

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Bangunan Tahan Gempa

2.1.1 Umum

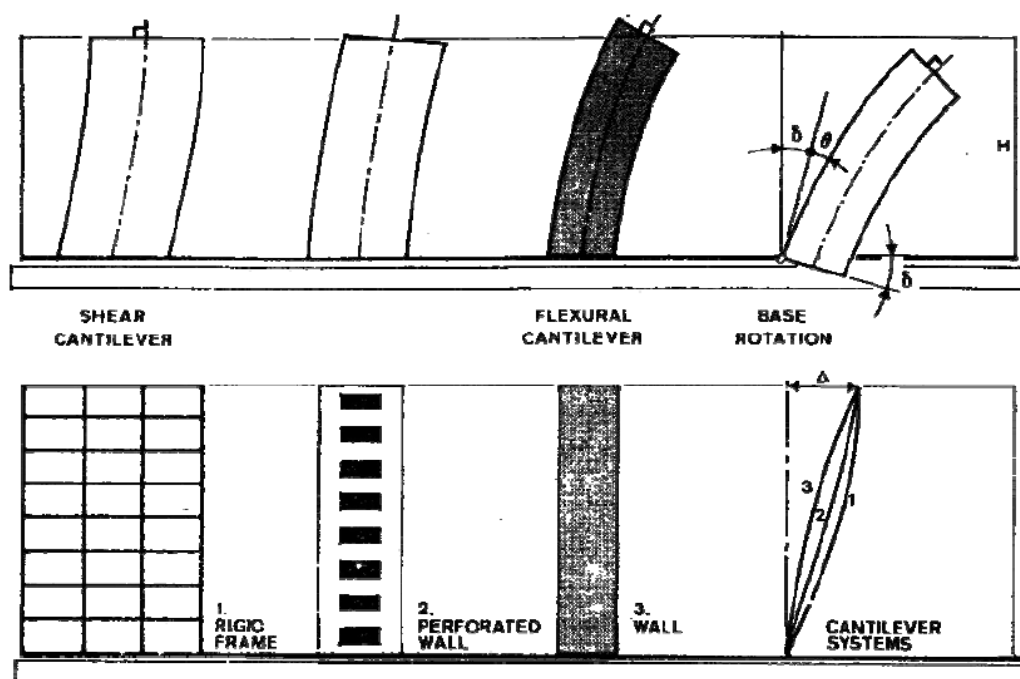
Wilayah Indonesia mencakup daerah-daerah yang mempunyai tingkat resiko gempa yang tinggi diantara beberapa daerah gempa diseluruh dunia. Apalagi, di Indonesia saat ini semakin banyak gedung-gedung tinggi yang didirikan. Hal tersebut semakin menambah bahaya yang akan ditimbulkan oleh gempa terhadap suatu bangunan.

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 disain 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. Semakin tinggi suatu bangunan, maka sistem pembebanan lateral yang berupa beban angin dan beban gempa akan semakin besar pula. Pada perencanaan struktur bangunan tinggi, masalah yang timbul adalah kemampuan dari struktur tersebut sebagai suatu kesatuan sistem (*building system*) untuk menahan beban gempa. (Taranath, 1998)

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 Perencanaan bangunan tahan gempa

Pada dasarnya terdapat tiga filosofi bangunan tahan gempa. Pertama, bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun strukturalnya. Kedua, bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya, akan tetapi komponen struktural tidak boleh rusak. Ketiga, bila terjadi gempa besar bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni bangunan tetap selamat. Artinya sebelum bangunan runtuh masih ada waktu bagi penghuni bangunan untuk mengungsi ke tempat aman. (Tular, 1984)

Bangunan yang di katakan tahan gempa adalah bangunan yang merespon gempa dengan sifat daktilitas yang mampu bertahan dari keruntuhan, dan fleksibilitas dalam meredam getaran gempa.

Prinsi-prinsip perencanaan bangunan tahan gempa: (Tular, 1984)

1. Daktilitas

Perencanaan secara detail atas desain struktur rumah, gedung serta semua unsur penahan gempa sesuai dengan pedoman sehingga berperilaku secara daktil atau ulet.

2. Konfigurasi bentuk bangunan

Baik konfigurasi secara mendatar (horisontal) maupun keatas (vertikal) harus diletakkan sesimetris mungkin terhadap pusat massa dari bangunan tersebut untuk menghindari terjadinya pemusatan gaya gempa pada titik-titik tertentu pada struktur bangunan.

3. Diafragma dan ikatan lantai

Diperlukan perencanaan yang tepat demi membagi beban-beban tingkat akibat gempa kepada unsur-unsur penahan gempa dalam tingkat itu sebanding dengan kekakuan lateral masing-masing.

4. Hubungan dinding antar lantai dan atap

Dinding dinding beton dan dinding pasangan harus dijangkarkan kepada semua lantai dan atap yang diperlukan untuk menghasilkan dukungan atau stabilitas horisontal.

5. Hubungan antar pondasi

Pondasi-pondasi harus saling berhubungan dalam dua arah yang pada umumnya saling tegak lurus oleh unsur-unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10 % dari beban vertikal maksimum pada pembebanan dengan gempa pada salah satu pondasi yang dihubungkan.

6. Bobot yang ringan

Dalam Perencanaan Bangunan Tahan Gempa dikenal istilah bahwa semakin ringan bobot bangunan, maka gaya gempa yang diterima bangunan akan jauh berkurang. Hal ini terjadi karena besarnya gaya gempa yang diterima suatu bangunan tergantung dari besarnya percepatan gempa dan berat total dari bangunan itu sendiri. Semakin berat suatu bangunan maka semakin besar pula gaya gempa yang akan terjadi pada bangunan tersebut

7. Ketahanan terhadap kebakaran

Gempa bumi sering kali diikuti oleh terjadinya bahaya kebakaran yang terjadi karena besarnya kemungkinan terjatuhnya kompor, lilin atau lampu penerangan, sambungan arus pendek pada instalasi listrik dan lain sebagainya. Oleh karena itu, struktur bangunan harus tahan terhadap kebakaran, supaya tidak terjadi adanya bahaya yang lebih besar.

Tujuan dari struktur gedung yang ketahanan gempanya direncanakan dapat berfungsi sebagai berikut: (SNI 03-1729-2002)

- Menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat.
- Mempertahankan setiap layanan vital dari fungsi gedung.
- Membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih bisa diperbaiki.
- Membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang.

2.2 Struktur Komposit

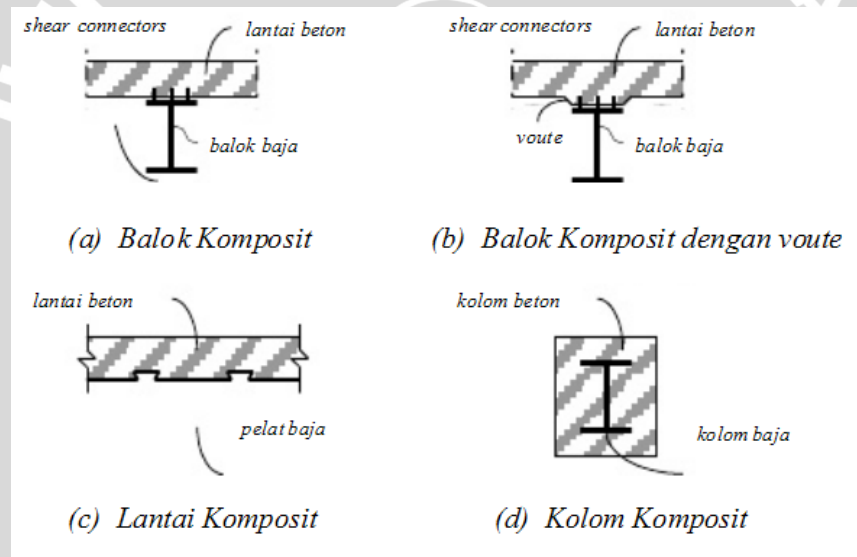
2.2.1 Umum

Struktur komposit merupakan suatu struktur yang terdiri dari 2 elemen struktur dengan bahan material yang berbeda dan bekerja bersama-sama membentuk satu-kesatuan, dimana masing-masing bahan/material tersebut mempunyai kekuatan sendiri-sendiri. Perpaduan antara material beton dan baja akan membentuk material komposit yang ekonomis serta efisien lewat hasil

kerjasama yang tercipta melalui kekuatan lekat pada interface kedua material tersebut. Komponen struktur komposit ini dapat menahan beban sekitar 33 hingga 50% lebih besar daripada beban yang dapat dipikul oleh balok baja saja tanpa adanya perilaku komposit. Contoh struktur komposit: (Viest, 1958)

