

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 pelepasan 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).

Nilai faktor daktilitas (μ) adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelepasan 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.

2. Bentuk konstruksi

a. Denah simetris dan sederhana

Denah suatu gedung sebaiknya simetris terhadap sumbu – sumbu utamanya. Hal ini untuk menjamin agar pusat massa gedung tidak terlalu

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

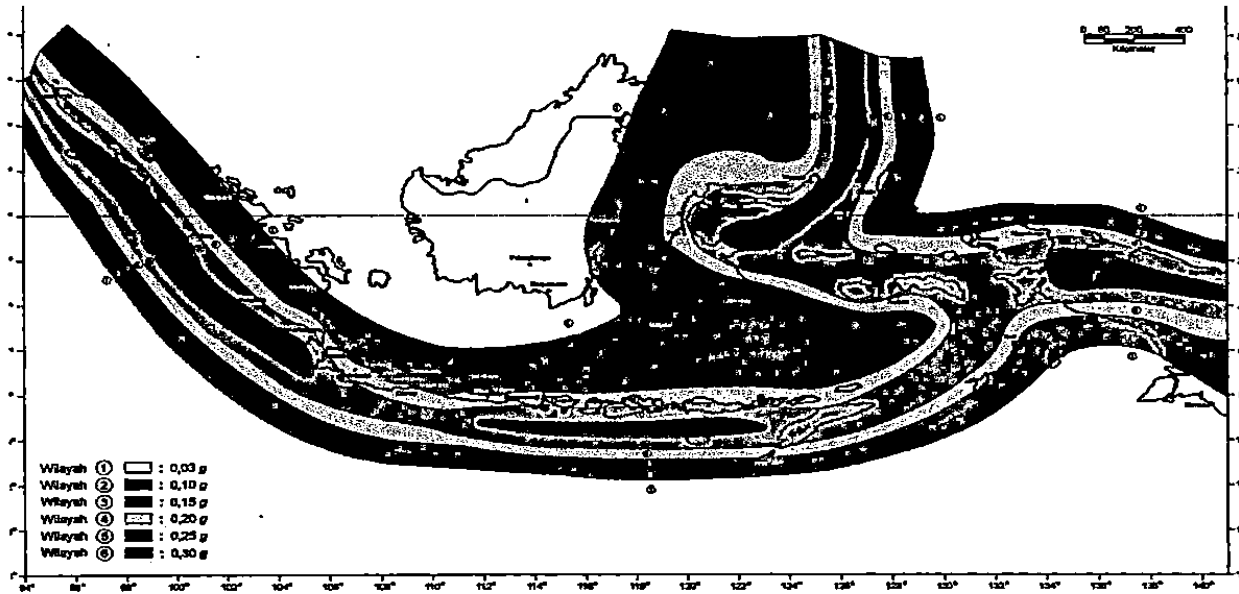
- 1) Beban – beban vertikal didukung oleh balok dan kolom secara terbagi merata.
- 2) Semua kolom dan dinding menerus dari tingkat teratas sampai terbawah.
- 3) Semua kolom dan sumbu balok saling berpotongan.
- 4) Lebar kolom dan lebar balok jangan terlalu jauh.

B. Daerah Wilayah Gempa

Menurut SNI 03-1726-2002 wilayah gempa di Indonesia dibagi menjadi 6 (enam) wilayah gempa. Jenis struktur dikelompokkan berdasarkan tingkat resiko terjadinya gempa yang terdiri atas :

1. Jenis struktur untuk daerah dengan resiko gempa rendah, yang berada pada wilayah gempa 1 dan 2.
2. Jenis struktur untuk daerah dengan resiko gempa menengah, yang berada pada wilayah gempa 3 dan 4.

Jakarta sendiri berada pada daerah gempa 4, dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1. Zona Gempa di Indonesia

(Sumber : SNI 03-1726-2002)

Tabel 3.1 Parameter daktilitas struktur gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastik penuh	1	1,6
Daktil 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
Daktil penuh	5	8
	5,3	8,5

Sumber : SNI 03-1726-2002

C. Metode Analisis Statik Ekuivalen

Metode analisis statik ekuivalen merupakan model analisis yang

1. Struktur rangka yang telah direfleksikan 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 dinamikanya 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 tidak terjadi *overstress* pada bangunan (Widodo, 2001).

