

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pembebanan Pada Struktur

Sebagaimana diatur dalam Standar Nasional Indonesia (SNI) 1727 tahun 2020, beban didefinisikan sebagai gaya atau tindakan lainnya yang timbul karena berat dari bahan bangunan, penghuni beserta barang-barangnya, dampak lingkungan, variasi gerakan, dan pengaruh kekangan akibat perubahan dimensi. Definisi ini mencakup berbagai faktor yang dapat mempengaruhi performa dan keandalan suatu struktur bangunan.

Pentingnya pemahaman terhadap jenis-jenis beban tersebut tidak hanya menjadi dasar dalam perancangan struktur, tetapi juga menjadi langkah awal dalam memastikan keamanan dan kelayakan bangunan. Beberapa aspek, seperti pengaruh lingkungan dan variasi gerakan, dapat memiliki kontribusi signifikan terhadap gaya atau beban yang diterima oleh struktur. Oleh karena itu, dalam mengevaluasi desain struktural, perlu dilakukan analisis yang cermat terhadap beban yang mungkin terjadi selama siklus hidup bangunan.

Selain itu, persyaratan dan definisi-beban ini mencerminkan perhatian terhadap aspek keberlanjutan dan keamanan pada bangunan. Dengan mempertimbangkan berbagai sumber beban, perancangan struktur dapat diarahkan untuk mengakomodasi beragam kondisi dan situasi yang mungkin terjadi. Hal ini melibatkan penerapan metodologi dan teknologi terkini untuk memastikan bahwa struktur mampu bertahan dan berkinerja baik sepanjang waktu, sesuai dengan perkembangan standar dan regulasi yang berlaku.

2.1.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah resultan gaya gravitasi yang timbul dari segala elemen atau struktur yang tetap pada saat struktur tersebut aktif digunakan. Termasuk di dalamnya adalah komponen tambahan, mesin, dan peralatan yang menjadi bagian integral dan permanen dari bangunan tersebut. Selain itu, beban mati melibatkan berat sendiri struktur, sistem perpipaan, instalasi listrik yang tersembunyi di lantai, dan juga plafon (Setiawan, 2016:6).

Tabel 2. 1 Beban mati

Komponen Bangunan	Berat
Baja	77,3 kN/m ³
Beton bertulang	23,6 kN/m ³
Beton polos	22,6 kN/ m ³
Pasir	14,1 kN/m ³
Mortar, semen/kapur	20,4 kN/m ³
Dinding bata merah	2,3 kN/m ²
Penutup atap genting	0,50 kN/m ²
Keramik	23,3 kN/m ³
Langit-langit & Penggantung	0,2 kN/m ²
Jendela kaca	0,38 kN/m ²
Plesteran	0,24 kN/m ²
Aspal	0,1 kN/m ²

Sumber : SNI 1727-2020, *Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain*

2.1.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup merujuk pada jenis beban yang muncul karena aktivitas penggunaan gedung selama masa operasionalnya. Komponen beban ini mencakup kehadiran manusia, pergerakan kendaraan bermotor, peralatan yang dapat dipindahkan, dan objek lain yang tidak memiliki posisi tetap. Karena nilai dan lokasi beban hidup cenderung bervariasi, menetapkan beban hidup dengan ketepatan merupakan tugas yang sangat sulit (Setiawan, 2016).

Tabel 2. 2 Beban hidup

Kegunaan Bangunan	Berat Merata
Gedung Perkantoran	
Lobi & koridor lantai pertama	4,79 (kN/m ²)
Kantor	2,4 (kN/m ²)
Koridor di atas lantai pertama	3,83 (kN/m ²)
Atap datar, berbumbu dan lengkung	0,96 (kN/m ²)

Sumber: SNI 1727-2020, *Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain*

2.1.3 Beban Gempa

Berdasarkan letak geografis, Indonesia terletak di dekat tiga pertemuan lempeng tektonik aktif, yang meningkatkan risiko gempa. Akibat dari gempa tersebut menimbulkan kerusakan fisik yang cukup fatal pada bangunan.

Menurut Setiawan (2016:7), gaya lateral yang berasal dari gempa bumi, di mana tanah bergerak dari berbagai arah, dikenal sebagai beban gempa. Dalam beberapa keadaan, pergerakan horizontal dapat memiliki pengaruh yang lebih besar terhadap struktur bangunan daripada pergerakan vertikal. Oleh karena itu, mempertimbangkan beban yang dihasilkan oleh gempa bumi menjadi hal yang penting dalam merancang struktur.

2.1.4 Kombinasi Beban

Kekuatan yang diperlukan (U) disajikan dalam bentuk beban yang sudah difaktorkan, momen, dan gaya. Beban yang telah difaktorkan adalah beban yang diukur sesuai dengan peraturan pembebanan yang berlaku, lalu dikalikan dengan faktor beban yang sesuai. Penyesuaian kombinasi pembebanan sesuai dengan pedoman SNI 2847:2019 mencakup:

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

$$U = 1,2D + 1,6L \dots\dots\dots (2.2)$$

Keterangan:

D = efek beban mati

L = efek beban hidup

Ketika suatu struktur terpapar oleh beban seismik, kombinasi beban dasar yang telah disebutkan perlu dipertimbangkan bersamaan dengan kombinasi beban lainnya. Pengaruh beban seismik yang memiliki dampak paling besar harus diperhitungkan, tanpa memerlukan pertimbangan bersamaan dengan beban angin.

$$U = 1,2D + E_v + E_h + L \dots\dots\dots (2.3)$$

$$U = 0,9D - E_v + E_h \dots\dots\dots (2.4)$$

Dimana

$$E_v = 0,2S_{DS}D \dots\dots\dots (2.5)$$

$$E_h = \rho Q_E \dots\dots\dots (2.6)$$

Keterangan:

E = efek beban seismik

E_h = efek beban seismik horizontal

E_v = efek beban seismik vertikal

- Q_E = efek gaya seismik yang timbul akibat gaya horizontal simultan dalam dua arah yang saling tegak lurus adalah sekitar 100% dan 30%
- ρ = faktor reduksi
- S_{DS} = parameter percepatan respons spektra pada periode pendek
- D = efek beban mati
- L = efek beban hidup

2.2 Beton Bertulang

Beton merupakan material konstruksi yang sering digunakan dalam proyek konstruksi karena ketersediaan bahan pembuatnya dan kemampuannya untuk dibentuk sesuai kebutuhan. Salah satu varian beton yang umum digunakan adalah beton bertulang, di mana fungsi utama dari tulangan adalah untuk menahan tegangan tarik. Beton bertulang memiliki ciri khusus, seperti luas permukaan dan jumlah tulangan tertentu, yang memungkinkan berbagai bagian beton untuk berkoordinasi dalam menahan gaya-gaya yang bekerja (Andrean et al., 2015).

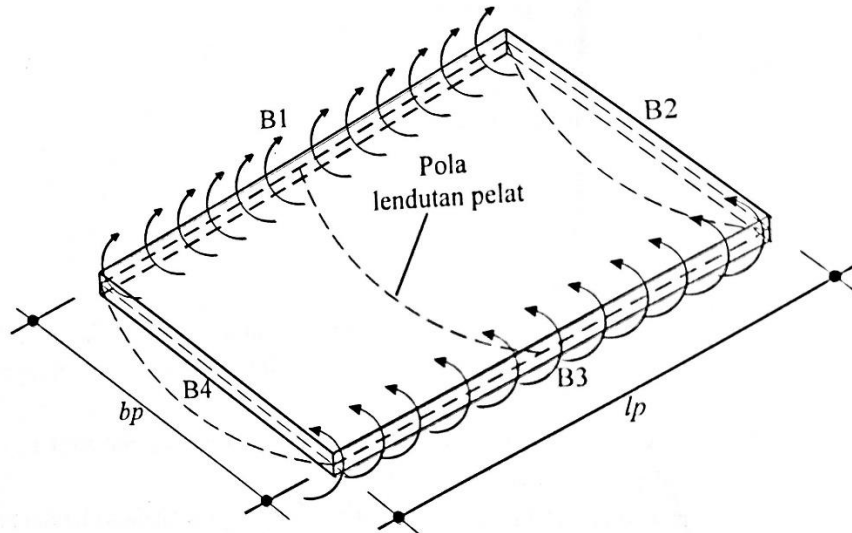
Karena beton bertulang memiliki kekuatan tarik kurang dari 10% kekuatan tekannya, hampir semua perencanaan struktur dibuat dengan asumsi bahwa beton tidak memikul gaya tarik sama sekali. Baja tulangan dirancang untuk menghentikan gaya tarik sendiri. Beton bertulang dapat digunakan sebagai balok. Pada umumnya, balok beton bertulang memiliki tulangan memanjang dan sengkang. Tulangan memanjang berfungsi untuk menanggulangi gaya lentur, sementara tulangan sengkang digunakan untuk menahan gaya geser. Balok, yang merupakan komponen standar dalam setiap struktur bangunan, memegang peran ganda sebagai penopang pelat, pengaku horizontal, dan bagian yang terintegrasi dalam rangka struktur secara menyeluruh (Mosley & Bungey, 1987).

2.2.1 Pelat Beton Bertulang

Pelat lantai memiliki peran dalam mengalokasikan beban mati dan beban hidup ke elemen struktural lainnya, seperti balok dan kolom. Terdapat dua kategori umum dari pelat lantai, yakni pelat satu arah (*one way*) dan pelat dua arah (*two way*) (Lesmana, 2020).

2.2.1.1 Pelat Satu Arah

Suatu metode untuk mengklasifikasikan pelat adalah dengan membandingkan panjang bentang bersih terpanjang (l_p) dengan panjang bentang bersih terpendek (b_p) dari pelat tersebut, diwakili oleh rasio (l_p/b_p). Apabila nilai rasio (l_p/b_p) melebihi 2, maka pelat tersebut akan digolongkan sebagai pelat satu arah (Lesmana, 2020).



Gambar 2. 1 Lendutan pada pelat satu arah
Sumber: *Desain Beton Bertulang*. Yuda Lesmana (2020)

Dalam pelat satu arah (*one way*), lendutan selalu terjadi dalam arah yang memendek dari bentang pelat, seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.1. Dengan kata lain, balok yang membawa beban dari pelat satu arah adalah balok yang memanjang (Lesmana, 2020).

Berdasarkan SNI 2847:2019, terdapat beberapa batasan yang terkait dengan desain pelat satu arah, yang mencakup hal-hal berikut:

1. Desain dikerjakan dengan mempertimbangkan bahwa dimensinya diasumsikan setara dengan 1 meter.
2. Pada beton berat konvensional dengan kekuatan leleh $F_y = 420$ Mpa, tebal pelat satu arah harus memenuhi persyaratan batas minimum yang dicantumkan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2. 3 Ketebalan pelat satu arah minimum

Kondisi tumpuan	<i>h</i> Minimum
Tumpuan sederhana	$\ell/20$
Suatu ujung menerus	$\ell/24$
Kedua ujung menerus	$\ell/28$
Kantilever	$\ell/10$

Sumber : SNI 2847-2019

Dalam situasi yang berbeda, ketebalan pelat minimum harus disesuaikan dengan persyaratan yang disebutkan di bawah ini:

- a) Apabila kuat leleh F_y melebihi 420 Mpa, maka persamaan yang terdapat dalam Tabel 2.3 harus dikalikan dengan faktor $(0,4 \frac{f_y}{700})$.
 - b) Persamaan yang ada dalam Tabel 2.3 perlu dikalikan dengan nilai maksimum dari opsi berikut untuk pelat nonprategang yang menggunakan beton ringan, dengan rentang berat jenis w_c antara 1440 hingga 1840 kg/m³:
 - $1,65 - 0,0003w_c$
 - 1,09
3. Pemeriksaan lendutan diperlukan ketika pelat mendukung struktur yang rentan terhadap kerusakan akibat lendutan yang signifikan. Untuk menetapkan batasan lendutan yang diperbolehkan, acuan yang digunakan adalah Tabel 2.4
 4. Ketebalan selimut beton untuk struktur pelat harus setidaknya 20 milimeter, terutama untuk pelat yang tidak terpapar tanah atau cuaca.

Tabel 2. 4 Lendutan izin maksimum

Jenis komponen struktur	Kondisi	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar	Tidak memiliki atau tidak terintegrasi dengan komponen nonstruktural yang dapat menyebabkan kerusakan akibat ledakan besar	Lendutan akibat L_r dan R maksimum	$\ell/180$
Lantai		Lendutan sekitar akibat L	$\ell/360$
Atap atau lantai	Menahan beban atau menyambung ke elemen non-struktural	Mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan elemen non struktural; ini adalah jumlah
		Tidak akan rusak oleh penyimpangan	$\ell/480$
			$\ell/240$

Jenis komponen struktur	Kondisi	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
	atau lendutan yang besar	lendutan jangka panjang yang disebabkan oleh penambahan beban hidup dan lendutan seketika yang disebabkan oleh beban tetap.	

Sumber : SNI 2847-2019

5. Untuk pelat satu arah, diperlukan tulangan susut dan suhu yang ditempatkan tegak lurus terhadap tulangan lentur. Persyaratan ini diuraikan dalam Pasal 9.3.2 dari Standar Nasional Indonesia (SNI) 2847:2019. Secara minimal, tulangan susut dan suhu harus memenuhi rasio luas tulangan terhadap luas penampang bruto beton, sebagaimana disebutkan dalam Tabel 2.5, namun tidak boleh kurang dari 0,0014.

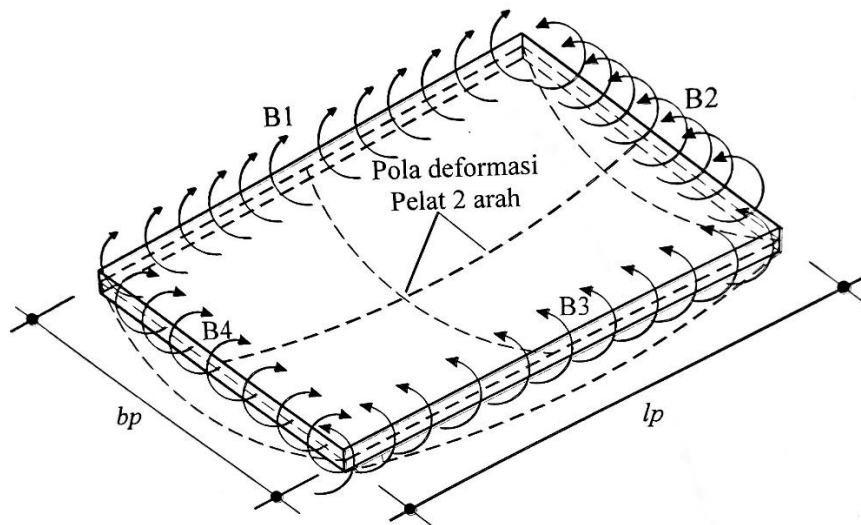
Tabel 2. 5 Lendutan izin maksimum

Tipe tulangan	f_y (Mpa)	ρ_{min}
Batang ulir	<420	0,002
		$0,0018 \times 420$
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	f_y
		0,0014

Sumber : SNI 2847-2019

2.2.1.2 Pelat Dua Arah

Struktur pelat dianggap sebagai pelat dua arah jika perbandingan panjang bentang terpanjang (l_p) dan panjang bentang terpendek (b_p) kurang dari atau sama dengan 2, yang dapat dinyatakan dengan persamaan ($l_p/b_p \leq 2$) (Lesmana, 2020).



Gambar 2. 2 Lendutan pada pelat dua arah
 Sumber: *Desain Beton Bertulang*. Yuda Lesmana (2020)

Pelat dua arah merupakan kategori pelat yang mengalami lentur dalam dua arah bentangnya, sehingga tulangan lentur ditempatkan pada dua arah bentang tersebut yang berada dalam orientasi saling tegak lurus (Lesmana, 2020).

Agar lenturan tidak terjadi secara berlebihan, SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.2 menetapkan nilai minimum untuk ketebalan pelat dua arah. Karena perhitungan lenturan pada pelat dua arah merupakan tugas yang kompleks, dimensi ketebalan pelat dapat dihitung dengan memanfaatkan rumus empiris tertentu:

1. Jika $0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$

$$\frac{l_n \left(0,8 \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)} \dots \dots \dots (2.7)$$

Meskipun demikian, tidak diperkenankan lebih kecil dari 125 mm.

2. Jika $\alpha_{fm} > 2,0$

$$\frac{l_n \left(0,8 \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \dots \dots \dots (2.8)$$

Meskipun demikian, tidak diperkenankan lebih kecil dari 90 mm.

3. Jika $\alpha_{fm} \leq 2,0$

Ketebalan balok minimal menurut Tabel 2.6.

Dimana:

l_n = Jarak efektif antara dua titik penopang pada pelat dua arah, diukur dari satu permukaan ke permukaan lainnya tanpa

mempertimbangkan balok, dan juga dari permukaan ke permukaan balok atau titik penopang lainnya dalam konteks yang beragam (mm).

β = perbandingan bentang bersih pelat dua arah dalam arah panjang dengan arah pendek.

α_{fm} = nilai α_f rata-rata untuk setiap balok pada tepi pelat.

α_f = perbandingan antara kekakuan lentur penampang balok ($E_{cb}I_b$) dengan kekakuan lentur.

$E_{cb}I_b$ = dibatasi secara lateral oleh sumbu tengah panel-panel pelat yang berdekatan pada setiap sisi balok.

$$\alpha_f = \frac{E_{cb}I_b}{E_{cs}I_s} \dots\dots\dots (2.9)$$

Dimana:

I_b = momen inersia keseluruhan penampang balok terhadap sumbu massa mencakup sebagian dari pelat di setiap sisi balok yang memiliki dimensi sebanding dengan proyeksi balok di atas atau di bawah pelat, namun tidak melebihi empat kali ketebalan pelat.

