam perkalian suatu faktor seperti pada persamaan (SNI 03-2847-2002) :

$$\Delta_{LT} = \Delta 1. \left(\frac{\xi}{1+50.\rho} \right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3.26)$$

Dengan :

Δ_{LT} = lendutan jangka panjang.

$\Delta 1$ = lendutan seketika disebabkan oleh beban yang menetap.

ξ = konstanta ketergantungan waktu untuk beban tetap, ditetapkan sebagai berikut :

untuk 5 tahun atau lebih	$\xi = 2,0$
untuk 12 bulan	$\xi = 1,4$
untuk 6 bulan	$\xi = 1,2$
untuk 3 bulan	$\xi = 1,0$

ρ = rasio penulangan tekan.

H. Metode Perencanaan

1. Pembebanan

Perencanaan kuat struktur portal ditinjau terhadap beban-beban yang terjadi yaitu beban gravitasi (beban hidup dan beban mati) dan beban gempa, sedangkan beban angin dapat diabaikan karena pengaruhnya sangat kecil terhadap kekuatan bangunan, semua beban yang ditinjau terangkum dalam beban tetap dan beban sementara.

Beban tetap merupakan penjumlahan dari beban mati (DL) dan beban

struktur yang bersifat permanen, termasuk didalamnya adalah berat sendiri struktur. Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, atau beban air pada atap. Berdasarkan *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*, untuk plat lantai struktur gedung yang digunakan untuk pertokoan dipakai beban hidup 250 kg/m^2 dan 100 kg/m^2 untuk plat lantai atap *(Sumber : PPIUG 1983)*.

Pembebanan pada struktur direncanakan terhadap kombinasi beban yang tercantum dalam SNI 03-2847-2002 seperti pada persamaan (3.11), (3.12), (3.13), (3.14), (3.15) dan (3.16).

2. Analisis struktur

Hasil gaya-gaya batang yang digunakan sebagai perencanaan struktur portal didapat dari hasil analisis statik ekuivalen daktalitas penuh dengan bantuan program ETABS 9.6.0. Analisis struktur menggunakan tipe elemen frame dengan pembebanan statik 3 dimensi.

3. Perencanaan elemen struktur

SNI 03-2847-2002 pasal 12.2 memberikan anggapan-anggapan yang digunakan dalam merencanakan komponen struktur yang menerima beban aksial atau lentur dan kombinasi antara keduanya adalah :

- Regangan pada tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding lurus

b. Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada serat tekan beton terjauh harus diambil sama dengan 0,003.

c. Tegangan pada tulangan yang nilainya lebih kecil dari pada kuat leleh fy harus diambil sebesar Es dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan fy, tegangan pada tulangan harus diambil sama dengan fy.

d. Kuat tarik beton harus diabaikan.

e. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton boleh diasumsikan berbentuk persegi, trapezium, parabola, atau bentuk lainnya yang memenuhi ketentuan sebagai berikut :

   1. Tegangan beton sebesar 0,85.fc' diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $\alpha = \beta_1 c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.
   2. Jarak c dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut.
   3. Faktor β1 harus diambil sebesar 0,85 untuk beton dengan nilai kuat tekan fc' lebih kecil dari pada atau sama dengan 30 MPa. Untuk beton dengan nilai kuat tekan fc' di atas 30 MPa sampai 55 MPa nilai β1 harus diambil