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

- 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. Katagori gedung

Untuk berbagai kategori gedung, tergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur gedung selama umur gedung dan umur gedung tersebut yang diharapkan, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (I).

Tabel 3. 2. Faktor keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

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

2. 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 :

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

dengan :

C = Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons

I = Faktor Keutamaan Gedung

R = Faktor Reduksi Gempa

W_t = Berat total Gedung

3. Waktu getar alami gedung fundamental (T)

Waktu getar alami gedung (T) untuk keperluan analisis pendahuluan struktur dan pendimensian dari unsur – unsurnya dapat ditentukan dengan waktu getar yang diperoleh dari program ETABS v 7.20 berdasarkan response spectrum gempa wilayah 4 tanah lunak.

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

$$T = 0,09 \sqrt{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2} \dots\dots\dots (3.2)$$

dengan :

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

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

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

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

Dimana T_r struktur gedung yang didapat dari analisis etabs nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20 % dari nilai yang dihitung dengan rumus Rayleigh.

4. 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 :

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot z_i} \cdot V \dots\dots\dots(3.3)$$

dengan :

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

V = Gaya geser dasar gempa (kg).

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

W_i = Berat lantai ke i termasuk beban hidup (kg)

D. 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 (Δ_s) dalam struktur gedung antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$$\Delta_{S_{max}} = \frac{0,03}{R} \cdot h_i, \text{ atau } 30 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.4)$$

Dimana h_i 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 :

Besar faktor pengali ξ :

- Untuk gedung beraturan $\xi = 0,7. R$
- Untuk gedung tidak beraturan $\xi = \frac{0,7.R}{\text{Faktor Skala}}$

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

$$\Delta_{\max} = 0,02. h_i \dots\dots\dots(3.6)$$

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.

E. 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 :

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots(3.7)$$

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 :

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A + R) \dots\dots\dots(3.8)$$

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 :

$$U = 1,2 L + 1 L \pm 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots(3.9)$$

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

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W \dots\dots\dots(3.10)$$

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

$$U = 1,2 D + 1 L \pm 1 E \dots\dots\dots(3.11)$$

atau :

$$U = 0,9 D \pm 1 E \dots\dots\dots(3.12)$$

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 3.8, 3.10 dan 3.12 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

dikalikan dengan faktor beban 1,4 dan ditambahkan pada persamaan 3.6, yaitu:

$$U = 1,4 (D+F) \dots\dots\dots(3.13)$$

Untuk kombinasi beban lainnya, beban F tersebut harus dikalikan dengan faktor beban 1,2 dan ditambahkan pada persamaan 3.7.

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, rangkai, susut, ekspansi beton, atau perubahan suhu sangat menentukan dalam perencanaan, maka kuat perlu U minimum harus sama dengan :

$$U = 1,2 (D+T) + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots(3.14)$$

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

F. Kuat Rencana

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

1. Lentur tanpa beban aksial

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 lentur0,80
- b. Aksial tekan, dan aksial tekan dengan lentur:

Komponen struktur dengan tulangan spiral0,70

Komponen struktur lainnya0,65

Kecuali untuk nilai aksial tekan yang rendah, nilai ϕ boleh ditingkatkan berdasarkan aturan berikut:

Untuk komponen struktur di mana f_y tidak melampaui 400 MPa, dengan tulangan simetris, dan dengan $(h - d' - d_s)/h$ tidak kurang dari 0,65, 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 torsi0,75

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 diagonal0,80
- 4. Tumpuan pada beton kecuali untuk daerah pengangkuran pasca tarik0,65
- 5. Daerah pengangkuran pasca tarik0,85

G. Perancangan 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).

Perencanaan struktur penahan gempa pada balok harus dirancang memenuhi syarat – syarat di bawah ini :

- a. Gaya tekan aksial berfaktor yang bekerja pada balok tidak boleh melebihi $0,1A_g f_c'$.
- b. Bentang bersih balok tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

