

2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Struktur Gedung

Menurut Peraturan Pemerintah No. 16 (2021) definisi bangunan gedung adalah wujud fisik hasil pekerjaan konstruksi yang menyatu dengan tempat kedudukannya, sebagian atau seluruhnya berada di atas dan di dalam tanah atau air, yang berfungsi sebagai tempat manusia melakukan kegiatannya, baik untuk hunian atau tempat tinggal, kegiatan keagamaan, kegiatan usaha, kegiatan sosial, budaya, maupun kegiatan khusus.

Ketinggian bangunan gedung yang selanjutnya disingkat KBG adalah angka maksimal jumlah lantai Bangunan Gedung yang diperkenankan (Pemerintah Republik Indonesia, 2021). Menurut Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia No. 5 (2016) dan Peraturan Pemerintah No. 16 (2021), klasifikasi bangunan gedung berdasarkan ketinggian meliputi:

- a. bangunan gedung bertingkat tinggi dengan jumlah lantai lebih dari 8 lantai;
- b. bangunan gedung bertingkat sedang dengan jumlah lantai 5 sampai 8 lantai;
- c. bangunan gedung bertingkat rendah dengan jumlah lantai 1 sampai 4 lantai.

2.2 Bangunan Tahan Gempa

Gempa bumi menghasilkan getaran tanah sehingga menimbulkan gaya lateral pada struktur. Suatu bangunan yang dipengaruhi gaya gempa tidak boleh runtuh ketika mengalami deformasi maksimum baik dalam kondisi elastik maupun inelastik (Antonius, 2021). Menurut Ari Wibowo (2022), konsep bangunan terbagi menjadi tiga level, yaitu:

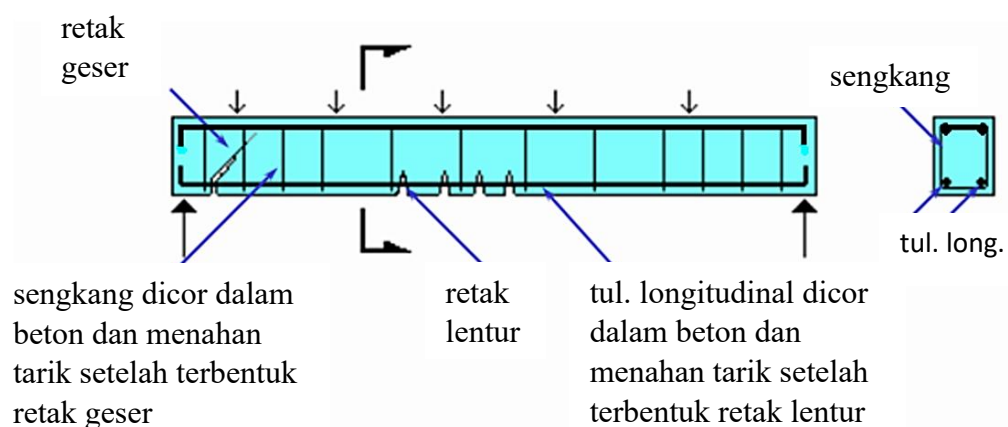
1. Ketika terkena gempa berskala kecil, suatu bangunan harus tetap utuh.
2. Ketika terkena gempa berskala sedang, suatu bangunan bisa saja mengalami kerusakan pada struktur sekunder namun struktur utama harus tetap utuh.
3. Ketika terkena gempa besar maka struktur utama suatu bangunan harus tetap utuh.

Untuk mencegah terjadinya kerusakan bangunan akibat gempa, perlu diketahui aturan atau syarat untuk bangunan tahan gempa. Berdasarkan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat RI No. 5 (2016), persyaratan teknis bangunan tahan gempa meliputi:

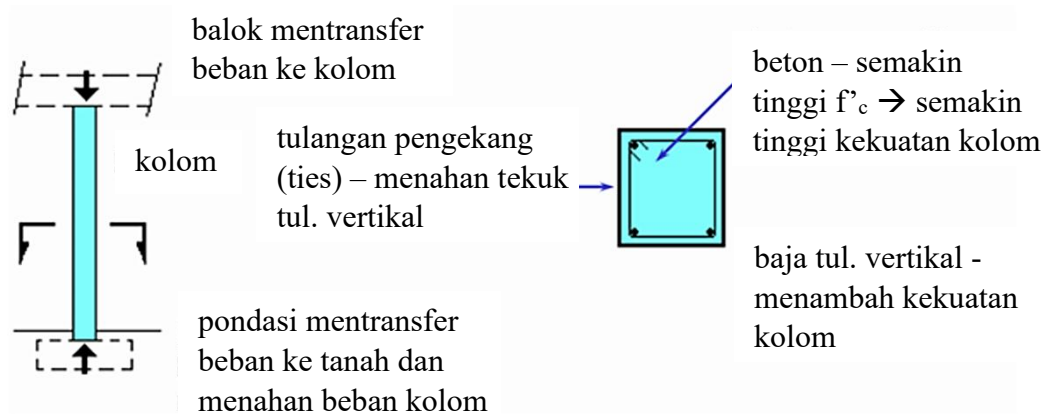
1. Kualitas bahan bangunan yang baik dan sesuai standar.
2. Keberadaan dan dimensi struktur yang sesuai dengan perencanaan tahan gempa.
3. Sambungan antar elemen struktur utama yang kuat dan terikat dengan baik.
4. Mutu pengerjaan konstruksi yang baik dan diawasi secara ketat. Hal ini bertujuan untuk menghasilkan bangunan yang mampu menahan gaya gempa dan mengurangi kerusakan.

2.3 Struktur Beton Bertulang

Beton merupakan campuran antara pasir, agregat, semen dan air (Palit dkk., 2016). Secara mekanis, beton adalah material yang kuat terhadap gaya tekan, tetapi lemah terhadap gaya tarik. Untuk mencegah terjadinya retakan akibat gaya tarik, ditambahkan tulangan baja (*reinforcement bars*) di dalam beton yang disusun sedemikian rupa membentuk sebuah struktur campuran beton dengan tulangan baja (Antonius, 2021). Seperti yang ditunjukkan Gambar 2.1 dan Gambar 2.2 kapasitas balok dan kolom akan meningkat lebih besar saat tulangan baja ditanam pada bagian tarik penampang (Tampubolon, 2022).



Gambar 2.1 Balok Beton Bertulang



Gambar 2.2 Kolom Beton Bertulang

Beton bertulang memiliki kemampuan alami dalam meredam getaran. Namun kemampuan redamannya masih relatif lebih kecil dibandingkan dengan material lain. Redaman beton biasanya diasumsikan sekitar 3% dari redaman kritis dalam perencanaan struktur beton bertulang, yang cukup untuk mengurangi amplitudo getaran akibat beban dinamis seperti gempa atau aktivitas manusia. Kemampuan redaman ini berasal dari gesekan mikro antar partikel dan retakan kecil di dalamnya (Alkautsar, 2021). Untuk meningkatkan kemampuan redaman beton bertulang, seringkali ditambahkan suatu bahan penguat pada campuran beton (Khoeri & Alisjahbana, 2023).

2.4 Preliminary Design

Preliminary design dilakukan untuk mengetahui dimensi elemen bangunan yang tepat dan kuat. Elemen bangunan tersebut terdiri dari pelat, balok, dan kolom. *Preliminary design* ini diatur oleh SNI 2847:2019.

2.4.1 Preliminary Design Pelat

Berdasarkan jumlah tumpuannya, pelat dibagi menjadi dua, yaitu pelat satu arah (*one way slab*) dan pelat dua arah (*two way slab*). Menurut SNI 2847:2019 Pasal 7.3.1.1, tebal minimum pelat satu arah dapat ditentukan dengan ketentuan pada Tabel 2.1 berikut (Badan Standardisasi Nasional, 2019).

Tabel 2.1 Tebal Minimum Pelat Satu Arah

Kondisi Perletakan	h Minimum
Perletakan Sederhana	1/20
Menerus Satu Sisi	1/24
Menerus Dua Sisi	1/28
Kantilever	1/10

Adapun tebal minimum pelat dua arah tanpa balok interior yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya yang diatur pada SNI 2847:2019 pasal 8.3.1.1 seperti pada Tabel 2.2 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019).

Tabel 2.2 Tebal Minimum Pelat Dua Arah

Kuat Leleh, f_y	Tanpa Drop Panel ¹			Dengan Drop Panel ²		
	Panel Eksterior		Panel Interior	Panel Eksterior		Panel Interior
	Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi ³		Tanpa Balok Tepi	Dengan Balok Tepi ³	
280 MPa	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/40$	$L_n/40$
420 MPa	$L_n/30$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$
520 MPa	$L_n/28$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/34$	$L_n/34$

Sedangkan tebal minimum pelat dua arah dengan balok interior yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya yang diatur pada SNI 2847:2019 pasal 8.3.1.2 sebagai berikut.