I_s = momen inersia total dari penampang pelat.

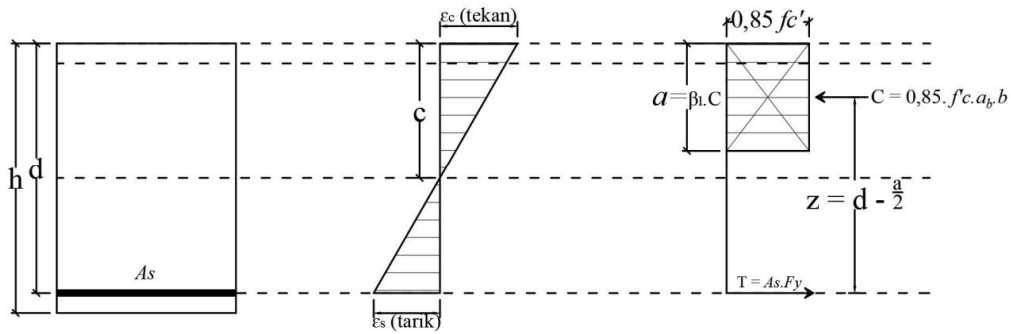
Tabel 2. 6 Ketebalan minimum pelat dua arah tanpa balok interior (mm)

f_y , MPa	Tanpa drop panel		Dengan drop panel			
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi	
280	$\ell/33$	$\ell/36$	$\ell/36$	$\ell/36$	$\ell/40$	$\ell/40$
420	$\ell/30$	$\ell/33$	$\ell/33$	$\ell/33$	$\ell/36$	$\ell/36$
520	$\ell/28$	$\ell/31$	$\ell/31$	$\ell/31$	$\ell/34$	$\ell/34$

(Sumber : SNI 2847-2019)

Tebal minimum pelat di bagian dalam tanpa balok, sebagaimana spesifikasikan dalam Tabel 2.6 sesuai dengan Pasal 8.2.4, harus setidaknya 125 mm (untuk pelat tanpa panel turun) atau 100 mm (untuk pelat dengan panel turun).

2.2.1.3 Analisa Tulangan Pelat



Gambar 2. 3 Diagram tegangan regangan serat pelat

Kekuatan $\phi M_n \geq M_u$ harus dipenuhi oleh tulangan pelat. Nilai M_n dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\phi M_n = \phi \left(A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) \dots\dots\dots (2.10)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.12)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (2.13)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta}{f_y} - \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.14)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.15)$$

$$d = h - t_s - \text{\textcircled{Ø}} \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \text{\textcircled{Ø}} \text{ t. pokok} \dots\dots\dots (2.16)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (2.17)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \dots\dots\dots (2.18)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.19)$$

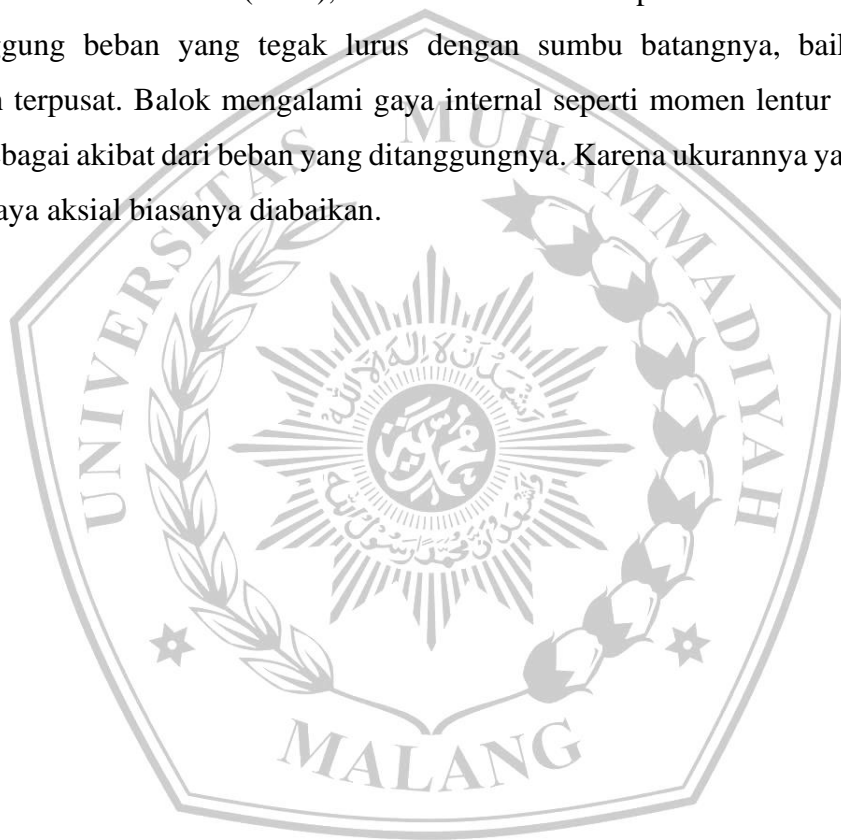
$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \dots\dots\dots (2.20)$$

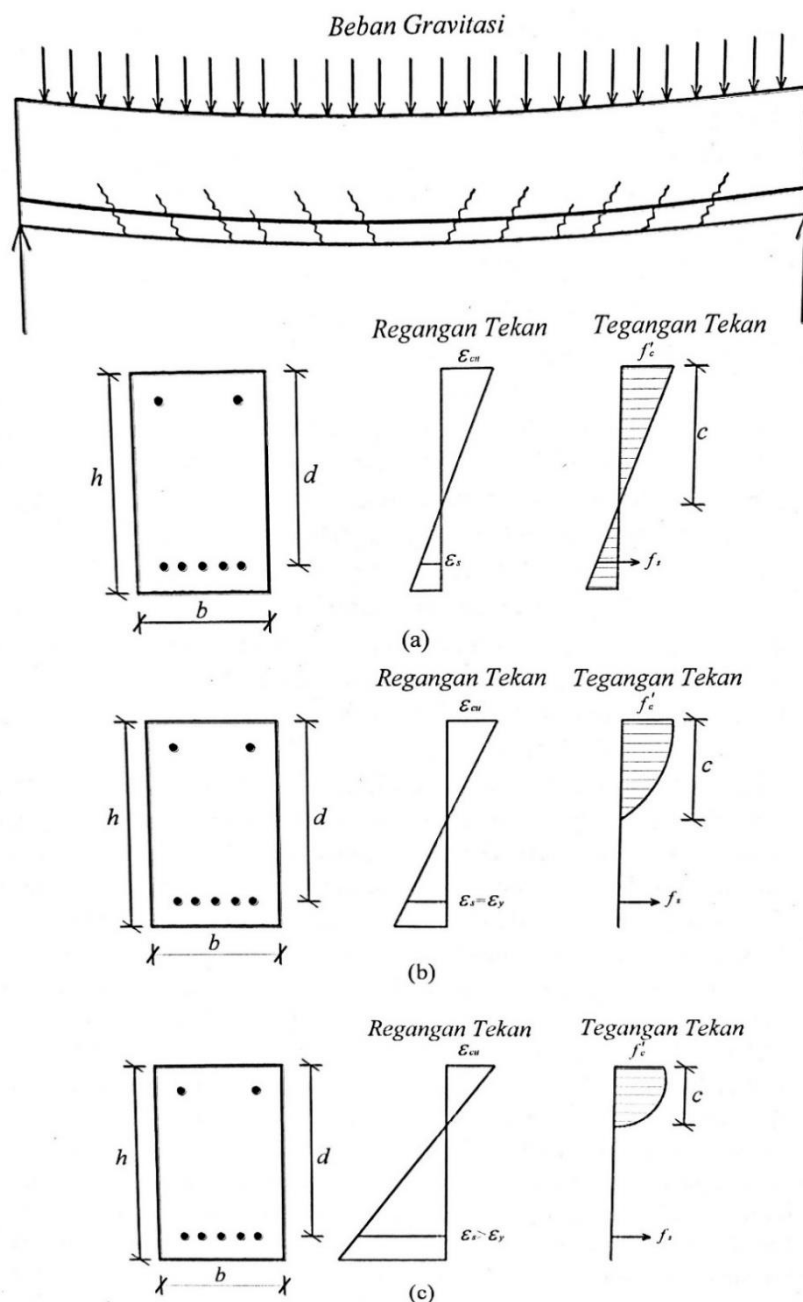
2.2.2 Balok Beton Bertulang

Balok berfungsi untuk menopang beban struktur suatu bangunan dan didistribusikan secara fisik secara horizontal. Tidak hanya itu, balok juga memiliki peran sebagai elemen penghubung atau penopang struktur karena ditempatkan pada ujung-ujung yang terkoneksi dengan kolom konstruksi bangunan. Pada umumnya, balok dapat dibagi menjadi dua kategori, yakni balok induk dan balok anak. (Jusi, 2015).

Balok induk berperan sebagai balok penyangga utama di dalam struktur bangunan yang mengikat kolom-kolom utama secara kaku. Segala gaya yang bekerja pada balok disalurkan ke pondasi melalui kolom-kolom bangunan. Balok anak, di sisi lain, berfungsi untuk membagi atau mendistribusikan beban. Balok anak biasanya terhubung ke balok induk di bangunan bertingkat. Meskipun ukurannya lebih kecil daripada balok induk, balok anak ini sangat penting untuk digunakan, terutama untuk memastikan bahwa pelat lantai memiliki bentang kerja yang ideal (Jusi, 2015).

Menurut Lesmana (2020), balok adalah komponen struktural yang menanggung beban yang tegak lurus dengan sumbu batangnya, baik merata maupun terpusat. Balok mengalami gaya internal seperti momen lentur dan gaya geser sebagai akibat dari beban yang ditanggungnya. Karena ukurannya yang relatif kecil, gaya aksial biasanya diabaikan.





Gambar 2.4 Distribusi tegangan regangan balok beton bertulang
 Sumber: *Desain Beton Bertulang*. Yuda Lesmana (2020)

Gambar 2.4 menunjukkan sebuah balok dengan beban merata di sepanjang bentangnya. Di kedua ujungnya, tanaman diletakkan pada tumpuan sederhana. Balok akan melengkung saat beban diterapkan, menyebabkan tegangan tarik dan tekan pada penampangnya. Gambar 2.4.a menunjukkan distribusi tegangan-regangan yang terjadi ketika balok memikul beban yang relatif kecil. Dalam situasi ini, tegangan tarik dan regangan tekan tetap berada di bawah batas kekuatan tulangan dan material beton. Pada kondisi ini, distribusi tegangan dapat

digambarkan sebagai garis lurus atau linear. Dengan kata lain, balok tetap memiliki fleksibilitas. Perilaku elastis ini memungkinkan balok untuk kembali ke posisi awalnya tanpa lendutan atau kerusakan (retak) (Lesmana, 2020).

Seperti yang terlihat pada Gambar 2.4.b, ketika beban mengalami peningkatan yang signifikan, distribusi tegangan akan mengalami perubahan sesuai dengan besarnya beban yang diterapkan. Perubahan ini dimulai dengan modifikasi yang signifikan dari garis netral, yaitu titik c . Selanjutnya, tegangan regangan tekan dan tarik meningkat pada serat bawah dan atas. Dalam situasi semacam ini, tegangan pada baja tulangan mencapai batas kekuatan lelehnya, atau f_y . Selain itu, distribusi tegangan di area tekan mengalami perubahan dari pola linear menjadi non-linear. Retakan atau rekahan kemudian muncul pada serat tarik penampang beton setelah tegangan tarik mencapai kekuatan beton. Fenomena ini terjadi bahkan setelah beban dari elemen balok dilepaskan. Secara sederhana, beton telah melewati batas elastisnya (Lesmana, 2020).

Seperti yang terlihat dalam gambar 2.4.c, jika leleh terjadi pada tulangan tarik beton, tulang baja akan mengalami peningkatan tegangan tambahan, yang pada gilirannya akan menyebabkan deformasi lebih besar pada balok. Karena tulangan baja telah mengalami pengerasan dan melebihi batas kekuatan lelehnya, kondisi retak pada permukaan serat tarik akan meningkat. Tulang baja dapat mengalami tegangan yang beberapa kali lipat dari tegangan ketika ia meleleh. Dengan kata lain, kekuatan baja semakin berkurang. Efek non-linear pada tegangan tekan lebih jelas. Seiring dengan peningkatan tegangan pada serat tarik balok, tinggi garis netral juga berkurang. Hal ini menunjukkan bahwa momen antara gaya tekan dan gaya tarik pada penampang balok meningkat. Ketika serat tekan atau serat teratas pada penampang balok mencapai kekuatan maksimumnya, balok dianggap mencapai batas maksimumnya atau runtuh, dengan $\epsilon_{cu} = 0,003$. Ini menunjukkan bahwa serat tekan tersebut akan retak atau rusak, menyebabkan beton runtuh (Lesmana, 2020).

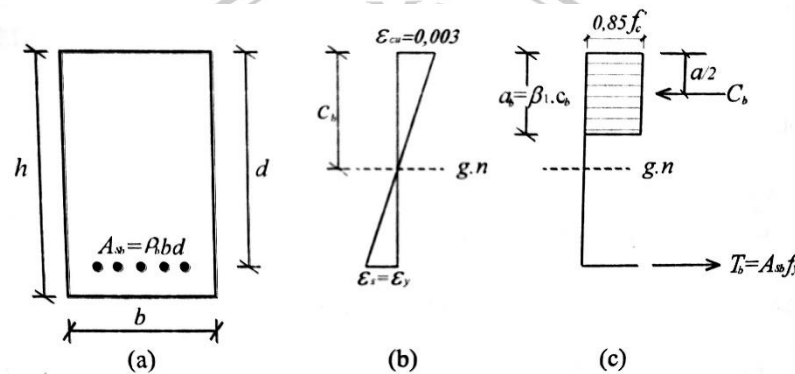
2.2.2.1 Whitney Stress Distribution

Hingga saat ini, perhitungan tegangan tekan pada balok menggunakan konsep yang dikembangkan oleh Whitney. Dalam konsep ini, tinggi garis netral didefinisikan sebagai $a = \beta_1 \times c$. Nilai awalnya adalah c , yang kemudian dikalikan dengan faktor β_1 untuk mewakili tinggi balok tegangan tekan yang baru.

Nilai faktor β_1 dipengaruhi oleh mutu beton yang digunakan. Selain itu, tegangan tekan pada serat terluar disederhanakan menjadi $0,5 \cdot f_c'$ (Lesmana, 2020).

2.2.2.2 Kondisi Regangan Berimbang

Kondisi keseimbangan regangan terwujud saat serat tekan terluar pada penampang balok dan tulangan tarik baja mencapai regangan maksimalnya, menyebabkan kegagalan secara bersamaan. Dengan kata, disaat serat tekan beton retak atau *crack* dalam waktu yang bersamaan tulangan baja pada daerah tarik leleh (*yield*). Kondisi seperti inilah yang dikenal dengan istilah regangan berimbang. Dengan maksimum dari beton adalah $\epsilon_{cu} = 0,003$, sedangkan regangan leleh dari tulangan adalah $\epsilon_s = f_y/E$. Adapun konsep detailnya terlihat dalam gambar berikut.



Gambar 2. 5 Kondisi regangan berimbang pada balok
 Sumber: *Desain Beton Bertulang*, Yuda Lesmana (2020)

Pada kondisi berimbang, luas tulangan tarik dinyatakan sebagai tulangan tarik berimbang yang ditandai dengan simbol A_{sb} dengan tinggi garis tulangan tarik berimbang c_b , bila tulangan tarik aktual A_s yang digunakan lebih besar dari tulangan tarik berimbang, A_{sb} , maka akan menyebabkan tinggi blok tegangan tekan (a) bertambah. Hal ini mengandung arti bahwa nilai tinggi garis netral (c) akan melewati nilai tinggi garis netral dalam kondisi berimbang (c_b). Dengan demikian, ketika beton retak pada bagian serat tekan terluar ($\epsilon_{cu} = 0,003$), nilai regangan pada tulangan tarik aktual (ϵ_s) lebih kecil daripada regangan leleh (ϵ_y). Pola keruntuhan balok dalam situasi seperti ini akan tetap halus, atau *brittle*, tanpa menunjukkan deformasi yang signifikan. Ini sangat berbahaya karena dapat menyebabkan kematian (Lesmana, 2020).