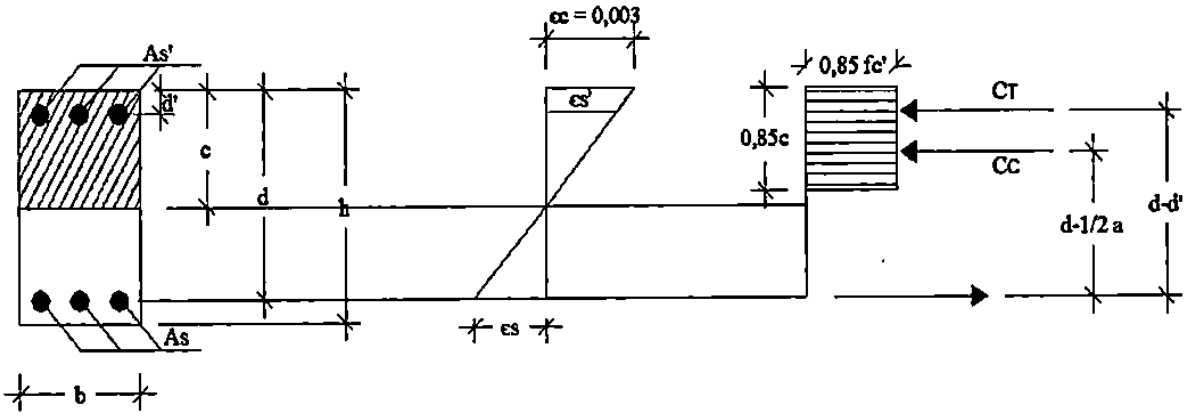
4. Perencanaan Tulangan Lentur

a. Balok

Penulangan hendaknya dipakai dengan penulangan rangkap, karena selain diperlukan untuk mengaitkan sengkang, juga berfungsi (Wahyudi dan Rahim, 1997) :

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.

Dari anggapan-anggapan dasar yang digunakan, didapat diagram tegangan- regangan balok sebagai berikut :



Gambar 3.3 Penampang Diagram Tegangan dan Regangan

(Sumber : Istimawan Dipohusodo, 1994)

1. Tulangan Tarik

$$Mn = \frac{Mu}{0,8}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bw.d^2}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}.\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.Rn}{fy}}\right) \quad \text{.....(3.27)}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy}$$

$$\rho_{max} = 0,75.\rho_b$$

$$\rho_b = \frac{0,85.\beta_1.fc'}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right) \quad \text{.....(3.28)}$$

$\beta_1 = 0,85$: untuk 0 < fc' < 30 Mpa

$\beta_1 = 0,85-0,008.(fc'-30)$: untuk 30 < fc' < 55 Mpa

$\beta_1 = 0,65$: untuk fc' > 55 Mpa

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

$As = \rho_{perlu} . bw . d$ .....(3.29)

2. Tulangan Tekan

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

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

a. Kedua tulangan leleh

Dari diagram tegangan diperoleh keseimbangan gaya horizontal sebagai berikut :

$C_C + C_T = T_S$

$C_C = 0{,}85 \cdot fc' \cdot a \cdot b$ .....(3.30)

$C_T = As' \cdot fs'$ .....(3.31)

$T_S = As \cdot fs$ .....(3.32)

$fs' = fs = fy$

$0{,}85 \cdot fc' \cdot a \cdot b + As' \cdot fy = As \cdot fy$ .....(3.33)

$$a = \frac{(As - As').fy}{0{,}85.fc'.b} \quad \text{.....(3.34)}$$

b. Tulangan tarik leleh (fs = fy), tulangan tekan belum leleh (fs' ≠ fy)

$C_C = 0{,}85 \cdot fc' \cdot a \cdot b$

$C_T = As' \cdot fs'$

$T_S = As \cdot fy$

$C_C + C_T = T_S$

$0{,}85 \cdot fc' \cdot a \cdot b + As' \cdot fs' = As \cdot fy$ .....(3.35)

$$a = \frac{As.fy - As'.fs'}{0{,}85.fc'.b} \quad \text{(3.36)}$$

Dari diagram regangan, dengan menggunakan prinsip segitiga sebangun didapat :

$\varepsilon s'$ $= \frac{c-d'}{c}.0,003$; sehingga

fs' $= Es.\frac{c-d'}{c}.0,003$ .....(3.37)

c. Kedua tulangan belum leleh

C_C $= 0,85 . fc' . a . b$

C_T $= As' . fs'$

T_s $= As . fs$

$C_C + C_T = T_S$

$0,85 . fc' . a . b + As' . fs' = As . fy$.....(3.38)

a $= \frac{As.fs - As'.fs'}{0,85.fc'.b}$ .....(3.39)

fs' $= \varepsilon s . Es$

Dari diagram regangan didapat :

fs $= \frac{d-c}{c}.600$ .....(3.40)

Mn_1 $= 0,85 . fc' . a . b . (d - a/2)$.....(3.41)

