

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Bangunan Tahan Gempa

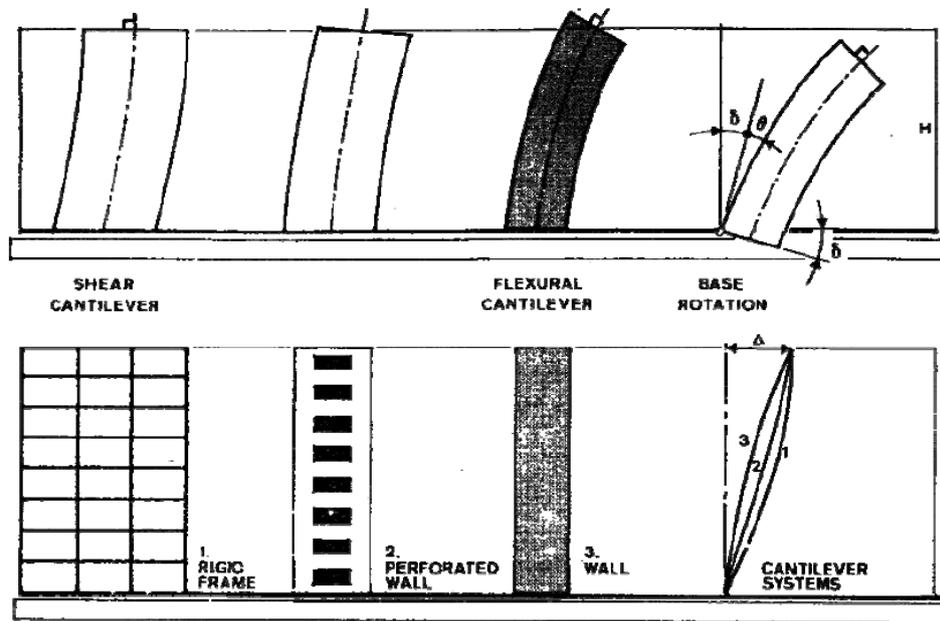
2.1.1 Deskripsi

Suatu gedung dikatakan tinggi jika pada analisis struktur dan desainnya dipengaruhi oleh beban lateral yang akan menyebabkan goyangan pada bangunan. Goyangan adalah besarnya perpindahan lateral pada bagian atas bangunan terhadap dasarnya. Pada desain bangunan tinggi, sistem struktural harus mempertimbangkan persyaratan kekuatan, kekakuan, dan stabilitas. Persyaratan kekuatan adalah faktor dominan dalam desain struktur bangunan rendah. Sedangkan untuk bangunan tinggi, persyaratan kekakuan dan stabilitas menjadi lebih penting dan lebih dominan dalam desain. (Taranath, 1998)

Tinggi atau rendahnya suatu bangunan berkaitan erat dengan masalah sistem pembebanan lateral. Makin tinggi suatu bangunan, maka sistem pembebanan lateral yang berupa beban angin dan beban gempa akan makin besar. Pada perencanaan struktur bangunan tinggi, masalah yang timbul adalah kemampuan dari struktur tersebut sebagai suatu kesatuan sistem (*building system*) untuk menahan beban gempa. (Jimmy S. Juwana, 2005)

Bangunan tinggi seperti pada Gambar 2.1 merespon beban lateral sebagai *flexural cantilever* yang mana struktur terdiri dari portal dengan dinding geser atau pengaku. Umumnya sistem ini dikontrol melalui rotasi karena telah mempunyai kekakuan terhadap geser yang tinggi yang disediakan oleh dinding masif atau gaya aksial batang diagonal sehingga perpindahan akibat geser dapat diabaikan. Di lain pihak, bangunan tinggi dapat bertindak sebagai *shear cantilever* ketika strukturnya merupakan portal kaku dengan gaya geser ditahan oleh girder dan kolom. Dalam hal ini, efek rotasi misalnya perpendekan aksial dan perpanjangan kolom dapat diabaikan pada perencanaan awal. Kombinasi kedua sistem tersebut, yaitu portal kaku dengan batang diagonal dapat menghasilkan defleksi berbentuk kurva S dengan tipe struktur portal kaku (*shear cantilever*)

berada di atas struktur *flexural cantilever*. Sistem tersebut berlaku pada bangunan tinggi yang mana dinding geser atau pengaku cukup langsing. (Schueller, 1991)



Gambar 2.1 Efek tipe struktur pada respon kantilever.

(Sumber : Schueller, 1991)

2.1.2 Jenis Bangunan Tahan Gempa

Filosofi bangunan tahan gempa adalah bila terjadi gempa ringan bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural (dinding retak, genteng dan langit-langit jatuh, kaca pecah, dll) maupun pada komponen strukturalnya (kolom dan balok retak). Bila terjadi gempa sedang bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh rusak. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk menyelamatkan diri. (Anonymous, 2005)

Tujuan dari struktur gedung yang ketahanan gempanya direncanakan dapat berfungsi sebagai berikut (SNI 03-1726-2002 pasal 1.3) :

- a. Menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat,

- b. Mempertahankan setiap layanan vital dari fungsi gedung,
- c. Membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih bisa diperbaiki,
- d. Membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang.

Terdapat tujuh sistem dan subsistem struktur gedung penahan gempa yaitu sebagai berikut (*SNI03-1726-2002 pasal 4.3*) :

a. Sistem Dinding Penumpu

Sistem dinding penumpu adalah sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem rangka pengaku, memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul oleh dinding geser atau rangka pengaku.

b. Sistem Rangka Gedung

Sistem rangka gedung adalah sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul oleh dinding geser atau rangka pengaku.

c. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen adalah sistem struktur yang pada dasarnya memikul rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul oleh rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur.

d. Sistem Ganda

Sistem ganda memiliki dua sistem utama yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Geser atau rangka pengaku.

e. Sistem Struktur Gedung Kolom Kantilever

Sistem struktur gedung kolom kantilever adalah sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral.

f. Sistem Interaksi Dinding Geser Dengan Rangka

g. Subsistem Tunggal

Subsistem tunggal adalah subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan.

2.2 Konsep Perencanaan

Pada perencanaan struktur dengan menggunakan metode kekuatan (*strength design method*, yang terlebih dahulu dinamakan *ultimate strength method*), beban kerja dinaikkan secukupnya dengan beberapa faktor reduksi untuk mendapatkan beban dengan keruntuhan yang dinyatakan “telah diambang pintu” atau biasa dinamakan beban terfaktor (*factored load*). Struktur atau unsurnya diproporsikan sedemikian sehingga mencapai kekuatannya pada saat bekerjanya beban terfaktor. Perhitungan dari kekuatan ini memperhitungkan sifat hubungan yang tidak linear antara tegangan dan regangan dari beton. (*Wang dan Salmon, 1994*)

Metode kekuatan dapat dinyatakan sebagai kekuatan yang tersedia \geq kekuatan yang diperlukan untuk memikul beban terfaktor, yaitu “kekuatan yang tersedia” (seperti kekuatan momen) dihitung sesuai dengan peraturan dan pemisalan dari sifat yang ditetapkan oleh suatu peraturan bangunan, sedangkan “kekuatan yang diperlukan” adalah kekuatan yang dihitung dengan menggunakan suatu analisis struktur untuk beban terfaktor. (*Wang dan Salmon, 1994*)

Kekuatan yang diperlukan untuk menahan beban terfaktor paling tidak harus sama dengan perhitungan kombinasi beban dan gaya terfaktor yang diatur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 11.2 butir 1 sampai dengan butir 9. (*Rachmat Purwono, 2005*)

2.3 Kinerja Struktur Gedung

2.3.1 Kinerja Batasan Layan

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar-tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi dengan faktor skala. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui $0,03/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil. (*SNI-03-1726-2002 Pasal.8.1*)

2.3.2 Kinerja Batas *Ultimate*

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung diambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela dilatasi). Sesuai SNI-03-1726-2002 pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar-tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat dari pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ yaitu sebagai berikut :

- a. Untuk struktur gedung beraturan $\xi = 0,7R$
- b. Untuk struktur gedung tidak beraturan $\xi = 0,7R/\text{faktor skala}$

2.4 Kriteria Perencanaan

2.4.1 Pembebanan

Pada prinsipnya pembebanan yang akan diperhitungkan dalam perencanaan suatu gedung secara garis besar digolongkan dalam empat jenis pembebanan yaitu sebagai berikut : (PPIUG, 1983)

- a. Beban Mati
 1. Mencakup semua beban yang disebabkan oleh berat sendiri struktur yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin, serta peralatan yang merupakan bagian yang sifatnya tidak terpisahkan oleh gedung.
 2. Beban mati untuk gedung diatur dalam Bab 2 PPIUG 1983.
- b. Beban Hidup
 1. Mencakup semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. Untuk penggunaan gedung secara umum, beban hidup bekerja pada lantai dan atap gedung. Beban hidup pada lantai gedung harus diambil menurut tabel 3.1 PPIUG 1983. Beban hidup tersebut sudah termasuk perlengkapan ruang sesuai dengan kegunaan lantai ruang yang bersangkutan. Sedangkan pada lantai bangunan, beban hidup termasuk

beban dari air hujan (sesuai dengan kemiringan atap) dan struktur *canopy* serta landasan helikopter (bila ada).

2. Beban hidup untuk gedung diatur dalam Bab 3 PPIUG 1983.

c. Beban Angin

1. Mencakup semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekan udara.

2. Beban angin untuk gedung diatur dalam Bab 4 PPIUG 1983.

d. Beban Gempa

1. Mencakup semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisis dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa tersebut.