Dan sebaliknya, bila nilai luas tarik aktual A_s lebih kecil dari nilai luas aktual dalam kondisi berimbang A_{sb} tinggi blok tegangan (a) akan berkurang dan

menyebabkan regangan tulangan (ϵ_s) lebih besar dari regangan lelehnya (ϵ_y) disaat bertemu mengalami retak pada serat tekan terluar ($\epsilon_{cu} = 0,003$). Pada kondisi seperti ini, pola keruangan balok akan bersifat daktail dengan menunjukkan deformasi yang relatif besar sebelum runtuh (memberikan peringatan secara visual) sehingga penghuni gedung memiliki waktu untuk mengevakuasi diri. Hal ini dikarenakan, struktur beton memiliki kemampuan deformasi yang jauh lebih besar dibandingkan kondisi getas yang mengalami keruntuhan secara tiba-tiba tanpa peringatan sedikitpun. Adapun persamaan yang digunakan untuk menjelaskan konsep yang telah dijelaskan adalah sebagai berikut:

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} ; \rho = \text{rasio tulangan}$$

Hubungan kondisi regangan pada gambar 2.5 dapat dinyatakan:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{0,003}{0,003 + f_y}$$

Gaya tekan (C_b) dalam kondisi berimbang:

$$C_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c_b$$

Gaya tarik (T_b) dalam kondisi berimbang pada tulangan baja:

$$T_b = A_{sb} \cdot f_y = \rho_b \cdot b \cdot d \cdot f_y$$

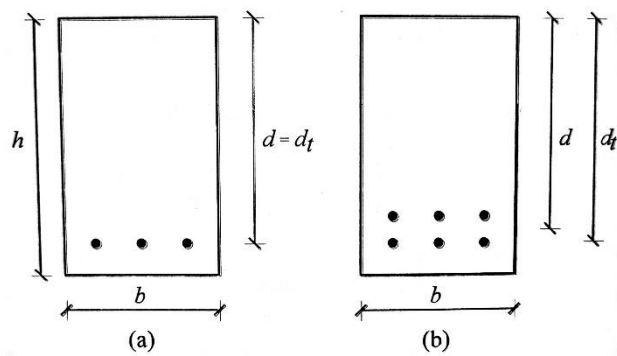
Pada kondisi tersebut $C_b = T_b$, sehingga rasio tulangan dalam kondisi berimbang:

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c_b = \rho_b \cdot b \cdot d \cdot f_y$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{c_b}{d} \right) = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

2.2.2.3 Kontrol Kendali Tarik dan Tekan

Menurut Lesmana (2020), dalam SNI 2847 2019 penampang beton bertulang dikategorikan menjadi *tension control* (kontrol tarik) atau *compression control* (kontrol tekan). Saat retak terjadi pada serat tekan terluar penampang beton $\epsilon_{cu} = 0,003$ besaran regangan (ϵ_t) pada tulangan tarik sangat memengaruhi kondisi ini. Gambar 2.6 menunjukkan bahwa lapisan tulangan tarik terdekat dengan serat tarik penampang beton (d_t).



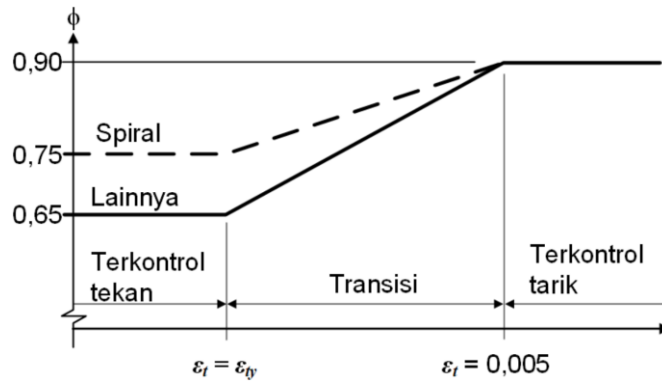
Gambar 2. 6 Jarak tulangan d_t pada penampang balok; (a) Tulangan satu lapis; (b) Tulangan dua lapis

Sumber: *Desain Beton Bertulang*. Yuda Lesmana (2020)

Bila tulangan tarik terdiri dari satu lapis, maka nilai tinggi efektif balok (d) sama dengan jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok yang ada di atas seperti yang tampilkan pada gambar 2.6.a. Namun bila tunangan tarik lebih dari satu lapis maka nilai d tidak sama dengan d_t sebagaimana yang ditampilkan pada gambar 2.6.b karena harus dipertimbangkan bahwa dari perspektif pengertian d adalah jarak titik terberat dari tulang yang tarik terhadap serat tekan terluar dari balok sedangkan d_t adalah jarak lapisan terluar tulangan tarik terhadap serat tekan terluar balok (Lesmana, 2020).

Pengelompokan penampang beton bertulang erat kaitannya dengan perilaku keruntuhan. Bila penumpang tergolong *tension control* maka balok tersebut cenderung bersifat daktail. Sedangkan bila tergolong *compression control* maka balok cenderung bersifat getas (Lesmana, 2020).

Dengan adanya fenomena perilaku tersebut tentunya akan berpengaruh pada nilai faktor reduksi yang akan digunakan selama proses desain. Nilai faktor reduksi elemen balok atau kolom diatur dalam SNI 2847 2019 pasal 21.2.2 tabel 21.2.2 seperti yang terlihat pada gambar 2.7. faktor reduksi tersebut dibagi menjadi dua berdasarkan sengkang yang digunakan. Untuk penampang balok (tidak menggunakan sengkang spiral), saat tergolong menjadi *tension control* atau terkontrol tarik maka nilai faktor reduksi yang digunakan adalah 0,9. Bila balok tergolong *compression control* atau terkontrol tekan maka nilai reduksi adalah sebesar 0,6. Namun, jika diklasifikasikan sebagai transisi, nilai faktor produksi yang digunakan adalah sebagai berikut:



Gambar 2. 7 Faktor reduksi berdasarkan kategori kontrol penampang
 Sumber : SNI 2847-2019

Bila sengkang spiral:

$$\phi = 0,75 + 0,15 \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{(0,005 - \varepsilon_{ty})} \dots\dots\dots (2.21)$$

Bila sengkang spiral (lainnya):

$$\phi = 0,65 + 0,25 \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{(0,005 - \varepsilon_{ty})} \dots\dots\dots (2.22)$$

Dimana nilai ε_t dan ε_{ty} dapat diperoleh persamaan berikut:

$$\varepsilon_t = \frac{(d_t - c)}{c} \cdot 0,003 \dots\dots\dots (2.23)$$

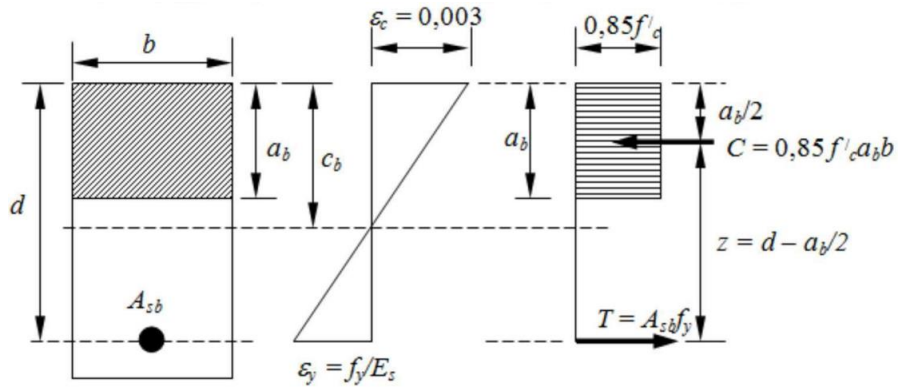
$$\varepsilon_{ty} = \frac{fy}{E} \dots\dots\dots (2.24)$$

Dalam proses perhitungan, persamaan ε_t bisa diganti dengan parameter lain, yaitu $\frac{c}{d_t}$. Sehingga batas nilai $\frac{c}{d_t}$ untuk menjadi balok berperilaku *tension controlled*, seperti ditunjukkan pada gambar 2.7 di atas. Adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

$$\frac{c}{d_t} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t} = \frac{0,003}{0,003 + 0,005} = 0,375 \dots\dots\dots (2.25)$$

Dengan kata lain, bila nilai $\frac{c}{d_t} \geq 0,375$, maka balok dapat dipastikan tergolong *tension controlled* (Lesmana, 2020).

2.2.2.4 Analisa Tulangan Lentur Balok



Gambar 2. 8 Diagram tegangan regangan pada serat balok

Kekuatan yang diperlukan $\phi M_n \geq M_u$ harus dipenuhi oleh tulangan lentur pada balok. Nilai M_n dapat ditemukan dengan menggunakan persamaan berikut.:

$$\phi M_n = \phi \left(A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) \dots\dots\dots (2.26)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (2.27)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.28)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (2.29)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} - \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.30)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.31)$$

$$d = h - t_s - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset t. \text{ pokok} \dots\dots\dots (2.32)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (2.33)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (2.35)$$

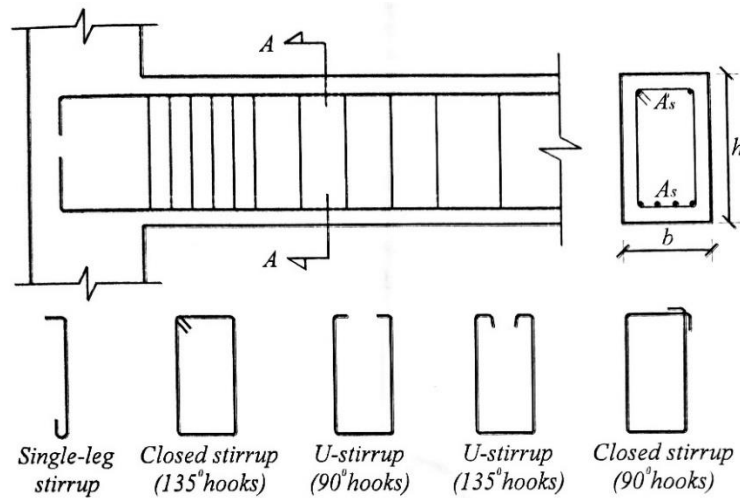
$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \dots\dots\dots (2.36)$$

$$c = \frac{a}{\beta} \dots\dots\dots (2.37)$$

$$\beta = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \dots\dots\dots (2.38)$$

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \text{ terkontrol tarik, sehingga nilai reduksi } \phi = 0,9 \dots\dots\dots (2.39)$$

2.2.2.5 Analisa Kuat Geser Balok



Gambar 2. 9 Tulangan geser

Sumber: *Desain Beton Bertulang*. Yuda Lesmana (2020)

V_n atau kuat geser nominal adalah penjumlahan dari kuat geser yang disumbangkan dari kuat geser beton (V_c) dan dari kuat geser tulangan (V_s). Adapun persamaannya adalah sebagai berikut:

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.40)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots (2.41)$$

Nilai V_s perlu dikontrol sesuai SNI 2847 2019, pasal 22.5.1 yaitu mengenai $V_{s,max}$:

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots (2.42)$$

Sedangkan nilai V_c untuk balok berdasarkan SNI 2847 2019, pasal 22.5.1 yaitu:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots (2.43)$$

Dimana:

b_w = lebar penampang balok

λ = 1,0 (beton normal)

d = tinggi efektif balok

Bila tulangan geser yang dipasang tegak lurus sudut 90 derajat dengan tulangan lentur maka persamaan untuk menentukan jarak antar tulangan geser adalah:

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} \dots\dots\dots (2.44)$$

Dimana:

- V_s = kuat nominal tulangan geser
- A_v = luas penampang tulangan geser
- f_{yt} = mutu material tulangan geser
- d = tinggi efektif balok

2.2.2.6 Parameter Desain Tulangan Geser Balok

Dalam SNI 2847 2019 menetapkan bahwa $\phi V_c \geq V_u$ dan nilai reduksi geser adalah $\phi = 0,75$ sebagaimana diuraikan dalam pasal 21.2.1; tabel 21.1.1 dan V_u mencerminkan gaya geser ultimit yang diperoleh dari analisis struktur

Selain itu, perlu dilakukan verifikasi dimensi penampang balok untuk memastikan kemampuannya dalam menanggung beban geser sesuai dengan persyaratan dalam SNI 2847; pada pasal 22.5.1.2, yaitu:

$$V_u \leq \phi (V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} b_w d) \dots \dots \dots (2.45)$$

Penampang balok harus diperbesar jika tidak memenuhi syarat. Berdasarkan persamaan 3.40 parameter V_c dan V_s perlu diperhitungkan untuk memperoleh nilai V_n . Untuk menentukan nilai V_s persamaan 3.41 dapat digunakan namun disarankan untuk tidak mengambil nilai yang lebih besar dari $0,66 \cdot \sqrt{f'_c} b_w d$.

Luas tulangan geser (A_v) minimum dihitung berdasarkan dua persamaan berikut: Luas tulangan geser (A_v) yang digunakan perlu disesuaikan agar tidak terlalu kecil atau terlalu besar, dengan tujuan untuk menghindari potensi getas pada saat terjadi retakan pada balok:

$$A_{v,min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \dots \dots \dots (2.46)$$

atau

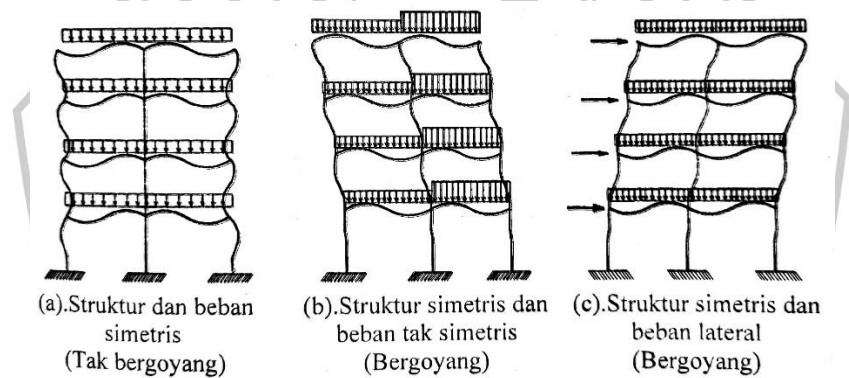
$$A_{v,min} = \frac{(0,35 b_w s)}{f_{yt}} \dots \dots \dots (2.47)$$

2.2.3 Kolom Beton Bertulang

Kolom merupakan komponen utama dalam struktur yang bertanggung jawab untuk menahan beban kombinasi aksial tekan dan momen lentur. Selain itu, kolom juga memiliki peran krusial dalam menanggung beban lateral, terutama dalam konteks gempa pada bangunan. Menurut SNI 2847 tahun 2019 Pasal 10.6.1.1, rasio minimum tulangan untuk kolom sebaiknya mencapai 1%, dengan batas maksimum

8% untuk kondisi umum. Kolom dapat dibagi menjadi dua kategori utama berdasarkan kelenturannya, yaitu kolom pendek dan kolom langsing. Perbedaan utama di antara keduanya terletak pada jenis kegagalan struktural, di mana kolom pendek mengalami kegagalan material, sementara kolom langsing mengalami kegagalan tekuk (Lesmana, 2020).

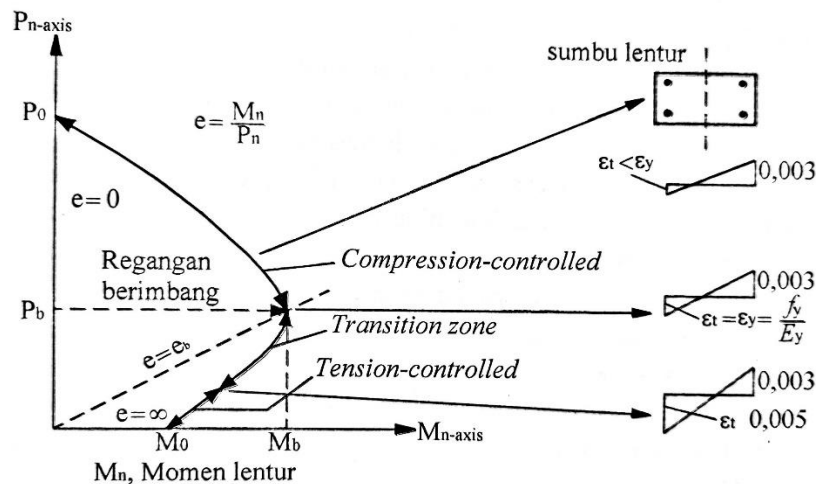
Selain itu elemen kolom juga dibedakan menjadi dua yaitu akibat sistem struktur dan tipe pembebanan yaitu kolom tak bergoyang dan kolom bergoyang. Dalam struktur yang mengalami beban gravitasi, kolom murni (kolom tak bergoyang) menerima aksial tekan tanpa perpindahan lateral. Namun, kolom bergoyang dapat disebabkan oleh beban gravitasi yang tidak simetris, beban lateral, gempa, atau angin yang membebani struktur. Jika fenomena ini terjadi, kolom dapat mengalami perpindahan di arah lateral atau bergoyang (Lesmana, 2020).



Gambar 2. 10 Ilustrasi kolom bergoyang dan kolom tak bergoyang
Sumber: Desain Beton Bertulang, Yuda Lesmana (2020)

2.2.3.1 Diagram Interaksi

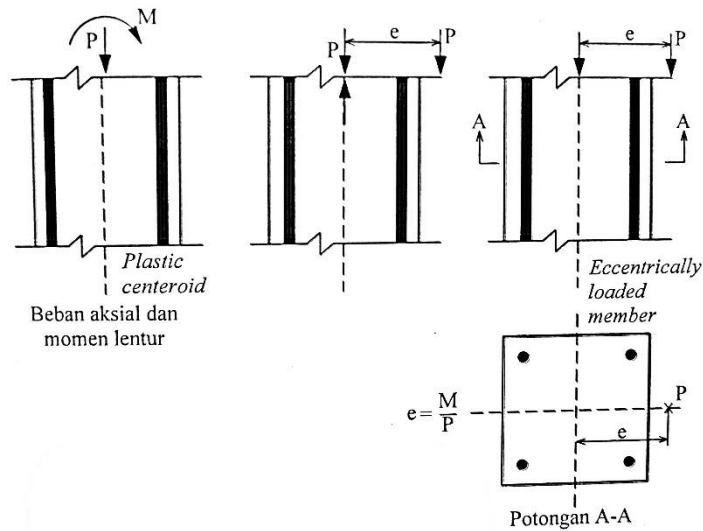
Kolom adalah komponen struktural yang menanggung kombinasi beban aksial tekan dan momen. Kombinasi parameter ini menghasilkan berbagai variasi kekuatan. Keterkaitan antara aksial tekan (P) dan momen (M) dijelaskan dalam bentuk kurva yang disebut sebagai diagram interaksi P - M . Gambar berikut memberikan visualisasi grafik tersebut:



Gambar 2. 11 Diagram interaksi P-M elemen kolom
 Sumber: Desain Beton Bertulang. Yuda Lesmana (2020)

Diagram interaksi tersebut dibagi menjadi dua kondisi, yaitu *compression* dan *tension*, berdasarkan rasio P (aksial) dan M (momen). Dalam kondisi *compression*, sebagian besar atau seluruh penampang kolom mengalami regangan tekan maksimum, $\epsilon_c = 0,003$, sebelum tulangan baja, dengan regangan $\epsilon_y = f_s/E_s$, mencapai batas lelehnya. Sementara itu, dalam kondisi tarik, hampir seluruh tulangan kolom melebihi regangan leleh (ϵ_y), dan material kolom mencapai regangan tekannya ($\epsilon_c = 0,003$) secara simultan. Di antara kedua kondisi tersebut, terdapat kondisi seimbang antara P dan M, dikenal sebagai kondisi regangan seimbang atau *balance strain condition*.