- 2) Lebih dari lebar dari komponen pendukung ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.
- e. Sengkang penutup yang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm diukur dari sisi muka suatu komponen struktur pendukung. Spasi dari sengkang tersebut tidak boleh melebihi :
- 1) $d/4$
 - 2) 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 - 3) 24 kali diameter batang sengkang
 - 4) 300 mm
- f. Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang pada spasi tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang komponen struktur.

a. Perancangan 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

Sedangkan menurut SNI 03-2847-2002 memberikan ketentuan penulangan lentur balok sebagai berikut :

- 1) Pasal 10.5 (1) menentukan tulangan minimal pada setiap penampang balok sebagai berikut :

$$A_s = \frac{b_w \cdot d}{4 \cdot f_y} \cdot \sqrt{f_c'}, \dots\dots\dots(3.15)$$

dan tidak lebih kecil dari :

$$A_s = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}, \dots\dots\dots(3.16)$$

Keterangan :

b_w = Lebar balok (mm)

d = Tinggi efektif balok (mm)

- 2) Pasal 10.3 (3), yang menyebutkan bahwa rasio tulangan tidak boleh melebihi $0,75 \cdot \rho_b$.

- 3) Pasal 23.10 :

a). Kuat momen positif dimuka kolom $\geq \frac{1}{3}$ kuat momen negatif dimuka kolom.

b). Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada tiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari $\frac{1}{5}$ kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

b. Perancangan balok terhadap gaya geser

Analisis penulangan geser balok ini dimaksudkan untuk

tegak lurus terhadap retak tarik diagonal yang akhirnya dapat mencegah terjadinya bukaan retak lebih lanjut (Dipohusodo, 1994).

(SNI 03-2847-2002) memberikan besar kuat geser rencana balok untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah tidak boleh kurang dari :

- 1) Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan gaya lintang akibat beban gravitasi terfaktor.
- 2) Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk pengaruh beban gempa, dimana nilai beban gempa diambil sebesar dua kali nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahap gempa.

Ketentuan pemasangan tulangan pada ujung kedua komponen struktur lentur harus dipasang sengkang sepanjang jarak dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka perletakan ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih dari 50 mm dari muka perletakan. Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi :

- 1) $d/4$.
- 2) Delapan kali \emptyset tulangan longitudinal terkecil.
- 3) 24 kali \emptyset sengkang
- 4) 300 mm, dan

5) Sengkang 1 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 dengan 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).

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

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) pasal 10.9 pada komponen kolom memberikan batasan tulangan longitudinal yaitu :

- 1) Luas tulangan longitudinal komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang A_g .
- 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 sengkang pengikat segi tiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dilingkupi oleh spiral.

Untuk kuat tekan maksimum kolom disyaratkan pada (SNI-03-2847-2002) pasal 10.3 (5) sebagai berikut :

- 1) Untuk komponen struktur non-pratekan dengan tulangan spiral :

$$\phi P_{n_{max}} = \phi \cdot 0,85 \cdot \{0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y\} \dots \dots \dots (3.17)$$

- 2) Untuk komponen struktur non-pratekan dengan tulangan sengkang :

$$\phi P_{n_{max}} = \phi \cdot 0,8 \cdot \{0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y\} \dots \dots \dots (3.18)$$

b. Kuat geser kolom

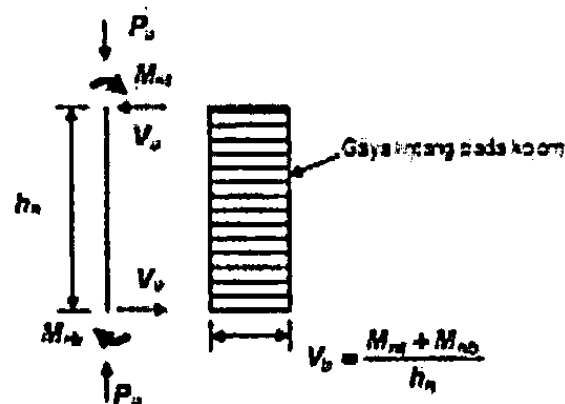
Analisis penulangan geser kolom ini dimaksudkan untuk menyediakan sejumlah tulangan baja agar mampu menambah daya pikul

kolom, memegang tulangan utama di dalam kolom.

mencegah tulangan utama yang langsing dan bertegangan tinggi supaya tidak menekuk keluar dan menghancurkan penutup beton yang tipis (Winter dan Nilson, 1993).