2. Beban gempa untuk gedung diatur dalam SNI 03-1726-2002. Perencanaan suatu struktur harus memperhatikan pengaruh dari aksi sebagai akibat beban-beban yang bekerja pada struktur, seperti beban mati, beban hidup, beban gempa, dan beban-beban khusus lainnya. Berdasarkan beban-beban tersebut maka struktur beton bertulang harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan berikut ini :

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots (2.1)$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.2)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.3)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,6 W \dots\dots\dots (2.4)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \dots\dots\dots (2.5)$$

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \dots\dots\dots (2.6)$$

Keterangan :

D : beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen,

L : beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung,

A : beban atap,

R : beban hujan,

W : beban angin,

E : beban gempa.

(SNI-03-2847-2002 Pasal.11.2)

2.4.2 Kategori Gedung

Pada setiap perencanaan gedung perlu dilakukan pengelompokan kategori gedung yang diatur sesuai dengan pola pemakaian dan usia bangunan. Kategori gedung diatur menjadi lima jenis sesuai dengan tabel 1 SNI 03-1726-2002. Setelah mengetahui jenis kategori gedung, maka dapat ditentukan faktor keutamaan (I) untuk perhitungan beban gempa nominal. (Rachmat Purwono, 2005)

2.4.3 Konfigurasi Gedung

Bentuk struktur bangunan gedung sangat bervariasi. Konfigurasi struktur gedung menentukan kinerja gedung atau respon pada saat mengalami gempa rencana. SNI 03-1726-2002 mengatur kelompok konfigurasi gedung menjadi dua bagian yaitu gedung beraturan dan gedung tidak beraturan. Gedung yang beraturan diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 4.2.1 dengan menyesuaikan struktur bangunan pada sembilan tipe struktur gedung yang ada didalamnya. Selain dari sembilan tipe struktur yang diatur maka dianggap struktur bangunan gedung adalah gedung tak beraturan.

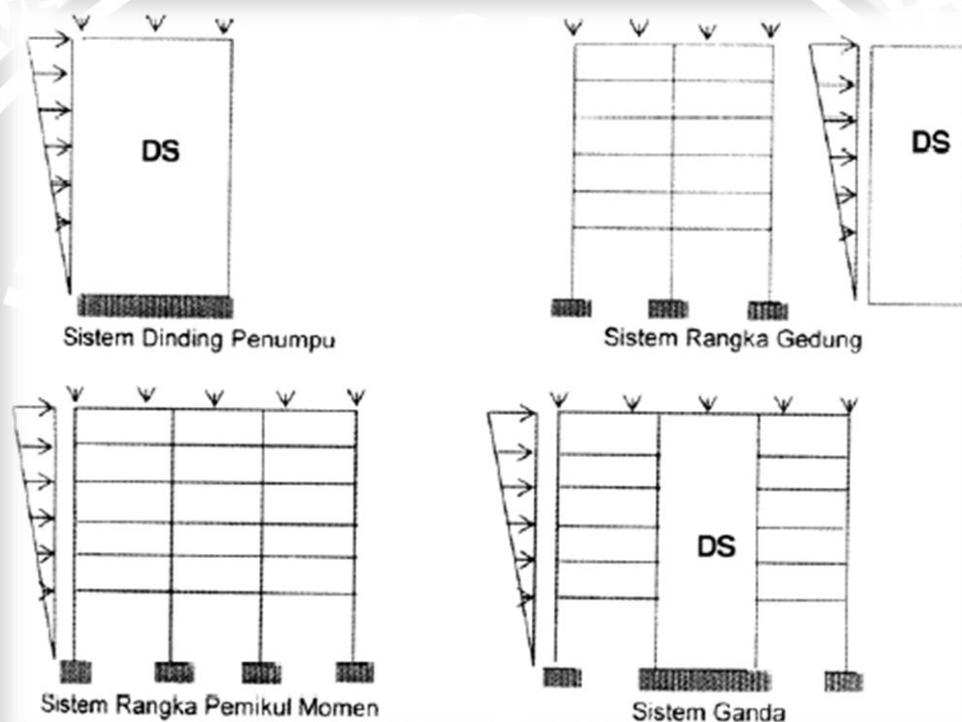
Konfigurasi struktur (beraturan atau tidak beraturan) menentukan analisis respon gempa struktur bangunan gedung. Hal ini diatur dalam SNI 03-1726-2002 pasal 4.2. Struktur gedung beraturan dapat dianalisis respon gempanya dengan cara beban statis ekuivalen. Sedangkan pada struktur gedung tidak beraturan dilakukan analisis dinamis. (Rachmat Purwono, 2005)

2.4.4 Sistem Struktur

Pada dasarnya setiap struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan berbagai elemen struktur secara tiga dimensi. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Beban yang bekerja pada bangunan terdiri dari beban vertikal, horizontal, perbedaan temperatur, getaran, dan sebagainya. Dalam berbagai sistem struktur, baik yang

menggunakan bahan beton bertulang, baja, maupun komposit, selalu ada komponen (subsistem) yang dapat dikelompokkan dalam sistem yang digunakan untuk menahan gaya gravitasi dan sistem untuk menahan gaya lateral. (Jimmy S. Juwana, 2005)

Struktur bangunan yang terletak di wilayah yang beresiko mengalami gempa harus didesain supaya memenuhi kriteria sebagai struktur tahan gempa. Dasar sistem struktur utama yang tercantum dalam tabel 3 SNI 03-1726-2002 diilustrasikan di Gambar 2.2. (Rachmat Purwono, 2005)



Gambar 2.2 Sistem struktur beton bertulang penahan gempa bumi

(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.4.5 Arah beban gempa

Perhitungan tegangan hanya meninjau komponen gempa arah horizontal. Komponen vertikal umumnya bisa diabaikan. Untuk memudahkan perhitungan beban lateral bisa dianggap bekerja secara terpisah dalam arah-arrah utama (memanjang-melintang) pada gedung.

2.4.6 Aksi dari beban gempa

Beban gempa umumnya harus dianggap terpusat pada pelat (ditinjau dari potongan melintang atau memanjang bangunan). Namun jika beban yang besar bekerja di bagian antara kolom-kolom akibat bentuk kerangka atau distribusi masa, tegangan setempat akibat reaksi itu harus ditinjau.

2.4.7 Perpindahan pelat

Lantai harus dianggap sangat kaku dalam arah horisontal. Oleh karena itu, elemen-elemen struktur suatu tingkat akan mengalami perpindahan horizontal relatif yang sama besar. Jika titik pusat gaya geser tingkat dan titik pusat ketegaran/ rigidity (nilai-D) tidak berimpit, pengaruh puntir harus disertakan. Jika ketegaran lantai tidak memadai dan penerapan anggapan ini diragukan, metode analisa khusus yang lain harus dipertimbangkan.

2.4.8 Deformasi Unelastis (Tak Elastis)

Perhitungan tegangan struktur tahan gempa harus didasarkan pada teori elastis. Namun pada sebagian gedung (misalnya portal di sekitar dinding geser) yang diperkirakan mengalami tegangan yang besar, tegangan bisa ditentukan dengan memperhitungkan deformasi unelastis setempat.

2.4.9 Koefisien Distribusi Gaya Geser, Nilai D

Nilai D untuk pelbagai elemen tahan gempa harus dihitung berdasarkan gaya geser yang terjadi berdasarkan gaya geser yang terjadi di setiap elemen akibat perpindahan relatif satu tingkat yang ditinjau. Nilai D harus dihitung berdasarkan hubungan antara tegangan dan deformasi akibat penerapan gaya geser dengan distribusi yang tepat di elemen-elemen struktur setiap tingkat. Jika gaya geser di setiap tingkat sama dengan Q dan deformasi yang timbul sama dengan δ , maka nilai D bisa dihitung sebagai:

$$D_A = \frac{Q}{\delta_A}$$

Nilai yang diperoleh dalam persamaan di atas merupakan nilai ketegaran mutlak, yakni besarnya gaya geser setiap elemen akibat perpindahan satuan.

2.4.10 Kondisi Di Pondasi

Dalam perhitungan, pondasi gedung biasa umumnya di anggap tidak turun (sattle), tidak bergerak dalam arah horizontal dan tidak mengalami rotasi. Namun, pada keadaan sesungguhnya pondasi tidak sedemikian tegar (rigid) sehingga deformasi tersebut terjadi walaupun mungkin kecil. Oleh karena itu, jika diperlukan, perencanaan sebaiknya dilakukan dengan menggunakan deformasi ini. Tetapi dalam analisis ini pondasi tidak ditinjau, karena hanya meninjau bangunan bagian atas saja.