- Baja dengan beton
- Kayu dengan beton
- Beton biasa dengan beton prategang

Struktur komposit dibentuk oleh elemen baja dan beton dengan memanfaatkan perilaku interaksi yang terjadi antara baja dan beton. Serta memobilisasikan kemampuan optimal dari masing-masing bahan dalam memikul beban. (Setiawan, 2008)



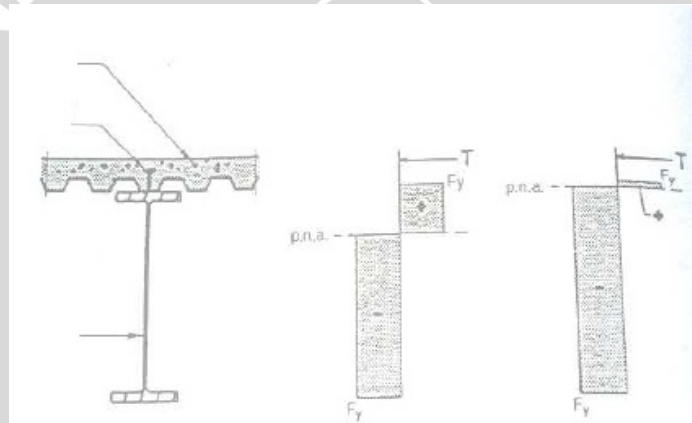
Gambar 2.2 Struktur komposit antara baja dengan beton
(Sumber: Setiawan, 2008)

Dengan menggunakan konstruksi komposit dalam desain suatu komponen struktur ternyata dapat diperoleh beberapa keuntungan sebagai berikut: (Setiawan, 2008)

- Dapat mereduksi berat profil baja yang dipakai
- Tinggi profil baja yang dipakai dapat dikurangi
- Meningkatkan kekuatan lantai
- Dapat menambah panjang bentang layan

2.2.2 Aksi komposit

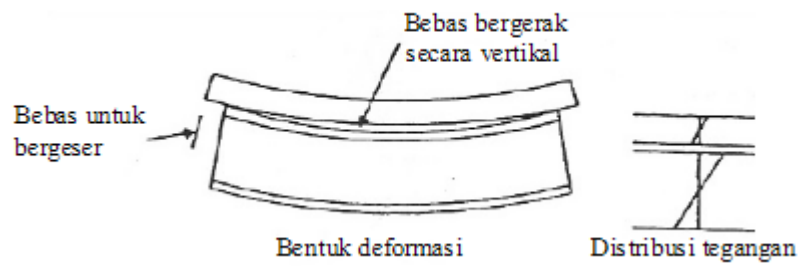
Perilaku komposit hanya akan terjadi jika potensi terjadinya selip antara kedua material ini dapat dicegah. Telah dijelaskan sebelumnya bahwa hal ini dapat teratasi jika gaya geser horisontal pada kedua permukaan baja dan beton dapat ditahan dengan menggunakan penghubung geser. Penghubung geser ini selanjutnya dihubungkan pada bagian *flens* atas balok dengan jarak dengan jarak tertentu dan akan memberikan sambungan secara mekanik melalui mekanisme pengankuran dalam beton yang telah mengeras. Penghubung geser tipe stud paling banyak digunakan, dan lebih dari satu buah stud dapat dipasangkan pada tiap lokasi, jika lebar *flens* memungkinkannya. Di samping itu, pemasangan stud juga relatif lebih mudah dan hanya membutuhkan tenaga kerja dalam jumlah yang sedikit. (Viest, 1958)



Gambar 2.3 Aksi komposit
(Sumber: Viest, 1958)

Tingkatan sambungan yang diberikan pada permukaan (*interface*) pelat beton dengan balok baja menghasilkan serangkaian peningkatan perilaku.

1. Pada suatu kondisi ekstrim dapat diasumsikan bahwa tidak ada sambungan sama sekali. Respon pelat beton dan balok baja terhadap pembebanan secara independen dan kekuatan yang dapat diandalkan diberikan oleh kapasitas plastis dari balok itu sendiri. Hal tersebut terjadi pada struktur baja yang tidak mendapat sambungan mekanis antara balok dan pelatnya. (Viest, 1958)



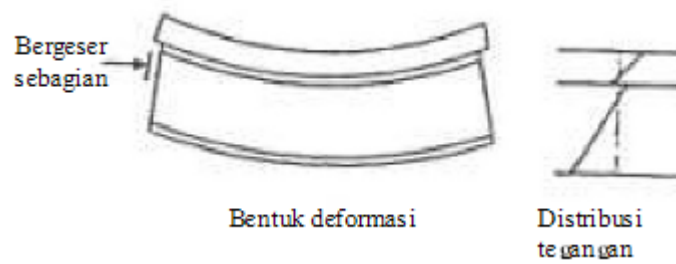
Gambar 2.4 Balok tanpa aksi komposit
(Sumber: Setiawan, 2008)

2. Pada kondisi ekstrim yang lain kita dapat mengasumsikan terjadi aksi komposit penuh. Balok baja dan pelat beton merespon sebagai satu kesatuan karena tidak adanya pemutusan tegangan pada permukaan (*interface*). Aksi komposit penuh memerlukan sambungan yang mempunyai gaya geser, lentur dan kekakuan axial yang tak terbatas. Karena tidak ada sambungan geser mekanis yang mampu memberikan tingkat kekakuan sambungan sempurna, maka ini menjadi tidak praktis. (Viest, 1958)



Gambar 2.5 Balok dengan aksi komposit penuh
(Sumber: Setiawan, 2008)

3. Pada Gambar 2.6, kondisi antara tanpa aksi komposit dengan aksi komposit penuh terdapat aksi komposit parsial.



Gambar 2.6 Balok dengan aksi komposit parsial
(Sumber: Setiawan, 2008)

Pada kasus ini jumlah sambungan yang diberikan lebih kecil dari $A_s f_y$ dan $0,85A_c f_c$. Kekuatan yang diberikan oleh interaksi parsial dapat diambil sebagai interpolasi linear antara tanpa aksi komposit dengan aksi komposit penuh. Pada kondisi ini, jumlah sambungan geser dapat disesuaikan dengan batas keperluan minimum yang diperlukan. (Viest, 1958)