Menurut (SNI-03-2847-2002) memberikan ketentuan kuat geser rencana kolom untuk SRPMM tidak boleh kurang dari pada :

- 1) jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan gaya lintang akibat beban gravitasi terfaktor.
- 2) Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk pengaruh beban gempa, dimana nilai beban gempa diambil sebesar dua kali nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahap gempa.



Gambar 3.2 Gaya lintang rencana kolom.

(Sumber : SNI-03-2847-2002)

Ketentuan pemasangan tulangan sengkang harus memenuhi syarat sebagai berikut :

- 1) Spasi maksimum sengkang yang dipasang tidak lebih dari :

- a) 8 x diameter tulangan longitudinal terkecil.
 - b) 24 kali diameter sengkang ikat.
 - c) 300 mm
- 2) Sengkang ikat pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih dari setengah dari spasi maksimum.
 - 3) Spasi sengkang ikat pada sembarang penampang kolom tidak boleh melebihi 2 x spasi maksimum.

H. Kemampuan Layan

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 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).

I. Metode Perencanaan

1. Pembebanan

Perencanaan kuat struktur portal ditinjau terhadap beban-beban yang

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 hidup (LL). Beban mati terdiri dari semua beban yang bekerja pada semua elemen 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 perkantoran 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 (3.7), (3.8), (3.9), (3.10), (3.11) dan (3.12).

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 7.20. Analisis struktur menggunakan tipe elemen frame dengan pembebanan statik 3 dimensi.

3. Perancangan Elemen Struktur

SNI03-2847-2002 pasal 12.2 memberikan anggapan-anggapan yang

aksial atau lentur dan kombinasi antara keduanya adalah :

- a. Regangan pada tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding lurus dengan jarak dari sumbu netral.
- 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 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 .
- 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 $0,85 \cdot f_c'$ 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 β_1 harus diambil sebesar 0,85 untuk beton dengan nilai kuat tekan f_c' lebih kecil dari pada atau sama dengan 30 MPa. Untuk beton dengan

nilai kuat tekan f_c' di atas 30 MPa sampai 55 MPa nilai β_1 harus diambil

sebesar $(0,85-0,008 \cdot (f_c' - 30))$, dan untuk kuat tekan beton di atas atau sama dengan 55 MPa β_1 diambil 0,65.

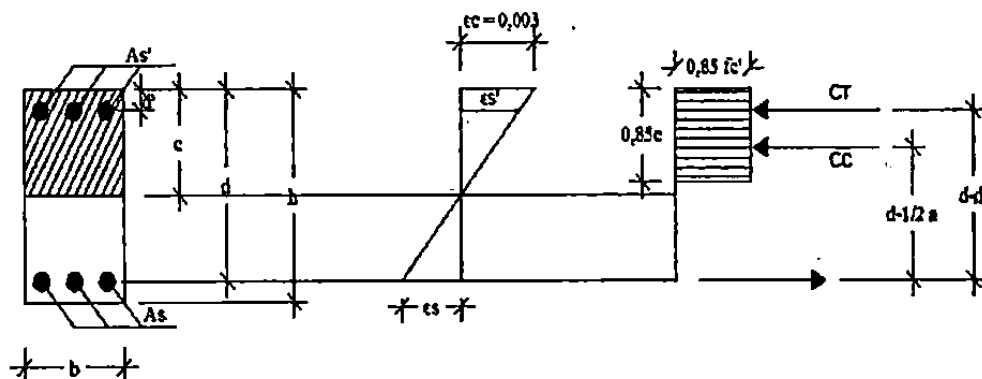
4. Perancangan Tulangan Lentur

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 : Istimuan Dinahusada, 1994)

1. Tulangan Tarik

$$M_n = \frac{M_u}{0,8}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b_w \cdot d^2}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots \dots \dots (3.19)$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots \dots \dots (3.20)$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad : \text{ untuk } 0 < f_c' < 30 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f_c' - 30) \quad : \text{ untuk } 30 < f_c' < 55 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,65 \quad : \text{ untuk } f_c' > 55 \text{ Mpa}$$