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

$$h_{min} = \frac{L_n \left(0,8 + \left(\frac{f_y}{1400} \right) \right)}{36 + 5\beta \cdot (\alpha_{fm} - 0,2)} \geq 125 \text{ mm} \quad (2.1)$$

3. Untuk $\alpha_{fm} > 2$

$$h_{min} = \frac{L_n \left(0,8 + \left(\frac{f_y}{1400} \right) \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm} \quad (2.2)$$

Keterangan:

h = tebal pelat

ln = panjang bentang bersih terpanjang pelat

α_{fm} = nilai rata-rata

β = rasio bentang bersih terpanjang terhadap bentang bersih terpendek pelat

Rasio kekakuan balok-pelat dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\alpha = \frac{\frac{E_{cb} I_b}{I}}{\frac{E_{cs} I_s}{I}} = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (2.3)$$

Keterangan:

E_{cb} = modulus elastisitas balok beton

E_{cs} = modulus elastisitas pelat beton

I_b = momen inersia balok tak retak

I_s = momen inersia pelat tak retak

2.4.2 Preliminary Design Balok

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1 tinggi minimum balok (h) dapat ditentukan dengan ketentuan pada Tabel 2.3 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019b).

Tabel 2.3 Tinggi Minimum Balok

Kondisi Perletakan	Tinggi Minimum (h)
Perletakan Sederhana	1/16
Menerus Satu Sisi	1/18,5

Kondisi Perletakan	Tinggi Minimum (h)
Menerus Dua Sisi	1/21
Kantilever	1/8

Adapun lebar minimum balok berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2 yaitu lebar minimum balok (b_w) harus lebih kecil dari nilai terkecil $0,3h$ dan 250 mm.

2.4.3 Preliminary Design Kolom

Berdasarkan SNI 2847:2019 *preliminary design* kolom ditentukan dengan persamaan berikut.

$$\sigma = \frac{P}{A_g} \quad (2.4)$$

$$A_g = \frac{P_u}{0,3f'_c} \quad (2.5)$$

Menurut pasal 18.7.2.1 SNI 2847:2019, dimensi penampang kolom tidak boleh kurang dari 300 mm dan rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus tidak kurang dari $0,4$.

2.5 Beban Pada Struktur

2.5.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Berdasarkan SNI 1727-2020, beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, *cladding* gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material.

2.5.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Berdasarkan SNI 1727-2020, beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati.

2.5.3 Beban Gempa (*Seismic Load*)

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut (Astyawan, 2021).

Berdasarkan SNI 1726:2019, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur 50 tahun adalah sebesar 2%.

2.5.3.1 Kategori Risiko Bangunan

Sebuah struktur harus dapat bertahan ketika terjadi gempa. Oleh karena itu, penentuan kategori risiko bangunan sangat penting ketika merencanakan sebuah struktur. Berdasarkan SNI 1726:2019 kategori risiko bangunan dibedakan berdasarkan fungsi bangunan tersebut seperti yang tertera pada Tabel 2.4 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.4 Kategori Risiko Bangunan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan non gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat	IV

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	

2.5.3.2 Kelas Situs Tanah

Kelas situs tanah ditentukan sesuai dengan jenis dan parameter tanah daerah tersebut. Berdasarkan SNI 1726:2019 kelas situs tanah dapat dilihat pada Tabel 2.5 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

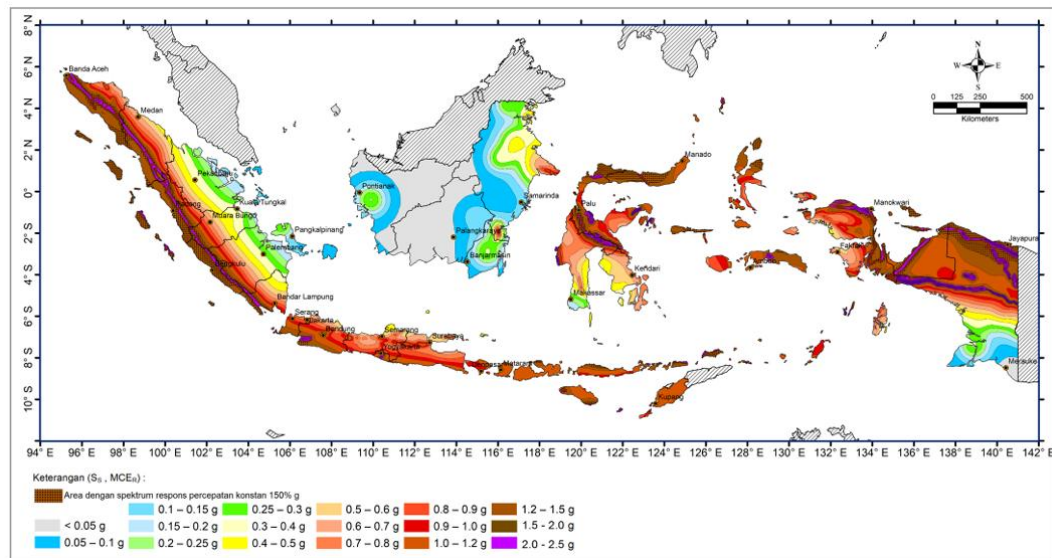
Tabel 2.5 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N dan N_{ch}	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 tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $< 50 \text{ PI} > 20 \text{ w} \geq$ 2. Kadar air, 3. Kuat geser niralir 40% , $s < u \text{ 25 , kPa}$		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3 \text{ m}$)		

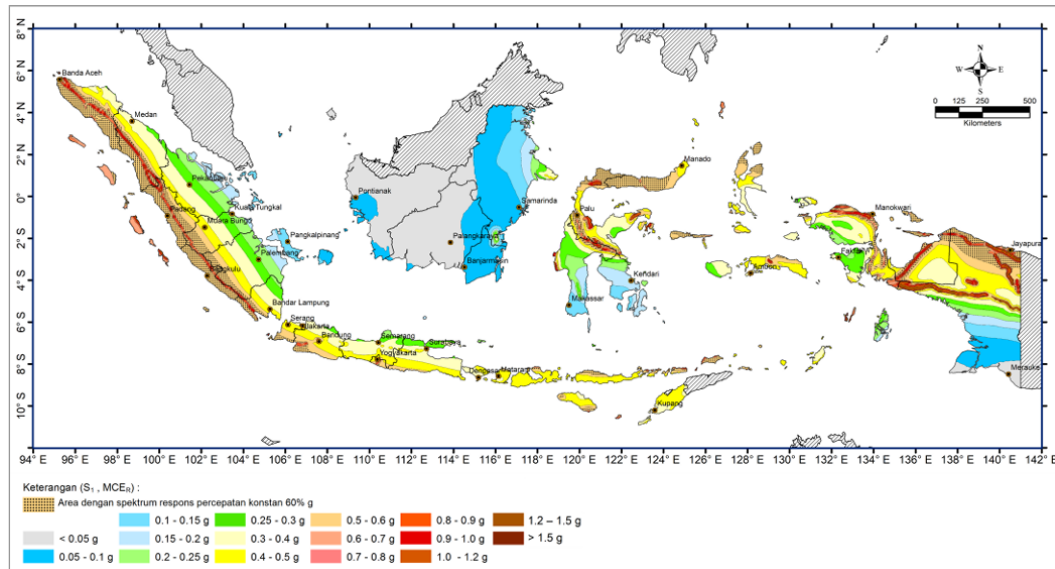
Kelas Situs	V_s (m/detik)	N dan N_{ch}	S_u (kPa)
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa		

2.5.3.3 Parameter Percepatan

Mengacu Pada SNI 1726:2019 parameter S_s (Percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) ditetapkan dari respon spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik berdasarkan peta gerak tanah seperti pada Gambar 2.3 dan Gambar 2.4 berikut (Badan Standardisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.3 Parameter Gerak Tanah S_s

Gambar 2.4 Parameter Gerak Tanah, S_1

2.5.3.4 Koefisien Situs

Koefisien situs dibagi berdasarkan periodenya, yaitu koefisien situs saat periode 0,2 detik (F_a) dan koefisien situs saat periode 1 detik (F_v). Pada SNI 1726:2019 koefisien situs dibedakan berdasarkan S_s dan S_1 yang telah ditentukan, seperti pada Tabel 2.6 dan Tabel 2.7 (Badan Standardisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.6 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, 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)					

Tabel 2.7 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
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)					

2.5.3.5 Parameter Respon Spektral

Berdasarkan SNI 1726:2019 parameter respon spektral periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) dibedakan berdasarkan S_s dan S_1 yang telah ditentukan dengan persamaan berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.6)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.7)$$

Keterangan :

S_{MS} = parameter respons spektral pada periode pendek

S_{M1} = parameter respons spektral pada 1 detik

F_a = koefisien situs pada periode pendek

F_v = koefisien situs pada 1 detik

S_s = percepatan gempa pada 0,2 detik

S_1 = percepatan gempa pada 1 detik

2.5.3.6 Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan SNI 1726:2019 parameter percepatan spektral periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) dibedakan berdasarkan S_{MS} dan S_{M1} yang telah ditentukan dengan persamaan berikut.