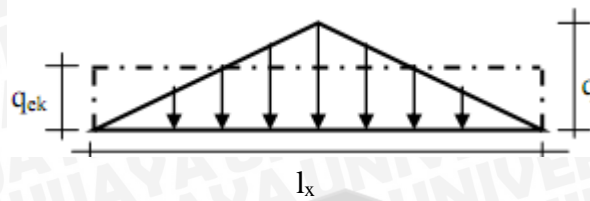
Reduksi berat sekitar 20-30% dapat diperoleh dengan memanfaatkan perilaku sistem komposit penuh. Dengan adanya reduksi berat ini, maka secara langsung juga dapat mengurangi tinggi profil baja yang dipakai. Berkurangnya tinggi profil baja yang dipakai akan mengakibatkan berkurangnya tinggi bangunan secara keseluruhan, dan membawa dampak pula berupa penghematan material bangunan, terutama untuk dinding luar dan tangga. (Setiawan, 2008)

2.3 Kriteria Perencanaan

2.3.1 Kombinasi beban berfaktor

Sebelum dilakukan kombinasi pembebanan, beban mati dan beban hidup pada pelat akan ditransfer pada balok sebagai beban segitiga dan trapesium. Beban segitiga dan trapesium tersebut harus diekuivalenkan sebagai beban merata. Perhitungan beban merata ekuivalen adalah sebagai berikut:

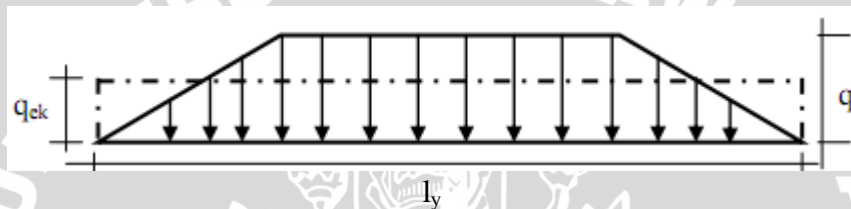
1. Beban segitiga



Gambar 2.7 Ekuivalensi beban segitiga menjadi beban merata

$$q_{ek} = 1/3 \cdot q \cdot l_x$$

2. Beban trapesium



Gambar 2.8 Ekuivalensi beban trapesium menjadi beban merata

$$q_{ek} = 1/2 \cdot q \cdot (l_x/l_y^2) \cdot (l_y^2 - 1/3 \cdot l_x^2)$$

SNI menentukan kombinasi beban sesuai yang dipakai oleh ACI 2002. Load Faktor lama untuk E memakai nilai 1,4. Kini diganti 1,0, karena peraturan baru telah memakai beban gempa berupa beban batas. Pada Tabel 2.1. diperlihatkan kombinasi beban yang tercantum dalam SNI.

Tabel 2.1 Kombinasi pembebanan

No.	Beban Kombinasi
1	$\mu = 1,4D$
2	$\mu = 1,2D + 1,6L + 0,5 (A \text{ atau } R)$
3	$\mu = 1,2D + 1,0L + 1,6W + 0,5 (A \text{ atau } R)$
4	$\mu = 0,9D + 1,6W$
5	$\mu = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E$
6	$\mu = 0,9D \pm 1,0E$

(Sumber: Purwono, 2005)

Keterangan:

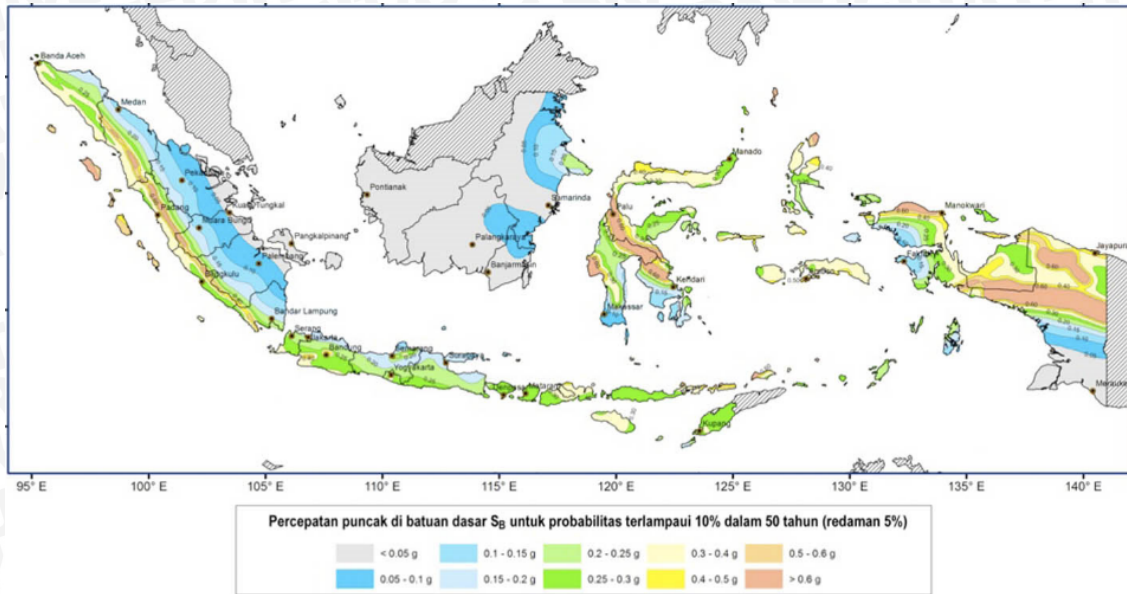
- D = beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen,
- L = beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung,
- A = beban atap,
- R = beban hujan,
- W = beban angin,
- E = beban gempa.

Untuk komponen struktur (kolom) yang menahan sistem struktur (misalkan dinding struktur) yang tidak menerus, maka E pada rumus 5 dan 6 harus diganti dengan $V_m = fV$ dimana f diambil dari kolom 5 Tabel 3 SNI 1726. (Purwono, 2005)

2.3.2 Wilayah gempa (WG)

SNI 1726 telah membagi Indonesia dalam 6 wilayah gempa (WG). Gambar peta dalam SNI disusun berdasarkan atas 10% kemungkinan gerak tanah oleh gempa rencana dilampaui dalam periode 50 tahun, yang identik dengan periode ulang rata-rata 500 tahun. (Purwono, 2005)

Wilayah gempa dicirikan oleh nilai Percepatan Puncak Efektif Batuan Dasar (PPEBD) di masing-masing wilayah dan dinyatakan dalam fraksi dari konstanta gravitasi (g). WG 1 adalah wilayah kegempaan paling rendah dengan PPEBD = 0,03g, sedangkan wilayah gempa 6 menyandang wilayah kegempaan tertinggi dengan PPEBD = 0,30g. (Purwono, 2005)



Gambar 2.9 Peta zona gempa 2010
(Sumber: RSNI 03-1726-2010)

2.3.3 Kategori gedung

Pada setiap bangunan harus dikenal masuk dalam kategori salah satu dari 5 kategori gedung seperti pada tabel di bawah ini.