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

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \cdot b_w \cdot d \dots \dots \dots (3.21)$$

2. Tulangan Tekan

Dosis 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 :

$$C_C + C_T = T_S$$

$$C_C = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \dots \dots \dots (3.22)$$

$$C_T = A_s' \cdot f_s' \dots \dots \dots (3.23)$$

$$T_S = A_s \cdot f_s \dots \dots \dots (3.24)$$

$$f_s' = f_s = f_y$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_y = A_s \cdot f_y \dots \dots \dots (3.25)$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \dots \dots \dots (3.26)$$

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

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

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

$$T_S = A_s \cdot f_y$$

$$C_C + C_T = T_S$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_y \dots \dots \dots (3.27)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \dots \dots \dots (3.28)$$

Dari diagram regangan, dengan menggunakan prinsip segitiga sebangun didapat :

$$\epsilon s' = \frac{c-d'}{c} \cdot 0,003 \quad ; \text{ sehingga}$$

$$fs' = Es \cdot \frac{c-d'}{c} \cdot 0,003 \dots\dots\dots(3.29)$$

c. Kedua tulangan belum leleh

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

$$C_T = As' \cdot fs'$$

$$T_s = As \cdot fs$$

$$C_C + C_T = T_s$$

$$0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b + As' \cdot fs' = As \cdot fs \dots\dots\dots(3.30)$$

$$a = \frac{As \cdot fs - As' \cdot fs'}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \dots\dots\dots(3.31)$$

$$fs' = \epsilon s \cdot Es$$

Dari diagram regangan didapat :

$$fs = \frac{d-c}{c} \cdot 600 \dots\dots\dots(3.32)$$

$$Mn_1 = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \dots\dots\dots(3.33)$$

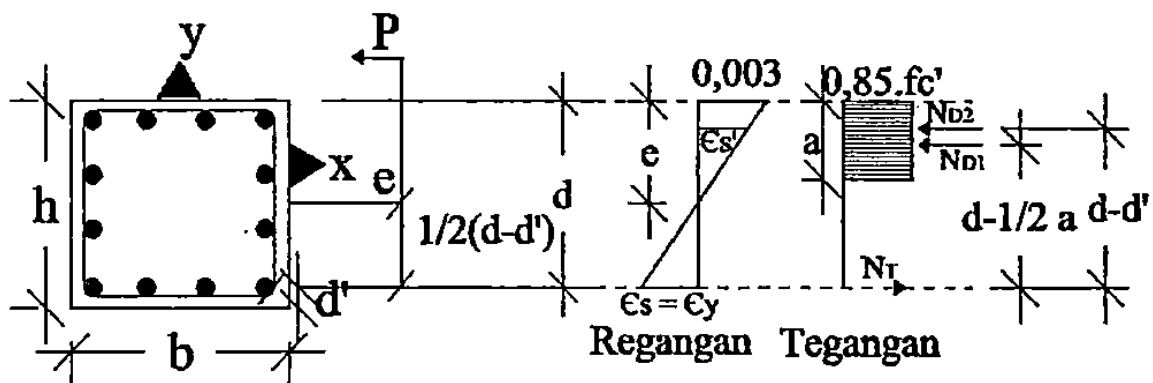
$$Mn_2 = As' \cdot fs' \cdot (d-d') \dots\dots\dots(3.34)$$

Untuk momen nominal (Mn) :

$$Mn = Mn_1 + Mn_2 \dots\dots\dots(3.35)$$

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 f_y . Pada analisis, dengan membandingkan antara beban aksial terfaktor P_u dengan beban aksial seimbang terfaktor ϕP_{nb} , dapat diketahui tipe kehancuran yang dialami. Dengan demikian apabila $P_u > \phi P_{nb}$ maka terjadi keruntuhan tekan, dan apabila $P_u < \phi P_{nb}$ maka terjadi keruntuhan tarik (Dipohusodo, 1994).