Selain itu, seperti yang diperlihatkan pada gambar di atas, hubungan antara P dan M dapat diwakili oleh eksentrisitas (e). Ketika kolom hanya menerima beban tekan eksentris, ia akan mengalami tekanan dan momen sekaligus. Momen ini timbul akibat adanya pengaruh eksentrisitas beban. Oleh karena itu, pada diagram interaksi PM, sumbu vertikal mencerminkan nilai $e = 0$, sedangkan sumbu horizontal menunjukkan $e = \infty$. Dalam analisis dan perancangan struktur beton bertulang, konsep beban eksentris ini sering digunakan untuk menentukan tekanan biaksial dan momen (hanya dengan gaya tekan eksentris).



Gambar 2. 12 Kolom yang dibebani beban eksentris.
Sumber: Desain Beton Bertulang. Yuda Lesmana (2020)

2.2.3.2 Pengaruh Kelangsingan Kolom

Dalam merancang elemen struktur yang mengalami tekanan, penting untuk mempertimbangkan pengaruh kelangsingan. Pada dasarnya, desain kolom bergantung pada penentuan penampang dan penulangan yang sesuai agar kolom dapat menanggung kombinasi beban terfaktor, termasuk momen primer dan aksial tekan. Selain itu, kolom harus memiliki kemampuan untuk menahan momen sekunder yang muncul akibat lendutan, yang dikenal sebagai momen lendutan. Tingkat kelangsingan kolom diukur dengan rasio kelangsingan.

$$\lambda = \frac{k \cdot l_u}{r} \dots \dots \dots (2.48)$$

dimana:

- r = Jari-jari girasi penampang.
- l_u = Panjang kolom tak terkekang.
- k = faktor panjang efektifnya ditentukan oleh tingkat kekangan lateral pada ujungnya.

Besaran jari-jari girasi adalah:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \dots \dots \dots (2.9)$$

atau

$$r = 0,3 \times \text{dimensi arah stabilitas yang ditinjau (kolom persegi)}.$$

atau

$$r = 0,3 \times D \text{ (kolom bulat)}.$$

Dalam proses desain kolom langsing kekuatan kolom mengalami reduksi kekuatan akibat fenomena deformasi orde kedua. Hal ini muncul akibat beban yang bekerja pada kolom kemudian membuat kolom lendut ke arah samping sebesar Δ . Selanjutnya akibat dangdutan ini akan menimbulkan pembesaran momen (momen sekunder) berupa $P\Delta$ yang akan memperbesar larutan sebelumnya dan demikian seterusnya. Dengan adanya fenomena tersebut, perencanaan kolom langsing perlu memperhatikan keruntuhan akibat stabilitas struktur.

a) Kolom bergoyang

Menurut ketentuan SNI 2847-2019, dalam pasal 6.2.5, kelangsingan pada kolom bergoyang bisa diabaikan jika memenuhi persyaratan $\frac{k.l_u}{r} \leq 34 \times 12 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)$. Pembesaran momen pada kolom bergoyang dapat dihitung dengan menggunakan metode yang telah dijelaskan dalam SNI 2847-2019; pasal 6.6.4.7:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_1s \dots\dots\dots (2.50)$$

dan

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_2s \dots\dots\dots (2.51)$$

Dimana:

- M_1 = Element struktur tekan memiliki momen ujung terkecil.
- δ_s = Faktor pembesaran momen yang berlaku untuk rangka bergoyang.
- M_2 = Element struktur tekan memiliki momen ujung terbesar.
- M_1s = Momen ujung terfaktor pada ujung di mana M_1 bekerja, akibat beban yang mengakibatkan goyangan samping cukup besar.
- M_2s = Momen ujung terfaktor pada ujung di mana M_2 bekerja, akibat beban yang mengakibatkan goyangan samping cukup besar.
- M_{1ns} = Momen ujung terfaktor pada ujung di mana M_1 bekerja, akibat beban yang mengakibatkan goyangan samping tidak besar.
- M_{2ns} = Momen ujung terfaktor pada ujung di mana M_2 bekerja, akibat beban yang mengakibatkan goyangan samping tidak besar.

Untuk nilai δ_s ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1,0 \dots\dots\dots (2.52)$$

atau

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \geq 1,0 \dots\dots\dots(2.53)$$

Atau berdasarkan analisis elastis orde kedua yang ditemukan pada persamaan 2.52 dan 2.53, seperti yang ditunjukkan di bawah ini:

- **Indeks stabilitas (Q)**

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} \dots\dots\dots(2.54)$$

Dimana:

$\sum P_u$ = total eban vertikal

V_{us} = gaya geser lantai secara keseluruhan pada tingkat yang ditinjau

Δ_0 = simpangan yang relatif terjadi antara tingkat orde pertama dan tingkat yang diamati V_{us}

l_c = panjang komponen tekan yang dihitung dari pusat *joint*

- **Batasan tekuk kritis (P_c)**

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(kl_u)^2} \geq 1,0 \dots\dots\dots(2.55)$$

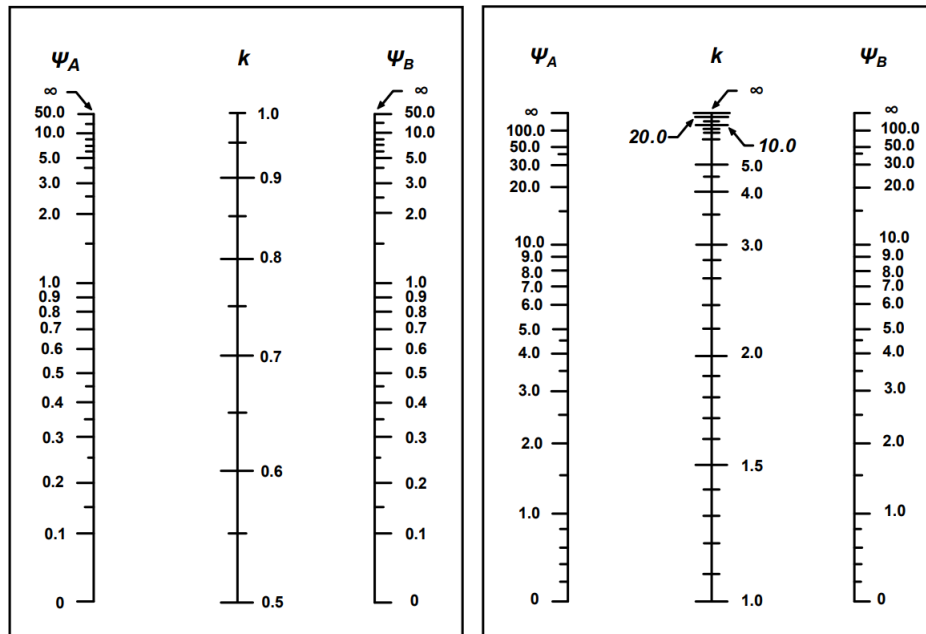
Dimana nilai $(EI)_{eff}$ diperoleh berdasarkan salah satu dari persamaan berikut:

$$(EI)_{eff} = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \dots\dots\dots(2.56)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{0,2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_{dns}} \dots\dots\dots(2.57)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \dots\dots\dots(2.58)$$

Sedangkan dalam menentukan nilai k , akan ditentukan berdasarkan diagram *Jackson & Moreland Alignment Chart* seperti yang terlihat dalam gambar berikut:



(a) Rangka tidak bergoyang (b) Rangka bergoyang

Gambar 2. 13 Jackson & moreland alignment chart

Sumber : SNI 2847-2019

2.2.3.3 Desain Tulangan Lentur Kolom

Untuk mengetahui nilai ρ kolom, diagram interaksi kolom akan digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan lentur kolom. Diagram interaksi diperoleh dari *ACI 318-14 Handbook; Volum 3: Design Aids SO-17 (14)*. Pemilihan diagram interaksi yang akan digunakan ditentukan berdasarkan penampang kolom, parameter mutu mutu tulangan dan beton yang akan digunakan. Selain tiga parameter tersebut pemilihan diagram interaksi untuk penulangan kolom juga dipengaruhi oleh nilai γ . Untuk menentukan nilai γ diperoleh dengan persamaan berikut:

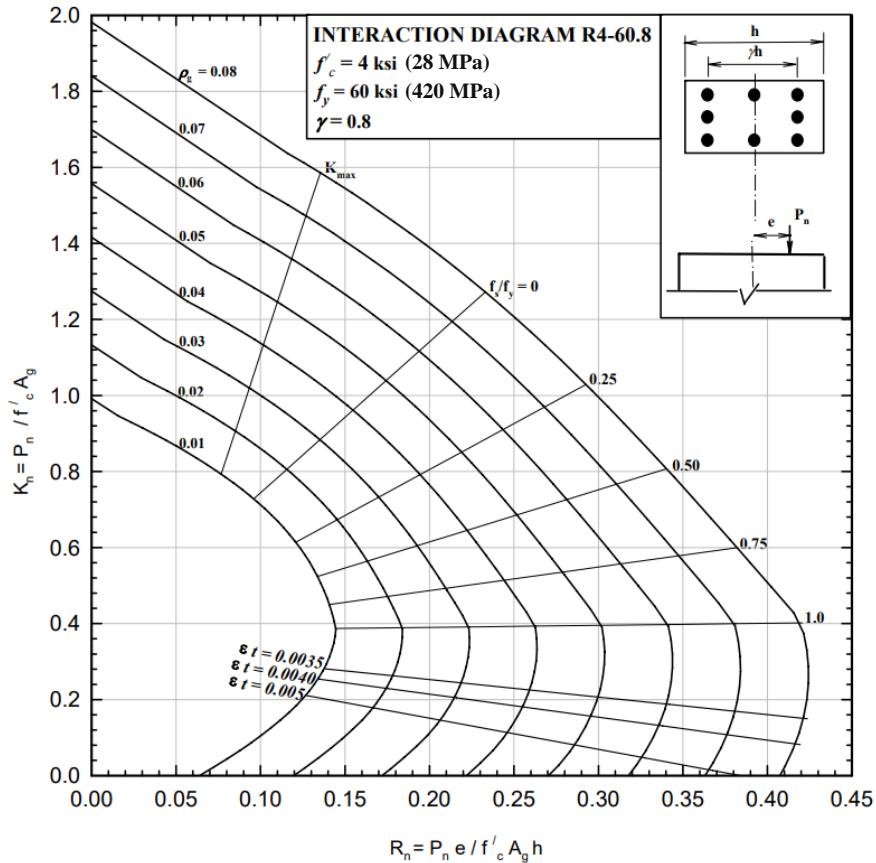
$$\gamma = \frac{(h - (2d'))}{h} \dots\dots\dots (2.59)$$

Dan untuk meperoleh nilai d' adalah

$$d' = t_s \phi_s \frac{1}{2} D \dots\dots\dots (2.60)$$

dimana:

- D = Diameter tulangan longitudinal (mm)
- ϕ_s = Diameter tulangan geser (mm)
- t_s = Tebal selimut beton (mm)
- h = Tinggi penampang kolo (mm)



Gambar 2. 14 Diagram interaksi kolom R4-60.8
Sumber: ACI 318-14

Untuk memperoleh nilai ρ kolom ditentukan dengan menghubungkan nilai R_n dan K_n , dimana nilai R_n dan K_n diperoleh berdasarkan persamaan berikut:

$$R_n = \frac{P_n e}{f'_c A_g h} \dots\dots\dots(2.61)$$

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c A_g} \dots\dots\dots(2.62)$$

dimana:

$$P_n = \frac{P_u}{\phi}$$

f'_c = Mutu beton (Mpa)

A_g = Luas penampang bruto kolom (mm²)

h = Tinggi penampang kolo (mm)

2.2.3.4 Desain Geser Pada Kolom

Komponen kolom menanggung beban gabungan antara aksial tekan dan momen lentur, sehingga rumus untuk memperoleh besarnya nilai V_c berbeda dengan elemen balok yang menerima gaya berupa dominasi momen lentur. Persamaan V_c

untuk elemen kolom, sesuai dengan ketentuan SNI 2847 tahun 2019 pada Pasal 22.5.6.1, adalah

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots (2.63)$$

dimana:

- d = $0,8h$
- λ = 1,0 (beton normal)
- A_g = Luas penampang kolom
- N_u = Gaya aksial terfaktor

Perhitungan, konsep kebutuhan tulangan geser pada kolom sama dengan yang ada pada balok. Dengan kata lain, kebutuhan tulangan geser ditandai pada saat:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots (2.64)$$

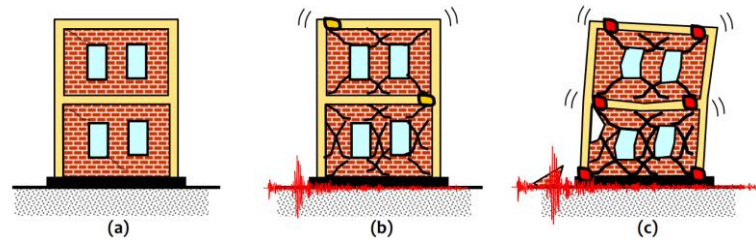
2.3 Konsep Bangunan Tahan Gempa

Sesuai Peraturan Gempa SNI 1726:2019, bangunan harus dapat menahan beban gempa 2500 tahunan. Material beton dan baja tulangan juga memengaruhi kualitas struktur yang dibuat. Kuat tekan beton merupakan salah satu karakteristik beton yang sangat penting (Purnama, 2021).

Menurut Purwanto (2005), standar dan peraturan yang diperlukan untuk merencanakan bangunan tahan gempa diperlukan untuk memastikan keselamatan pengguna atau penghuni bangunan dari gempa bumi yang mungkin akan terjadi dan untuk mengurangi dampak kerusakan dan risiko kehilangan nyawa akibat gempa bumi. Sebagai hasilnya, struktur yang tahan gempa harus memenuhi persyaratan kekakuan, kekuatan, dan stabilitas yang cukup untuk menghindari keruntuhan. Prinsip dasar dalam merancang bangunan tahan gempa adalah:

- a). Struktur bangunan harus kuat saat gempa ringan (*Minor Shaking*) dan perlu tetap dapat berfungsi dengan baik (*servicable*). Dampaknya, struktur harus memiliki kekuatan yang memadai dan tidak mengalami kerusakan pada elemen struktural maupun non-strukturalnya.
- b). Dalam gempa sedang (*Moderate Shaking*), elemen nonstruktural struktur dapat rusak, tetapi elemen struktural tidak mengalami kerusakan.

c). Ketika gempa besar terjadi (*Strong Shaking*), diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan sampai menyebabkan bangunan runtuh. Namun, bangunan runtuh harus memberikan waktu yang cukup bagi penduduknya untuk menyelamatkan diri, dengan demikian tidak ada korban jiwa.

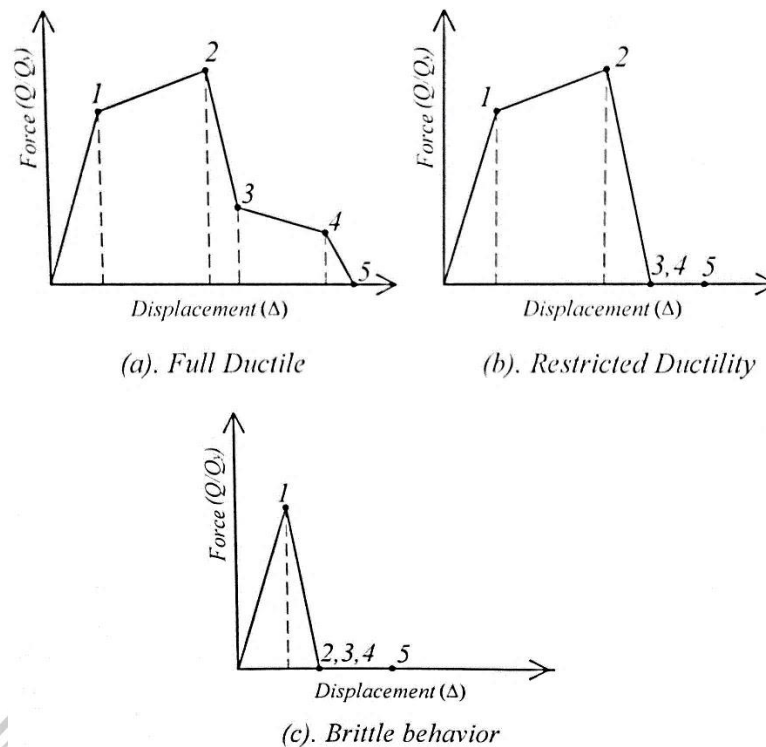


Gambar 2. 15 Filosofi desain tahan gempa untuk bangunan: (a) *minor shaking*; (b) *moderate shaking*; (c) *strong shaking*.