Tabel 2.2 Faktor keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk perumahan, 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

(Sumber: SNI 03-1726-2002)

Pada tabel di atas mencatumkan faktor utama I yang dipakai untuk menghitung beban gempa nominal (V) pada SPBL. Dalam tersebut dicantumkan pula I_1 dan I_2 yang pemakaiannya tergantung pada umur pakai bangunan yang didesain. (Purwono, 2005)

2.3.4 Konfigurasi struktur gedung

Keteraturan (beraturan atau tidak) atau konfigurasi gedung akan sangat mempengaruhi kinerja gedung sewaktu menahan gempa rencana, karena itu struktur gedung dibedakan dalam 2 golongan, yaitu yang beraturan dan yang tidak berdasarkan konfigurasi denah dan elevasi gedung. (Purwono, 2005)

Pada SNI 1726 mengatur 9 syarat struktur gedung yang beraturan kemudian menetapkan struktur yang tidak memenuhi 9 syarat tadi dianggap sebagai struktur gedung tidak beraturan. Analisis gedung beraturan dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen, sedangkan yang tidak, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respon dinamis. (Purwono, 2005)

2.3.5 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, horisontal, 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. (Purwono, 2005)

a. Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Di Indonesia, sistem struktur gedung yang umum digunakan adalah rangka pemikul momen, yang mana beban horisontal akibat gempa akan dipikul terutama

melalui mekanisme lentur. Pada saat gempa terjadi, rangka pemikul momen harus berperilaku sebagai rangka daktail supaya integritasnya tetap terjaga sehingga bangunan terhindar dari kemungkinan mengalami roboh dengan seketika. Perilaku daktail ini hanya dapat dicapai apabila pada saat terbentuknya sendi-sendi plastis pada pelat-balok-kolom mampu mentransfer efek beban lateral gempa tanpa kehilangan kekuatan dan kekakuannya. (www.ITBcentrallibrary.com)

b. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

SRPMB pada struktur bangunan diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. SRPMB diterapkan pada wilayah gempa 1 dan 2. (SNI 03-1729-2002)

c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

SRPMK pada struktur bangunan diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. SRPMK diterapkan pada wilayah gempa 5 dan 6. (SNI 03-1729-2002)

d. Sistem Rangka Pemikul Momen Terbatas (SRPMT)

Sistem Rangka Pemikul Momen Terbatas (SRPMT) diharapkan pada struktur bangunan dapat mengalami deformasi inelastis secara moderat akibat gaya gempa rencana. SRPMT harus direncanakan sedemikian rupa sehingga deformasi inelastik akibat beban gempa rencana terakomodasi dengan tercapainya pelelehan pada komponen struktur untuk rangka dengan sambungan kaku, atau tercapainya pelelehan pada sambungan untuk rangka dengan sambungan semi kaku. SRPMT diterapkan pada wilayah gempa 3 dan 4. (SNI 03-1729-2002)

Adapun batasan-batasan terhadap balok dan kolom pada perencanaan menggunakan SRPMT yaitu mengenai rasio lebar terhadap tebal. Balok-balok harus memenuhi persyaratan λ_p pada tabel 2.3 berikut: (SNI 03-1729-2002)

Tabel 2.3 Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan

Jenis elemen	Lebar terhadap tebal (λ)	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
		λ_p (kompak)	λ_r (tak kompak)
Pelat sayap balok I dan kanal dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$
Pelat sayap balok I hibrida atau balok tersusun yang dilas dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_{yf}}}$	$\frac{420}{\sqrt{(f_{yf} - f_r) / k_e}}$
Pelat sayap dari komponen-komponen struktur tersusun dalam tekan	b/t	-	$\frac{290}{\sqrt{f_y / k_e}}$
Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan pelat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	b/t	-	$\frac{250}{\sqrt{f_y}}$
Sayap dari profil siku tunggal pada penyokong, sayap dari profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyokong, elemen yang tidak diperkaku, yaitu yang ditumpu pada salah satu sisinya	b/t	-	$\frac{200}{\sqrt{f_y}}$
Pelat badan dari profil T	d/t	-	$\frac{335}{\sqrt{f_y}}$
Pelat sayap dari penampang persegi panjang dan	b/t	$\frac{500}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{625}{\sqrt{f_y}}$

bujursangkar berongga dengan ketebalan seragam yang dibebani lentur atau tekan, pelat penutup dari pelat sayap dan pelat diafragma yang terletak di antara baut-baut atau las			
Bagian lebar yang tak terkekang dari pelat penutup berlubang	b/t	-	$\frac{830}{\sqrt{f_y}}$
Bagian-bagian pelat badan dalam tekan akibat lentur	h/t_w	$\frac{1680}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{2550}{\sqrt{f_y}}$
Bagian-bagian pelat badan dalam kombinasi tekan dan lentur	h/t_w	<p>Bila $N_u/\phi_b N_y \leq 0,125$</p> $\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2,75 N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right)$ <p>Bila $N_u/\phi_b N_y > 0,125$</p> $\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right) \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$	$\lambda_p = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{0,74 N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right)$
Elemen-elemen lainnya yang diperkaku dalam tekan murni, yaitu dikekang sepanjang kedua sisinya	h/t_w	-	$\frac{665}{\sqrt{f_y}}$
Penampang bulat berongga	D/t	-	$22000/f_y$
Pada tekan aksial			$62000/f_y$
Pada lentur		$14800/f_y$	

(Sumber: SNI 03-1729-2002)

Sedangkan batasan-batasan terhadap perencanaan SRPMT pada kolom mengenai rasio lebar terhadap tebal harus memenuhi persyaratan λ_p pada tabel 2.4 berikut: (SNI 03-1729-2002)

Tabel 2.4 Nilai batas perbandingan lebar terhadap tebal λ_p , untuk elemen tekan

Keterangan elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal	Nilai batas perbandingan lebar terhadap tebal λ_p
Sayap-sayap profil I, profil hibrida atau profil tersusun dan profil kanal dalam lentur	b/t	$\frac{135}{\sqrt{f_y}}$
Pelat-pelat badan pada kombinasi lentur dan aksial tekan	h/t_w	<p>Bila $N_u / \phi_b N_y \leq 0,125$</p> $\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \left(1 - 1,54 \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right)$ <p>Bila $N_u / \phi_b N_y > 0,125$</p> $\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right) \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$
Penampang baja bulat berongga dalam aksial tekan atau lentur	D/t	$\frac{9000}{f_y}$
Penampang baja persegi berongga dalam aksial tekan atau lentur	b/t atau h/t	$\frac{290}{\sqrt{f_y}}$

(Sumber: SNI 03-1729-2002)

Selain itu, kedua pelat sayap dari balok harus dikekang secara lateral dengan cara langsung atau tidak langsung. Panjang daerah yang tidak terkekang secara lateral tidak boleh melampaui $25250 \cdot r_y / f_y$. Pengekang lateral harus dipasang pada daerah yang menunjukkan kemungkinan terbentuknya sendi plastis. (Sumber: SNI 03-1729-2002)

2.3.6 Beban gempa

Sementara untuk struktur gedung beraturan beban gempa nominal (V) akibat gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur yang terjadi di tingkat dasar, dihitung dengan rumus Pasal 6.1.2 berikut:

$$V = \frac{C_t I}{R} W_t \quad (2-1)$$

dimana C_1 adalah nilai Faktor Respon Gempa yang didapat dari spektrum Respon Gempa Rencana di SNI 1726 untuk waktu getar alami fundamental T . Faktor Keutamaan I telah dijelaskan di butir 5 dan W_t adalah total beban gravitasi ($D + L$). C_1 merupakan suatu faktor yang tergantung pada lokasi wilayah gempa dan jenis lapisan tanah yang berada di bawah gedung yang didesain. Sedangkan nilai R harus diambil dari Tabel 3 SNI 1726 sesuai sistem struktur yang akan dipakai. Beban L boleh direduksi sesuai SNI 03-1727-2002. (Purwono, 2005)

2.3.7 Distribusi dari V

Beban geser dasar nominal V yang diperoleh menurut Pasal 6.1.2 harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut rumus:

$$F_i = \frac{W_i Z_i}{\sum_{i=1}^n W_i Z_i} V \quad (2-2)$$

Namun, bila rasio antar tinggi struktur gedung terhadap ukuran denahnya yang searah dengan beban gempa ≥ 3 , maka $0,1 V$ harus lebih dahulu dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai paling atas, baru kemudian sisa $0,9 V$ harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung seperti pada rumus F_i di atas. (Purwono, 2005)