Gambar 3.4. Dimensi Kolom dan Diagram Regangan-Tegangan

Ekivalen pada Keadaan Seimbang.

(Sumber : Istimawan Dipohusodo, 1994)

kesetimbangan regangan seperti persamaan :

$$\varepsilon_{si} = 0,003 \cdot \frac{d_1 - (b - c)}{c} \quad (3.36)$$

gaya dan momen pada sumbu lentur kolom

$$P_n = 0,85^2 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + \sum C_{si} \quad (3.37)$$

Nilai P_n adalah gaya aksial yang bekerja pada keadaan runtuh dan mempunyai eksentrisitas e , sehingga persamaan Pne merupakan momen lentur (M_n) yang bekerja pada sumbu kolom. Nilai C_c adalah gaya tekan sebagai reaksi beton pada serat yang tertekan sehingga persamaan $C_c = 0,85 \cdot f_c \cdot ab$. Nilai C_s adalah gaya tekan sebagai reaksi tulangan baja tekan pada serat yang tertekan sehingga nilai $C_s = A_s' f_s'$.

Momen nominal adalah

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot 0,5(h - a) + \sum C_{si} (0,5 \cdot h - d_i) \quad (3.38)$$

Selanjutnya nilai M_n dan P_n disusun menjadi sebuah grafik xy, dengan M_n sumbu x sedangkan P_n sumbu-y dengan memberikan nilai c dari 0 sampai dengan h atau b yang sering disebut *diagram interaksi kolom*.

5. Perancangan 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).

Perencanaan geser dilakukan dengan beberapa cara sebagai berikut :

a. V_u , didapat dari analisis struktur

b. $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$

c. $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$

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

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

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

g. jika $V_u > 0,5 \cdot (0,6 \cdot V_c)$ maka pasang sengkang dengan jarak

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}, \text{ sengkang tersebut adalah 2 penampang.}$$

Batasan jarak sengkang :

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

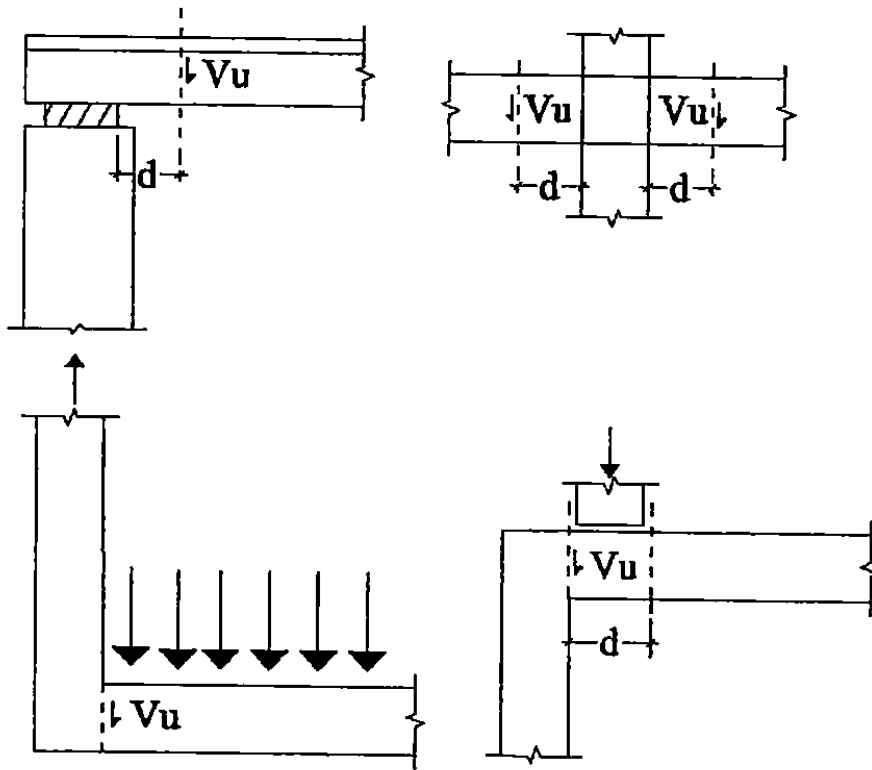
kecil dari pada jarak maksimum sengkang.