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} \quad (2.8)$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} \quad (2.9)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektral pada periode pendek

S_{MS} = parameter respons spektral pada 1 detik

S_{D1} = parameter percepatan spektral pada periode pendek

S_{M1} = parameter percepatan spektral pada 1 detik

2.5.3.7 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 kategori desain seismik dibedakan berdasarkan S_{DS} dan S_{D1} yang telah ditentukan seperti pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.9 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.8 Kategori Desain Seismik 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	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.9 Kategori Desain Seismik Pada Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

2.5.3.8 Koefisien Respon Gempa

Gaya geser dasar gempa dapat ditentukan dengan perhitungan koefisien respon gempa. Berikut merupakan persamaan koefisien respon gempa berdasarkan SNI 1726:2019.

$$C_s = \frac{S_a \cdot R}{I_e} \quad (2.10)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons gempa

S_a = percepatan tanah sesuai periode waktu yang ditentukan

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai Tabel 4 SNI 1726:2019

R = koefisien reduksi gempa yang ditentukan sesuai Tabel 12 SNI 1726:2019

Nilai koefisien respons gempa tidak boleh melebihi nilai batas atas koefisien respons gempa sesuai dengan persamaan berikut.

$$C_{s \max} = 0,044 S_{DS} \cdot I_e \quad (2.11)$$

Keterangan:

$C_{s \max}$ = koefisien maksimum respons gempa

S_{DS} = parameter respons spektral pada periode pendek

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai Tabel SNI 1726:2019

2.5.3.9 Gaya Geser Dasar Gempa

Besar atau kecilnya gempa dalam bangunan dapat ditentukan dengan perhitungan gaya geser dasar gempa. Berikut merupakan persamaan gaya geser dasar gempa berdasarkan SNI 1726:2019.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.12)$$

Keterangan :

V = gaya geser dasar gempa (kN)

C_s = koefisien respons gempa

W = berat total struktur (kN)

2.5.3.10 Distribusi Gaya Geser Dasar Gempa

Gaya geser gempa per lantai dapat dibagi dengan perhitungan distribusi gaya geser dasar gempa. Berikut merupakan persamaan distribusi gaya geser dasar gempa berdasarkan SNI 1726:2019.

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (2.13)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x \cdot h_x^k} \quad (2.14)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = geser di dasar struktur (kN)

w_i, w_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i, h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut:

untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, $= 1$

untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $= 2$

untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, $= 2$

atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.5.3.11 Spektrum Respons *Design*

Hubungan percepatan gempa dan waktu dapat ditentukan dengan grafik desain respon spektrum seperti pada Gambar 2.5 (Badan Standardisasi Nasional, 2019a). Berikut merupakan persamaan nilai spektrum respons desain berdasarkan SNI 1726:2019.

Untuk $T < T_0$,

$$S_{\alpha} = S_{DS} (0,4 + 0,6.(T/T_0)) \quad (2.15)$$

Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$,

$$S_{\alpha} = S_{DS} \quad (2.16)$$

Untuk $T_s > T > T_L$,

$$S_{\alpha} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.17)$$

Untuk $T > T_L$,

$$S_{\alpha} = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \quad (2.18)$$

Dengan,

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{DS}}{S_{D1}} \quad (2.19)$$

$$T_s = \frac{S_{DS}}{S_{D1}} \quad (2.20)$$

Keterangan:

T = periode waktu gempa (detik)

T_0 = periode waktu gempa pada periode pendek (detik)

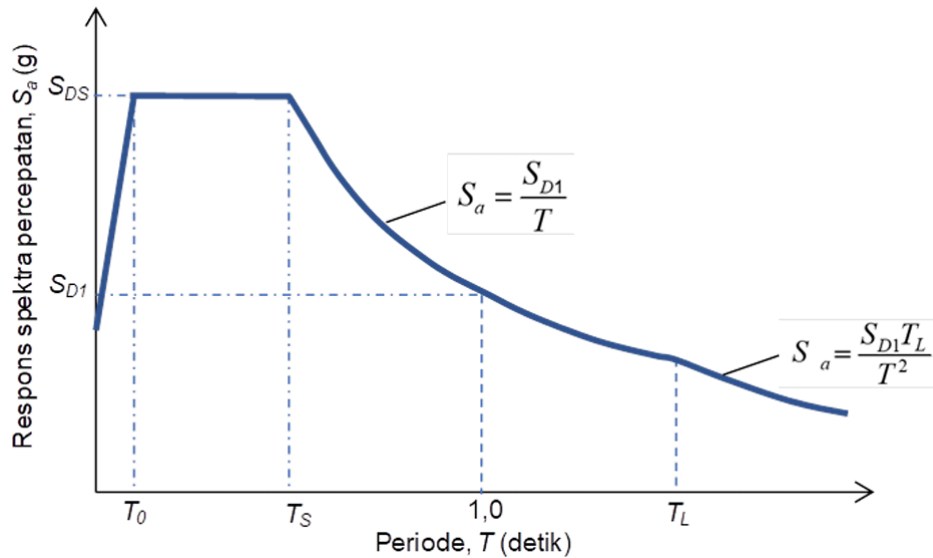
T_s = periode waktu gempa pada 1 detik (detik)

T_L = periode waktu gempa pada periode panjang (detik) sesuai gambar 20 SNI
1726:2019

S_{α} = percepatan tanah sesuai periode waktu yang ditentukan

S_{DS} = parameter respons spektral pada periode pendek

S_{D1} = parameter respons spektral pada 1 detik



Gambar 2.5 Spektrum Respons Desain

2.6 Kombinasi Pembebanan

2.6.1 Kombinasi Beban Ultimit

Mengacu pada Pasal 2.3 SNI 1727:2020 kombinasi pembebanan dasar metode ultimit pada struktur sebagai berikut.

1. 1,4D
2. 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau S atau R)
3. 1,2D + 1,6(Lr atau S atau R) + L
4. 1,2D + L + 0,5(Lr atau S atau R)

Kombinasi pembebanan untuk beban seismik yaitu:

5. 1,2D + Ev + Eh + L
6. 0,9D – Ev + Eh

2.6.2 Kombinasi Beban Tegangan Izin

Mengacu pada Pasal 2.4 SNI 1727:2020 kombinasi pembebanan dasar metode tegangan izin pada struktur sebagai berikut.

1. 1,4D
2. D + L
3. D + (Lr atau S atau R)
4. D + 0,75L + 0,75(Lr atau S atau R)

$$5. D + 0,75L + 0,75(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$$

Kombinasi pembebanan untuk beban seismik yaitu:

$$6. D + 0,7E_v + 0,7E_h$$

$$7. D + 0,525E_v + 0,525 E_h + 0,75L$$

$$8. 0,6D - 0,7E_v + 0,7E_h$$

2.7 Perhitungan Struktur

2.7.1 Pelat

2.7.1.1 Kontrol Lendutan Pelat

Kontrol lendutan pelat terbagi menjadi dua, yaitu:

1. Seketika

Batasan lendutan seketika pelat lantai akibat beban hidup (LL) berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2 adalah $L/360$. Lendutan seketika terjadi ketika mengalami beban yang pada saat itu terjadi lendutan. Menurut SNI 2847:2019 Pasal 24.2.3.5, momen inersia efektif (I_e) berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 24.2.3.5, dapat dihitung melalui persamaan berikut:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} < I \quad (2.21)$$

$$f_{cr} = 0,62\sqrt{f'c} \quad (2.22)$$

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \cdot I_g}{y} \quad (2.23)$$

Keterangan:

M_{cr} = momen pada saat timbul retak yang pertama (sesuai SNI 2847:2019 Pasal 24.2.3.5)

M_a = momen maksimum pada komponen struktur saat lendutan dihitung

F_{cr} = tegangan retak beton (sesuai SNI 2847:2019 Pasal 24.5.2.1)

Y = jarak dari garis netral penampang utuh (tebal pelat (tp)) / 2)

I_g = $1/12 \cdot b \cdot tp^3$ (momen inersia penampang utuh)

$I_{cr} = 0,25I_g$ (momen inersia penampang retak sesuai dengan SNI 2847-2019; pasal 6.6.3.1.1)

Jika $M_{cr}/M_a > 1$ maka pelat tidak retak, sehingga digunakan $M_{cr} = M_u$ dan $I_{cr} = I_g$. Jika $M_{cr}/M_a \leq 1$ maka pelat retak, sehingga nilai I_e harus dihitung. Lendutan seketika dapat dihiung dengan persamaan berikut.