2.4 Konsep Perencanaan

Dalam perkembangan filosofi desain, pada tahun 1986 di Amerika Serikat diperkenalkanlah suatu filosofi desain yang baru, yaitu desain keadaan batas yang disebut LRFD. Metode ini diperkenalkan oleh *American Institute of Steel Construction* (AISC), dengan diterbitkannya dua buku "*Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*" (yang dikenal sebagai LRFD spesification) dan *Load and Resistance Factor Design of Steel Construction* (LRFD manual) yang menjadi acuan utama perencanaan struktur baja dengan LRFD. Konsep LRFD jauh lebih rasional dengan berdasarkan pada konsep probabilitas. Dalam metode LRFD tidak diperlukan analisa probabilitas

secara penuh, terkecuali untuk situasi-situasi tidak umum yang tidak diatur dalam peraturan. (Smith, 1996)

LRFD adalah suatu metode perencanaan struktur baja yang mendasarkan perencanaannya dengan membandingkan kekuatan struktur yang telah diberi suatu faktor resistensi (ϕ) terhadap kombinasi beban terfaktor yang direncanakan bekerja pada struktur tersebut ($\Sigma\gamma_i Q_i$). Faktor resistensi diperlukan untuk menjaga kemungkinan kurangnya kekuatan struktur, sedangkan faktor beban digunakan untuk mengantisipasi kemungkinan adanya kelebihan beban. (Smith, 1996)

Secara umum, suatu struktur dikatakan aman apabila memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$\phi R_n \geq \Sigma\gamma_i \cdot Q_i \quad (2-3)$$

Bagian dari kiri persamaan di atas merepresentasikan tahanan atau kekuatan dari sebuah komponen atau sistem struktur. Dan bagian kanan persamaan menyatakan beban yang harus dipikul struktur tersebut. Jika tahanan nominal R_n dikalikan suatu faktor tahanan ϕ maka akan diperoleh tahanan rencana. Namun demikian, berbagai macam beban (beban mati, beban hidup, gempa, dan lain-lain) pada bagian kanan persamaan tersebut dikalikan suatu faktor beban γ_i untuk mendapatkan jumlah beban terfaktor $\Sigma\gamma_i \cdot Q_i$. (Setiawan, 2008)

2.5 Metode Analisis dan Desain

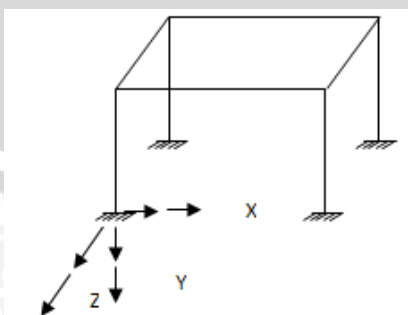
2.5.1 Analisis struktur

Analisis struktur menurut cara-cara mekanika teknik yang baku merupakan pra-perencanaan bagi disain struktur komposit. Bentuk dan besarnya ukuran penampang akibat pembebanan akan menentukan disain. Analisis dengan bantuan komputer menggunakan aplikasi analisis struktur 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.

2.5.2 Analisis portal tiga dimensi

Struktur terbentuk dari elemen-elemen batang lurus (lazimnya prismatis) yang dirangkai dalam ruang tiga dimensi, dengan sambungan antar ujung-ujung batang diasumsikan kaku sempurna namun dapat berpindah tempat dan berputar dalam ruang tiga dimensi. Beban luar yang bekerja boleh berada di titik-titik buhul maupun pada titik-titik di sepanjang batang dengan arah sembarang. Posisi tumpuan, yang dapat berupa jepit atau sendi, harus berada pada titik-titik buhul. Mengingat sambungan antar ujung-ujung batang adalah kaku sempurna yang dapat menjamin stabilitas elemen, maka sistem portal tiga dimensi ini meskipun lazimnya mendekati bentuk-bentuk segi-empat, namun pada prinsipnya boleh berbentuk sembarang. Elemen-elemen pembentuk sistem portal tiga dimensi (*space frame system*) tersebut akan dapat mengalamigaya-gaya dalam (*intemal forces*) berupa: momen lentur (*bending moment*) dalam dua arah sumbu putar, momen torsi (*torsional morment*), gaya geser dalam dua arah, dan gaya aksial. Berbagai contoh struktur di lapangan yang dapat diidealisasikan menjadi sistem portal tiga dimensi antara lain adalah: struktur portal gedung bertingkat banyak, struktur bangunan industri/pabrik, struktur jernbatan berbentuk panjang, struktur dermaga, dan sejenisnya, yang ditinjau secara tiga dimensi. (Nasution, 2000)

Portal ruang mempunyai enam komponen reaksi di setiap tumpuan. Tiga komponen x , y , z serta tiga kopel M_x , M_y , dan M_z . Pada titik kumpul kaku mempunyai 3 persamaan gaya dan 3 persamaan momen, Resultan tegangan disetiap batang bisa dicari, bila 6 dari 12 gaya (pada gambar) diketahui sehingga setiap batang memberi enam gaya yang tak diketahui. (Nasution, 2000)



Gambar 2.10 Komponen gaya pada portal ruang

(Sumber: Nasution, 2000)

2.5.3 Analisis statik ekuivalen

Analisa Gempa dengan metoda Statik Ekuivalen digunakan untuk memperhitungkan respon struktur terhadap gaya gempa. Dimana akibat gaya gempa, struktur akan bergoyang berdasarkan periode natural sistem. Dalam analisa ini, penambahan gaya akibat gempa akan dijadikan beban lateral statik yang nilainya ekuivalen berdasarkan gempa maksimum yang mungkin terjadi. Adapun besarnya gaya tersebut tergantung dari periode natural dan jenis tanah. (Alkaff, 2006)

Pada struktur gedung beraturan pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat ditampilkan sebagai beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai-lantai tingkat, maka pengaruh beban-beban gempa nominal statik ekuivalen tersebut dapat dianalisis dengan metoda analisis statik 3 dimensi biasa yang dalam hal ini disebut analisis statik ekuivalen 3 dimensi.

Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut: (SNI 03-1726-2002)

- Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.
- Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
- Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
- Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, 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. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.

- Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar-tingkat.
 - 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. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
 - Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
 - Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Kalaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.
- Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan-ketentuan di atas, ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik. (SNI 03-1726-2002)

2.6 Analisis Penampang Komponen Komposit

2.6.1 Lebar efektif balok komposit

Lebar lantai beton yang diperhitungkan dalam perancangan balok komposit adalah lebar lantai beton yang dapat bekerjasama dengan baja atau

disebut juga dengan lebar efektif. Dalam struktur komposit, konsep lebar efektif slab dapat diterapkan sehingga akan memudahkan perencanaan. Spesifikasi LRFD-13.1 telah menetapkan lebar efektif untuk slab beton yang bekerja secara komposit dengan balok baja, sebagai berikut : (Setiawan, 2008)

Untuk gelagar dalam (interior)

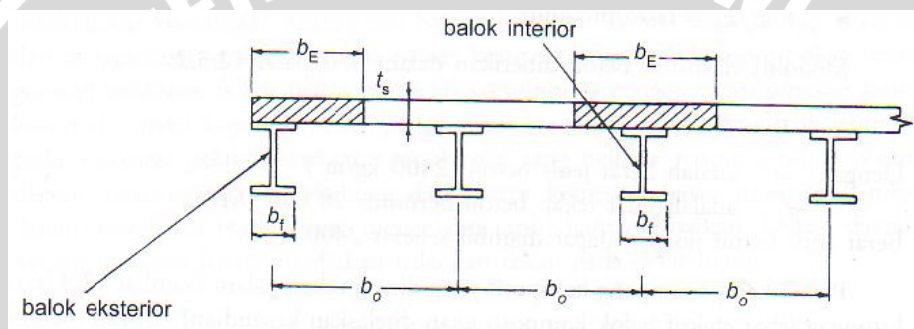
$$\blacksquare b_E = L/4 \quad (2-4)$$

$$\blacksquare b_E = b_o \quad (2-5)$$

Untuk gelagar luar (eksterior)

$$\blacksquare b_E = L/8 + (\text{jarak pusat balok ke tepi pelat}) \quad (2-6)$$

$$\blacksquare b_E = \frac{1}{2} b_o + (\text{jarak pusat balok ke tepi pelat}) \quad (2-7)$$



Gambar 2.11 Lebar efektif balok komposit

(Sumber: Setiawan, 2008)

Lebar efektif yang dipakai dipilih yang terkecil.