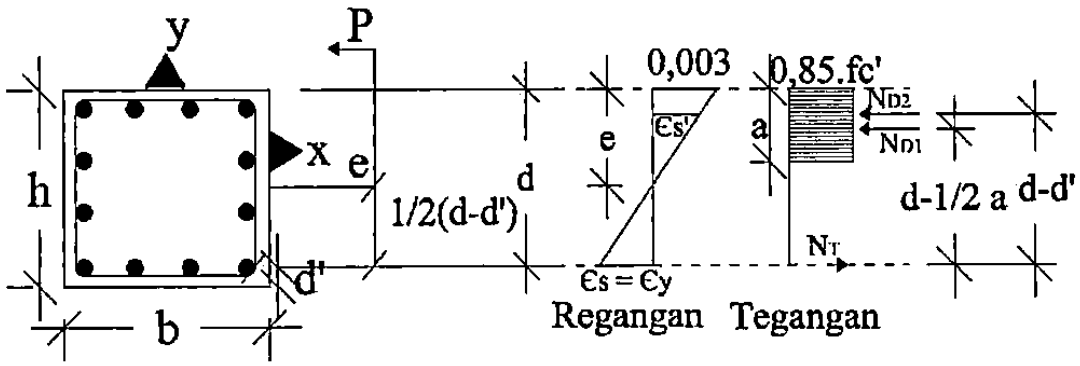
Mn_2 $= As' . fs' . (d-d')$.....(3.42)

Untuk momen nominal (Mn) :

Mn $= Mn_1 + Mn_2$ (3.43)

b. Kolom

Kondisi penulangan seimbang merupakan kondisi penampang beton dengan luas tulangan tertentu sehingga apabila terjadi beban puncak maka regangan tekan beton mencapai regangan batas 0,003 dan regangan baja tarik mencapai regangan leleh, sedangkan tegangan tarik bajanya mencapai tegangan leleh fy. Pada analisis, dengan membandingkan antara beban aksial terfaktor Pu dengan beban aksial seimbang terfaktor ϕPn_b, dapat diketahui tipe kehancuran yang dialami. Dengan demikian apabila $Pu > \phi Pn_b$ maka terjadi keruntuhan tekan, dan apabila $Pu < \phi Pn_b$ maka terjadi keruntuhan tarik (Dipohusodo, 1994).



Gambar 3.4. Diagram Regangan-Tegangan
Ekivalen pada Keadaan Seimbang

(Sumber : Istimawan Dipohusodo, 1994)

Untuk mencari letak garis netral c didapat dengan mengasumsikan tipe keruntuhan tulangan yang terjadi.

fs' $= \frac{c-d'}{c}.600$

sehingga :

$Pn = 0{,}85^2$. fc'. β1 . c . b + As' . ($\frac{c-d'}{c}$.600 - 0,85 . fc') – As . fy...(3.44)

2. Kedua tulangan leleh

fs = fs' = fy

maka :

$Pn = 0{,}85^2$. fc'. β1 . c . b + As' . (fy – 0,85 . fc') – As . fy .....(3.45)

3. Tulangan tekan leleh, tarik belum

fs' = fy

fs $= \frac{d-c}{c}.600$

maka :

Pn = 0,85. fc'. β1 . c . b + As' . (fy – 0,85 . fc') – As . $\frac{d-c}{c}$.600 ...(3.46)

c. Pembesaran Momen Akibat Kelangsingan Kolom

SNI 03-2847-2002 mensyaratkan bahwa pengaruh kelangsingan kolom dapat diabaikan jika :

1. $\frac{k.lu}{r} < \left(34 - 12.\left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right)\right)$, untuk komponen struktur ditahan terhadap goyangan kesamping .....(3.47)

2. $\frac{k.lu}{r} < 22$, untuk komponen struktur yang tidak ditahan terhadap

dengan :

k = faktor panjang efektif kolom

lu = panjang komponen kolom (panjang bersih)

r = jari-jari putaran (*radius of gyration*) potongan lintang kolom

$= \sqrt{\frac{1}{A}}$; ditetapkan 0,3 . h, dengan h adalah lebar kolom pada arah bekerjanya momen.

M_{1b} = momen terfaktor yang kecil pada salah satu ujung kolom, positif jika kolom melentur tunggal dan negatif bila kolom melengkung ganda.

M_{2b} = momen terfaktor yang besar pada salah satu ujung kolom, (selalu diambil positif).