Untuk pelat menerus:

$$\delta_i = \frac{5L^2}{48E_c \cdot I_g} [M_m - 0,1(M_a + m_b)] \quad (2.24)$$

Jika momen tumpuan kiri dan kanan sama:

$$\delta_i = \frac{5L^2}{48E_c \cdot I_g} [M_m + 0,2M_{tump}] \quad (2.25)$$

Keterangan:

δ_i = lendutan seketika di tengah bentang

L = panjang pelat

E_c = modulus elastisitas beton

I_g = momen inersia rata-rata $((I_{elap} + I_{etum})/2)$

M_a, M_b = momen lentur negatif tumpuan

M_m = momen di lapangan (tengah bentang)

2. Jangka Panjang

Berdasarkan SNI 2847 Pasal 24.2.4.1.1 untuk menghitung lendutan jangka panjang dilakukan berdasarkan perkalian terfaktor (λ_Δ) yang dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho} \quad (2.26)$$

Keterangan:

ξ = faktor ketergantungan waktu untuk beban atap (SNI 2847:2019

Pasal 24.2.4.1.3)

$\rho = A_s/bd$ (rasio tulangan)

Untuk menghitung nilai lendutan jangka panjang digunakan persamaan berikut.

$$\Delta_{LT} = (\delta_{i_{DL+SDL}}) \cdot \lambda_{\Delta} + \delta_{i_{LL}} \quad (2.27)$$

Adapun batasan lendutan jangka panjang pelat akibat semua beban tetap dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup berdasarkan Tabel 24.2.2 SNI 2847:2019 yaitu $L/240$.

2.7.1.2 Kuat Geser Pelat

Kekuatan geser untuk pelat satu arah dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_n \geq V_c + V_s \quad (2.28)$$

Nilai V_c diambil nilai terkecil dari persamaan:

$$V_c = (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} + 17 \cdot \rho_w \cdot (V_u^d / M_u)) \cdot b_w \cdot d \quad (2.29)$$

$$V_c = (0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} + 17 \cdot \rho_w) \cdot b_w \cdot d \quad (2.30)$$

$$V_c = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.31)$$

Persamaan kapasitas geser berdasarkan SNI 2847:2019 adalah sebagai berikut.

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.32)$$

Keterangan:

λ = faktor modifikasi ($\lambda = 1$ untuk beton berat normal)

ρ_w = rasio tulangan tarik non-prategang

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang

M_u = momen terfaktor pada penampang

Adapun desain geser untuk pelat dua arah yang dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.33)$$

Nilai V_u dihitung sesuai dengan tributary geser (2.20). Desain tulangan geser pada pelat biasanya diabaikan sehingga $V_s = 0$. Sedangkan V_c diambil nilai terkecil dari persamaan:

$$V_c = \left(\frac{1}{6} + \frac{1}{3\beta_c} \right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.34)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{12b_0} + \frac{1}{6} \right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.35)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.36)$$

Keterangan:

β_c = rasio sisi terpanjang dengan sisi terpendek kolom

α_s = koefisien yang nilainya 40 untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi,
dan 20 untuk kolom sudut

b_0 = keliling penampang kritis

2.7.1.3 Penulangan Pelat

Setelah menentukan seluruh momen lentur pada lajur kolom dan lajur tengah, selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan baja untuk menahan momen positif dan momen negatif pada masing-masing lajur.

$$\phi M_n \leq \phi T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.37)$$

$$T_s = A_s \cdot F_y \quad (2.38)$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 kriteria desain penulangan peser untuk pelat dua arah dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_n = V_c + V_s \leq 0,5 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.39)$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (2.40)$$

d = tinggi efektif pelat

$f'c$ = kekuatan tekan beton

b_0 = keliling penampang kritis

A_v = luas tulangan geser

S = jarak tulangan geser

Adapun tulangan susut dan suhu harus dipasang tegak lurus dengan arah tulangan lentur untuk pelat satu arah. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 24.4.3.2 luasan tulangan susut dan suhu harus paling sedikit memiliki rasio tulangan terhadap luas bruto penampang sesuai dengan Tabel 2.10 berikut (Badan Standardisasi Nasional, 2019b).

Tabel 2.10 Rasio Tulangan Ulir Susut dan Suhu Minimum

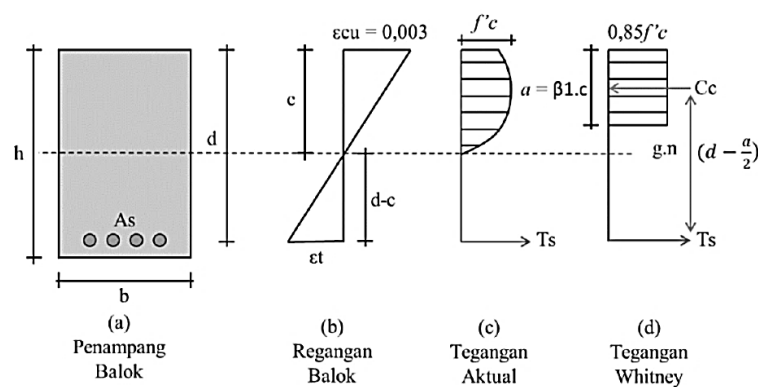
Jenis Tulangan	Fy (MPa)	Rasio Tulangan Minimum	
Batang ulir	< 420	0,0020	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y}$
			0,0014

Tulangan susut dan tulangan akibat pengaruh suhu harus dipasang dengan jarak antar batang yang tidak melebihi lima kali tebal pelat, serta dibatasi maksimum sebesar 450 mm.

2.7.2 Balok

2.7.2.1 Momen Lentur Balok

Distribusi regangan dan tegangan pada balok tulangan tunggal digambarkan pada Gambar 2.6 berikut (Imran dan Zulkifli dalam Pratama, 2025).



Gambar 2.6 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Tunggal

Berdasarkan Gambar 2.6, distribusi regangan dan tegangan pada balok tulangan tunggal dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) \varepsilon_{cu} \quad (2.41)$$

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} \quad (2.42)$$

Parameter ε_t bisa juga diganti dengan c/d , untuk nilai parameter c/d dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\frac{c}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_t} \quad (2.43)$$

Di mana nilai jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok (d):

$$d = h - \text{selimut beton} - \frac{\text{diameter tulangan}}{2} \quad (2.44)$$

Berdasarkan SNI 2847:2019. Nilai selimut beton dapat dilihat pada Tabel 2.11 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019b).

Tabel 2.11 Selimut Beton

Paparan	Komponen Struktur	Tulangan	Ketebalan Selimut, mm
Dicor dan secara permanen kontak dengan tanah	Semua	Semua	75
Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Semua	Batang D19 hingga D57	50
		Batang D16, Kawat Ø13 atau D13 dan yang lebih kecil	40
Tidak terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Pelat, pelat berusuk dan dinding	Batang D43 dan D57	40
		Batang D36 dan yang lebih kecil	20
	Balok, kolom, pedestal dan batang tarik	Tulangan utama, sengkang, sengkang ikat,	40

Paparan	Komponen Struktur	Tulangan	Ketebalan Selimut, mm
		spiral dan sengkang pengekang	

Nilai garis netral (α) dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

Untuk keadaan tunggal:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (2.45)$$

Untuk keadaan umum:

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (2.46)$$

Keterangan:

a = garis netral (mm)

F_y = kekuatan tarik baja (MPa)

E_s = modulus elastisitas baja

f'_c = kekuatan tekan beton (MPa)

b = lebar penampang (mm)

ϵ_{cu} = regangan maksimum serat tekan penampang beton (0,003)

ϵ_t = regangan tulangan tarik

ϵ_y = regangan leleh tulangan tarik

Berdasarkan SNI 2847:2019 nilai faktor reduksi dapat dilihat pada Tabel 2.12 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019b).

Tabel 2.12 Faktor Reduksi

	Gaya atau Elemen Struktur	ϕ	Pengecualian
a)	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 – 0,90 sesuai 21.2.2	Di dekat ujung komponen pratarik (pretension) di mana strand belum sepenuhnya

	Gaya atau Elemen Struktur	ϕ	Pengecualian
			bekerja, ϕ harus sesuai dengan 21.2.3
b)	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa terdapat pada 21.2.4
c)	Torsi	0,75	-
d)	Tumpu (bearing)	0,65	-
e)	Zona angkur pascatarik (post tension)	0,85	-
f)	Bracket dan korbel	0,75	-
g)	Strut, ties, zona nodal, dan daerah tumpuan yang dirancang dengan strut and-tie di Pasal 23	0,75	-
h)	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,90	-
i)	Beton polos	0,60	-
j)	Angkur dalam elemen beton	0,45 – 0,75 sesuai Pasal 17	-

Faktor reduksi kekuatan untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi keduanya dapat dilihat pada Tabel 2.13 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019b).

Tabel 2.13 Faktor Reduksi Kekuatan untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi

Regangan tarik netto (ε_t)	Klasifikasi	ϕ			
		Jenis tulangan			
		Spiral sesuai 25.7.3		Tulangan lainnya	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	a)	0,65	b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$	Transisi	$0,75 + 0,15 \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}}$	c)	$0,65 + 0,25 \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,005 - \varepsilon_{ty}}$	d)
$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty}$	Tegangan terkontrol	0,90	e)	0,90	f)

Berdasarkan SNI 2847:2019 faktor distribusi tegangan beton dapat dihitung dengan persamaan yang dapat dilihat pada Tabel 2.14 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019b).