Keterangan:

L adalah panjang bentang

b_o adalah jarak antar as balok baja

2.6.2 Kuat lentur nominal balok komposit

Kuat lentur dari balok komposit di daerah momen positif dikontrol dari kekuatan plastis penampang atau kekuatan pelat beton ataupun dari kekuatan penghubung geser. Bila badan dari penampang baja sangat langsing dan badan menerima tekan dengan porsi besar sehingga terjadi tekuk pada badan, menyebabkan ada batasan terhadap kekuatan nominal balok. (Setiawan, 2008)

a. Kuat lentur positif

Kuat lentur nominal komposit pada kondisi momen positif, kondisi penampang beton adalah tekan. Kuat lentur nominal dari suatu komponen struktur komposit menurut SNI 03-1729-2002 pasal 12.4.2.1 ditentukan sebagai berikut: (Setiawan, 2008)

a) Untuk $h/t_w \leq 1680 / \sqrt{f_y}$

M_n kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit

$$\phi = 0,85$$

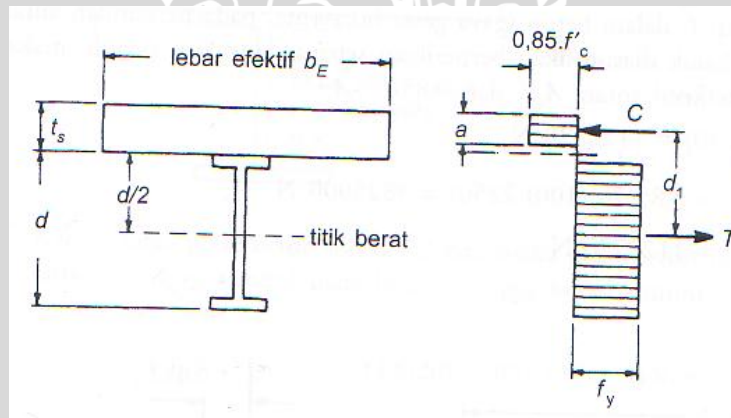
b) Untuk $h/t_w > 1680 / \sqrt{f_y}$

M_n kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan superposisi tegangan-tegangan elastis yang memperhitungkan pengaruh tumpuan sementara (perancah)

$$\phi = 0,90$$

Kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis, dapat dikategorikan menjadi dua kasus sebagai berikut: (Setiawan, 2008)

1. Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada pelat beton



Gambar 2.12 Distribusi tegangan plastis

(Sumber: Setiawan, 2008)

Dengan mengacu pada Gambar 2.12, maka besar gaya tekan C adalah:

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_E \quad (2-8)$$

Gaya tarik T pada profil baja adalah sebesar:

$$T = A_s \cdot f_y \quad (2-9)$$

Untuk menentukan kapasitas momen nominal, harus dicapai keseimbangan gaya, yaitu bila kondisi distribusi tegangan plastis memenuhi $C = T$, maka diperoleh:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_E} \quad (2-10)$$

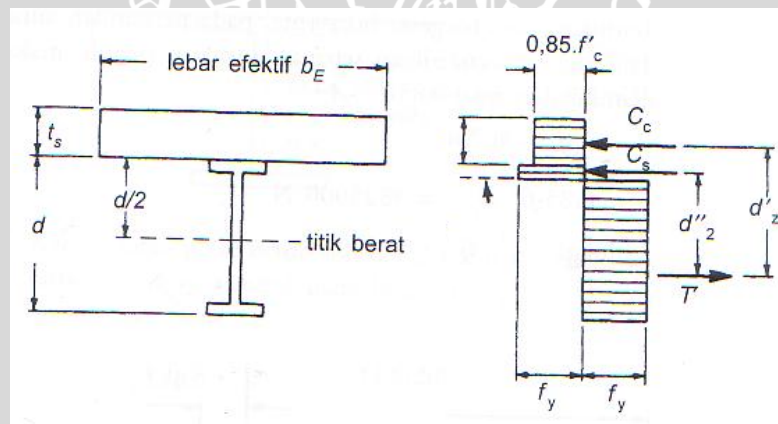
Kuat lentur nominal dapat dihitung dari Gambar 2.10:

$$M_n = C \cdot d_1 \quad (2-11a)$$

$$\text{atau} \quad = T \cdot d_1 = A_s \cdot f_y \cdot (d/2 + t_s - a/2) \quad (2-11b)$$

Jika dari hasil perhitungan ternyata $a > t_s$, maka asumsi harus diubah. Hasil ini menyatakan bahwa pelat beton tidak cukup kuat untuk mengimbangi gaya tarik yang timbul pada profil baja.

2. Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada profil baja



Gambar 2.13 Distribusi tegangan plastis

(Sumber: Setiawan, 2008)

Apabila dalam blok tegangan beton, a ternyata melebihi tebal pelat beton, maka distribusi tegangan dapat ditunjukkan seperti pada Gambar 2.13. Gaya tekan C_c yang bekerja pada beton adalah sebesar: (Setiawan, 2008)

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot t_s \cdot b_E \quad (2-12)$$

Dari keseimbangan gaya, diperoleh hubungan:

$$T' = C_c + C_s \quad (2-13)$$

Besarnya T' sekarang lebih kecil daripada $A_s \cdot f_y$, yaitu:

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \quad (2-14)$$

Dari 2 persamaan di atas, maka diperoleh:

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - C_c}{2} \quad (2-15)$$

Atau dengan mensubstitusikan persamaan pertama, diperoleh bentuk:

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot t_s}{2} \quad (2-16)$$

Kuat lentur nominal diperoleh dengan memperhatikan Gambar 2.11:

$$M_n = C_c \cdot d_2' + C_s \cdot d_2'' \quad (2-17)$$

Keterangan:

C = gaya tekan total

T = gaya tarik total

A_s = luas penampang profil baja

f_c' = mutu beton

f_y = tegangan leleh baja

b. Kuat lentur negatif

Desain kuat lentur negatif berlaku bila balok baja atau penampang komposit yang digunakan sederhana. Untuk penampang komposit, beton dengan gaya tarik diabaikan, tetapi memperhitungkan gaya tarik dari baja tulangan pada pelat beton. Persamaan keseimbangan berlaku dengan ketentuan sebagai berikut: (Setiawan, 2008)

1. Balok baja berupa penampang kompak harus diberi pengaku.
2. Penghubung geser dipasang pada daerah momen negatif luas penampang balok.
3. Batang tulangan longitudinal pada daerah lebar efektif pelat, harus dijangkar dengan baik.