2.4.11 Sistem Dinding Struktural (Dinding Geser)

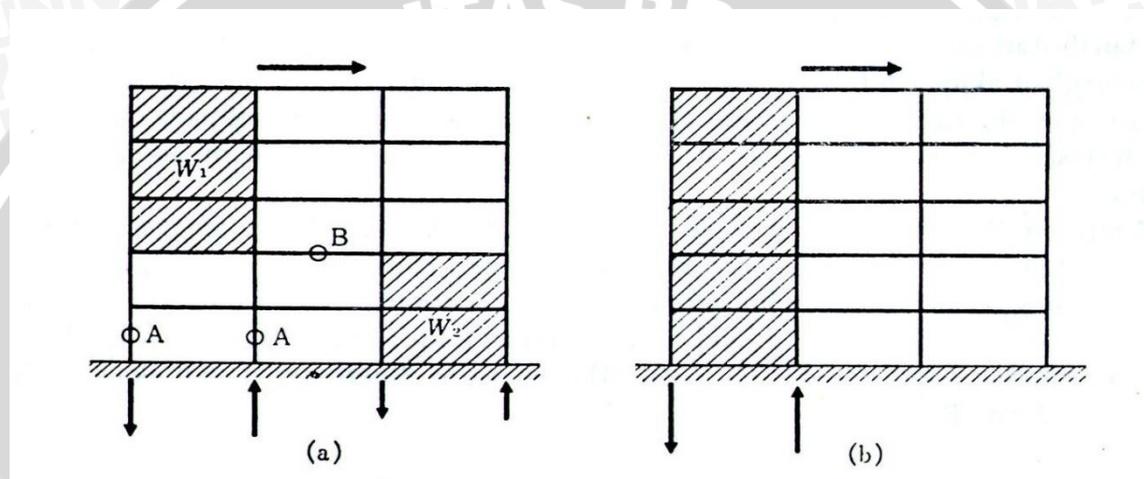
Pada sistem ini terdapat rangka ruang lengkap yang memikul beban-beban gravitasi, sedangkan beban lateral dipikul oleh dinding geser (dinding struktural). Di wilayah gempa 5 dan 6, dinding struktural harus didetail sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.6(6) yaitu sebagai Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK) di samping yang masih berlaku di pasal 3 sampai pada pasal 20 SNI 03-2847-2002. Dinding struktural di wilayah gempa yang lebih rendah, tidak perlu didetail khusus. (Rachmat Purwono, 2005)

Walaupun dinding struktural direncanakan memikul seluruh beban gempa, namun rangka balok-kolom di atas harus diperhitungkan terhadap efek simpangan lateral dinding struktural oleh beban gempa rencana, mengingat rangka tersebut ditiap lantai masih menyatu dengan dinding struktur melalui lantai-lantai. Efek tersebut di atas dinamakan “syarat kompatibilitas deformasi” yang oleh SNI 03-2847-2002 pasal 23.9 ditetapkan bahwa komponen struktur yang semula bukan merupakan sistem pemikul beban lateral harus sanggup tetap memikul beban gravitasi bila terkena deformasi lateral yang disebabkan oleh beban gempa rencana. Hal ini telah ditentukan oleh pasal 23.9 SNI 03-2847-2002, bahwa detail gempa khusus diperlukan untuk komponen-komponen non sistem pemikul beban lateral. (Rachmat Purwono, 2005)

Menurut Muto (1993), karakteristik daya tahan dinding geser adalah sebagai berikut.

- a. Dinding geser sebaiknya menerus sampai atas

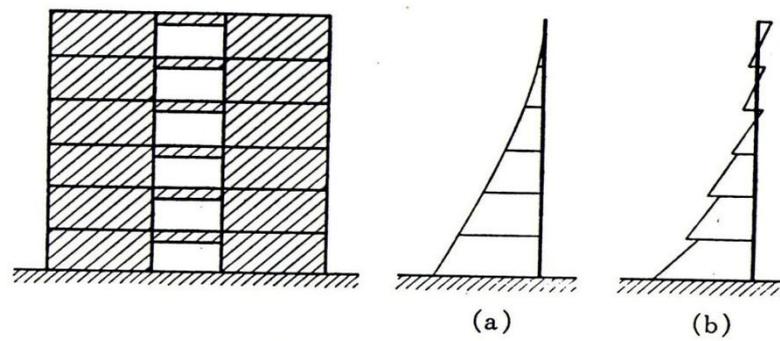
Bila letak dinding geser berbeda antara satu tingkat dengan tingkat lainnya seperti pada gambar 2.3 (a), gaya geser yang terpusat di dinding atas W_1 , harus disalurkan ke dinding bawah W_2 . Dalam hal ini, balok atau pelat B akan memikul gaya tarik dan tekan yang besar. Sebaliknya, pada dinding yang ditunjukkan pada gambar 2.3 (b), pondasi memikul gaya yang besar karena guling (overtuning moment) dan tarikan ke atas bisa terjadi sehingga menyulitkan perencanaan. Namun, masalah ini bisa diatasi dengan melebarkan dinding di tingkat bawah, memperkuat dengan kerangka melintang yang tegak lurus pada kedua sisi dinding atau memperkuat balok pondasi.



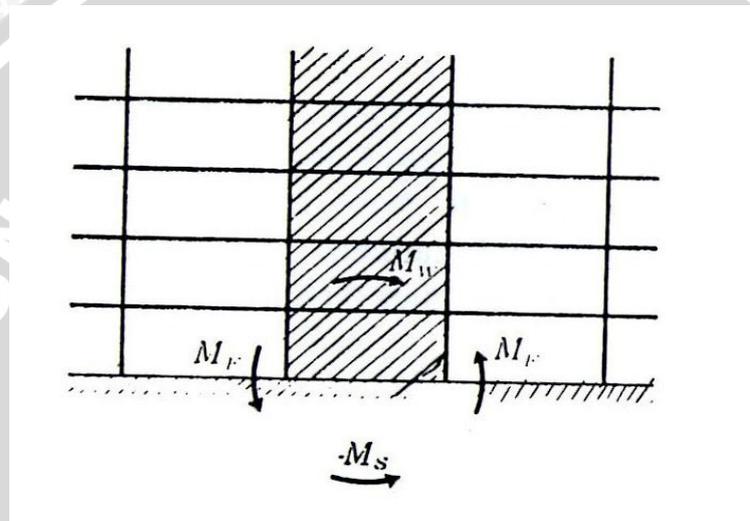
Gambar 2.3 Perletakan dinding geser

- b. Untuk memperoleh dinding geser yang kuat, balok keliling dan balok pondasi sebaiknya diperkuat.

Untuk mengurangi deformasi lentur pada dinding, balok di sekitar dinding harus dibuat kuat dan tegar agar daya tahannya baik dan momen lentur dinding harus diusahakan mendekati momen lentur portal terbuka (gambar 2.4 b) daripada momen lentur balok kantilever (gambar 2.4 a). Walaupun balok pada tingkat tengah (*intermediate*) dibuat kuat dan tegar, momen M_w di pondasi tetap besar dan momen penahan M_s dari tanah dan tiang terlalu berbahaya untuk diandalkan. Balok pondasi M_F , sebaiknya memiliki daya tahan yang sangat besar (gambar 2.5).



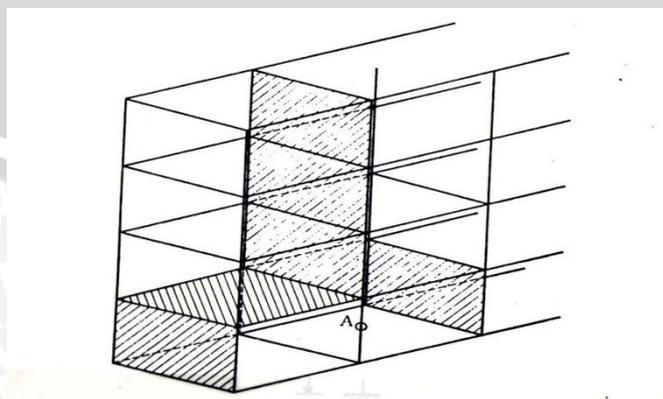
Gambar 2.4 Pengekangan balok



Gambar 2.5 Pengaruh balok pondasi

- c. Bila dinding atas dan bawah tidak menerus atau berseling, gaya gempa yang ditahan oleh dinding harus disalurkan melalui lantai.

Penyaluran gaya harus diperhatikan dengan seksama seperti yang telah dijabarkan sebelumnya. Pada kasus gambar 2.6, gaya aksial yang besar pada batang A harus diperhatikan.



Gambar 2.6 Dinding yang berseling

2.5 Metode Analisis dan Desain

2.5.1 Analisis Struktur

Analisis struktur menurut cara-cara mekanika teknik yang baku merupakan pra-perencanaan bagi desain beton bertulang. Bentuk dan besarnya ukuran penampang akibat pembebanan akan menentukan desain. Analisis dengan bantuan komputer dalam mendapatkan bentuk dan besarnya sistem struktur berupa gaya-gaya dalam harus dilakukan dengan model-model matematik yang mensimulasikan keadaan struktural yang sesungguhnya dilihat dari segi sifat bahan dan kekakuan unsur-unsurnya. (Anonimous, 1999)

2.5.2 Analisis Penampang Beton Bertulang

Terdapat dua jenis perhitungan yang dapat dilakukan dalam evaluasi penampang beton bertulang, yaitu sebagai berikut : (Iswandi Imran, 2000)

a. Analisis

Pada perhitungan analisis, diminta untuk menghitung *resistance* atau kapasitas penampang berdasarkan data penampang, kekuatan tekan beton, tegangan leleh baja, ukuran dan jumlah tulangan, dan lokasi tulangan.

b. Desain

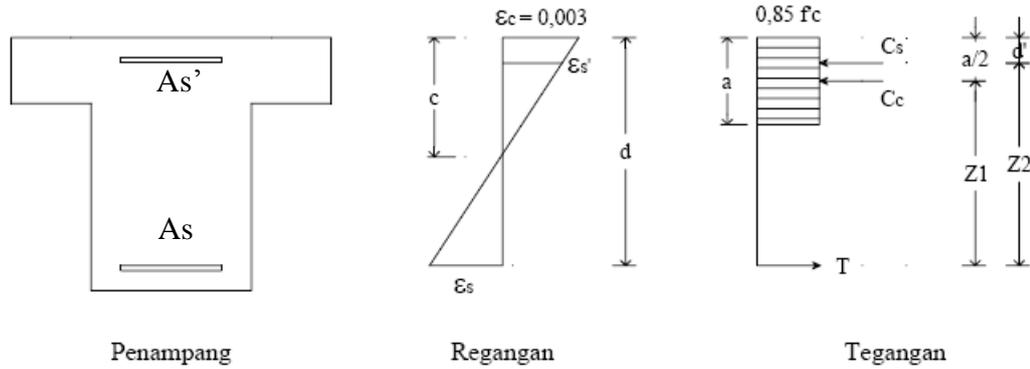
Pada perhitungan desain, diminta untuk memilih penampang yang cocok (termasuk pemilihan dimensi, mutu beton $f'c$, mutu tulangan f_y , tulangan, dan lain-lain) untuk menahan pengaruh beban terfaktor (seperti M_u).