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

c. 8 x tulangan lentur

d. 24 x tulangan geser atau batas maksimum $< 300 \text{ mm}$

Gaya geser terfaktor (V_u) maksimum rencana dihitung berdasarkan SNI-03-2847-2002 pasal 13.1.3.1 yaitu gaya geser pada jarak d dari muka



Gambar 3.5. Lokasi Geser Maksimum untuk Perencanaan

(Sumber : SNI, 03-2847-2002)

kuat geser penampang direncanakan dengan persamaan :

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots(3.39)$$

dengan V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan

V_n adalah kuat geser nominal yang dihitung dari :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(3.40)$$

dengan V_c adalah kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton.

untuk balok kuat V_c dihitung dengan persamaan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot b \dots\dots\dots(3.41)$$

Atau untuk lebih rinci dapat dihitung dengan :

$$V_c = \left(\sqrt{f_c'} + 125 \frac{V_u \cdot d}{b_w \cdot b} \right) b_w \cdot d \dots\dots\dots(3.42)$$

Dimana 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 :

$$\frac{V_u.d}{M_u} \leq 1$$

$$V_c \leq (0,3 \cdot \sqrt{f_c'}) \cdot b_w \cdot d$$

untuk kolom kuat V_c dihitung dengan persamaan :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots(3.43)$$

Untuk lebih rinci dapat dihitung dengan :

$$V_c = \left(\sqrt{f_c'} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u.d}{M_m}\right) \cdot \frac{b_w.d}{7} \quad \dots\dots\dots(3.44)$$

dengan :

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4h-d)}{8} \quad \dots\dots\dots(3.45)$$

nilai $\frac{V_u.d}{M_u}$ dapat diambil sama dengan 1, tetapi dalam hal ini V_c tidak

boleh diambil lebih besar dari pada :

$$V_c = 0,3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,3N_u}{A_g}} \quad \dots\dots\dots(3.46)$$

.....
 Besarnya N_u harus dinyatakan dalam MPa bila M_u bernilai negatif

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,

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 tebal pelat dan juga tidak melebihi 500 mm.

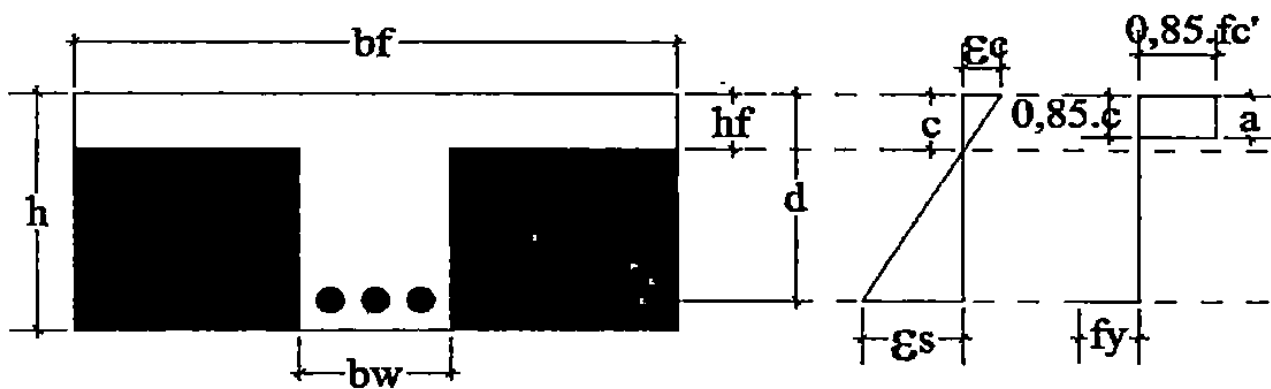
Untuk balok-T berlaku :

$$b = b_w + b_1 + b_2 < \frac{1}{4} L$$

dengan :

b_w = lebar badan balok dari penampang persegi

Balok yang berbentuk L ditetapkan $b = b_w + b_1$, dengan b_1 adalah harga terkecil dari $\frac{1}{2} L_1$.



Gambar 3.6. 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 sebagai balok persegi (McCormac, 2003).