Tabel 2.14 Faktor Distribusi Tegangan Beton

$f'c$ (MPa)	β_1
$17 \leq f'c \leq 28$	0,85
$28 < f'c < 55$	$0,85 - 0,05 \times \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$
$f'c \geq 55$	0,65

Gaya tekan dari beton:

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \quad (2.47)$$

Gaya tarik dari tulangan:

$$\phi M_n = \phi C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = \phi T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.48)$$

Rasio tulangan untuk keadaan *balance*:

$$\rho_b = \left(\frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'c}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.49)$$

Rasio tulangan untuk keadaan yang diperlukan:

$$\rho = \left(\frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2R_n}{0,85 f'c} \right)} \right) \quad (2.50)$$

Rasio tulangan untuk keadaan maksimum:

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b \quad (2.51)$$

Rasio tulangan untuk keadaan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{F_y} \text{ atau } \frac{\sqrt{f'c}}{4F_y} \quad (2.52)$$

Rasio tulangan untuk keadaan perbesaran:

$$\rho_{\text{perbesaran}} = 1,3 \times \rho \quad (2.53)$$

Faktor tahanan momen:

$$R_{n\max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \left(\frac{0,375 \cdot \rho_b \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c} \right) \right) \quad (2.54)$$

$$R_n = \frac{M_n \cdot 10^6}{b \cdot d^2} \quad (2.55)$$

Luasan tulangan dapat dihitung dengan persamaan:

Untuk keadaan yang diperlukan,

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \cdot b \cdot d \quad (2.56)$$

Untuk satu tulangan,

$$A_{s \text{ 1 tul}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \quad (2.57)$$

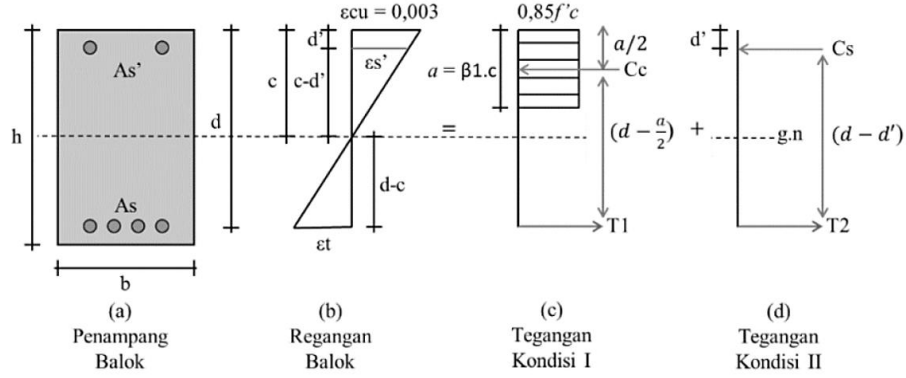
Nilai dari banyaknya (n) tulangan terpasang pada penampang:

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ 1 tulangan}}} \quad (2.58)$$

Untuk keadaan yang digunakan,

$$A_s = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \quad (2.59)$$

Dalam analisis balok bertulangan rangkap, balok dibedakan menjadi dua bagian, yaitu bagian yang memiliki tulangan tekan dan tulangan tarik dengan jumlah sedemikian rupa sehingga gaya tarik $T_1 = C_s$, serta bagian yang terdiri dari daerah tekan beton dan sisa tulangan tarik.



Gambar 2.7 Distribusi Regangan dan Tegangan pada Balok Tulangan Rangkap

Berdasarkan Gambar 2.7 (Imran dan Zulkifli dalam Pratama, 2025), distribusi regangan dan tegangan pada balok tulangan rangkap yang dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\epsilon'_s = \left(\frac{c - d'}{c} \right) \cdot 0.003 \quad (2.60)$$

$$f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s = 600 \cdot \left(\frac{c - d'}{c} \right) \quad (2.61)$$

Dengan mengambil $\epsilon'_s = \epsilon_y$ dan $\epsilon_y = \frac{fy}{E_s} = \frac{fy}{200000}$, maka nilai $\left(\frac{d'}{a} \right)$ batas di mana tulangan tekan akan leleh adalah:

$$\left(\frac{d'}{a} \right)_{lim} = \frac{1}{\beta_1} \cdot \left(1 - \frac{fy}{600} \right) \quad (2.62)$$

Tulangan tekan leleh terjadi jika nilai $\left(\frac{d'}{a} \right) \leq \left(\frac{d'}{a} \right)_{lim}$.

Untuk kondisi tulangan leleh berlaku persamaan berikut:

Untuk balok I:

Luas tulangan tarik dihitung berdasarkan kondisi keseimbangan $C_s = T_1$, sehingga:

$$A'_s \cdot f_y = A_{s1} \cdot f_y, \text{ atau } A_{s1} = A'_s \quad (2.63)$$

Kapasitas momen dihitung dengan persamaan:

$$M_{n1} = A'_s \cdot f_y (d - d') \quad (2.64)$$

Untuk balok II:

Luas tulangan sisa:

$$A_{s2} = A_s - A_{s1} \quad (2.65)$$

Jika tulangan tarik leleh maka:

$$T_2 = (A_s - A_{s1}) \cdot f_y = (A_s - A'_s) \cdot f_y \quad (2.66)$$

Gaya tekan dari beton (2.39). Berdasarkan keseimbangan gaya $C_c = T_2$:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (2.67)$$

Kapasitas momen nominal:

$$M_{n2} = T_2 \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = (A_s - A'_s) \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.68)$$

Sehingga momen nominal penampang:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (2.69)$$

$$M_n = (A_s - A'_s) \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s \cdot F_y \cdot (d - d') \quad (2.70)$$

Untuk kondisi tulangan tidak leleh berlaku persamaan (2.31) (2.40).

$$C_s = (E_s \cdot \epsilon'_s) \cdot A'_s \quad (2.71)$$

Di mana:

$$\epsilon'_s = \left(1 - \frac{\beta_1 \cdot d'}{a}\right) \cdot 0,003 \quad (2.72)$$

Persamaan keseimbangan aksial pada penampang:

$$C_c + C_s = T \quad (2.73)$$

Atau:

$$0,85 \cdot f'_c \cdot ab + E_s \cdot A'_s \left(1 - \frac{\beta_1 \cdot d'}{a}\right) \cdot 0,003 = A_s \cdot f_y \quad (2.74)$$

Persamaan ini menghasilkan persamaan kuadrat dalam a, yaitu:

$$(0,85 \cdot f'_c \cdot b) a^2 + (0,003 \cdot E_s \cdot A'_s) \cdot a - (0,003 \cdot E'_s \cdot \beta_1 \cdot d') = 0 \quad (2.75)$$

Kapasitas momen penampang:

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s \cdot (d - d') \quad (2.76)$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 rasio tulangan tarik maksimum untuk balok dengan tulangan tekan dihitung dengan persamaan berikut:

Untuk $f_s' = f_y$:

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot (\rho - \rho')_b \quad (2.77)$$

Di mana:

$$(\rho - \rho')_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{F_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \quad (2.78)$$

Untuk $f_s' < f_y$:

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \left(\rho - \frac{\rho' f_s'}{f_y}\right)_b \quad (2.79)$$

Di mana:

$$\left(\rho - \frac{\rho' \cdot f_s'}{f_y}\right)_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{F_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \quad (2.80)$$

2.7.2.2 Kuat Geser Balok

Berdasarkan SNI 2847:2019, persamaan dasar untuk desain balok beton bertulang terhadap geser yaitu:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.81)$$

Keterangan:

ϕ = faktor reduksi beban menurut elemen

V_n = geser akibat penampang menurut elemen (kN)

V_u = geser akibat beban menurut elemen (kN)

Untuk kuat geser nominal:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.82)$$

Balok beton bertulang memiliki kapasitas untuk menahan gaya geser akibat lentur, namun kapasitas tersebut dibatasi oleh kekuatan beton. Kegagalan geser akan terjadi jika kapasitas geser beton terlampaui. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.5.1 kuat geser beton diambil nilai terkecil dari persamaan (2.21) (2.22) (2.23). Namun, apabila pada elemen struktur bekerja gaya aksial tekan atau tarik, maka berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.6.1 harus diperhitungkan koefisien pengali berikut.

$$f = \left(1 + \frac{Nu}{14.A_g} \right) \quad (2.83)$$

Kuat geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{14.A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.84)$$

Keterangan:

N_u = beban aksial terfaktor yang terjadi bersamaan dengan V_u (bernilai positif untuk tekan dan negatif untuk tarik)

A_g = luas bruto penampang

Secara detail dijelaskan dalam SNI 2847:2019 pasal 22.5.6.1 berikut.

$$V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u - N_u \cdot \frac{4h-d}{8}} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (2.85)$$

$$V_c = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,29 N_u}{A_g}} \quad (2.86)$$

Di mana:

$$M_u - N_u \cdot \frac{4h-d}{8} > 0 \quad (2.87)$$

Jika tulangan geser yang digunakan dalam posisi tegak lurus, digunakan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_v \cdot d}{s} \quad (2.88)$$

Jika sengkang membentuk sudut terhadap horizontal:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_v \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d}{s} \quad (2.89)$$

Rasio luas tulangan geser dengan jarak tulangan geser dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{f_y \cdot d} \quad (2.90)$$

$$A_v = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \quad (2.91)$$

Perencanaan tulangan geser terbagi dalam beberapa kondisi, diantaranya:

- Kondisi 1, $V_u \leq 0,5\phi V_c$

Tidak perlu tulangan sengkang.