Pembesaran momen dihitung dengan persamaan :

$Mc = \delta_b . M_{2b} + \delta_s . M_{2s}$, untuk kolom tanpa pengaku. .....(3.49)

$Mc = \delta_b . M_{2b}$, untuk kolom dengan pengaku. .....(3.50)

dengan :

Mc = 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 :

$$\delta_b = \frac{Cm}{1-\left(\frac{Pu}{\varphi Pc}\right)} \geq 1 \quad \text{.....(3.51)}$$

dengan :

$$Cm = 0{,}6 + 0{,}4.\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0{,}4 \quad \text{.....(3.52)}$$

$$Pc = \frac{\pi^2.EI}{(klu)^2} \quad \text{.....(3.53)}$$

Untuk EIK dapat ditetapkan sebagai :

$$EIK = \frac{\left(^{Ec.Ig}/_{2,5}\right)}{1+\beta_d} \quad \text{.....(3.54)}$$

dan untuk EIb :

$$EIb = \frac{\left(^{Ec.Ig}/_{5}\right)}{1+\beta_d} \quad \text{.....(3.55)}$$

dengan :

βd = rasio dari momen akibat beban mati aksial terfaktor maksimum terhadap momen akibat beban aksial terfaktor maksimum.

Pu = beban aksial terfaktor yang ditahan kolom.

φ = faktor reduksi kekuatan kolom.

k = faktor panjang efektif kolom.

Apabila nilai $\frac{M_{2b}}{Pu}$ yang didapat lebih kecil dari (15 + 0,03h) mm,

5. Perencanaan tulangan geser dan torsi

Dasar perencanaan penulangan geser adalah usaha untuk menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan gaya tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sedemikian rupa sehingga mencegah bukaan retak lebih lanjut (Dipohusodo, 1994).

Penulangan geser dilakukan dengan beberapa cara, sebagai berikut :

a. Vu, didapat dari analisis struktur

b. $Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}$. b.d

c. $Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$

d. $Vs < \frac{2}{3}\sqrt{fc'}$. b.d, maka tinggi dan lebar balok tidak perlu di perbesar

e. $Vs > \frac{2}{3}\sqrt{fc'}$. b.d, tinggi dan lebar balok perlu di perbesar

f. jika Vu < 0,5 . (0,6 . Vc) maka tidak perlu ada sengkang

g. jika Vu > 0,5 . (0,6 . Vc) maka pasang sengkang dengan jarak

$S = \frac{Av.fy.d}{Vs}$, sengkang tersebut adalah 2 penampang.

Batasan jarak sengkang

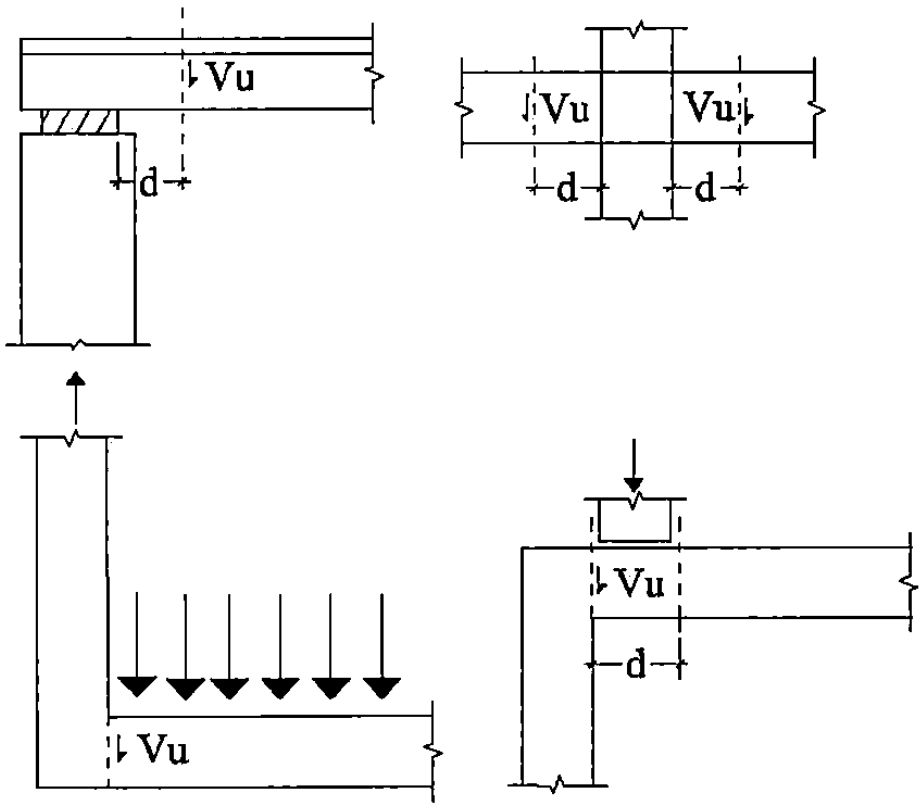
a. jika $Vs < \frac{2}{3}\sqrt{fc'}$. b.d, maka jarak sengkang yang diperoleh harus lebih kecil dari pada jarak maksimum sengkang.