1. Lentur

Asumsi dasar pada teori lentur penampang beton bertulang adalah sebagai berikut (Iswandi Imran, 2000) :

- a) Penampang tegak lurus sumbu lentur yang berupa bidang datar sebelum lentur akan tetap berupa bidang datar setelah lentur.
- b) Tidak terjadi slip antara beton dan tulangan baja. (pada level yang sama, regangan pada beton adalah sama dengan regangan pada baja).
- c) Tegangan pada beton dan tulangan dapat dihitung dengan menggunakan hubungan tegangan-regangan beton dan baja.
- d) Untuk perhitungan kekuatan lentur penampang, kuat tarik beton diabaikan.

- e) Beton diasumsikan runtuh pada saat regangan tekannya mencapai regangan batas tekan.
- f) Hubungan tegangan-regangan beton dapat diasumsikan persegi, trapesium, atau parabola, atau lainnya.



Gambar 2.7 Distribusi tegangan pada penampang balok T

(Sumber : Anonimous, 2009)

Sedangkan blok tegangan tekan persegi ekuivalen didefinisikan sebagai berikut:

- a) Tegangan tekan merata sebesar $0,85 \cdot f'c$ diasumsikan bekerja disepanjang zona tekan ekuivalen yang berjarak $a = \beta \cdot c$ dari serat tekan terluar (ekstrim).
- b) Jarak c dari posisi serat tekan terluar ke sumbu netral diukur tegak lurus terhadap sumbu netral tersebut.
- c) Nilai β untuk $f'c \leq (30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2)$ adalah $\beta = 0,85$. Setiap kenaikan $f'c = 10 \text{ kg/cm}^2$ nilai β berkurang 0,008.

Nilai β min = 0,65.

Tulangan tarik :

$$As = As_1 + As_2$$

$$As_1 = As - As_2$$

$$(As_2 = As'), \text{ maka } As_1 = As - As' \dots\dots\dots (2.7)$$

Gaya tekan beton :

$$Cc = C_1 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots (2.8)$$

$$Cs = C_2 = As' \cdot fy \dots\dots\dots (2.9)$$



Gaya tarik baja tulangan:

$$T = A_s \cdot f_y \text{ (tulangan diasumsikan leleh sebelum beton hancur) } \dots\dots\dots(2.10)$$

Syarat keseimbangan untuk analisis lentur adalah sebagai berikut :

$$T = C_c + C_s \dots\dots\dots(2.11)$$

Dari persamaan keseimbangan di atas, maka diperoleh ketinggian blok tegangan tekan persegi ekuivalen (a) yaitu :

$$T = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = (A_s - A_s') \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(2.12)$$

Momen Nominal (Mn)

$$T_1 = A_{s1} \cdot f_y$$

$$z_1 = d - 0,5a$$

$$M_{n1} = T_1 \cdot z_1$$

$$M_{n1} = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - 0,5a)$$

$$T_2 = A_{s2} \cdot f_y$$

$$z_2 = d - d'$$

$$M_{n2} = T_2 \cdot z_2$$

$$M_{n2} = A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - d')$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

$$M_n = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) + A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - d')$$

$$M_n = (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d')$$

Jadi momen nominal (Mn) dari penampang lentur adalah sebagai berikut :

$$M_n = (A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - 0,5a) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d') \dots\dots\dots(2.13)$$

2. Geser

a) Analisa dan desain balok beton bertulang terhadap geser

Kuat geser beton dihitung dengan rumus berikut:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c \cdot b \cdot d} \dots\dots\dots(2.14)$$

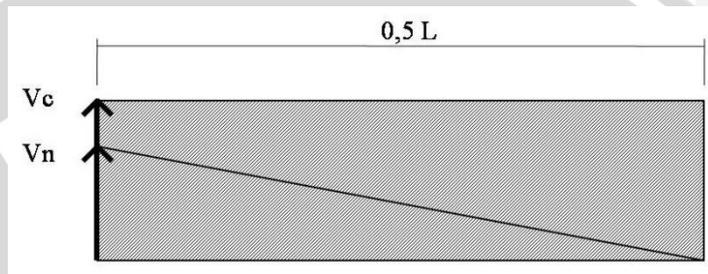


Persamaan untuk menghitung kuat geser nominal yang bekerja pada balok adalah:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \dots\dots\dots(2.15)$$

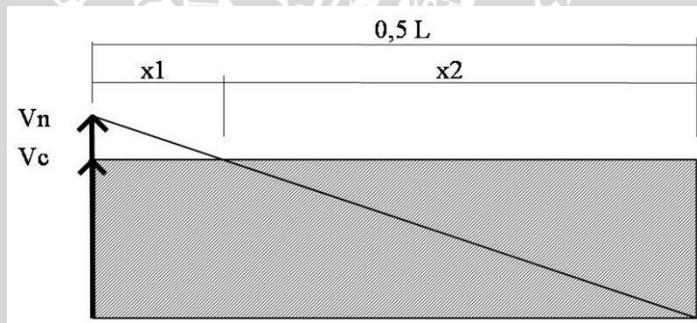
Pemeriksaan kebutuhan tulangan geser ditentukan dengan melihat kondisi berikut:

- 1) $V_n \leq V_c$: tidak perlu tulangan geser, dipakai tulangan geser praktis (sempang praktis).



Gambar 2.8 Gambar diagram gaya geser jika $V_n \leq V_c$

- 2) $V_n > V_c$: perlu tulangan geser, gaya geser sisa ($V_s = V_n - V_c$) ditahan oleh tulangan geser.



Gambar 2.9 Gambar diagram gaya geser jika $V_n > V_c$

Gaya geser nominal sengkang dihitung dengan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots(2.16)$$

sehingga, jarak sengkang didapatkan dengan:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots\dots\dots(2.17)$$

Keterangan :

ϕ : faktor reduksi geser = 0,6

b : lebar balok (mm)



d : tinggi efektif balok $\rightarrow d = h-d'$ (mm)

V_u : gaya geser terfaktor (N)

V_c : gaya geser yang dipikul oleh beton (N)

V_s : gaya geser yang dipikul oleh sengkang (N)

V_n : kekuatan geser nominal (N)

b) Kapasitas balok tanpa tulangan sengkang

Balok tanpa tulangan sengkang akan runtuh sesaat setelah terbentuknya retak miring. Oleh karena itu, kapasitas geser balok tanpa tulangan sengkang biasanya diambil sama dengan gaya geser yang menyebabkan retak miring. Gaya geser yang dapat menyebabkan retak miring pada balok tanpa tulangan sengkang dapat dihitung sebagai berikut : (*Iswandi Imran, 2000*)

$$V_c = \left[\frac{\sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u}}{7} \right] \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.18)$$

Harga V_c yang dihitung dari persamaan di atas tidak boleh diambil lebih dari $0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$. Sebagai penyederhanaan persamaan di atas, peraturan Indonesia mengizinkan penggunaan persamaan berikut untuk perhitungan kapasitas geser, yaitu :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.19)$$

Sedangkan untuk elemen struktur yang dibebani aksial, kapasitas geser beton dihitung sebagai berikut : (*SNI03-2847-2002 pasal 13.3*)

1) Untuk kombinasi dengan gaya aksial tekan

$$V_c = \frac{1}{6} \left[1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.20)$$

2) Untuk kombinasi dengan gaya aksial tarik

$$V_c = \frac{1}{6} \left[1 + \frac{0,3 \cdot N_u}{A_g} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots(2.21)$$

Keterangan :

V_c : gaya geser yang dipikul oleh beton (N)

N_u : beban aksial terfaktor (N)



Mu : momen terfaktor pada penampang (Nmm)

f'_c : kuat tekan beton (MPa)

A_g : luas bruto penampang (mm^2)

b_w : lebar badan balok (mm)

d : tinggi efektif balok (mm)

3. Kombinasi Aksial dan Lentur

Suatu komponen struktur yang menerima kombinasi antara momen lentur dan gaya aksial tekan secara serentak, harus diperhitungkan sebagai *beam column* dengan mempertimbangkan pengaruh tekuk yang terjadi akibat kelangsingan komponen struktur tersebut.

a) Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara konsentrik

Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara konsentrik terbagi atas komponen sumbangan beton dan sumbangan baja, yaitu: (Iswandi Imran, 2000)

$$P_{oc} = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) \dots\dots\dots(2.22)$$

$$P_{os} = f_y A_{st} \dots\dots\dots(2.23)$$

Keterangan :

A_{st} : luas total tulangan baja, yaitu $A_s + A_s'$

A_g : luas total bruto penampang

Penggunaan nilai 0,85 dalam perhitungan kekuatan kolom didasari atas adanya perbedaan kekuatan tekan beton pada elemen struktur aktual terhadap kuat tekan beton silinder, yaitu:

$$f_{co}' = 0,85 f'_c \dots\dots\dots(2.24)$$

Berdasarkan persamaan di atas, maka kekuatan kolom menjadi :

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \dots\dots\dots(2.25)$$

Untuk menghindari perlunya perhitungan eksentrisitas minimum seperti yang telah dijabarkan sebelumnya, disyaratkan adanya reduksi kekuatan sedemikian rupa sehingga : (Anonimous, 2002)