Sumber : *Filosofi Bangunan Tahan Gempa*. Faisal Akbar (2019)

2.3.1 Daktilitas Struktur Beton Bertulang

Menurut Lesmana (2021), daktilitas merupakan kemampuan bagian-bagian struktur, seperti balok, kolom, dan dinding, untuk mengalami perubahan bentuk di luar batas elastisnya (melampaui batas plastis) tanpa mengalami keruntuhan. Sejalan dengan itu, tingkat daktilitas yang tinggi mencerminkan kekuatan struktur yang lebih besar, sementara tingkat daktilitas yang rendah menunjukkan sifat struktur yang lebih rapuh. Gambar 2.16 menunjukkan bagaimana hubungan gaya-perpindahan dengan perilaku daktilitas struktur.



Gambar 2.16 Hubungan gaya dan perpindahan; (a) full ductile; (b) restricted ductility; (c) brittle behavior

Sumber: *Analisa dan Desain Struktur Tahan Gempa Beton bertulang*. Yuda Lesmana (2021)

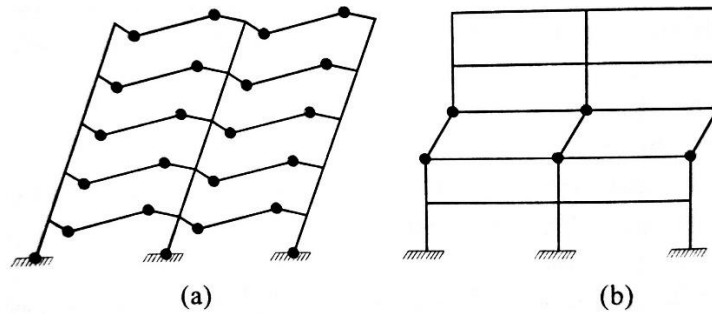
Gambar 2.16.(a) menunjukkan hubungan perilaku hubungan daktilitas penuh, atau *full ductility*, pada struktur. Pada kurva 0-1 yang menunjukkan bahwa struktur dalam kondisi tersebut tetap elastis. Perilaku ini ditunjukkan dengan kembalinya struktur ke posisi awalnya setelah beban seismik selesai dan struktur utama tidak rusak. Garis 1-2 menunjukkan fase plastis (*non-elastis*) ketika beban gempa terus meningkat. Pada fase ini, elemen struktural menunjukkan perilaku plastis dan mengalami pergeseran *drift* permanen karena beban gempa. Ini menunjukkan bahwa setelah beban gempa selesai, struktur tidak akan kembali ke posisi asalnya atau mengalami kerusakan pada elemen utama yang bertanggung jawab menahan beban lateral. Setelah melewati fase plastis, struktur akan melanjutkan ke fase berikutnya, yang digambarkan pada garis 2-3. Pada tahap ini, kerusakan permanen pada elemen struktur menyebabkan struktur kehilangan kemampuan untuk menahan beban lateral dan beban gravitasi. Berikutnya, struktur akan memasuki tahap garis 3-4, di mana ia sudah tidak dapat memikul beban gempa atau beban lateral tetapi masih dapat memikul beban gravitasi. Fase terakhir, garis 4-5, adalah

fase keruntuhan. Pada fase ini, struktur tidak lagi mampu menahan beban gravitasi atau beban vertikal, dan akhirnya runtuh. Dengan perilaku ini, ini, struktur diklasifikasikan sebagai memiliki daktilitas penuh (*full ductility*) dengan daktilitas (*displacemet ductility*) senilai $\mu = 3,5 - 8,0$ (Lesmana, 2021).

Gambar 2.16 (b) menunjukkan perilaku struktur yang tergolong kategori daktilitas terbatas (*restricted ductility*). Pada saat ini, perilaku masih bersifat detail, melibatkan fase elastis dan plastis. Dengan kata lain, karakteristik perilaku yang terlihat pada Gambar 2.16 (b) hampir identik dengan yang terlihat pada Gambar 2.16 (a). Namun, setelah fase plastis, ketika struktur langsung kehilangan kekuatan, itu berbeda. Karnanya struktur secara bertahap mengalami kehilangan kekuatan dan akhirnya runtuh (titik 3, 4, 5). Karakteristik ini mengindikasikan bahwa struktur tergolong dalam kategori daktilitas yang terbatas (*restricted ductility*) dengan daktilitas (*restricted ductility*) senilai $\mu = 1,5 - 3,5$ (Lesmana, 2021).

Struktur yang bersifat getas atau tidak bersifat daktail dalam perilaku berbeda dengan dua perilaku sebelumnya yang terlihat pada gambar 2.16 (c). Diharapkan bahwa struktur bangunan tidak akan mengalami perilaku seperti ini. Hal ini disebabkan oleh fakta bahwa struktur dapat runtuh secara tiba-tiba tanpa meninggalkan tanda-tanda seperti lendutan atau deformasi yang signifikan pada komponen yang dapat diamati secara visual. Ini terlihat pada rentang garis 0-1 di mana struktur tetap berada dalam klasifikasi yang aman. Meskipun demikian, tahap keruntuhan (1-2, 3, 4, 5) muncul saat beban meningkat. Struktur langsung tiba-tiba kehilangan kemampuan untuk menahan beban lateral dan gravitasi. Dalam fase tersebut, karena ketiadaan fase plastis, kondisi struktur sudah pasti runtuh secara tiba-tiba (Lesmana, 2021).

Dalam kerangka struktural yang terbentuk oleh balok dan kolom, serta keterkaitan antara keduanya sebagai elemen utama, gagasan tentang daktilitas diimplementasikan melalui keberadaan sendi plastis pada bagian ujung balok, kolom, dan dinding geser. Dengan kata lain, sendi plastis tersebut berperan dalam menyerap energi ketika gempa atau getaran memengaruhi struktur bangunan, sebagaimana diperlihatkan dalam ilustrasi pada gambar 2.16 (Lesmana, 2021).



Gambar 2. 17 Pola sendi plastis: (a) pola keruntuhan yang diharapkan: (b) fenomena soft story terjadi pada struktur gedung

Sumber: *Analisa dan Desain Struktur Tahan Gempa Beton bertulang*. Yuda Lesmana (2021)

Gambar 2.17.(a) menunjukkan bahwa pada saat kegagalan akhir, sendi plastis pada elemen struktural utama muncul di bagian ujung-ujung komponen struktural balok dan pada bagian ujung bawah kolom di lantai dasar. Balok di setiap lantai menghasilkan sendi plastis pada awal proses pembentukan sendi plastis. Setelah semua balok membentuk sendi plastis, balok berikutnya berada di dasar kolom. Jika mekanisme tersebut dapat terjadi, ini menunjukkan bahwa ide desain keruntuhan sudah sesuai dengan harapan. Namun, perlu diingat bahwa pembentukan keberadaan sendi plastis tidak akan menyebabkan kegagalan pada elemen struktural asalkan keberlanjutan daktilitasnya dijamin selama proses perancangan (Lesmana, 2021).

Pola keruntuhan yang tidak diharapkan ditunjukkan pada Gambar 1.17.(b). *Soft story* menggambarkan pola kegagalan seperti ini pada lantai tertentu. Terjadinya perilaku semacam ini sangat tidak diinginkan karena dapat mengakibatkan kegagalan total. Hal ini disebabkan oleh ide yang salah tentang seni plastis, di mana satu lantai lebih lunak daripada lantai lainnya (Lesmana, 2021).

Karena lokasi sendi plastis di ujung komponen struktur primer mengalami momen dan gaya geser terbesar akibat gempa, dibutuhkan analisis dan desain khusus untuk membuat sistem yang dapat menyerap energi saat gempa bolak-balik (Lesmana, 2021).

Mekanisme sendi plastis dapat diterapkan pada struktur beton bertulang dengan mendesain ujung-ujung komponen struktur longitudinal sesuai dengan standar yang disarankan oleh SNI 2847. Kualitas tulangan transversal atau geser pada SRPMK yang lebih rapat dan lebih besar daripada SRPMB atau SRPMM adalah salah satu perbandingan utama dari ide SRPMK (daktilitas tinggi). Tindakan

ini dilakukan dengan tujuan memberikan efek kekekangan yang memadai pada wilayah plastis, sehingga struktur tetap kokoh dan mampu menyerap energi dari gempa saat terjadi. Dengan kata lain, penyusunan tulangan transversal memegang peranan krusial dalam memberikan efek kekekangan pada inti beton yang terkena beban gempa bolak-balik. Pengaturan yang rapat dari tulangan transversal juga memiliki fungsi untuk mencegah terjadinya tulangan longitudinal yang melengkung akibat beban gempa (Lesmana, 2021).

2.3.2 Kekakuan

Kekakuan adalah konsep dasar dalam rekayasa struktural yang berhubungan dengan kemampuan struktur untuk menahan deformasi atau defleksi di bawah beban yang diterapkan. Ini adalah ukuran kekuatan dan stabilitas struktur. Secara umum, struktur dianggap kaku jika menunjukkan deformasi kecil di bawah beban yang diberikan. Kekakuan struktur ditentukan oleh geometri, sifat material, dan sifat pembebanan yang diterapkan padanya. Misalnya, struktur dengan luas penampang yang lebih besar umumnya akan lebih kaku daripada struktur dengan luas penampang yang lebih kecil, dengan asumsi semua faktor lainnya sama.

Dalam perancangan bangunan tahan gempa, digunakan model kekakuan yang dihitung dengan menerapkan prinsip *shear building*, sekaligus mengadopsi prinsip *lumped mass*. Walaupun pelat lantai dan balok sangat kaku, kekuatan mereka tidak tak terhingga. Kekakuan khusus pada balok ini menjadi lebih nyata ketika struktur dinding lebih kaku dibandingkan balok, yang dapat menghasilkan retakan garis rambut atau retakan kecil selama gempa (Siajaya et al., 2018).

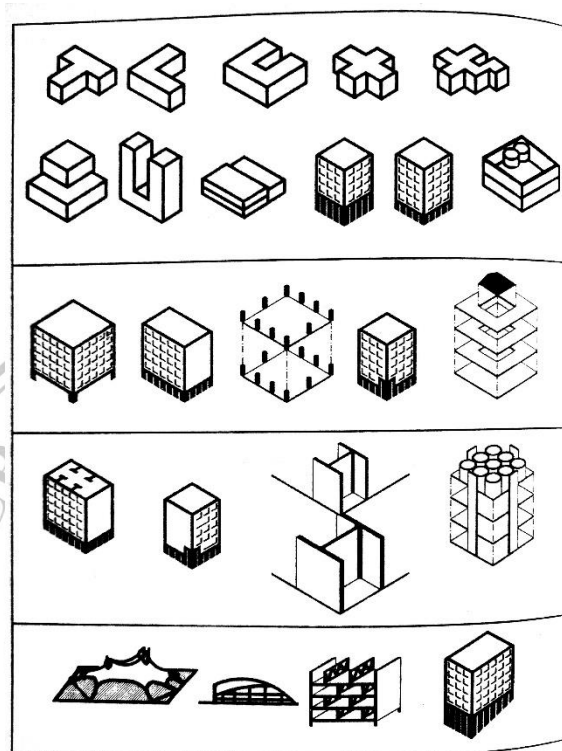
Pada dasarnya, balok yang lebih kaku akan mampu menghentikan rotasi ujung kolom. Kolom yang lebih kaku kemudian akan memiliki kemampuan untuk menahan rotasi pada ujung kolom atau *joint*. Dengan demikian, kekakuan kolom akan dipengaruhi oleh kekakuan balok dibandingkan dengan kolom.

Salah satu opsi untuk mengestimasi tingkat kekakuan adalah dengan mempertimbangkan kekakuan relatif balok. Pendekatan yang diusulkan oleh Muto, Blume, serta Aydin dan Gonen memasukkan faktor kekakuan relatif balok dalam perhitungannya. Perhitungan kekakuan balok menjadi lebih akurat dengan

mempertimbangkan pengaruh pelat lantai, yang dianggap sebagai elemen balok T dalam perhitungan tersebut (Siajaya et al., 2018).

2.3.3 Konfigurasi Bangunan Tahan Gempa

Untuk mendapatkan desain bangunan tangga yang ideal, perlu untuk dihindari bentuk tidak beraturan seperti gambar berikut:



Gambar 2. 18 Ketidakberaturan struktur bangunan

Sumber: Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja. Tavio & Wijaya (2018).

Akan tetapi sangat sulit menghindari model bangunan seperti gambar di atas. Untuk mencapai tujuan ini, analisis struktur tiga dimensi harus dilakukan dan ketidakberaturan struktur harus dipenuhi (Tavio & Wijaya, 2018).

2.3.4 Disipasi Energi

Energi disipasi adalah kemampuan sebuah struktur atau bangunan untuk menyerap dan membuang energi yang dihasilkan oleh getaran gempa. Dalam bangunan tahan gempa, energi disipasi sangat penting karena dapat mengurangi beban struktur dan mencegah kerusakan pada bangunan saat terjadi gempa (Sulaksitaningrum, 2021).

Selain pelepasan energi yang disebabkan oleh gesekan molekul pada material, pelepasan energi yang disebabkan oleh gesekan antara konektor dan sistem

pendukung, dan pelepasan energi yang disebabkan oleh gesekan dengan udara, adalah beberapa sumber peristiwa disipasi energi struktural. Adanya sendi plastis menyebabkan pelepasan energi dalam reaksi *inelastic*. Redaman melepaskan energi, membuat struktur kurang reaktif

Peredam adalah cara terbaik untuk mengurangi gaya bilateral yang disebabkan oleh gempa saat mendesain struktur tahan gempa. Energi kinetik dan energi potensial digunakan terhadap struktur dan diserap oleh sistem peredam. Selama struktur bebas dari redaman, getaran struktur akan terus-menerus.

Dalam sistem isolasi, penggunaan sistem disipasi energi mengalokasikan tempat khusus untuk sistem isolasi dan *demper*. Peningkatan redaman dimungkinkan dengan menggunakan berbagai metode seperti aliran, gesekan logam satu sama lain dan gerakan piston dalam bustansi lentur atau perilaku viskoelastis pada bahan karet (Tavio & Usman, 2018).

Selama beberapa dekade terakhir, kemajuan teknologi perangkat untuk disipasi energi terus berkembang melalui sejumlah penelitian dan implementasi langsung pada berbagai jenis struktur bangunan sipil. Perangkat disipasi energi saat ini bervariasi dalam jenisnya, mencakup perangkat pasif yang sederhana, perangkat semi-aktif yang dilengkapi dengan sistem adaptif yang mampu mengatur karakteristik peredam secara real-time, perangkat aktif yang dapat meningkatkan kapasitas dan kecerdasan perangkat, serta perangkat hibrid yang menggabungkan keunggulan kapasitas dan kecerdasan dari berbagai jenis perangkat (Sulaksitaningrum, 2021).

2.4 Sistem Penahan Gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 dalam Patrisko Hirel Karisoh, Servie O. Dupas, (2018), sistem struktur yang mampu menanggulangi beban lateral, aksial, dan momen yang berasal dari gempa dapat diimplementasikan melalui penggunaan sistem yang dikenal sebagai sistem rangka pemikul momen. Sistem ini merupakan suatu rangka struktural di mana bagian dari komponen dan sambungannya bertanggung jawab dalam menahan gaya yang bekerja. Sistem ini dapat dibagi menjadi tiga bagian, yaitu:

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB): SRPMB pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas yang terbatas dan umumnya digunakan di wilayah dengan risiko gempa yang rendah pada prinsipnya, memiliki tingkat ketersediaan daktilitas yang terbatas dan umumnya digunakan di daerah yang memiliki risiko gempa yang rendah. Kelebihan dari sistem ini terletak pada arsitekturnya yang sederhana dan biayanya yang terjangkau. Namun, kelemahan utamanya adalah kerentanannya terhadap perubahan alam yang dapat mempengaruhi kondisi lingkungan, mengingat struktur sistem ini cenderung rentan terhadap dampak perubahan lingkungan.
2. Sistem Pemikul Momen Menengah (SRPMM) digunakan di wilayah dengan tingkat risiko gempa sedang dan memiliki tingkat daktilitas yang cukup. SRPMM diharapkan mampu menanggulangi gaya-gaya yang timbul, khususnya gaya yang bekerja pada kolom untuk menahan pergeseran. Detailing SRPMM harus mematuhi persyaratan Badan Standarisasi Nasional (SNI) untuk perencanaan struktur tahan gempa. Kelebihan dari sistem ini adalah minimnya kebutuhan akan kekuatan arsitektural, namun demikian, kelemahannya terletak pada struktur yang rentan terhadap perubahan alam yang dapat mempengaruhi kondisi tanah.
3. Sistem Pemikul Momen Khusus (SPMK) memiliki tingkat daktilitas penuh dan direkomendasikan untuk digunakan di wilayah dengan tingkat risiko gempa tinggi. Prinsip utamanya adalah *Strong Beam Weak Column* (SBWC), yang memiliki ketahanan terhadap gaya geser dan didesain dengan pendetailan khusus. Keuntungan sistem ini terletak pada arsitektur yang sederhana, namun kekurangannya adalah kompleksitas pendetailan

yang mungkin membuat pekerjaan menjadi lebih rumit (Patrisko Hirel Karisoh, Servie O. Dupas, 2018).