- Kondisi 2, $0,5\phi V_c \leq V_u \leq \phi \left(V_c + \left(\frac{1}{3} \text{ atau } \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} \right) \cdot b_w \cdot d \right)$

Tulangan sengkang minimum:

$$s \leq \frac{3A_v \cdot f_y}{b_w} \text{ atau } s \leq \frac{1200}{75} \cdot \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{f'c} \cdot b_w}$$

$$s \leq 0,5d$$

$$s \leq 600mm$$

- Kondisi 3, $\phi \left(V_c + \left(\frac{1}{3} \text{ atau } \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} \right) \cdot b_w \cdot d \right) \leq V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \right)$

Jarak tulangan sengkang:

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)} \text{ atau } s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)}$$

$$s \leq 0,5d$$

$$s \leq 600mm$$

$$- \text{Kondisi 4, } \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \right) \leq V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \right)$$

$$s \leq \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)} \text{ atau } s \leq \frac{A_v \cdot f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d}{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c \right)}$$

$$s \leq 0,25d$$

$$s \leq 300mm$$

$$- \text{Kondisi 5, } V_u \geq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \right)$$

Luas penampang terlalu kecil, maka dimensi penampang harus diperbesar.

2.7.2.3 Momen Torsi Balok

Berdasarkan SNI 2847:2019, retak akibat torsi terjadi jika momen torsi mencapai:

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (2.92)$$

Jika T_u melebihi $0,25T_{cr}$, maka beban torsi harus diperhitungkan dalam desain.

$$T_u = \frac{1}{12} \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (2.93)$$

Keterangan:

A_{cp} = luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

T_u = nilai torsi terfaktor

Syarat dimensi penampang elemen:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right) \quad (2.94)$$

Keterangan:

A_{oh} = luas daerah dalam tulangan geser (mm^2)

P_h = keliling daerah dalam tulangan geser (mm)

Berdasarkan SNI 2847:2019 syarat kontrol torsi sebagai berikut.

$$\phi T_n \geq T_u \quad (2.95)$$

Kebutuhan tulangan sengkang untuk torsi:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_0 \cdot f_{yt} \cdot \cot \theta} \quad (2.96)$$

Keterangan :

A_t = luas tulangan torsi yang dihitung sebagai luas satu kaki tulangan sengkang

S = spasi antara tulangan sengkang

A_0 = luas bruto yang dilingkup oleh lintasan alir geser, $A_0 = 0,85 A_{0h}$

F_{yt} = kuat leleh tulangan sengkang

θ = sudut retak torsi, $\theta = 45^\circ$ untuk elemen non prategang

Kombinasi geser dan torsi:

$$\sum \left(\frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (2.97)$$

Luasan minimum harus lebih besar dari:

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{\min}}{s} \geq 0,062 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (2.98)$$

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{\min}}{s} \geq 0,35 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (2.99)$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi:

$$A_1 = \left(\frac{A_t}{s} \right) \cdot P_h \cdot \left(\frac{F_{yt}}{f_{yt}} \right) \cdot \cot^2 \theta \quad (2.100)$$

Luas minimum tulangan harus lebih besar dari:

$$A_{1 \min} = 0,42 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) \cdot P_h \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_{yt}} \right) \quad (2.101)$$

$$A_{1 \min} = 0,42 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0,175 \cdot b_w}{f_{yt}} \right) \cdot P_h \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_{yt}} \right) \quad (2.102)$$

Berdasarkan SNI 2847:2019, batasan spasi tulangan torsi adalah sebagai berikut:

$$s \leq \frac{P_h}{8} \leq 300 \text{ mm} \quad (2.103)$$

$$s \leq (b_t + d) \quad (2.104)$$

Batasan mutu beton bertulang dalam analisis torsi yaitu $\sqrt{f'_c} \leq 8,3 \text{ MPa}$. Sedangkan batasan mutu tulangan yaitu f_{y1} atau $f_{yt} \leq 420 \text{ MPa}$.

2.7.3 Kolom

2.7.3.1 Kuat Tekan Kolom

Kekuatan kolom pendek yang menerima beban sentris terdiri atas komponen parameter beton dan sambungan baja, dengan persamaan sebagai berikut:

$$P_{oc} = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) \quad (2.105)$$

$$P_{os} = f_y \cdot A_{st} \quad (2.106)$$

Sehingga:

$$P_{oc} = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (2.107)$$

Keterangan:

A_g = luasan penampang kolom kotor

A_{st} = luas tulangan baja

Berdasarkan SNI 2847:2019, untuk menghindari eksentrisitas minimum dilakukan perhitungan reduksi kekuatan berikut.

Untuk kolom dengan tulangan spiral:

$$\phi P_{n(max)} = 0,85 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \quad (2.108)$$

Untuk kolom dengan tulangan sengkang pengikat:

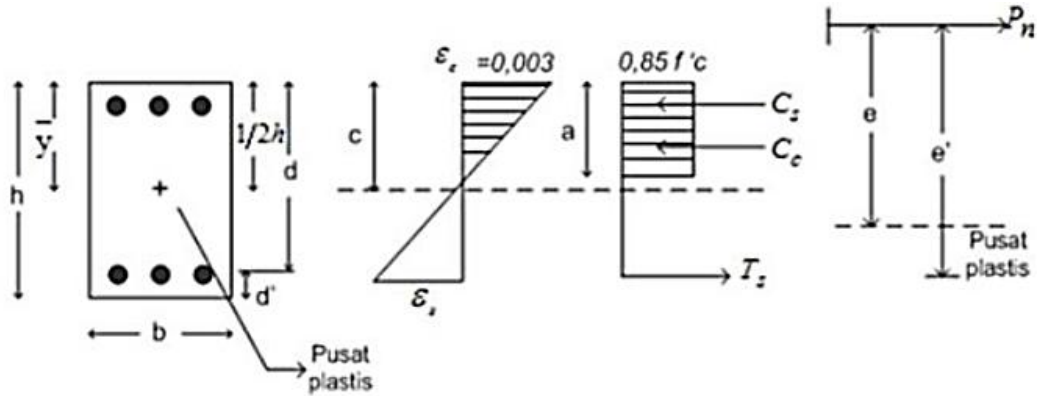
$$\phi P_{n(max)} = 0,80 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \quad (2.109)$$

Nilai kuat tekan beton diatas harus dikalikan kembali dengan faktor reduksi untuk elemen struktur tekan, yaitu:

$\phi = 0,75$ untuk kolom dengan tulangan spiral,

$\phi = 0,65$ untuk kolom dengan tulangan sengkang pengikat.

Kolom yang menerima beban eksentris akan mengalami gaya tekan dan momen lentur. Dalam analisis kolom akibat beban eksentris, prinsip tegangan persegi ekuivalen yang digunakan pada analisis balok juga dapat diterapkan. Besarnya momen pada kolom dinyatakan sebagai hasil perkalian antara gaya aksial dan nilai eksentrisitas.



Gambar 2.8 Distribusi Tegangan pada Kolom

Berdasarkan Gambar 2.8 (Imran dan Zulkifli dalam Pratama, 2025), distribusi tegangan pada kolom dapat dihitung dengan persamaan berikut.

Untuk kondisi tekan:

$$\epsilon_s = 0,003 \cdot \frac{d - c}{c} \quad (2.110)$$

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \leq f_y \quad (2.111)$$

Untuk kondisi tarik:

$$\epsilon_s = 0,003 \cdot \frac{c - d'}{c} \quad (2.112)$$

$$f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s \leq f_y \quad (2.113)$$

Untuk gaya dalam:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (2.114)$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s \quad (2.115)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad (2.116)$$

Berikut merupakan syarat persamaan keseimbangan:

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (2.117)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_s \quad (2.118)$$

Untuk momen tahanan nominal:

$$M_n = P_n \cdot e \quad (2.119)$$

$$M_n = C_c \cdot \left(\bar{y} - \frac{d}{2} \right) + C_s \cdot (\bar{y} - d') + T_s \cdot (d - \bar{y}) \quad (2.120)$$

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot \left(\bar{y} - \frac{d}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \cdot (\bar{y} - d') + A_s \cdot f_s \cdot (d - \bar{y}) \quad (2.121)$$

Berdasarkan nilai regangan yang terjadi pada tulangan tarik, mekanisme keruntuhan penampang kolom dapat diklasifikasikan menjadi keruntuhan tarik, keruntuhan seimbang (*balanced*), dan keruntuhan tekan. Dengan P_n sebagai beban aksial nominal kolom dan P_{nb} sebagai beban aksial nominal pada kondisi seimbang, maka kondisi keruntuhan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:

$P_n < P_{nb}$: keruntuhan tarik

$P_n = P_{nb}$: keruntuhan *balance*

$P_n > P_{nb}$: keruntuhan tekan

Keruntuhan tarik pada penampang kolom persegi akan terjadi ketika kondisi $e > e_b$ atau $P_n < P_{nb}$, pada tulangan baja sehingga $f_s = f_y$. Sementara itu, tegangan pada tulangan tekan tidak selalu sama dengan f_y . Apabila tulangan tekan telah mencapai kondisi leleh, maka tegangan baja tekan dapat diambil sebesar $f'_s = f_y$.