1) Untuk kolom dengan tulangan spiral

$$P_{n_{maks}} = 0,85 (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \dots\dots\dots(2.26)$$

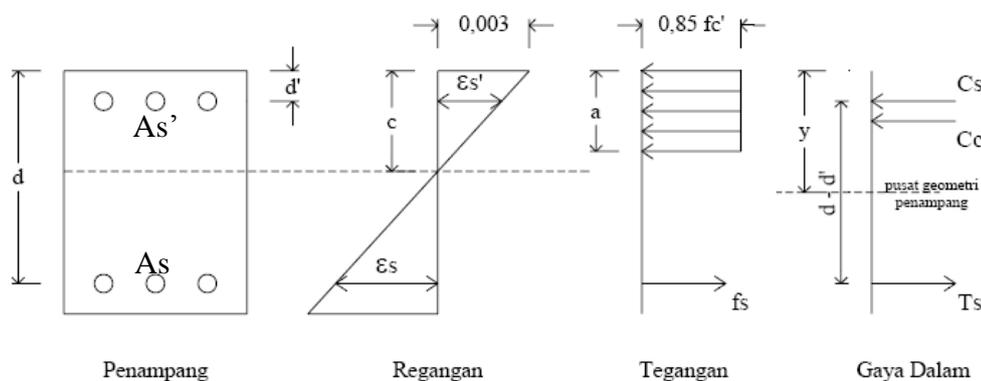
2) Untuk kolom dengan tulangan pengikat

$$P_{n_{maks}} = 0,80 (0,95 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \dots\dots\dots(2.27)$$

Nilai kekuatan nominal di atas harus dikalikan lagi dengan faktor reduksi untuk elemen struktur tekan, yaitu $\phi = 0,70$ untuk kolom dengan tulangan spiral, dan $\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan pengikat atau sengkang.

b) Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara sentrik

Prinsip blok tegangan persegi ekuivalen yang berlaku pada analisis balok dapat juga diterapkan pada analisis kolom terhadap beban eksentrik. (Gambar 2.10)



Gambar 2.10 Diagramtegangannya pada penampang kolom

(Sumber : Iswandi Imran, 2000)

Keterangan gambar :

Regangan :

$$\epsilon_s = 0,003 \left(\frac{d-c}{c} \right) \dots\dots\dots(2.28)$$

$$\epsilon_{s'} = 0,003 \left(\frac{c-d'}{c} \right) \dots\dots\dots(2.29)$$

Tegangan :

$$f_{s'} = E_s \cdot \epsilon_{s'} \leq f_y \dots\dots\dots(2.30)$$

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \leq f_y \dots\dots\dots(2.31)$$

Gaya Dalam :

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot b \cdot a \dots\dots\dots(2.32)$$

$$C_s = A_{s'} \cdot f_{s'} \dots\dots\dots(2.33)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \dots\dots\dots(2.34)$$



Persamaan keseimbangan untuk penampang kolom disyaratkan sebagai berikut : (Anonimous, 2002)

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$P_n = 0,85 f' c.b.a + A_s' . f_s' - A_s . f_s \dots\dots\dots(2.35)$$

$$M_n = P_n . e$$

$$M_n = C_c \left(\gamma - \frac{a}{2} \right) + C_s (\gamma - d') + T_s (d - \gamma)$$

$$M_n = 0,85 . b . a \left(\gamma - \frac{a}{2} \right) + A_s' . f_s' (\gamma - d') + A_s . f_s (d - \gamma) \dots\dots\dots(2.36)$$

Pada persamaan di atas, jarak netral c diasumsikan berada dalam daerah d penampang sehingga tulangan baja pada lokasi d benar-benar mengalami gaya tarik, dimana gaya aksial P_n tidak boleh lebih besar dari P_n maks. Dari persamaan di atas dapat dilihat bahwa terdapat beberapa parameter yang tidak diketahui, yaitu tinggi blok tegangan ekuivalen (a), f_s' , f_s , dan P_n untuk e tertentu atau e untuk P_n tertentu. Nilai f_s' dan f_s dapat dinyatakan dalam a , sehingga tinggal dua bilangan yang tidak diketahui, yaitu a dan P_n atau a dan e . Dengan dua persamaan yang ada, kita dapat memecahkan harga a dan e . Seperti disebutkan sebelumnya, jenis keruntuhan yang dapat terjadi pada kolom pendek adalah leleh tulangan tarik dan keruntuhan tekan. Kondisi *balance* tercipta jika keruntuhan terjadi bersamaan pada tulangan tarik dan beton tekan. Jika P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial yang berkaitan dengan keruntuhan *balance*, maka : (Iswandi Imran, 2000)

- 1) $P_n < P_{nb} \rightarrow$ keruntuhan tarik
 - 2) $P_n = P_{nb} \rightarrow$ keruntuhan *balance*
 - 3) $P_n > P_{nb} \rightarrow$ keruntuhan tekan
- c) Faktor reduksi kekuatan kolom

Seperti yang telah diketahui bahwa faktor reduksi untuk kondisi lentur murni adalah $\phi = 0,80$. Sedangkan untuk kombinasi lentur dan aksial tekan adalah $\phi = 0,70$ untuk kolom dengan tulangan spiral, dan $\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan pengikat atau sengkang. (Anonimous, 2002)

Faktor reduksi untuk kombinasi lentur dan aksial boleh ditingkatkan dari $\phi = 0,70$ menjadi $0,80$ (untuk tulangan spiral) dan dari $\phi = 0,65$ menjadi $0,8$ (untuk tulangan sengkang pengikat) jika P_n lebih kecil dari pada $0,1 A_g f_c'$. Jadi untuk kolom dengan tulangan ikat, nilai faktor reduksi kekuatan kolom adalah :

$$\phi = 0,8 - \frac{0,15 \cdot \phi \cdot P_n}{0,1 \cdot f_c' \cdot A_g} \geq 0,65 \dots\dots\dots (2.37)$$

Sedangkan untuk kolom dengan tulangan spiral, nilai faktor reduksi kekuatan kolom adalah :

$$\phi = 0,8 - \frac{0,1 \cdot \phi \cdot P_n}{0,1 \cdot f_c' \cdot A_g} \geq 0,75 \dots\dots\dots (2.38)$$

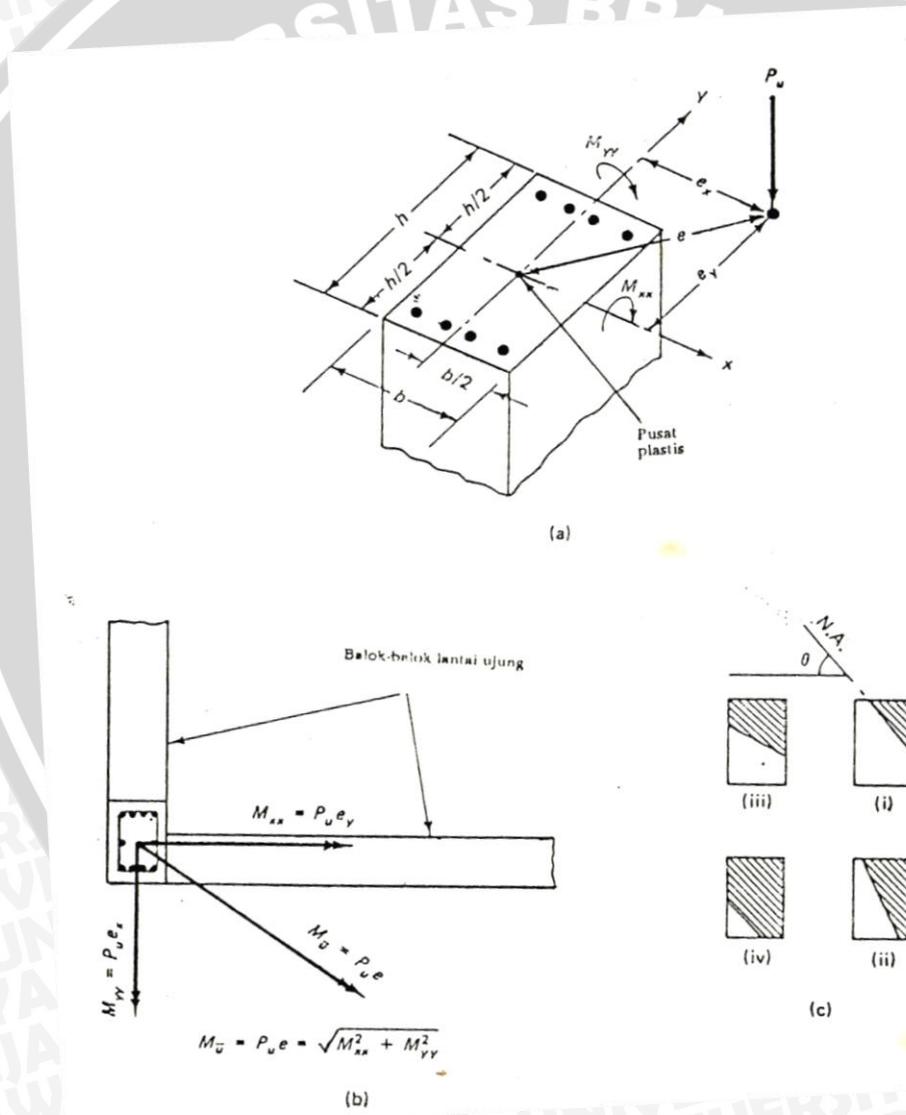
Batasan tersebut di atas secara umum berarti bahwa faktor reduksi $0,65$ dan $0,70$ hanya diberlakukan jika keruntuhan yang terjadi didahului oleh keruntuhan tekan. Batasan di atas dapat juga diterapkan langsung untuk kolom dengan $f_y \leq 400$ MPa, tulangan longitudinal bersifat simetris, dan $\left(\frac{h - d' - d_s}{h} \right) \geq 0,70$. (Anonimous, 2002)