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 (Vu) 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 3.5. Lokasi Geser Maksimum untuk Perencanaan

(Sumber : SNI, 03-2847-2002)

kuat geser penampang direncanakan dengan persamaan :

$\phi Vn \geq Vu$ .....(3.56)

dengan Vu adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan Vn adalah kuat geser nominal yang dihitung dari :

$Vn = Vc + Vs$ (3.57)

dengan Vc adalah kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton. untuk balok kuat Vc dihitung dengan persamaan :

$$Vc = \frac{1}{6}.\sqrt{fc'}.\text{ bw . b} \quad \text{..........(3.58)}$$

Atau untuk lebih rinci dapat dihitung dengan :

$$Vc = \left(\sqrt{fc'} + 120.\rho_w.\frac{Vu.d}{Mu}\right).\frac{bw.d}{7} \quad \text{..........(3.59)}$$

Dimana Mu adalah momen terfaktor yang terjadi bersamaan dengan Vu pada penampang yang ditinjau. Sedangkan batas atas faktor pengali dan Vc adalah sebagai berikut :

$$\frac{Vu.d}{Mu} \leq 1$$

$$Vc \leq \left(0{,}3.\sqrt{fc'}\right).\text{ bw . d}$$

untuk kolom kuat Vc dihitung dengan persamaan :

$$Vc = \left(1 + \frac{Nu}{14.Ag}\right).\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right).\text{ bw . d} \quad \text{..........(3.60)}$$

Untuk lebih rinci dapat dihitung dengan :

$$Vc = \left(\sqrt{fc'} + 120.\rho_w.\frac{Vu.d}{M_m}\right).\frac{bw.d}{7} \quad \text{..........(3.61)}$$

dengan :

$$M_m = M_u - N_u\,\frac{(4h-d)}{8} \quad \text{..........(3.62)}$$

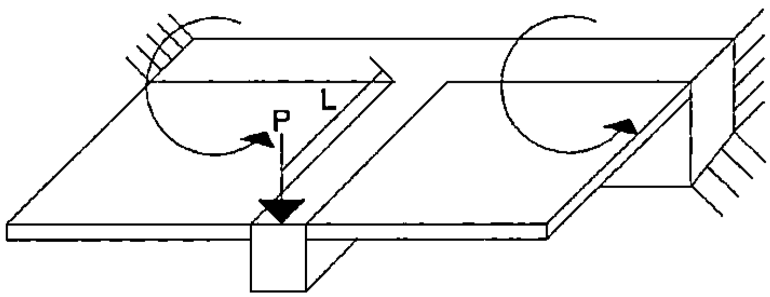
nilai $\frac{Vu.d}{Mu}$ dapat diambil sama dengan 1, tetapi dalam hal ini Vc tidak

boleh diambil lebih besar dari pada :

$$Vc = 0{,}3 \cdot \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0{,}3Nu}{Ag}} \quad \text{.................................(3.63)}$$

Besaran $\frac{Nu}{Ag}$ harus dinyatakan dalam MPa bila M_m bernilai negatif, maka Vc harus dihitung dengan pers. (3.63).

Dipohusodo (1994), menyebutkan bahwa gaya torsi terjadi pada waktu suatu komponen struktur memikul beban gaya sedemikian hingga terpuntir terhadap sumbu memanjangnya.