2.5 Pemilihan Sistem Penahan Gempa

Berdasarkan pasal 7.2.2 dalam SNI 1726-2019 penentuan penggunaan sistem rangka yang akan digunakan dalam mendesain bangunan yang menggunakan beton bertulang dapat ditentukan berdasarkan kategori desain seismiknya yaitu sebagai berikut:

1. Apabila struktur masuk dalam kategori desain seismik B, pilihan yang sesuai adalah menggunakan sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB).
2. Jika struktur tergolong dalam kategori desain seismik C, alternatif yang dapat dipertimbangkan adalah menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM).
3. Jika struktur termasuk dalam kategori desain seismik D, E, atau F, maka opsi yang dapat diambil adalah menggunakan sistem rangka pemikul momen Khusus (SRPMK).

2.6 Analisis Beban Gempa

Menurut Setiawan (2016:7): beban gempa merujuk pada beban struktural yang timbul akibat gerakan tanah yang dihasilkan oleh gempa bumi, baik dalam arah horizontal maupun vertikal. Pada sejumlah situasi, efek dari gempa bumi dalam arah horizontal umumnya lebih signifikan dibandingkan dengan gempa bumi dalam arah vertikal.

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, SNI 1726-2019 digunakan sebagai pedoman untuk mengevaluasi dan merencanakan pengaruh gempa rencana pada struktur bangunan, termasuk bagian dan peralatannya. Gempa rencana ini memiliki probabilitas sebesar 2% untuk melebihi kekuatan bangunan dalam kurun waktu 50 tahun.

2.6.1 Kategori Risiko Struktur Bangunan

Tabel 2.7 menggambarkan kategori risiko untuk struktur gedung dan non-gedung, sedangkan Tabel 2.8 memperlihatkan bahwa pengaruh gempa rencana terhadap struktur tersebut perlu dikalikan dengan faktor keutamaan gempa Ie. Dalam konteks struktur dengan kategori risiko IV, desain struktur tetangga juga

harus sesuai dengan kategori risiko IV, khususnya jika pintu masuk diperlukan untuk beroperasi.

Tabel 2. 7 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Bangunan dan struktur non-gedung yang memiliki tingkat risiko yang minim terhadap keselamatan manusia saat mengalami kegagalan, melibatkan faktor-faktor seperti, namun tidak terbatas pada:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Gudang penyimpanan - Fasilitas perikanan, peternakan, pertanian dan perkebunan - Fasilitas sementara <p>Pos beserta struktur-struktur kecil lainnya</p>	I
<p>Seluruh bangunan beserta struktur-struktur kecil lainnya, kecuali yang digolong dalam kategori risiko I, III, IV, melibatkan, tetapi tidak terbatas untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas manufaktur - Bangunan industri - Pusat perbelanjaan/mall - Gedung apartemen/rumah susun - Gedung perkantoran - Pasar - Rumah toko dan rumah kantor - Perumahan <p>Pabrik</p>	II
<p>Bangunan dan struktur non-gedung yang memiliki risiko signifikan terhadap keselamatan manusia saat terjadi kegagalan, mencakup, namun tidak terbatas untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan untuk orang jompo - Penjara - Fasilitas penitipan anak - Fasilitas kesehatan yang tidak mempunyai unit bedah dan unit gawat darurat - Stadion - Gedung pertemuan - Bioskop <p>Struktur dan konstruksi di luar kategori risiko IV, tetapi memiliki potensi untuk menimbulkan dampak ekonomi yang signifikan dan/atau mengganggu kehidupan sehari-hari masyarakat jika mengalami kegagalan, melibatkan berbagai aspek, termasuk namun tidak terbatas pada:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat telekomunikasi - Fasilitas penanganan limbah - Fasilitas penanganan air - Pusat pembangkit listrik biasa <p>Struktur non-gedung dan bangunan di luar kategori risiko IV, melibatkan berbagai jenis seperti fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan, atau tempat pembuangan bahan berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak. Bangunan-bangunan ini menyimpan bahan beracun atau peledak dengan kadar yang melebihi batas yang ditetapkan oleh pihak berwenang, dan dapat mengakibatkan risiko serius bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Bangunan dan struktur non-gedung yang digolongkan sebagai fasilitas penting, mencakup namun tidak terbatas untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Struktur tambahan yang meliputi struktur stasiun listrik, tangki penyimpanan bahan bakar, menara telekomunikasi, menara pendingin, tangki air pemadam kebakaran, atau struktur pendukung 	

Tabel 2. 7 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<ul style="list-style-type: none"> untuk air, material, atau peralatan pemadam kebakaran yang diperlukan untuk beroperasi dalam keadaan darurat. - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lain yang diperlukan dalam situasi darurat. - Fasilitas untuk kesiapan darurat, pusat operasi, komunikasi, dan fasilitas lainnya yang mendukung tanggap darurat. - Lokasi perlindungan terhadap berbagai bencana seperti gempa bumi, angin badai, tsunami, dan tempat perlindungan darurat lainnya. - Kantor polisi, fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, termasuk garasi kendaraan darurat. - Rumah ibadah - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah atau fasilitas pendidikan - Rumah sakit serta fasilitas kesehatan lainnya yang dilengkapi dengan ruang operasi dan pusat pelayanan gawat darurat <p>Bangunan dan struktur tambahan yang diperlukan untuk mempertahankan kelangsungan fungsi dari bangunan lain yang termasuk dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber : SNI 1726-2019

2.6.2 Faktor Keutamaan Gempa

Prosedur untuk mengevaluasi dampak rencana gempa pada tahap perencanaan dan penilaian struktur bangunan, termasuk elemen dan peralatannya, perlu dipertimbangkan. Pentingnya Faktor Prioritas Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan juga harus disertakan: rencana gempa memiliki kemungkinan melebihi magnitudo tertentu sebesar 2% selama periode 50 tahun dari umur struktur. Dampak gempa rencana pada struktur bangunan, baik itu gedung atau struktur non-gedung, perlu diperhitungkan dengan mengalikan dengan faktor keutamaan gempa I_e .

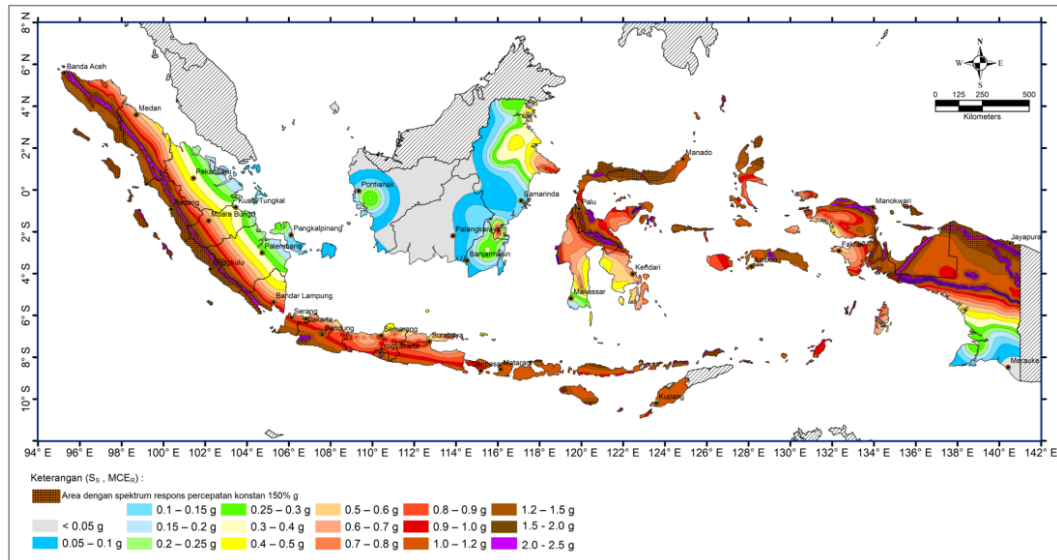
Tabel 2. 8 Faktor keutamaan gempa (I_e)

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, (I_e)
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

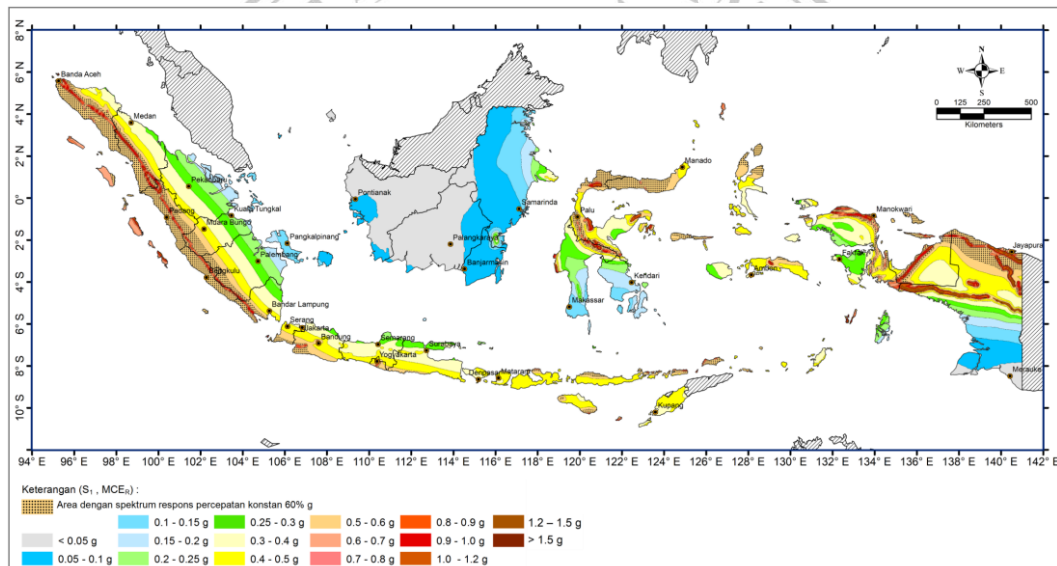
Sumber : SNI 1726-2019

2.6.3 Wilayah Gempa

Dalam proses perhitungan untuk menentukan wilayah tersebut termasuk kategori desain seismik A, B, C, D, E atau F, maka harus mendapatkan beberapa nilai yang tidak didapatkan melalui rumus, namun melalui data-data yang telah diberikan pada SNI 1726-2019 seperti gambar di bawah ini.



Gambar 2. 19 Parameter gerak tanah S_s wilayah indonesia.
Sumber : SNI 1726-2019



Gambar 2. 20 Parameter gerak tanah S_1 wilayah indonesia.
Sumber : SNI 1726-2019

2.6.4 Kelas Situs

Setiap lokasi harus dikelompokkan dalam kategori SA, SB, SC, SD, SE, atau SF sesuai dengan karakteristik tanahnya. Jika sifat tanah tidak dapat dipastikan dengan jelas sehingga tidak memungkinkan untuk menetapkan kategori situs yang spesifik, opsi penggunaan kategori situs SE dapat dipertimbangkan. Namun, penting untuk dicatat bahwa izin untuk menggunakan kategori situs SE hanya diberikan jika tidak ada data geoteknik yang dapat diakui oleh pemerintah atau lembaga berwenang yang dapat menentukan kategori situs yang berbeda.

Tabel 2. 9 Klasifikasi situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50

Atau setiap profil lapisan tanah yang memuat lebih dari 3 meter tanah dengan ciri-ciri sebagai berikut:

1. Indeks plastisitas, $PI > 20$,
2. Kadar air, $w \geq 40\%$,
3. Kuat geser niralir $s_u < 25$ kPa

SF (tanah khusus, yang memerlukan penelitian geoteknik khusus dan analisis respons situs) Tiap profil lapisan tanah yang memperlihatkan satu atau beberapa dari sifat-sifat berikut:
 - Lapisan tanah yang bersifat rawan terhadap kegagalan atau keruntuhan akibat beban gempa, seperti kemungkinan likuifaksi, lempung yang sangat sensitif, atau tanah tersementasi yang lemah
 - Selain itu, tanah yang tergolong sebagai lempung sangat organik dan/atau gambut dengan ketebalan lebih dari 3 meter
 - Lapisan lempung yang bersifat lunak atau setengah teguh dengan ketebalan lebih dari 35 meter dan kuat geser rata-rata (\bar{S}_u) lebih besar atau sama dengan 50 kPa.

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Sumber : SNI 1726-2019

2.6.5 Koefisien Situs dan Spektral Parameter Respons Spektral

Untuk evaluasi respons spektral percepatan dari gempa MCER di permukaan tanah, perlu memperhitungkan faktor amplifikasi seismik pada 0,2 detik dan 1 detik. Faktor amplifikasi ini terdiri dari F_a , yang merujuk pada faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode getaran pendek, dan F_v , yang mengacu pada faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode getaran 1 detik

Agar dapat mengevaluasi respons spektral percepatan akibat gempa MCER di permukaan tanah, penting untuk memperhitungkan faktor amplifikasi seismik pada 0,2 detik dan 1 detik. Faktor amplifikasi ini terdiri dari F_a , yang berkaitan dengan peningkatan amplifikasi getaran pada periode getaran pendek, dan F_v , yang berkaitan dengan peningkatan amplifikasi getaran pada periode getaran 1 detik. Penghitungan parameter respons spektral percepatan untuk kedua periode, yakni periode pendek (SMS) dan satu detik (SM1), setelah memperhitungkan pengaruh klasifikasi situs, memerlukan penggunaan formulasi berikut ini:

$$S_{MS} = F_a.S_s \dots \dots \dots (2.65)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \dots\dots\dots(2.66)$$

Keterangan :

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER dipresentasikan dalam rentang periode pendek.

S_I = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER dipresentasikan dalam rentang periode satu detik

Tabel 2.10 menampilkan koefisien situs F_a dan F_v , sedangkan Tabel 2.11 menyebutkan bahwa jika kelas situs SE dijadikan acuan, nilai F_a harus setidaknya 1,2.

Tabel 2. 10 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan yang diambil dalam pertimbangan risiko-tertarget (MCER) untuk gempa maksimum adalah dengan menggunakan $T = 0,2$ detik dan nilai S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS(a)					

Sumber : SNI 1726-2019

Tabel 2. 11 Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter yang diperhitungkan dalam skenario risiko-tertarget (MCER) adalah respons spektral percepatan gempa maksimum, dengan menggunakan periode pendek $T = 0,2$ detik dan nilai S_s					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS(a)					

Sumber : SNI 1726-2019

2.6.6 Parameter Percepatan Spektral Desain

Perumusan yang dinyatakan di bawah ini perlu diimplementasikan untuk menghasilkan parameter desain percepatan spektral S_{DS} dan S_{D1} , masing-masingnya untuk periode pendek:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \dots\dots\dots(2.67)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{MI} \dots\dots\dots(2.68)$$

2.6.7 Spektrum Respons Desain

1. Untuk periode yang kurang dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots(2.69)$$

2. Pada periode yang setara atau lebih besar dari T_0 namun kurang dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain S_a setara dengan S_{DS} ;
3. Pada periode yang melebihi T_s dan berada dalam rentang kurang dari atau setara dengan T_L , respons spektral S_a dari percepatan desain dihasilkan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$S_a = S_{DS} \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots(2.70)$$

4. Pada periode yang melampaui T_L , respons spektral S_a dari percepatan desain dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \dots\dots\dots(2.71)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter yang berkaitan dengan respons spektral percepatan dalam desain pada periode yang singkat;

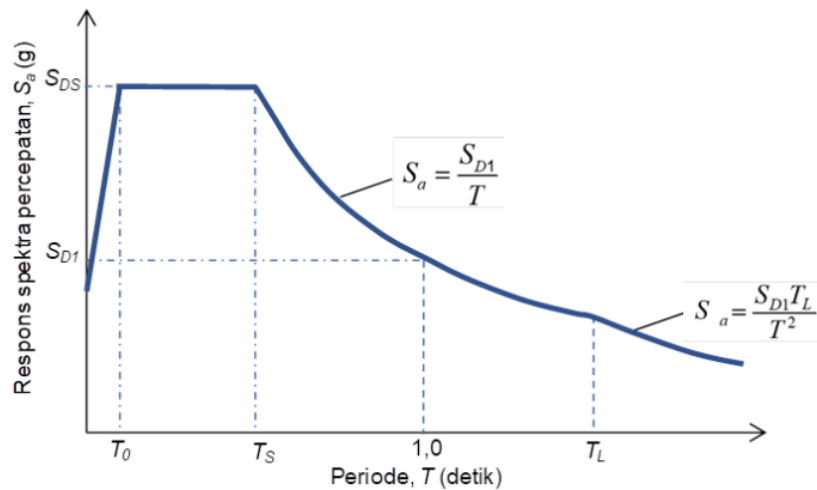
S_{D1} = pengaruh respons spektral pada percepatan desain dalam periode 1 detik telah dianalisis secara mendalam;

T = periode getar fundamental struktur.

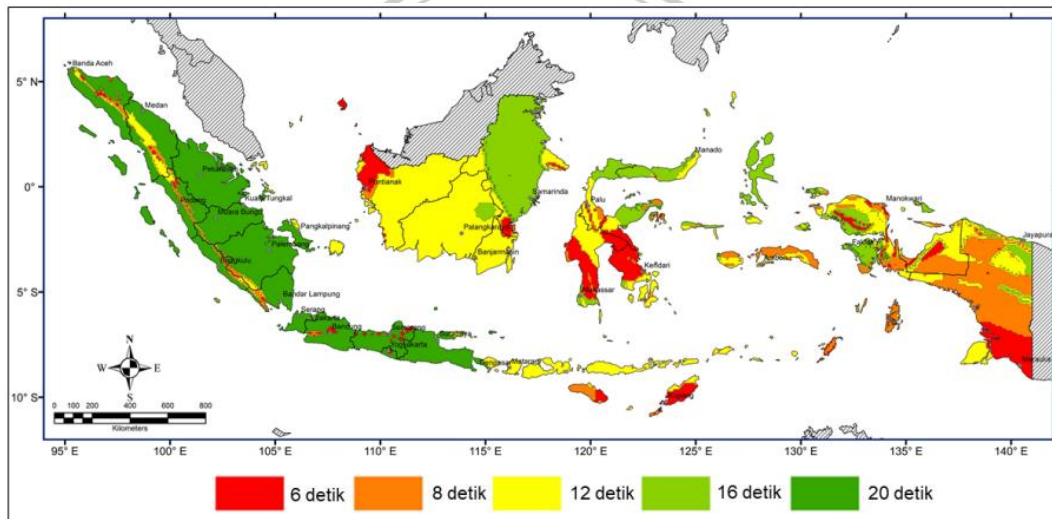
$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2.72)$$

$$T_1 = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2.73)$$

T_L = transisi periode panjang sesuai Gambar 2.21.