Untuk kolom lain yang tidak memenuhi persyaratan di atas, maka P_b harus dihitung terlebih dahulu, kemudian faktor reduksi dapat dikurangi seperti persamaan di atas jika nilai ϕP_n lebih kecil dari $0,1 A_g f_c'$ atau ϕP_b . Jika nilai ϕP_b lebih kecil daripada nilai $0,1 A_g f_c'$ maka pembagi pada persamaan di atas, yaitu $0,1 A_g f_y$ diganti menjadi ϕP_b . (Iswandi Imran, 2000)

d) Kolom yang Mengalami Tekan dan Momen Biaksial

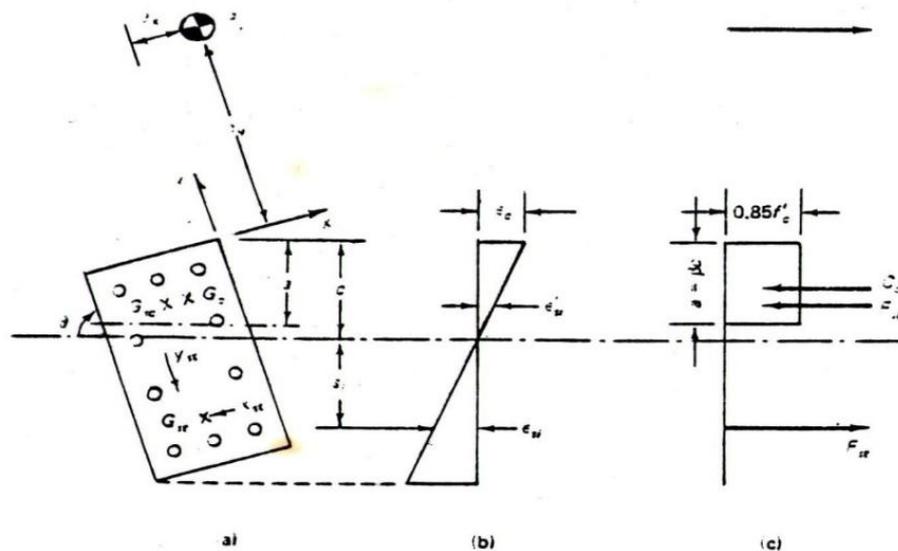
Kolom-kolom pada pojok bangunan adalah suatu elemen struktur yang mengalami momen lentur biaksial, yaitu momen lentur terhadap sumbu x dan y pada gambar 2.11. Selain itu lentur biaksial dapat terjadi apabila beban pada bentang yang bersebelahan di kepala jembatan tidak sama. Kolom yang mengalami momen M_{xx} terhadap sumbu x menghasilkan eksentrisitas e_y , dan momen M_{yy} terhadap sumbu y menghasilkan eksentrisitas e_x . Dengan demikian sumbu netralnya membentuk sudut θ dengan garis horizontal.

Besar sudut θ bergantung pada interaksi momen lentur terhadap kedua sumbu dan besarnya beban P_u . Daerah yang tertekan pada beton dapat mempunyai bentuk-bentuk seperti gambar 2.11 (c). Karena kolom demikian harus dirancang terhadap prinsip awalnya, maka harus digunakan prosedur coba-coba dan penyesuaian yang mana keserasian regangan harus diperhatikan pada setiap taraf tulangan. Proses perhitungan kolom ini sama dengan kolom biasa tetapi ada tambahan perhitungan karena posisi sumbu netral yang miring dan adanya 4 kemungkinan daerah beton yang tertekan.



Gambar 2.11 Kolom pojok yang mengalami gaya aksial. (a) penampang kolom dengan lentur biaksial. (b) vector momen M_{xx} dan M_{yy} pada potongan kolom.





Gambar 2.12 Keserasian regangan dan gaya-gaya pada kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial (a) penampang melintang (b) regangan (c) gaya-gaya.

Gambar di atas (gambar 2.12) memperlihatkan distribusi regangan dan gaya-gaya pada penampang kolom segi empat. G_c adalah pusat berat daerah beton yang tertekan, yang koordinatnya x_c dan y_c dari sumbu netral berturut-turut dalam arah x dan y . G_{sc} adalah posisi resultan pada tulangan tekan yang koordinatnya x_{sc} dan y_{sc} dari sumbu netral berturut-turut dalam arah x dan y . G_{st} adalah posisi pada resultan pada tulangan tarik yang koordinatnya x_{st} dan y_{st} dari sumbu netral berturut-turut dalam arah x dan y . Persamaan keseimbangan gaya-gaya luar dan dalam menghasilkan :

$$P_n = 0,85 f'_c A_c + F_{sc} - F_{st} \dots\dots\dots(2.39)$$

A_c = luas beton tertekan yang dicakup oleh blok tegangan ekuivalen.

F_{sc} = resultan gaya tulangan tekan = $\sum A' s f_{sc}$

F_{st} = resultan gaya tulangan tarik = $\sum A s f_{st}$

Persamaan keseimbangan momen luar dan dalam menghasilkan :

$$P_n e_x = 0,85 f'_c A_c x_c + f_{sc} x_{sc} + F_{st} x_{st} \dots\dots\dots(2.40)$$

$$P_n e_y = 0,85 f'_c A_c y_c + f_{sc} y_{sc} + F_{st} y_{st} \dots\dots\dots(2.41)$$

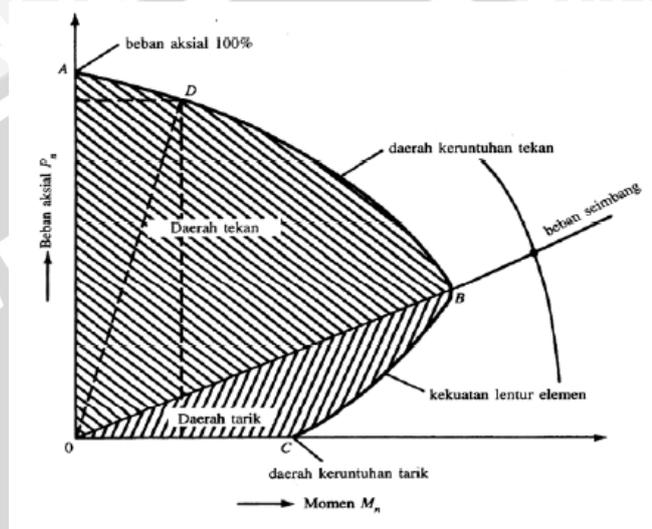


Dalam setiap coba-coba posisi sumbu netral harus diasumsikan terlebih dahulu, dan tegangan pada tulangan dihitung dengan menggunakan :

$$f_{si} = E_s \epsilon_{si} = E_c \epsilon_c = \frac{S_i}{c} < f_y \dots\dots\dots(2.42)$$

(Edward G.Nawi, 1998)

e) Diagram interaksi P-M



Gambar 2.13 Diagram P-M

(Sumber : McCormac, 2003)

Kapasitas suatu penampang kolom beton bertulang dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi P-M, yang menunjukkan hubungan beban aksial dan momen lentur pada elemen struktur tekan pada kondisi batas. Setiap titik pada kurva menunjukkan satu kombinasi Pn dan Mn untuk penampang dengan kondisi atau lokasi sumbu netral yang tertentu.

(Iswandi Imran, 2000)

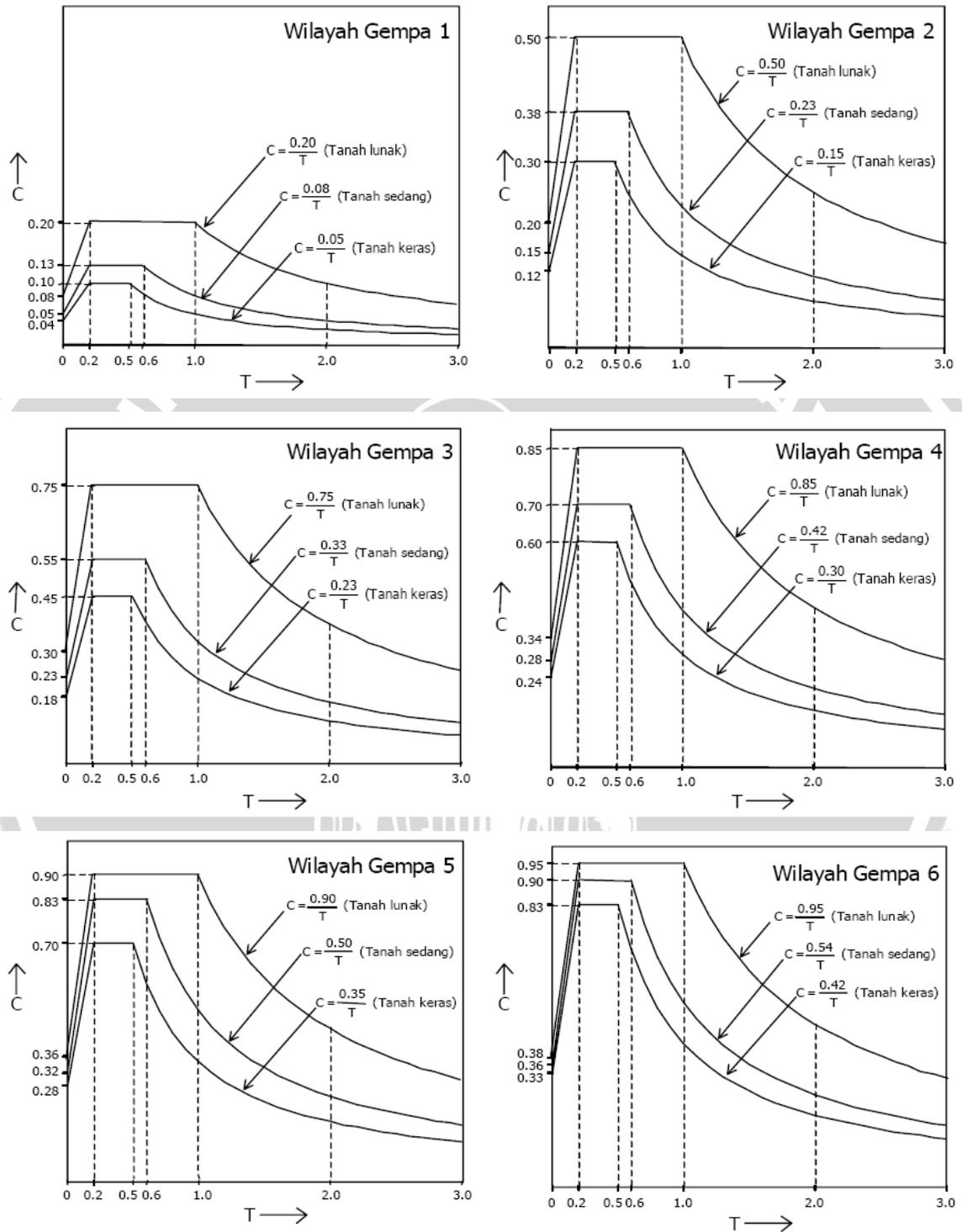
Prosedur analisis untuk penampang kolom adalah : (Sudarmoko, 1995)