Dengan menggunakan prinsip kesetimbangan:

$$T_{sr} \text{ (tarik-tulangan)} + T_s \text{ (tarik-profil baja)} = C_s \text{ (tekan-profil baja)}$$

Nilai T_{sr} diambil sebagai nilai terkecil dari:

- $A_r f_{yr}$
- ΣQ_n

Gaya tekan nominal maksimum dalam penampang balok baja

$$C_{max} = A_s \cdot f_y \quad (2-18)$$

Dari persamaan kesetimbangan:

$$C_s = T_{sr} + T_s \quad (2-19)$$

$$C_s = C_{max} - T_s \quad (2-20)$$

Maka diperoleh:

$$T_s = \frac{C_{max} - T_{sr}}{2} \quad (2-21)$$

$$\text{yang mana } T_{sr} = A_{sr} \cdot f_y \quad (2-22)$$

Letak garis netral penampang (PNA) ditentukan dengan asumsi bila nilai C_{max} lebih besar dari T_{sr} , maka PNA terletak di dalam baja. Diasumsikan PNA berada di flens atas penampang baja, maka dapat ditentukan: (Setiawan, 2008)

Jarak serat atas pelat sayap ke PNA

$$y_3 = \frac{T_s}{b_f \cdot f_y} \quad (2-23)$$

$$y = \frac{A_s \left(\frac{d}{2} \right) - b_f \cdot y_3 \left(d - \frac{y_3}{2} \right)}{A_s - b_f \cdot y_3} \quad (2-24)$$

Kuat lentur nominal negatif ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$\phi_b M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (2-25)$$

yang mana:

$$M_{n1} = T_{sr} \cdot d_3' = A_{sr} \cdot f_{yr} (d - y + t_s - (t_s/2)) \quad (2-26)$$

$$M_{n2} = T_s \cdot d_3'' = \frac{A_s \cdot f_y - A_{sr} \cdot f_{yr}}{2} \left(d - y - \left(\frac{y_3}{2} \right) \right) \quad (2-27)$$

2.6.3 Kuat geser nominal balok komposit

Kuat geser rencana balok komposit, ditentukan berdasarkan kuat geser pelat badan penampang baja. Gaya geser yang terjadi pada balok komposit harus memenuhi persamaan di bawah ini: (Salmon, 1996)

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2-28)$$

$$0,9 V_n \geq 0,6 \cdot f_y \cdot A_w, \quad \text{dimana } A_w = \text{luas kotor pelat badan} \quad (2-29)$$

2.6.4 Kuat rencana kolom komposit

Analisis dari kolom komposit hampir sama dengan analisis komponen struktur tekan kolom baja, namun dengan nilai f_y , E dan r yang telah dimodifikasi.

Persyaratan bagi suatu kolom komposit ditentukan dalam SNI 03-1729-2002 pasal 12.3.1. batasan-batasan berikut harus dipenuhi oleh suatu kolom komposit: (Setiawan, 2008)

1. Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas total penampang melintang kolom komposit, jika kurang maka komponen struktur tekan ini akan beraksi sebagai kolom beton biasa.
2. Untuk profil baja yang diselubungi beton, persyaratan berikut harus dipenuhi:
 - a. Tulangan longitudinal dan lateral harus digunakan, jarak antar pengikat lateral tidak boleh lebih besar dari 2/3 dimensi terkecil penampang kolom komposit. Luas penampang melintang dari tulangan longitudinal dan transversal minimum $0,18 \text{ mm}^2$ per mm jarak antar tulangan longitudinal/transversal.
 - b. Selimut beton harus diberikan minimal setebal 40 mm dari tepi terluar tulangan longitudinal dan transversal.
 - c. Tulangan longitudinal harus dibuat menerus pada lantai tingkat kecuali tulangan longitudinal yang hanya berfungsi sebagai kekangan beton.

3. Kuat tekan beton, f_c' berkisar antara 21 hingga 55 Mpa untuk beton normal, dan minimal 28 Mpa untuk beton ringan.
4. Tegangan leleh profil baja dan tulangan longitudinal tidak boleh melebihi 380 Mpa.
5. Untuk mencegah tekuk lokal pada pipa baja atau penampang baja berongga, maka ketebalan dinding minimal disyaratkan sebagai berikut:
 - a. Untuk penampang persegi dengan sisi b , maka $t \geq b \sqrt{\frac{f_y}{E}}$
 - b. Untuk penampang lingkaran dengan diameter D , maka $t \geq D \frac{\sqrt{f_y}}{8E}$

Perhitungan kuat rencana kolom komposit diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 12.3.2. Dalam pasal ini dinyatakan bahwa kuat rencana kolom komposit adalah: (Setiawan, 2008)

$$N_u = \phi_c \cdot N_n \quad (2-30)$$

Dengan:

$$\phi_c = 0,85$$

$$N_n = A_s \cdot f_{cr}, \text{ dimana } f_{cr} = \frac{f_{my}}{\omega} \quad (2-31)$$

Nilai dari ω ditentukan sebagai berikut:

$$\text{untuk } \lambda_c \leq 0,25 \quad \text{maka } \omega = 1 \quad (2-32a)$$

$$\text{untuk } 0,25 < \lambda_c < 1,2 \quad \text{maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} \quad (2-32b)$$

$$\text{untuk } \lambda_c \geq 1,2 \quad \text{maka } \omega = 1,25 \lambda_c^2 \quad (2-32c)$$

Dengan:

$$\lambda_c = \frac{k_c \cdot L}{r_m \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} \quad (2-33)$$

$$f_{my} = f_y + c_1 \cdot f_{yr} \cdot \frac{A_r}{A_s} + c_2 \cdot f_c \cdot \frac{A_c}{A_s} \quad (2-34)$$

$$E_m = E_s + c_3 \cdot E_c \cdot \frac{A_c}{A_s} \quad (2-35)$$

$$E_c = 0,041 w^{1,5} \sqrt{f_c'} \quad (2-36)$$

Keterangan:

A_c adalah luas penampang beton, mm^2

A_r adalah luas penampang tulangna lomgitudinal, mm^2

A_s adalah luas penampang profil baja, mm^2

E adalah modulus elastisitas baja, MPa

E_c adalah modulus elastisitas beton, MPa

E_m adalah modulus elastisitas untuk perhitungan kolom komposit, MPa

f_{cr} adalah tegangan tekan kritis, MPa

f_y adalah tegangan leleh profil baja, MPa

f_c' adalah kuat tekan karakteristik beton, MPa

k_c adalah faktor panjang efektif kolom

L adalah panjang unsure struktur, mm

N_n adalah kuat aksial nominal, N

r_m adalah jari-jari girasi kolom komposit, mm

w adalah berat jenis beton, kg/m^3

λ_c adalah parameter kelangsingan

Φ_c adalah faktor reduksi beban aksial tekan

ω adalah faktor tekuk

Pada persamaan di atas, c_1 , c_2 dan c_3 adalah koefisien yang besarnya:

a) Untuk pipa baja yang diisi beton:

$$c_1 = 1,0 \quad c_2 = 0,85 \quad \text{dan} \quad c_3 = 0,4$$

b) Untuk pipa baja yang diberi selubung beton:

$$c_1 = 0,7 \quad c_2 = 0,6 \quad \text{dan} \quad c_3 = 0,2$$

Jari-jari girasi kolom komposit diambil lebih besar daripada jari-jari girasi profil baja dan kolom beton. Pendekatan yang konservatif adalah dengan menggunakan jari-jari girasi yang terbesar antara proful baja dan kolom beton, yang dapat diambil sebesar 0,3 kali dimensi dalam bidang tekuk.

$$r_m = r > 0,3b \quad (2-37)$$

Dengan :

r adalah jari-jari girasi profil baja dalam bidang tekuk

b adalah dimensi terluar kolom beton dalam bidang tekuk

Kuat rencana maksimum yang dipikul oleh beton pada kolom harus diambil sebesar $1,7 \cdot \Phi_c \cdot f_c' \cdot A_B$, dengan $\Phi_c = 0,60$ dan A_B adalah luas daerah pembebanan. (Setiawan, 2008)