Gambar 2. 21 Spektrum respons desain
Sumber : SNI 1726-2019



Gambar 2. 22 Peta transisi periode panjang, TL, wilayah Indonesia
Sumber : SNI 1726-2019

2.6.8 Kategori atau Klasifikasi Desain Seismik

Mengacu pada SNI 1726-2019, kategori desain seismik diklasifikasikan sesuai parameter respons spektral yang ditinjau pada tabel berikut.

Tabel 2. 12 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	C
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : SNI 1726-2019

Tabel 2. 13 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,133$	B	B
$0,133 \leq S_{D1} < 0,2$	C	C
$0,2 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber : SNI 1726-2019

2.6.9 Faktor Koefisien Modifikasi Respons, Kuat Lebih Sistem dan Pembesaran Defleksi

Koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih (Ω_0), dan koefisien pembesaran defleksi (C_d) harus dihitung menurut Tabel 2.14.

Tabel 2. 14 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk pemikul gaya seismik

Sistem rangka pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	2	2,5	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber : SNI 1726-2019

Keterangan:

- TB = Tidak Dibatasi
- TI = Tidak Diizinkan

2.6.10 Gaya Dasar Seismik

Gaya dasar seismik, atau V , dalam arah yang sudah ditentukan, dihitung menggunakan rumus berikut:

$$V = C_s \cdot W \dots \dots \dots (2.74)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respons seismik.

W = Berat seismik efektif.

2.6.11 Koefisien Respons Seismik

Persamaan berikut harus digunakan untuk menghitung koefisien respons seismik (C_s):

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.75)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektral desain dalam rentang periode pendek.

R = Koefisien modifikasi respons.

I_e = Faktor keutamaan gempa.

Nilai C_s yang diperoleh berdasarkan (2.75) tidak boleh melampaui nilai berikut:

Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.76)$$

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.77)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0.044S_{DS}I_e \geq 0.01 \dots\dots\dots(2.78)$$

Jika S_1 setara atau lebih besar dari 0,6g, maka nilai C_s tidak boleh kurang dari:

$$C_s = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.79)$$

Keterangan:

S_{D1} = parameter percepatan respon spektral desain dalam rentang periode 1 detik.

T = periode fundamental struktur.

S_1 = parameter percepatan respons spektral maksimum

2.6.12 Metode Analisis Ekuivalen

Proses analisis dan desain struktur untuk mengatasi efek beban gempa statis melibatkan penggantian gaya horizontal dengan memanfaatkan beberapa gaya statis yang setara. Tujuannya adalah untuk menyederhanakan perhitungan dan meningkatkan efisiensi analisis. Pendekatan ini dikenal sebagai Metode Gaya Lateral Ekuivalen (*Equivalent Lateral Force Method*). Dalam metode ini,

diasumsikan bahwa gaya horizontal yang dihasilkan oleh gempa pada suatu elemen struktur menentukan tingkat kekuatan. Tingkat ini dihasilkan melalui perkalian konstanta berat atau massa elemen struktur, yang kemudian menjadi ukuran yang signifikan.

Selain itu, metode ini memainkan peran penting dalam meningkatkan pemahaman kita tentang respons struktural terhadap gempa bumi. Penggantian gaya horizontal memungkinkan insinyur untuk dengan lebih akurat memodelkan dan memprediksi perilaku struktur selama gempa. Proses analisis menggunakan metode ini memerlukan pertimbangan seksama terhadap parameter-parameter tertentu, termasuk karakteristik tanah dan geometri struktur, untuk memastikan hasil yang akurat dan dapat diandalkan.

Selanjutnya, Metode Gaya Lateral Ekuivalen tidak hanya bermanfaat dalam menentukan tingkat kekuatan struktur, tetapi juga dapat memberikan pandangan yang lebih holistik terhadap kinerja keseluruhan sistem selama gempa bumi. Dengan menggabungkan prinsip-prinsip mekanika struktur dan teori gempa, metode ini menjadi alat yang sangat berguna dalam mendesain struktur yang tahan gempa dan dapat melindungi keamanan masyarakat secara keseluruhan.

SNI 1726-2002 menyatakan bahwa beban statik ekuivalen hanya dapat diterapkan pada bangunan yang memenuhi syarat sebagai bangunan beraturan sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam pasal 4.2. Jika syarat-syarat pasal 4.2 tidak terpenuhi, maka analisis dinamik harus dilaksanakan (Mulia, 2011).

1. Penentuan/penetapan periode fundamental struktur

Analisis struktur yang diamati dapat digunakan untuk menemukan periode fundamental struktur T atau menetapkannya. SNI 1726-2019, bagian 7.8.2.1, menetapkan nilai batasan sebagai nilai pendekatan untuk menemukan nilai T .

Untuk batas bawah digunakan persamaan sebagai berikut:

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots(2.80)$$

Dengan h_n mewakili tinggi bangunan gedung dalam satuan meter, sementara nilai C_t dan x dapat diambil dari tabel yang tersedia berikut.

Tabel 2. 15 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen adalah sistem di mana rangka struktur menanggung seluruh beban gaya seismik yang diharuskan, dan tidak dilengkapi atau tidak terhubung dengan komponen yang lebih fleksibel yang dapat menghentikan defleksi rangka ketika terkena gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : SNI 1726-2019

Pendekatan untuk menentukan batas atas periode fundamental melibatkan perkalian antara koefisien periode batas atas (C_u) dan periode pendekatan (T_a). Nilai C_u dapat ditemukan dengan merujuk pada tabel yang disediakan:

Tabel 2. 16 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 1726-2019

2.6.13 Metode Analisis Dinamis

Dalam merancang struktur anti-gempa, analisis dinamis diterapkan pada situasi tertentu untuk memberikan evaluasi yang lebih tepat terhadap interaksi gaya gempa pada struktur dan untuk memahami respons struktur terhadap gaya gempa. Analisis dinamis terutama bermanfaat dalam konteks struktur yang memiliki ketinggian yang signifikan dan konfigurasi yang tidak teratur. Ketika melakukan analisis dinamis, elastisitas struktur dapat diestimasi. Terdapat dua metode umum untuk mengukur elastisitas ini: Analisis Modal Ragam Riwayat Waktu (*Time History Modal Analysis*), yang memerlukan rekaman percepatan gempa; dan Analisis Modal Ragam Respons (*Response Spectrum Modal Analysis*), yang juga sering disebut sebagai Response Spectrum Modal Analysis, merupakan suatu pendekatan analisis yang melibatkan perolehan spektrum respons tertinggi dari setiap mode getar. Dalam konteks ini, spektrum respons tersebut diperoleh dari

spektrum respons perancangan, juga dikenal sebagai Design Spectra. Pendekatan ini memungkinkan insinyur untuk memahami dan mengevaluasi respons struktural terhadap gempa bumi dengan lebih rinci.

Pentingnya Response Spectrum Modal Analysis terletak pada kemampuannya untuk memberikan gambaran yang lebih komprehensif tentang karakteristik dinamis struktur. Dengan mempertimbangkan respons tertinggi dari setiap mode getar, metode ini memungkinkan identifikasi elemen struktural yang paling rentan terhadap gempa. Selain itu, proses analisis menggunakan metode ini melibatkan pertimbangan terhadap parameter-parameter tertentu, seperti masa, kekakuan, dan redaman struktural, yang semuanya berkontribusi pada akurasi hasil analisis.

Penggunaan Response Spectrum Modal Analysis juga dapat diperluas untuk mengevaluasi kinerja struktur dalam skenario gempa yang berbeda. Dengan menyediakan informasi detail tentang spektrum respons per mode, metode ini memberikan landasan yang kuat untuk perencanaan dan desain struktur yang mampu bertahan dan berkinerja baik dalam berbagai kondisi gempa. Dengan demikian, metode ini tidak hanya memberikan wawasan lebih mendalam terhadap respons struktural, tetapi juga berkontribusi pada pengembangan struktur yang lebih aman dan andal di tengah potensi ancaman gempa bumi.

Spektrum respons, yang dibuat berdasarkan perbandingan redaman dan gempa spesifik, diilustrasikan dalam bentuk plot atau grafik yang menghubungkan periode getar struktur, T . Respon puncaknya mungkin termanifestasi dalam bentuk simpangan maksimum (*Displacement Spectrum, SD*), kecepatan maksimum (*Velocity Spectrum, SV*), atau percepatan maksimum (*Acceleration Spectrum, SA*) dari massa struktur dengan Satu Derajat Kebebasan (*Single Degree Of Freedom, SDOF*). Metode ini memungkinkan pemetaan spektrum respons ini pada berbagai variabel, memberikan pemahaman yang lebih holistik tentang bagaimana struktur merespons gempa.

Pentingnya memahami spektrum respons ini terletak pada kemampuannya untuk memberikan informasi yang lebih kaya tentang perilaku struktur terhadap gempa bumi. Melibatkan analisis berbagai aspek, seperti simpangan, kecepatan, dan percepatan, memungkinkan insinyur untuk merinci respons struktural pada

tingkat yang lebih mikro. Oleh karena itu, metode ini tidak hanya memberikan gambaran umum tentang respons struktural, tetapi juga memberikan wawasan yang lebih mendalam tentang bagaimana berbagai parameter mempengaruhi tingkat respons.

Selain itu, pengembangan teknologi telah memungkinkan peningkatan dalam penentuan respon maksimal ini. Pemetaan variabel-variabel ini dapat memberikan pemahaman yang lebih mendalam tentang perilaku dinamis struktur, yang kemudian dapat digunakan dalam proses desain struktural yang lebih canggih dan efektif. Oleh karena itu, pemahaman tentang spektrum respons, baik dalam bentuk simpangan, kecepatan, maupun percepatan, membuka peluang untuk inovasi dan peningkatan keandalan struktural dalam menghadapi tantangan gempa bumi (Latuheru dan Prasajo, 2017)".

1. Jumlah Ragam

Analisis perlu dijalankan untuk mengenali ragam getar alami struktur. Agar partisipasi massa gabungan mencapai seratus persen dari massa struktur, analisis harus mencakup jumlah massa ragam yang memadai. Untuk memenuhi kriteria ini, semua partisipasi massa ragam dengan periode di bawah 0,05 detik bisa dimasukkan sebagai satu badan kaku dengan periode 0,05 detik.

2. Parameter Respons Ragam Struktur

Struktur bangunan yang waktu getar alaminya berdekatan satu sama lain atau yang nilainya berbeda kurang dari 15% harus dibuat dengan menggunakan metode yang disebut *complete quadratic combination* (CQC). Jika waktu osilasi alami berjauhan, jumlah respons yang berbeda dapat dihitung menggunakan metode yang dikenal sebagai *Square Root of the Sum of Squares*, atau SRSS.

3. Penskalaan gaya

Apabila hasil analisis respons gaya geser dasar dari analisis modus (V_d) kurang dari 85% dari gaya geser (V_s) yang dihitung menggunakan metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut perlu dikalikan dengan faktor skala baru yang diperoleh dari perbandingan $\frac{85\% V_s}{V_d}$.

2.7 Detailing Elemen Struktur SRPMM

Dalam merancang struktur beton bertulang tahan gempa, perhatian harus diberikan pada detail tulangan yang tepat dan akurat. Pada bangunan bertingkat beton bertulang, bangunan atas utama terdiri dari balok dan kolom.

2.7.1 Detailing Balok SRPMM

Sebuah elemen konstruksi yang kuat, dikenal sebagai balok, berperan sebagai struktur yang kaku untuk menanggung beban. Balok ini bertanggung jawab untuk menerima beban yang dihadapi oleh pelat beban anak dan mengalirkannya ke elemen kolom. Dalam kategori balok, terdapat dua jenis utama, yaitu balok induk dan balok anak. Peran balok induk melibatkan pembagian pelat menjadi segmen-segmen yang menghubungkan berbagai kolom, sehingga pelat dapat menanggung beban dari segmen yang lebih lebar hingga yang lebih kecil dengan efisien.

Balok anak, di sisi lain, ditempatkan di bawah balok induk dan menjadi penerima beban dari pelat sebelum meneruskannya ke balok induk. Kolaborasi antara balok induk dan balok anak menciptakan sistem dukungan yang efektif untuk mendistribusikan beban dengan seimbang di seluruh struktur bangunan. Dengan cara ini, balok induk dan anak bekerja bersama-sama untuk memastikan kestabilan dan kekuatan struktur keseluruhan.

Pentingnya balok dalam struktur bangunan melibatkan kontribusi signifikan terhadap distribusi beban yang merata dan peningkatan efisiensi struktural. Melalui fungsi dan interaksi balok induk dan anak, elemen-elemen ini menjadi inti dari desain konstruksi yang kokoh dan dapat diandalkan. Dengan memahami peran masing-masing jenis balok, insinyur dapat mengembangkan desain yang lebih inovatif dan dapat menanggulangi berbagai tuntutan beban pada struktur bangunan

SNI 2847-2019, bagian 18.4.2, menetapkan prosedur perencanaan struktur balok untuk bangunan SRPMM. Syarat-syarat yang tercantum dalam subbab berikut menjelaskan prosedur tersebut;

2.7.1.1 Ketentuan Tulangan Menerus Untuk Balok SRPMM

SNI 2847-2019, pasal 18.4.2.1, menyatakan bahwa balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan longitudinal yang menerus di sisi atas dan bawah penampang. Tulangan bawah yang menerus tidak boleh kurang dari seperempat dari luas maksimum tulangan bawah dan harus diangkur (Lesmana, 2021).

2.7.1.2 Ketentuan Momen Kapasitas Pada Balok SRPMM

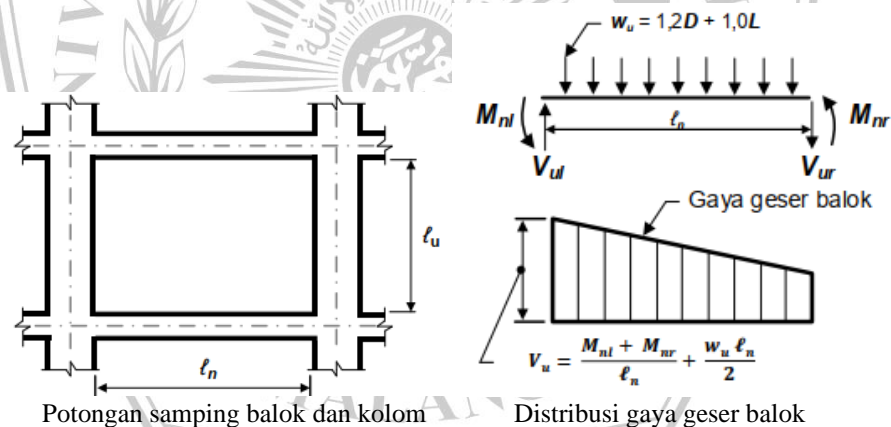
SNI 2847-2019, pasal 18.4.2.2, menyatakan bahwa kekuatan momen pada balok harus disediakan sesuai dengan ketentuan berikut:

1. Setiap penampang sepanjang bentang balok tidak boleh melebihi 1/5 kekuatan momen maksimum yang diberikan pada muka salah satu joint pada bentang balok yang ditinjau;
2. Namun, kekuatan momen positif dan negatif pada joint yang sama harus setidaknya setara dengan 1/3 kekuatan momen negatif pada joint yang sama.

2.7.1.3 Ketentuan Gaya Geser Desain (V_u) Pada Balok SRPMM

Nilai ϕV_n tidak boleh kurang dari nilai terkecil di antara berikut:

1. Besarnya gaya geser berhubungan dengan gaya geser yang dihitung dengan mempertimbangkan terjadinya M_n pada permukaan atau muka joint pada setiap ujung balok akibat tekukan balik (kurvatur ganda) dan beban gravitasi terfaktor.



Gambar 2. 23 Geser desain balok untuk rangka momen menengah
 Sumber : Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. Badan Standardisasi Nasional (2019)

Keterangan:

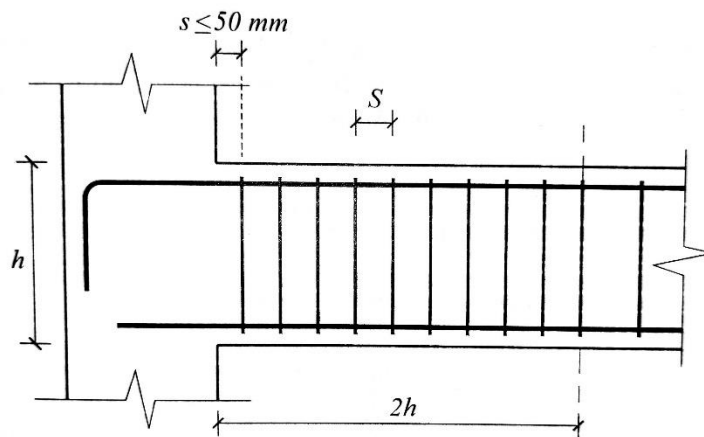
- V_u = Gaya geser desain balok
- V_{ul} = Gaya geser desain pada ujung balok sebelah kiri (*left*)
- V_{ur} = Gaya geser desain pada ujung balok sebelah kanan (*right*)
- M_{nl} = Momen nominal pada ujung balok sebelah kiri (*left*)
- M_{nr} = Momen nominal pada ujung balok sebelah kanan (*right*)
- w_u = Efek dari beban gravitasi ($1,2D + 1L$)

l_n = Bentang bersih elemen lentur (balok)

2. Gaya geser maksimum yang dihasilkan dari kombinasi beban desain, termasuk beban gempa. Beban gempa ini dua kali lebih besar dari nilai yang dipersyaratkan SNI 1726-2019.