- 1) Untuk Pu dan Mu yang bekerja pada penampang, hitung $e = \frac{Mu}{Pu}$.
- 2) Asumsikan dimensi penampang dan rasio tulangannya (antara 1% – 4%).
- 3) Hitung Pnb untuk penampang yang diasumsikan tersebut dan tentukan tipe keruntuhan nya.
- 4) Kontrol apakah penampang cukup memadai (aman dan ekonomis). Asumsikan penampang baru jika penampang tidak memadai.



5) Desain tulangan lateral.

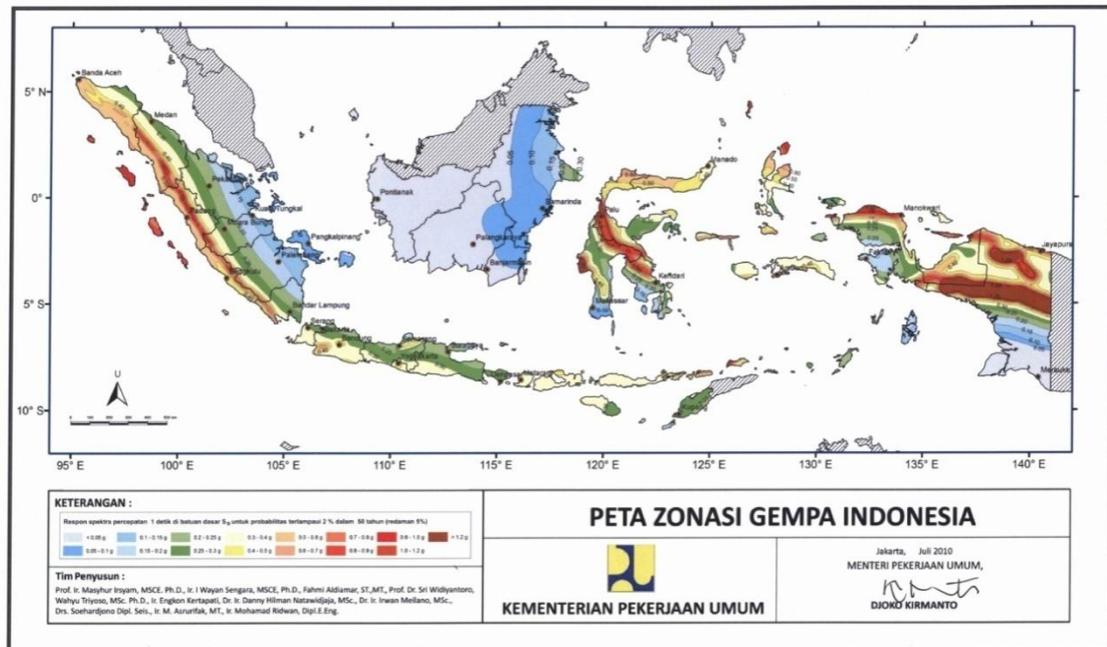
Penggambaran respon spektrum pada masing-masing wilayah gempa dan jenis-jenis tanah ditampilkan pada gambar 2.14



Gambar 2.14 Respon spektrum gempa rencana

(Sumber : Anonimus 2002)





Gambar 2.15 Peta zonasi gempa Indonesia tahun 2010

(sumber: www.devry.wordpress.com)

2.6 Metode Komputasi Dengan Menggunakan STAAD Pro

Pada penulisan ini analisis struktur dilakukan dengan menggunakan program bantuan komputer yaitu STAAD Pro 2006. Analisis yang digunakan dalam program ini ialah metode elemen hingga (*finite elemen method*) yang merupakan perluasan dari metode perpindahan (*displacement method*) atau yang lebih dikenal dengan metode kekakuan (*stiffness method*). (M. Firdaus Alkaff, 2006)

STAAD adalah paket program yang digunakan untuk menganalisis dan mendesain suatu struktur. STAAD menggunakan teknologi yang paling modern dalam rekayasa elemen hingga, dengan input data berbasis *object oriented*. Kelebihan dari penggunaan STAAD khususnya dan *software* analisis struktur pada umumnya adalah kemudahan dalam penggunaannya, karena semua perintah diberikan dalam bentuk tombol-tombol menu. Pada program ini GUI (*Graphical User Interface*) dirancang untuk mempermudah penggunaan aplikasi oleh pemakai. (M. Firdaus Alkaff, 2006)

2.6.1 Input

Input file merupakan sekumpulan perintah dan data yang digunakan dalam memodelkan dan menganalisa suatu struktur. STAAD memiliki dua metode dalam membuat input file, yaitu dengan menggunakan fasilitas modelling GUI (*Graphical User Interface*), dimana input data dibuat melalui *text editor* yang mengandung serangkaian perintah dan data dalam mendesain dan menganalisa suatu struktur. Ketika suatu model struktur dibuat dengan metode GUI, perintah-perintah dan data dalam *text editor* secara otomatis terbentuk dan ketika perintah dan data dalam *text editor* diubah maka GUI juga akan mengalami perubahan. (M. Firdaus Alkaff, 2006)

2.6.2 Output

Setelah mendesain dan menganalisa, STAAD membuat *output file* yang mengandung input data yang telah dimasukkan, hasil analisa yang merupakan penyelesaian dari berbagai macam perintah yang diberikan selama proses analisa dan juga informasi jika terdapat kesalahan selama proses analisa atau jika analisis dan desain yang dilakukan berhasil dengan sempurna. STAAD menampilkan output file dalam dua bentuk, yaitu dalam bentuk format teks dan dalam bentuk grafis atau gambar. (M. Firdaus Alkaff, 2006)

2.7 Persyaratan Pendetailan

Konsep desain kapasitas hanya akan berhasil menjamin struktur berperilaku aman saat terjadi gempa kuat apabila disertai dengan pendetailan yang baik pada elemen-elemen struktur dan *joint*-nya. Daerah-daerah sendi plastis perlu didetail secara khusus agar mampu berdeformasi inelastik cukup besar sesuai dengan daktilitas yang ditentukan. Namun daerah-daerah di luar sendi plastis harus tetap dalam kondisi elastis, tergantung dari intensitas gempa yang terjadi. Pada daerah-daerah di luar sendi plastis tidak perlu dilakukan pendetailan khusus. (Gideon Kusuma, 1993)

2.7.1 Komponen Lentur

Komponen-komponen lentur harus memenuhi persyaratan pada SNI 03-2847-2002 pasal 23.3(1(1)) sampai dengan pasal 23.3(1(4)) agar penampangnya

terbukti berkinerja baik. Tiap komponen harus cukup daktail dan cukup efisien mentransfer momen ke kolom. Kolom-kolom yang terkena momen dan hanya terkena beban aksial terfaktor kurang dari $A_g f'_c/10$ boleh didesain sebagai komponen lentur. Syarat momen nominal minimal di sembarang penampangkomponen lentur dinyatakan dalam momen nominal pada muka kolom. Syarat ini menjamin kekuatan dan daktalitas bila terjadi *lateral displacement* besar. (Rachmat Purwono, 2005)