Gambar 3.6 Balok Terpuntir

(Sumber : Amrinsyah Nasution, 2009)

Torsi juga terjadi dalam struktur gedung dimana sisi dan pelat lantai dan baloknya ditumpu oleh balok-balok tepi atau induk yang membentang antara kolom-kolom eksterior. Situasi ini diilustrasikan dalam gambar 3.6 diatas, dimana balok lantai cenderung untuk memuntir balok-balok tepi atau induk secara lateral (McCormac, 2003).

Perencanaan penulangan torsi atau kuat torsi untuk penampang balok persegi atau balok T didalam merencanakan kekuatan penampang dapat dihitung

dengan beberapa persamaan dibawah ini, serta kuat momen torsi dapat diabaikan jika :

$$T_u \le \frac{\phi\sqrt{fc'}}{12}\frac{A^2cp}{Pcp} \quad \text{.....(3.64)}$$

dengan :

Tu = Kuat momen torsi terfaktor pada penampang.

ϕ = Faktor reduksi kekuatan.

fc' = Mutu beton.

A^2cp = Luas yang dicakup oleh keliling bagian luar dari penampang beton.

P_{cp} = Keliling bagian luar dari penampang.

Kekuatan momen torsi maksimum untuk batang pejal dapat dihitung dengan persamaan :

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u ph}{1{,}7A^2oh}\right)} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2\sqrt{fc'}}{3}\right) \quad \text{.....(3.65)}$$

dengan :

Vu = Gaya geser terfaktor pada penampang.

b_w = Lebar Penampang.

d = Jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal.

T_u = Kuat momen torsi terfaktor pada penampang.

P_h = Keliling dari garis tengah tulangan torsi tertutup bagian terluar.

ϕ = Faktor reduksi kekuatan.

fc' = Mutu beton.

Vc = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton.

Vc dapat di hitung dengan menggunakan persamaan :

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw.d \quad \text{......(3.66)}$$

dimana :

Vc = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton.

fc' = Mutu beton.

b_w = Lebar Penampang.

d = Jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal.

Persamaan yang digunakan untuk menghitung luas tulangan torsi yang diperlukan untuk 1 kaki sengkang :

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} \quad \text{......(3.67)}$$

Sehingga didapat :

$$\frac{At}{s} = \frac{Tn}{2.Ao.fy.Cot\phi} \quad \text{......(3.68)}$$

dengan :

Tn = Kuat momen torsi nominal.

T_u = Kuat momen torsi terfaktor pada penampang.

ϕ = Faktor reduksi kekuatan.

Ao = Luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser

At/s = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan punter dalam daerah sejarak S

fy = Kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan non-prategang.

Cot ϕ = Asumsikan 45^0 untuk komponen struktur non-prategang.

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk torsi dapat direncanakan dengan persamaan :

$$A_l = \frac{At}{s} Ph \left(\frac{fy_v}{fy_l} \right) \cot^2 \phi \quad \text{.....(3.69)}$$

Luas total minimum tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$A_{l\min} = \frac{5\sqrt{fc'}Acp}{12 fy_l} - \frac{A_t}{s} Ph \frac{fy_v}{fy_l} \quad \text{.....(3.70)}$$

Dalam perhitungan terakhir untuk torsi, nilai $\frac{A_t}{s}$ tidak boleh lebih kecil dari $\frac{bw}{6 fy_v}$, dan ukuran tulangan minimum yang dapat digunakan untuk sengkang adalah Ø10. Persyaratan berdasarkan SNI 03-2847-2003 pasal 13.6 (7) menyebutkan bahwa tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk menahan torsi atau puntir tidak boleh kurang dari A_l dan dapat diambil atau dipilih nilai atau luas tulangan yang terbesar

6. Perencanaan balok T

Amrinsyah Nasution (2009), menyebutkan perencanaan pada balok yang dicetak menjadi satu kesatuan monolit dengan pelat lantai atau atap, didasarkan pada anggapan bahwa antara pelat dengan balok terjadi interaksi saat menahan momen lentur positif yang bekerja pada balok. Interaksi antara pelat dan balok yang menjadi satu kesatuan pada penampangnya membentuk huruf T tipikal, dan oleh karena itu balok dinamakan sebagai balok T. dengan demikian lebar lantai yang ikut menerima distribusi gaya-gaya dalam atau lebar flens perlu diketahui dalam perhitungan.