2.7.1.4 Ketentuan Sengkang Pada Balok SRPMM

1. Sengkang tertutup harus disediakan di kedua ujung balok sejauh $2h$ (sendi plastis), diukur dari muka komponen struktur penumpu ke tengah bentang. Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari lima puluh milimeter dari muka komponen struktur penumpu. Nilai terkecil dari poin a) hingga d) tidak boleh melebihi spasi sengkang:
 - a). $d/4$
 - b). Delapan kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi
 - c). 24 kali diameter batang tulangan sengkang pengekang
 - d). 300 mm.
2. Di kedua ujung balok, sengkang tertutup Jarak maksimum sengkang tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang balok (Lesmana, 2021).



Gambar 2. 24 Ilustrasi sengkang pada ujung balok SRPMM

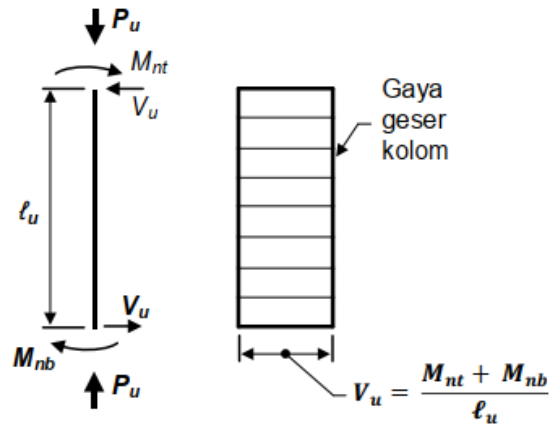
Sumber: *Analisa dan Desain Struktur Tahan Gempa Beton bertulang*. Yuda Lesmana (2021)

2.7.2 Detailing Kolom SRPMM

2.7.2.1 Ketentuan Gaya Geser Desain (V_u) Pada Kolom SRPMM

Menurut Pasal 18.4.3 SNI 2847-2019, ϕV_n untuk struktur SRPMM tidak boleh kurang dari nilai terkecil antara poin 1) dan 2):

1. Jumlah gaya geser yang terkait dengan mencapai Mn pada muka joint di setiap ujung kolom akibat lentur sesuai tulangan terpasang.



Gambar 2. 25 Geser desain kolom untuk rangka momen menengah

Sumber : Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. Badan Standardisasi Nasional (2019).

Keterangan:

M_{nt} = Momen nominal tulangan kolom atas

M_{nb} = Momen nominal tulangan kolom bawah

l_u = Panjang kolom

V_u = Gaya geser desain kolom

2. Gaya geser maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban terfaktor yang termasuk E, dengan $\Omega_0 E$ sebagai pengganti E dan besaran nilai $\Omega_0 = 3$ (Lesmana, 2021).

2.7.2.2 Ketentuan Sengkang Pada Ujung Kolom SRPMM

1. Sesuai ketentuan yang diatur dalam SNI 2847-2019, pasal 18.4.3.3, bahwasanya sengkang tertutup harus dipasang dengan spasi s_0 sepanjang l_0 dari muka *joint*. Dan sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari $s_0/2$ dari muka join. Adapun nilai s_0 tidak boleh melebihi nilai terkecil dari poin a) hingga d):

- a) 8 kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang gunakan;

$$s_0 \leq 8D_b$$

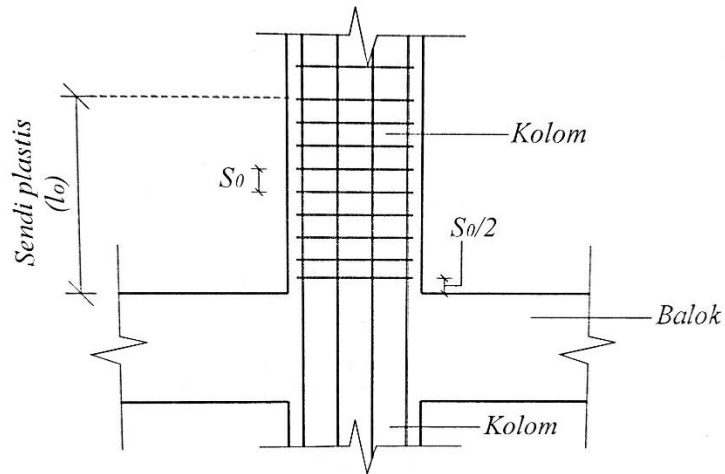
- b) 24 kali diameter tulangan sengkang; $s_0 \leq 24\phi_b$

- c) Setengah dimensi penampang terkecil kolom; $s_0 \leq 1/2h$

- d) 300 mm; $s_0 \geq 300$.

Sedangkan untuk panjang l_0 tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari poin e), f) dan g):

- e) 1/6 tinggi bersih kolom
- f) Dimensi maksimum penampang kolom
- g) 450 mm (Lesmana, 2021).



Gambar 2. 26 Ilustrasi sengkang pada ujung kolom SRPMM
 Sumber: *Analisa dan Desain Struktur Tahan Gempa Beton bertulang*. Yuda Lesmana (2021)

- 2. Di luar panjang l_0 , spasi tulangan transversal harus memenuhi 10.7.6.5.2.

2.7.3 Detailing Hubungan Balok-Kolom (*joint*)

Sambungan balok-kolom harus memiliki tulangan transversal yang memenuhi Pasal 15. Dalam pasal tersebut mengatur hal-hal sebagai berikut:

- 1. Bila beban gempa mengakibatkan transfer momen pada joint maka gaya geser bisa diabaikan tetapi transfer momen tetap dipertimbangkan dalam desain struktur
- 2. Luas kaki tulangan transversal pada arah utama balok-kolom dan pelat-kolom harus paling besar dari:

$$a). 0,062 \sqrt{f_c'} \frac{b_s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.81)$$

Atau

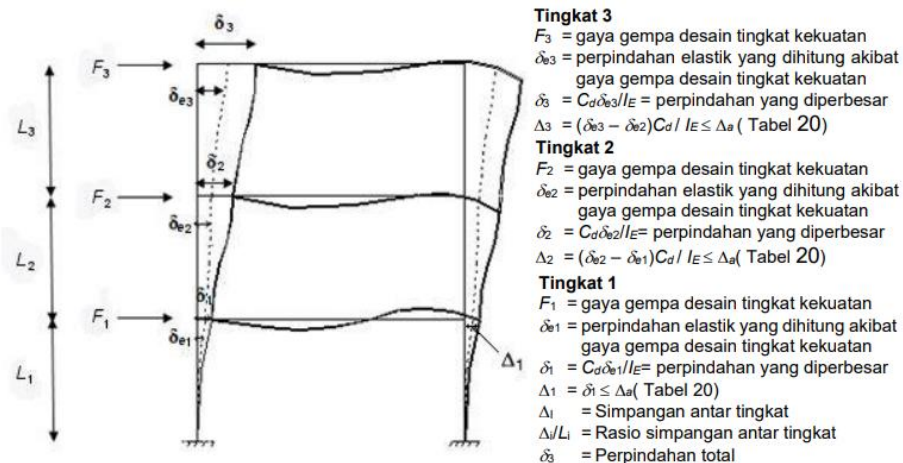
$$b). 0,35 \frac{b_s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.82)$$

Dimana b merupakan dimensi bagian kolom yang tegak lurus terhadap arah yang ditinjau.

3. Sesuai dengan pasal 15.4.2.1 SNI 2847-2019, luas tulangan transversal harus didistribusikan sepanjang tinggi kolom dan tidak boleh kurang dari balok tertinggi
4. Spasi tulangan transversal s harus lebih kecil dari setengah tinggi dari balok dengan tinggi terkecil (balok yang merangkak pada *joint* tersebut) (Lesmana, 2021).

2.8 Simpangan Antar Tingkat (*Drift Storey*)

Menurut SNI 1726-2019, bagian 7.8.6, simpangan antar lantai hanya memiliki satu kinerja. Untuk mendapatkan simpangan antar lantai pada tingkat desain (Δ), perlu dihitung perbedaan defleksi pada pusat massa antara tingkat teratas dan terbawah yang dianalisis. Jika pusat massa tidak berada dalam arah vertikal, defleksi di dasar tingkat dapat dihitung dengan memproyeksikan secara vertikal pusat massa dari tingkat atas.



Gambar 2.27 Penentuan simpangan antar tingkat
 Sumber : SNI 1726-2019

Berdasarkan SNI 1726-2019, simpangan antar lantai pada tingkat desain (Δ) merupakan perbedaan maksimal dari simpangan titik-titik yang sejajar secara vertikal di sepanjang salah satu bagian tepi struktur, baik di atas maupun di bawah tingkat yang sedang dianalisis.

Persamaan berikut harus digunakan untuk menentukan simpangan pusat massa di tingkat- x (δ_x) dalam satuan mili meter:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \dots \dots \dots (2.83)$$

Keterangan:

δ_x = pembesaran deformasi.

C_d = faktor pembesaran simpangan lateral.

δ_{xe} = simpangan di tingkat-x yang ditentukan dalam bagian ini dan ditentukan melalui analisis elastik

I_e = faktor keutamaan gempa.

Tabel 2. 17 Simpangan antar tingkat ijin (Δ_a)

Struktur	Katagori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur yang mencakup bangunan dengan empat tingkat atau lebih rendah, selain dari struktur dinding geser batu baja, menampilkan desain dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang secara khusus dirancang untuk menanggung simpangan antar tingkat	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Suatu struktur dengan karakteristik dinding geser kantilever yang menggunakan bahan dasar batu bata	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Sebuah konstruksi dinding geser yang memanfaatkan bahan batu bata sebagai elemen utama lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua bentuk konstruksi lainnya	0,020 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,020 h_{sx}

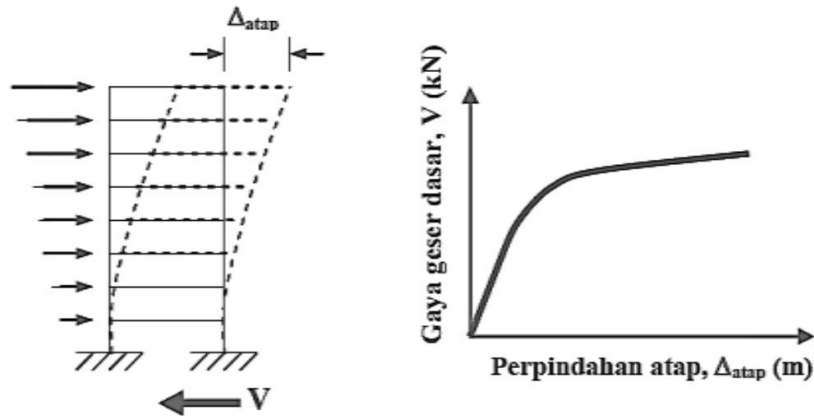
Sumber : SNI 1726-2019

Keterangan:

h_{sx} = ketinggian lantai di atas tingkat x .

2.9 Drift Ratio

Drift ratio adalah perbandingan antara perpindahan lateral maksimum pada suatu tingkat lantai dengan ketinggian lantai terhadap ketinggian desain pada tingkat yang sama. Ketinggian desain dihitung berdasarkan jarak antara level ground dan tingkat atas dari atap pada atap datar, atau ketinggian antara level ground dan tingkat teratas dari atap puncak pada atap berbentuk. Dengan memeriksa kuantitas nilai *drift rasio*, dimungkinkan untuk menentukan stabilitas struktur.



Gambar 2. 28 Rasio simpangan *drift ratio*

Sumber : Materi Kuliah Kontrol Stabilitas Pada Bangunan Tinggi. Erwin Romen (2022).

Peraturan yang berlaku di beberapa negara bervariasi tentang batas *drift index*. Uniform Building Code (1997) menetapkan nilai drift maksimum sebesar 0,0025. Dengan demikian *drift ratio* dapat ditinjau dengan persamaan berikut:

$$Drift\ Ratio = \frac{\Delta_{top}}{H} \leq 0.0025 \dots\dots\dots(2.84)$$

Dinama :

Δ_{top} = defleksi terbesar (maksimum) pada puncak bangunan (m)

H = tinggi total struktur bangunan (m).

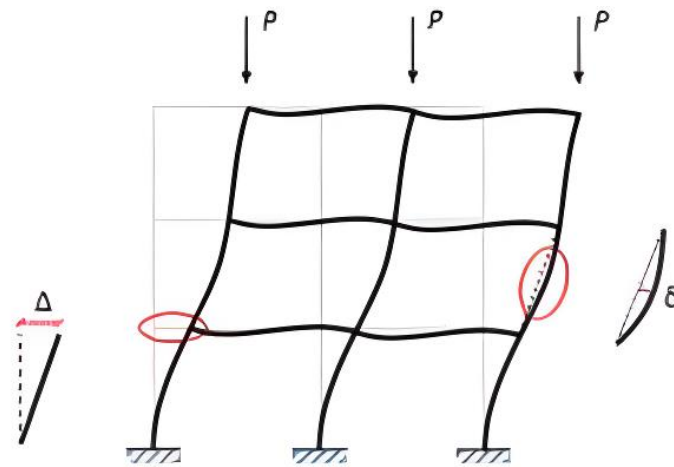
2.10 Efek P-Delta

Dalam konteks struktur bangunan yang mengalami getaran dan beban aksial secara simultan, terjadi fenomena non-linear orde dua yang dikenal sebagai efek P-Delta. Efek ini muncul dari interaksi antara beban aksial pada kolom (P) dan perpindahan (Δ) yang diakibatkan oleh getaran pada struktur tersebut (Husen, 2021).

Efek P-Delta terjadi pada struktur bangunan yang memiliki tingkat fleksibilitas tinggi, di mana pergerakan kolom sebagai respons terhadap beban gempa menyebabkan munculnya momen internal tambahan. Momen tambahan ini dapat memengaruhi hasil analisis orde pertama (Istiono & Ramadhan, 2020).

Dengan demikian, penting untuk memeriksa stabilitas struktur karena pengaruh P-Delta, terutama pada bangunan dengan lebih dari 10 lantai atau tinggi lebih dari 40 meter. Jika nilai theta (θ) melebihi nilai maksimum yang diizinkan, struktur tersebut mungkin menghadapi potensi ketidakstabilan. Jika situasi ini

terjadi pada bangunan yang sudah berdiri, diperlukan desain ulang atau perbaikan pada struktur tersebut (Muhammad Hilmi et al., 2021).



Gambar 2. 29 Ilustrasi p-large delta (P-Δ) dan p-small delta (P-δ)

Sumber : Analisis Pengaruh P-Delta Effect Terhadap Perbedaan Ketinggian Struktur Gedung Tahan Gempa. Istiono & Ramadhan (2020).

Jika nilai koefisien stabilitas (θ) seperti yang dihitung menggunakan persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10, maka tidak perlu mempertimbangkan dampak P-delta pada gaya dan momen elemen struktur, serta geser tingkat dan simpangan antar tingkat yang dihasilkannya:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots \dots \dots (2.85)$$

Keterangan:

- P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN); faktor beban individu tidak boleh lebih dari 1,0 dalam perhitungan
- Δ = nilai simpangan antar tingkat desain yang terjadi secara bersamaan dengan V_x (mm)
- I_e = faktor keutamaan gempa
- V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat dan x – 1 (kN)
- h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat yang diperiksa (mm)
- C_d = faktor pembesaran defleksi

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan sesuai persamaan berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \dots \dots \dots (2.86)$$

Dalam konteks ini, simbol β mengacu pada rasio kapasitas geser tingkat terhadap kebutuhan geser tingkat antara tingkat dan x-1. Dalam pendekatan yang

cenderung konservatif, rasio ini dapat dianggap setara dengan 1,0. Namun, pengenalan faktor peningkatan yang terkait dengan dampak P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur menjadi krusial dan perlu diidentifikasi melalui analisis yang rasional. Analisis ini menjadi semakin penting ketika koefisien stabilitas (θ) berada dalam kisaran lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan θ_{max} .

Untuk mendekati masalah ini, suatu opsi diperbolehkan, yaitu mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan faktor koreksi $1,0/(1 - \theta)$. Pendekatan ini memberikan fleksibilitas tambahan dalam menyesuaikan analisis terhadap kondisi struktural yang kompleks. Namun, jika nilai θ melebihi θ_{max} , indikasinya adalah struktur mungkin tidak stabil, dan tindakan perancangan ulang menjadi suatu keharusan.

Dengan demikian, pemahaman yang mendalam tentang rasio kapasitas geser tingkat, faktor dampak P-delta, dan koefisien stabilitas menjadi kunci dalam memastikan desain struktur yang andal dan memenuhi persyaratan keamanan yang diperlukan. Analisis yang hati-hati dan pendekatan yang tepat dalam menangani variabel-variabel ini akan membantu mengoptimalkan kinerja struktural dan meminimalkan risiko terhadap potensi kegagalan.