Tabel 2.1 Persyaratan komponen lentur

Keterangan	Peraturan	Uraian
Umum	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.8(2)	Beban aksial tekan berfaktor $\leq A_g f'_c/10$
Penulangan	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3(2(1))	Tulangan minimal harus sedikitnya $\frac{b_w d}{4f_y} \sqrt{f'_c}$ dan $\frac{1,4 b_w d}{f_y}$ Pada tiap potongan atas dan bawah, kecuali ketentuan Pasal 12.5(3) dipenuhi.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 12.5	Tulangan minimal hanya diadakan di potongan yang perlu tulangan tarik dari perhitungan analitis, kecuali sebagaimana ditentukan di Pasal 12.5(2), 12.5(3), dan 12.5(4).
	SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3(3)	Rasio tulangan ≤ 0.75
Penulangan	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(1))	Kuat momen positif dimuka kolom $\geq 1/3$ kuat momen negatif di muka kolom.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.13	Pasang penulangan integritas struktur.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(1))	Di tiap potongan sepanjang komponen tidak boleh ada kuat momen negatif maupun positif yang kurang dari $1/5$ kuat momen maksimum yang terpasang dikedua muka kolom.
Sanbungan Lewatan (SL)	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.11	SL harus diikat oleh sengkang sesuai Pasal 9.10(5).
Penulangan Pengekangan (<i>confinement</i>)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(2))	Sengkang diperlukan sepanjang $2d$ dari muka kolom pada dua ujung komponen lentur, dengan meletakkan begel pertama sejarak 50mm dari muka kolom.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(2))	Sengkang juga diperlukan sepanjang $2 \times d$ di dua sisi potongan yang momen leleh mungkin timbul berkenaan dengan <i>lateral</i>

		<i>displacement inelastic</i> dari rangka.
Penulangan Pengekangan (<i>confinement</i>)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(2))	Jarak maksimum s harus tidak melampaui $d/4$; $8 \times$ terkecil tulangan memanjang ; $24 \times$ begel ; dan 300mm.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.13	Harus memenuhi tulangan khusus untuk integritas struktur biasa.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(4(2))	Begel harus dipasang dengan $s \leq d/2$ disepanjang komponen.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(3)	Tulangan transversal harus pula dipasang untuk menahan gaya geser desain yang ditentukan pada pasal 23.10(3).

(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.7.2 Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial

Persyaratan berikut berlaku untuk kolom dari suatu rangka dan komponen lentur lainnya yang terkenabeban aksial berfaktor $P_u > A_g f'_c / 10$. (Rachmat Purwono, 2005)

Tabel 2.2 Komponen rangka terkena beban lentur dan aksial

Keterangan	Peraturan	Uraian
Umum	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(2)	Komponen rangka dalam klasifikasi ini harus memenuhi persyaratan berikut : Gaya aksial berfaktor $> \frac{A_g f'_c}{10}$
Penulangan Lentur	SNI 03-2847-2002 Pasal 12.9	Rasio tulangan harus : $0,01 \leq \rho_g \leq 0,08$
Sambungan Lewatan (SL)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4(3(2))	Tidak ada pembatasan untuk lokasi SL, yang biasanya diletakan di atas lantai untuk kesederhanaan pelaksanaan. Namun boleh saja diletakan di lokasi seperti di wilayah gempa 5 dan 6. Sambungan boleh kelas A atau B dan harus menggunakan tulangan transversal bila diantisipasi terkena beban bolak-balik.
Tulangan Transversal (TT)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(5)	Spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang l_o dari muka hubungan balok kolom S_o . Spasi S_o tersebut tidak boleh melebihi $\frac{1}{2}$ dimensi penampang terkecil ; $8 \times$ diameter terkecil tulangan longitudinal ; $24 \times$ diameter sengkang ikat (TT) ; dan 300mm.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 12.9(3)	Rasio tulangan spiral harus tak boleh kurang dari :

		$\rho_s \geq 0,45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_y}$, dan harus sesuai dengan ketentuan pasal 9.10(4)
Tulangan Transversal (TT)	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.10(5) dan pasal 13.1	Tulangan transversal harus dipasang untuk memenuhi baik untuk persyaratan geser dan pendukung lateral untuk tulangan memanjang.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 9.10(5(3))	Tulangan vertikal tidak boleh berjarak lebih dari 150mm dari tulangan yang didukung secara lateral.
Tulangan Transversal (TT)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.10(5(4))	Spasi sengkang ikat pada sembarang penampang kolom tidak boleh melebihi 2 kali jarak (s_o) yang ditentukan pada pasal 23.10(5(1)) tersebut di atas.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 13.5(4)	TT harus direncanakan untuk menahan kuat geser yang ditentukan pada pasal 23.10(3)

(sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.7.3 Hubungan Balok Kolom

Integritas menyeluruh Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) sangat tergantung pada perilaku hubungan balok kolom (HBK). Degradasi pada hubungan balok kolom akan menghasilkan deformasi lateral besar yang dapat menyebabkan kerusakan berlebihan atau bahkan keruntuhan dari struktur. Pada tabel 2.3 mencantumkan syarat-syarat untuk hubungan balok kolom pada wilayah gempa 3 dan dan wilayah gempa 4 yang sebetulnya tidak dituntut pendetailan khusus, tetapi ada baiknya tetap dikontrol kuat geser dari hubungan balok kolom tersebut.

Tabel 2.3 Persyaratan hubungan balok kolom

Keterangan	Peraturan	Uraian
Tulangan Transversal (TT)	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.8 (2)	TT yang berlaku di daerah l_o harus diteruskan dalam HBK. Boleh diadakan reduksi 50% TT bila keempat sisi HBK terkekang oleh lebar balok $\geq \frac{3}{4}$ lebar kolom, juga s boleh diambil 150 mm.
	SNI 03-2847-2002 Pasal 23.5(3)	Untuk WG 3 dan 4 ada baiknya dikontrol kuat geser HBK. Gaya horizontal memanjang tulangan balok pakai $1,0 f_y$.

(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.7.4 Dinding Struktural Beton

Pada tabel 2.4 dimuat persyaratan untuk Dinding Struktural Beton yang berada pada wilayah gempa 3 dan 4, yang mana dinding struktural beton yang berada pada wilayah gempa 3 dan 4 cukup didesain dengan ketentuan umum saja.

Tabel 2.4 Persyaratan dinding struktural beton (DSB)

Keterangan	Peraturan	Uraian
Penulangan	SNI 03-2847-2002 Pasal 16.3	Rasio minimum penulangan vertikal haruslah : 0,0012 untuk batang \leq D16 0,0015 untuk batang ulir lainnya Rasio minimum penulangan horisontal haruslah : 0,0020 untuk batang \leq D16 0,0025 untuk batang ulir lainnya
Komponen Batas	SNI 03-2847-2002 Pasal 16.3(4)	Pada dinding dengan ketebalan $>$ 250mm perlu dipasang dua lapis tulangan , kecuali pada dinding ruang bawah tanah
	SNI 03-2847-2002	I_d , s , dan penjangkaran penulangan harus sesuai pasal 21.12, 21.14, dan 21.15

(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.7.5 Panjang Penyaluran

Pada tabel 2.4 mencantumkan persyaratan Panjang Penyaluran untuk wilayah gempa 3 dan 4. Untuk penulangan memanjang, baik untuk panjang penyaluran lurus (l_d) maupun panjang penyaluran menggunakan kait (l_{dh}).

Tabel 2.5 Persyaratan panjang penyaluran

Keterangan	Peraturan	Uraian
Batang Berkait	SNI 03-2847-2002 Pasal 14.5	l_{dh} di beton biasa tak boleh kurang dari 8 db, 150 mm, dan $\frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}}$ untuk $f_y = 400$ Mpa. (harus dikalikan dengan faktor-faktor reduksi yang berlaku).

Batang Lurus	SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2(3)	I_d harus memenuhi rumus : $\frac{I_d}{d_b} = \frac{9f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{10\sqrt{f'_c} \left(c + \frac{K_{tr}}{d_b} \right)}$ Selanjutnya lihat pasal 14.2(3) mengenai ketentuan α , β , γ , dan λ
--------------	-----------------------------------	---

(Sumber : Rachmat Purwono, 2005)

2.7.6 Komponen Struktur yang Tidak Direncanakan untuk Memikul Beban Gempa

Komponen-komponen rangka perlu dijamin kestabilannya untuk memikul beban gravitasi akibat pergeseran lateral oleh beban gempa rencana. Persyaratan pendetailan untuk komponen struktur yang tidak direncanakan untuk memikul beban gempa tercantum pada SNI 03-2847-2002, yaitu : (Rachmat Purwono, 2005)

a. Jika memenuhi Pasal 23.9(2), maka berlaku ketentuan berikut :

1. Pada balok, yaitu komponen rangka dengan beban aksial berfaktor akibat
2. beban gravitasi $\leq \frac{Ag \cdot f'_c}{10}$, harus memenuhi pasal 23.3(2(1)) dan harus dipasang sengkang dengan $s \leq d/2$ pada seluruh bentang (pasal 23.9(1(1))).
3. Pada kolom, yaitu komponen rangka dengan beban aksial terfaktor akibat beban gravitasi $> \frac{Ag \cdot f'_c}{10}$, harus memenuhi pasal 23.4(3), 21.4(4(1c)), 21.4(4.3), dan 21.4(5). Spasi maksimum s_0 sepanjang tinggi kolom tidak boleh melebihi 6 diameter tulangan longitudinal terkecil dan 150 mm.
4. Pada komponen struktur dengan gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi $> 0,35 P_0$ harus memenuhi pasal 23.9(2(2)) dan juga jumlah tulangan transversal \geq ketentuan pasal 23.4(4(1)) dan $s \leq s_0$ pada seluruh batangnya.

b. Jika memenuhi Pasal 23.9(2), maka berlaku ketentuan berikut :

1. Pada kolom harus dipenuhi pasal 23.4(4), 21.4(5), dan (21.5(2(1))).
2. Material harus memenuhi pasal 23.2(4) dan 21.2(5), sedangkan untuk sambungan harus memenuhi pasal 23.2(6) dan 23.2(7(1)).
3. Pada balok harus dipenuhi ketentuan pasal 23.3(2(1)) dan 21.3(4). Selanjutnya sepanjang balok tidak boleh $> d/2$.