SNI 03-2847-2002 pasal 10.10 memberikan ketentuan tentang balok T sebagai berikut :

a. Pada konstruksi balok-T, bagian sayap dan badan balok harus dibuat menyatu atau monolit dan harus diusahakan agar dilekatkan secara efektif sehingga menjadi satu kesatuan.
b. Lebar pelat efektif sebagai bagian dari sayap balok-T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :
    1. Delapan kali tebal pelat, dan
    2. Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan.
c. Untuk balok yang mempunyai pelat hanya pada satu sisi, lebar efektif sayap dari sisi badan tidak boleh lebih dari :
    1. Seperduabelas dari bentang balok,
    2. Enam kali tebal pelat, dan

3. Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan.

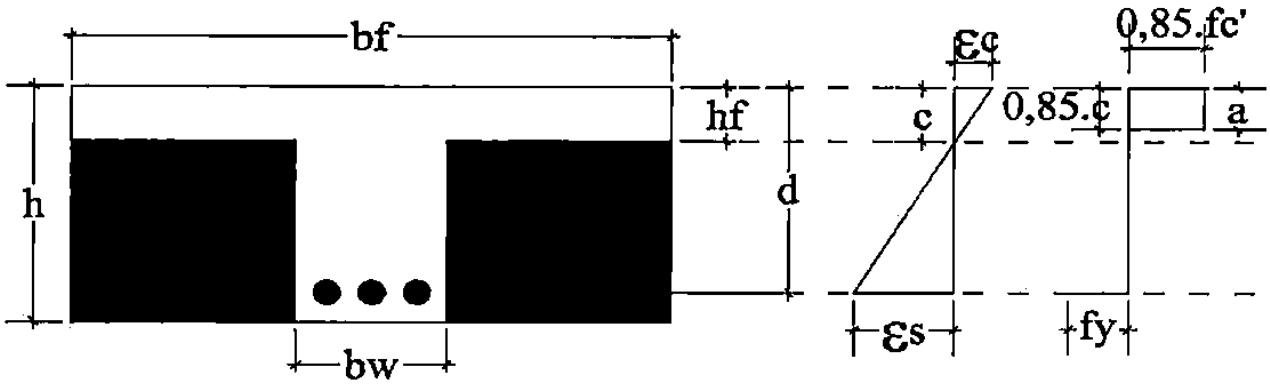
d. Balok-T tunggal, dimana bentuk T-nya diperlukan untuk menambah luas daerah tekan, harus mempunyai ketebalan sayap tidak kurang dari setengah lebar badan balok, dan lebar efektif sayap tidak lebih dari empat kali lebar badan balok.

e. Bila tulangan lentur utama pelat, yang merupakan bagian dari sayap balok-T (terkecuali untuk konstruksi pelat rusuk), dipasang sejajar dengan balok, maka harus disediakan penulangan di sisi atas pelat yang dipasang tegak lurus terhadap balok berdasarkan ketentuan berikut :

1. Tulangan transversal tersebut harus direncanakan untuk memikul beban terfaktor selebar efektif pelat yang dianggap berperilaku sebagai kantilever. Untuk balok-T tunggal, seluruh lebar dari sayap yang membentang harus diperhitungkan. Untuk balok-T lainnya, hanya bagian pelat selebar efektifnya saja yang perlu diperhitungkan.

2. Tulangan transversal harus dipasang dengan spasi tidak melebihi lima kali

Balok yang berbentuk L ditetapkan b = bw + b_1, dengan b_1 adalah harga terkecil dari ½ L_1.



Gambar 3.7. Penampang Balok T dengan Diagram Tegangan-Regangan (a < hf)

(Sumber : Wang dan Salmon, 1986)

Dalam perhitungan, sebuah balok dianggap sebagai balok T bila daerah tekan dengan tinggi a lebih besar dari tebal flens hf, dan apabila a < hf maka balok dianggap balok biasa atau balok persegi dan rumus-rumus untuk balok persegi dapat diterapkan pada perhitungan. Ketika balok T menahan momen-momen negatif pada daerah tumpuan, flens balok T tersebut akan menerima tarik dan bagian dasar balok akan menerima tekan, pada kondisi ini balok T dihitung