Untuk kondisi keruntuhan tarik dan $A_s = A'_s$:

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (2.122)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (2.123)$$

Di mana $\frac{h}{2} = \bar{y}$, yang merupakan pusat geometri penampang. Persamaan diatas dapat digabung menjadi:

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot c \cdot b \cdot d \left[\frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2mp \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad (2.124)$$

Kegagalan pada keruntuhan tekan diawali oleh hancurnya beton sementara tulangan tarik belum mencapai kondisi leleh. Pada kondisi ini, eksentrisitas e lebih kecil dibandingkan dengan eksentrisitas pada keadaan seimbangan (*balance*), yaitu $e < e_b$, serta tegangan pada tulangan tarik lebih kecil dari tegangan leleh ($f_s < f_y$). Untuk kolom yang mengalami keruntuhan tekan, perhitungannya dapat menggunakan persamaan Whitney berikut.

$$P_n = \frac{A'_s \cdot f_y}{\left(\frac{e}{d - d'} \right) + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'_c}{\left(\frac{3he}{d^2} \right) + 1,18} \quad (2.125)$$

2.7.3.2 Kuat Geser Kolom

Kekuatan geser kolom dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.126)$$

$$V_c = 0,29 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,29N_u}{A_g}} \quad (2.127)$$

$$V_c = \left[0,16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u \cdot \frac{N_u \cdot (4h - d)}{8}} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.128)$$

Di mana:

$$V_c = M_u - N \cdot u \cdot \frac{4h - d}{8} \geq 0 \quad (2.129)$$

2.8 Analisis Struktur

2.8.1 Kontrol Periode Fundamental Struktur

Kekakuan dan massa bangunan tanpa gaya luar menyebabkan getaran alami pada struktur gedung. Gaya gempa yang diterima berkorelasi negatif dengan periode getar. Apabila ada pemodelan yang tidak benar, periode struktur dapat menunjukkan hasil periode yang tidak normal. Akibatnya, periode struktur yang ditetapkan dalam Pasal 7.8.2 SNI 1726:2019, harus dilakukan evaluasi.

2.8.2 Ketidakberaturan Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.3.2, struktur harus diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan. Klasifikasi tersebut didasarkan pada ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal dari struktur yang diatur dalam pasal 7.3.3.4.

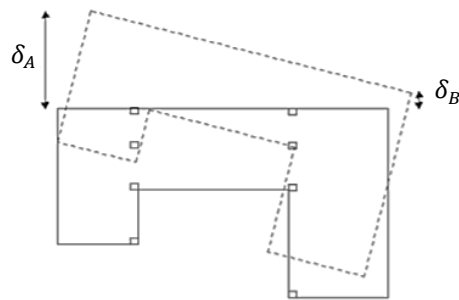
2.8.2.1 Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal dapat diketahui dengan pengecekan berikut.

1. Ketidakberaturan torsi

Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$ di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Adapun ketidakberaturan torsi berlebih didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku. Penjelasan tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.9 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.9 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1

Nilai displacement didapatkan dari hasil analisis *software* SAP2000 menggunakan beban gempa statik ekuivalen, dengan eksentrisitas sebesar 5%, hal ini mempertimbangkan adanya torsi tak terduga.

Apabila terdapat ketidakberaturan, maka analisis struktur harus memenuhi konsekuensi yang terdapat pada Tabel 2.15 dan Tabel 2.16 berikut (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.15 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a

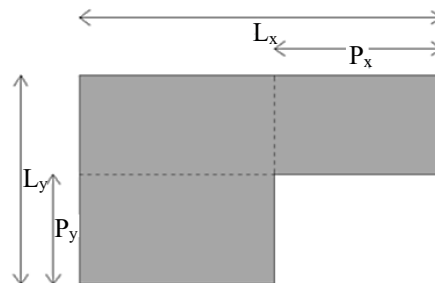
No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Struktur masih dapat dianalisis dengan metode statik ekuivalen	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019	Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019
3	Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta	Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta
4	Properties penampang retak harus disertakan	Properties penampang retak harus disertakan
5	Wajib menyertakan torsi tak terduga sebesar 5%	Pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
6	Khusus pada KDS C, torsi tak terduga harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726:2019	Khusus pada KDS C, torsi tak terduga harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726:2019
7		Simpangan antar lantai harus memenuhi Δ/ρ

Tabel 2.16 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1b

No	KDS B, C, D, E, dan F
1	Khusus KDS B, C atau D, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Khusus KDS B, C, atau D, faktor reduksi (ρ) harus 1,3
3	Khusus KDS B, C, atau D, wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)
4	Khusus KDS C atau D, struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
5	Khusus pada KDS C atau D, torsi tak terduga (5%) harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726:2019
6	Khusus KDS D, gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019
7	Khusus KDS E atau F, tidak diizinkan harus <i>redesign</i> struktur

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam terjadi jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau seperti pada Gambar 2.10 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.10 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2

Konsekuensi ketidakberaturan sudut dalam dapat dilihat pada Tabel 2.17 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.17 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2		Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma terjadi jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya seperti pada Gambar 2.11 (Badan Standardisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.11 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3

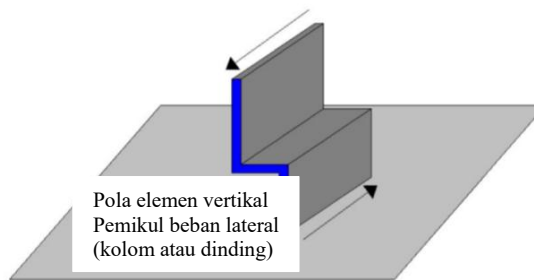
Konsekuensi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dapat dilihat pada Tabel 2.18 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.18 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2		Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang terjadi jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral seperti pada Gambar 2.12 (Badan Standardisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.12 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4

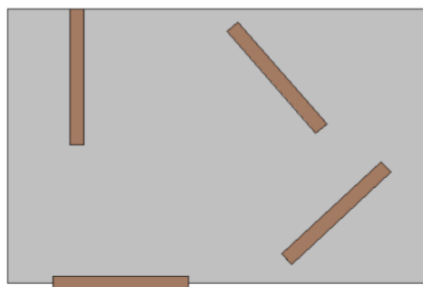
Konsekuensi ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang dapat dilihat pada Tabel 2.19 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.19 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4

No	KDS B, C, D, E, dan F
1	Gaya pada elemen pendukung kolom/dinding yang bergeser harus diperbesar dengan nilai Ω_0
2	Khusus KDS C atau D, struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
3	Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)
4	Khusus KDS D, E, atau F, gaya desain diafragma harus disertakan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019
5	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Ketidakberaturan sistem nonparalel terjadi jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik seperti pada Gambar 2.13 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.13 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5

Konsekuensi ketidakberaturan sistem nonparalel dapat dilihat pada Tabel 2.20 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.20 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5

No	KDS B, C, D, E, dan F
1	Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
2	Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)
3	Khusus KDS D, E, atau F, kombinasi beban gempa 100% arah utama serentak dengan 30% arah ortogonal. Jika menggunakan analisis riwayat waktu, maka gerakan tanah diterapkan dalam 2 arah ortogonal secara bersamaan
4	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

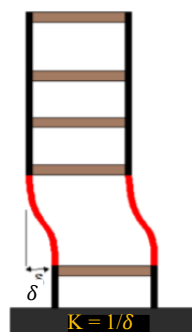
2.8.2.2 Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal dapat diketahui dengan pengecekan berikut.

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak terjadi jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Adapun ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan terjadi jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Penjelasan tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.14 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.14 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1

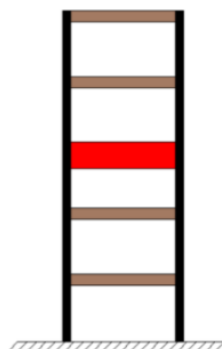
Konsekuensi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dapat dilihat pada Tabel 2.21 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.21 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1

No.	Tipe 1a	Tipe 1b
1	Khusus KDS B atau C tidak berpengaruh	Khusus KDS D, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen	Khusus KDS E atau F, tidak diizinkan harus <i>redesign</i> struktur

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan berat terjadi jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya seperti pada Gambar 2.15 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a). Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.