Perhitungan kuat rencana kolom komposit yang menahan beban kombinasi aksial dan lentur diatur dalam LRFD Pasal 7.4.3.3 sebagai berikut:

a. Untuk $N_u / \phi N_n \geq 0,2$

$$N_u / \phi_c N_n + 8/9 (M_{ux} / \phi_b \cdot M_{nx} + M_{uy} / \phi_b \cdot M_{ny}) \leq 1,0 \quad (2-38)$$

b. Untuk $N_u / \phi N_n < 0,2$

$$2N_u / \phi_c N_n + 8/9 (M_{ux} / \phi_b \cdot M_{nx} + M_{uy} / \phi_b \cdot M_{ny}) \leq 1,0 \quad (2-39)$$

Keterangan:

M_{nx} = kuat lentur nominal terhadap sumbu-x

M_{ny} = kuat lentur nominal terhadap sumbu-y

M_{ux} = kuat lentur perlu terhadap sumbu-x

M_{uy} = kuat lentur perlu terhadap sumbu-y

N_n = kuat aksial nominal

N_u = kuat aksial perlu

2.6.5 Sambungan

- Sambungan baut

$$\text{Tahanan geser} \quad (\phi R_n) = m \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (2-40)$$

$$\text{Tahanan tarik} \quad (\phi R_n) = 0,75 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (2-41)$$

$$\text{Tahanan tumpu} \quad (\phi R_n) = 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (2-42)$$

Tahanan nominal yang diambil adalah yang terkecil.

$$\text{Jumlah baut, } n = Vu / \phi R_n \quad (2-43)$$

Keterangan:

r_1 = 0,5 (baut tanpa ulir pada bidang geser)

= 0,4 (baut dengan ulir pada bidang geser)

f_u^b adalah tegangan tarik putus baut

A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

f_u adalah tegangan tarik putus terendah dari baut atau pelat

t_p adalah tebal pelat
 m adalah jumlah bidang geser

Kontrol jarak baut:

$$\text{Jarak tepi minimum} : 1,5 \text{ db} \quad (2-44)$$

$$\text{Jarak tepi maksimum} : (4 t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm} \quad (2-45)$$

$$\text{Jarak minimum antar baut} : 3 \text{ db} \quad (2-46)$$

$$\text{Jarak maksimum antar baut} : 1,5 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \quad (2-47)$$

(SNI 03-1729-2002)

- Sambungan las

Tahanan nominal las sudut

$$R_u \leq \phi R_{nw} \quad (2-48)$$

$$\text{Dengan } \phi \cdot R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 f_{uw}) \text{ (las)} \quad (2-49)$$

$$\phi \cdot R_{nw} = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 f_u) \text{ (bahan dasar)} \quad (2-50)$$

Keterangan :

f_{uw} adalah tegangan tarik putus logam las

f_u adalah tegangan tarik putus bahan dasar

t_e adalah tebal efektif las (mm)

(SNI 03-1726-2002)

Panjang efektif las sudut

$$L_w = \frac{R_u}{\phi \cdot R_{nw}} \quad (2-51)$$

Tabel 2.5 Ukuran minimum las sudut

Tebal bagian paling tebal, t (mm)	Tebal minimum las sudut, a (mm)
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t \leq 15$	5
$T > 15$	6

(Sumber: SNI 03-1729-2002)

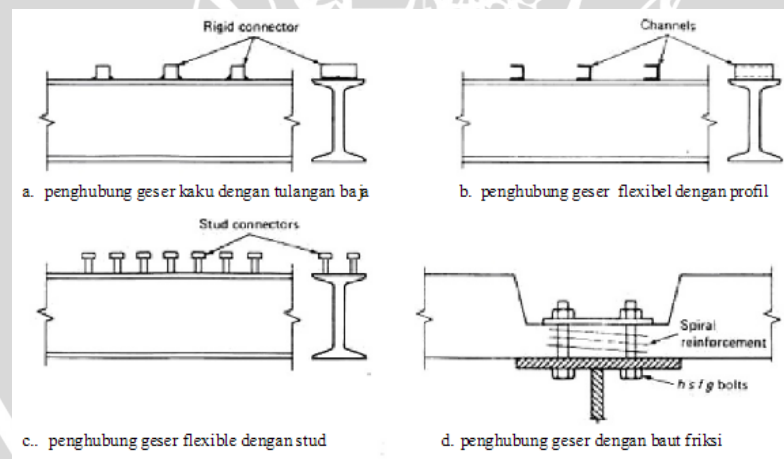
Sedangkan pembatasan ukuran maksimum las sudut:

- Untuk komponen dengan tebal kurang dari 6,4 mm, diambil setebal komponen.
- Untuk komponen dengan tebal 6,4 mm atau lebih, diambil 1,6 mm kurang dari tebal komponen.

(SNI 03-1726-2002)

2.6.6 Penghubung geser

Supaya sebuah gelagar baja dan lempeng beton dapat bertingkah laku sebagai satu kesatuan, kedua material harus disambung sedemikian antara yang satu dengan yang lainnya sehingga geseran longitudinal bisa disalurkan di antara keduanya. Apabila gelagar baja dibungkus sepenuhnya dengan lempengan beton, maka tidak perlu dipakai alat penyambung mekanis, karena geseran longitudinal bisa disalurkan sepenuhnya oleh ikatan antara baja dan beton. Apabila gelagar baja tidak dibungkus sepenuhnya maka perlu dipakai *shear connector* mekanis. (Amon, dkk, 1999)



Gambar 2.14 Tipe-tipe penghubung geser

(Sumber: Amon, dkk, 1999)

Penghubung geser yang umum dipakai berupa potongan baja kanal atau stud berkepala yang dilas pada sayap atas dari balok baja. Panjang stud terpasang minimal empat kali diameter batang stud. Tebal beton di atas puncak penghubung

geser minimal 25 mm, kecuali jika penghubung geser dipasang di atas dek baja berprofil. (Setiawan, 2008)

Untuk komposit yang bekerja menahan momen lentur positif, gaya geser horisontal total antara titik momen positif maksimum dan titik momen nol harus diambil nilai terkecil dari: (Setiawan, 2008)

1. $0,85 f'_c \cdot A_c$
2. $A_s \cdot f_y$
3. ΣQ_n

a. Kuat geser *stud*

Kuat geser nominal (Q_n) untuk satu stud baja yang tertanam dalam pelat beton adalah:

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (2-52)$$

Keterangan:

A_{sc} adalah luas penampang bersih stud (mm^2)

f_u adalah kuat tarik minimum stud (Mpa)

E_c adalah modulus elastisitas beton

$$E_c = w^{1,5} \sqrt{f'_c}, \text{ dimana } w = \text{berat volume beton} \quad (2-53)$$

Diameter stud maksimal adalah 2,5 kali tebal sayap balok baja, kecuali jika stud dilas tepat di atas badan balok baja. (Setiawan, 2008)

b. Kuat geser kanal

Kuat geser nominal (Q_n) penghubung geser kanal yang tertanam dalam pelat beton adalah:

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_b) L_c \sqrt{f'_c \cdot E_c} \quad (2-54)$$

Keterangan:

t_f adalah tebal sayap kanal

t_b adalah tebal badan kanal

L_c adalah panjang kanal

Jumlah penghubung geser yang diperlukan pada daerah yang dibatasi oleh titik momen lentur maksimum, positif atau negatif dan momen nol yang berdekatan adalah sama dengan gaya geser horisontal total V_h yang bekerja dibagi dengan kuat nominal satu sambungan geser Q_n .

$$N = \frac{V_h}{Q_n} \quad (2-55)$$

(Setiawan, 2008)