Gambar 2.15 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

Konsekuensi ketidakberaturan berat (massa) dapat dilihat pada Tabel 2.22 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

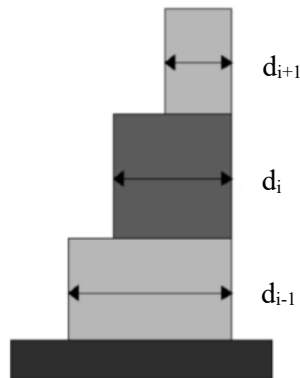
Tabel 2.22 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal terjadi jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal

sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya seperti pada Gambar 2.16 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.16 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

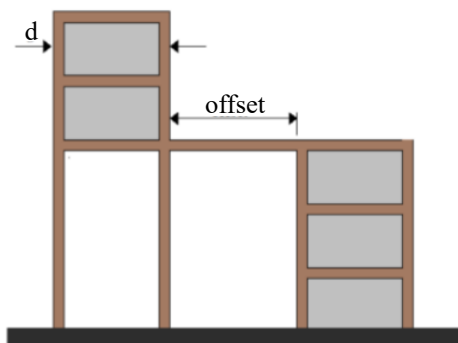
Konsekuensi ketidakberaturan geometri vertikal dapat dilihat pada Tabel 2.23 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.23 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral terjadi jika didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya seperti pada Gambar 2.17 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.17 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

Konsekuensi ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral dapat dilihat pada Tabel 2.24 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

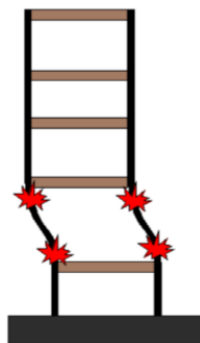
Tabel 2.24 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

No	KDS B, C, D, E, dan F
1	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Gaya gaya pada elemen diafragma dan kolektor diperbesar 25%
3	Gaya pada elemen pendukung kolom/dinding yang bergeser harus diperbesar dengan nilai Ω_0

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat terjadi jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.

Adapun ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau. Penjelasan tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.18 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.18 Ketidakberaturan Veritikal Tipe 5

2.8.3 Kontrol Perilaku Struktur

2.8.3.1 Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi

Berdasarkan Pasal 7.9.1.1 SNI 1726:2019, Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100 % dari massa struktur. Apabila belum mencapai 100%, maka jumlah modal perlu ditambah dan dilakukan pengecekan ulang. Sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

2.8.3.2 Karakteristik Respon Dinamik dari Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019, karakteristik respon dinamik dari struktur untuk mode 1, mode 2, dan mode 3 masing masing harus mempunyai pola gerak dominan translasi, translasi dan rotasi. Hal tersebut didapatkan dari *output* analisis *software* SAP2000 pada bagian *Modal Participating Mass Ratio* (MPMR).

2.8.3.3 Metode Kombinasi Ragam

Parameter respons kombinasi ragam terdapat dua metode yaitu metode akar kuadrat (*Square Root of The Sum of Squares*) dan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination*). Menurut SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.3, penggunaan kedua metode tersebut didasarkan pada selisih antar periode getar yang terjadi pada struktur. Untuk struktur beraturan dengan selisih periode getar kurang dari 15% digunakan metode CQC, sementara metode SRSS digunakan jika periode getar saling berjauhan (Widorini dkk., 2022).

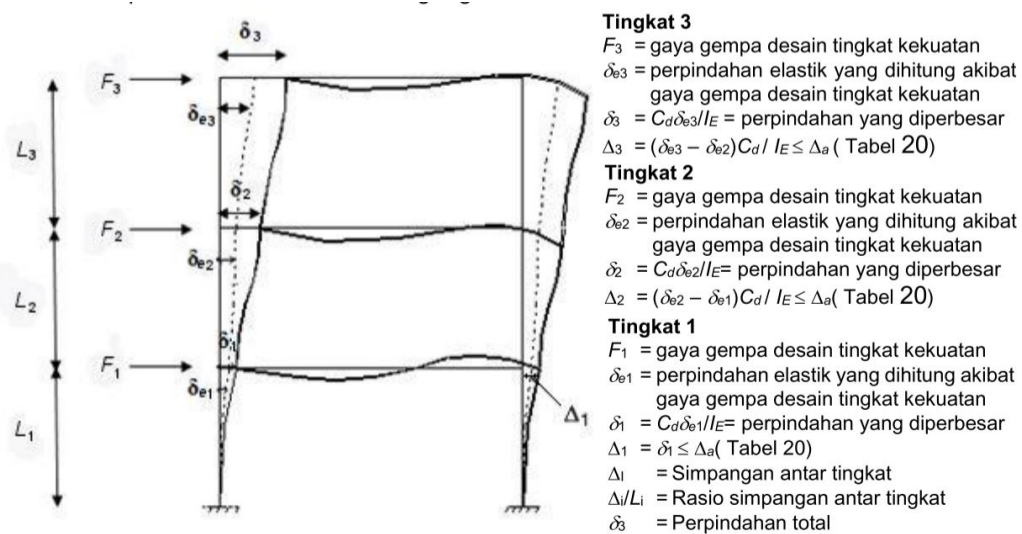
2.8.4 Faktor Skala Gaya

Gaya geser dasar statik yang terjadi dipengaruhi oleh berat seismik efektif (W) dan ketinggian di tiap lantai. Menurut SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4, perlu adanya kontrol terhadap nilai gaya geser dasar. nilai gaya geser dasar dinamik di mana besarnya gaya geser dasar dinamik yang didapat dari analisis respon spektrum disyaratkan harus lebih besar atau sama dengan 100% dari nilai gaya geser dasar

statik. Jika syarat tersebut tidak terpenuhi maka beban gempa dinamik harus dikalikan dengan faktor skala.

2.8.5 Kontrol Simpangan

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau seperti pada Gambar 2.19 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).



Gambar 2.19 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) seperti yang telah ditentukan sebelumnya tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin didapat pada Tabel 2.25 (Badan Standarisasi Nasional, 2019a).

Tabel 2.25 Simpangan Antar Lantai Izin

Struktur	Kategori Risiko		
	I dan II	III	IV
Struktur, selain dari dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dari dasar, dengan dinding interior, partisi, langit langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai.	0,025hsx	0,020hsx	0,015hsx
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010hsx	0,010hsx	0,010hsx
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007hsx	0,007hsx	0,007hsx
Semua struktur lainnya	0,020hsx	0,015hsx	0,010hsx

2.8.6 Kontrol Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.7, P_Delta merupakan efek sekunder berupa geser dan momen pada elemen-elemen struktur, yang disebabkan oleh aksi beban-beban vertikal karena perpindahan horizontal struktur yang dihasilkan dari berbagai kondisi pembebanan. Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan $\theta_{\max}$, faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan $1,0/(1 - \theta)$. Jika θ lebih besar dari $\theta_{\max}$, struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

2.9 Fluid Viscous Damper (FVD)

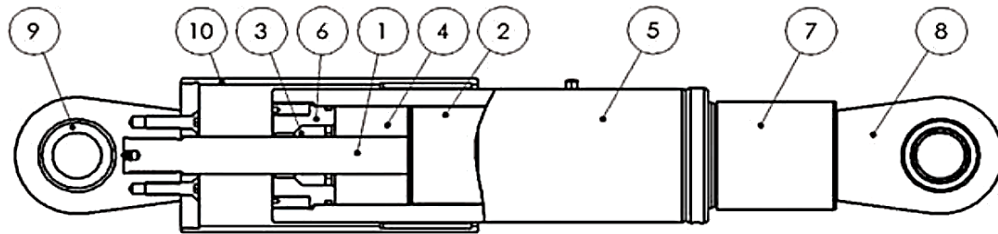
Fluid Viscous Damper (FVD) adalah perangkat pasif yang digunakan untuk meredam getaran dinamis pada struktur akibat gempa, angin, atau getaran mesin. Alat ini bekerja dengan mengubah energi kinetik menjadi energi panas melalui pergerakan fluida kental dalam piston dan kemudian dilepaskan ke udara (Praja dkk., 2022). Fluida yang digunakan umumnya berupa minyak silikon (*silicon oil*) (Kurniadi, 2020).

2.9.1 Komponen Fluid Viscous Damper

Berdasarkan *Damper Design Manual* Taylor Devices Inc. (2024) pada Gambar 2.20 komponen FVD terdiri atas:

1. Batang Piston (*Piston Rod*), yaitu batang untuk piston yang terbuat dari *stainless steel*.
2. Kepala Piston (*Piston Head*), terbuat dari baja dan terdapat lubang untuk saluran cairan mengalir.
3. Segel (*Seal/Seal Bearings*), lapisan yang terbuat dari *acetyl resin* dan *teflon*.
4. Cairan, cairan yang digunakan bersifat tidak mudah menyala dan tidak mudah terbakar.
5. Silinder, sudah dilapisi dengan cat untuk mencegah korosi.
6. Tutup ujung (*End Cap*), penutup tabung yang tahan panas dan juga dilapisi cat untuk mencegah korosi.

7. *Extender*, sebagai penyambung yang dibuat dari baja karbon.
8. *End Clevis*, tahan panas dan dilapisi cat untuk mencegah korosi.
9. Bantalan Bulat (*Spherical Bearing*), ditempa dari baja campuran untuk pesawat.
10. *Outer Sleeve*, terbuat dari baja karbon dan dilapisi cat untuk mencegah korosi.



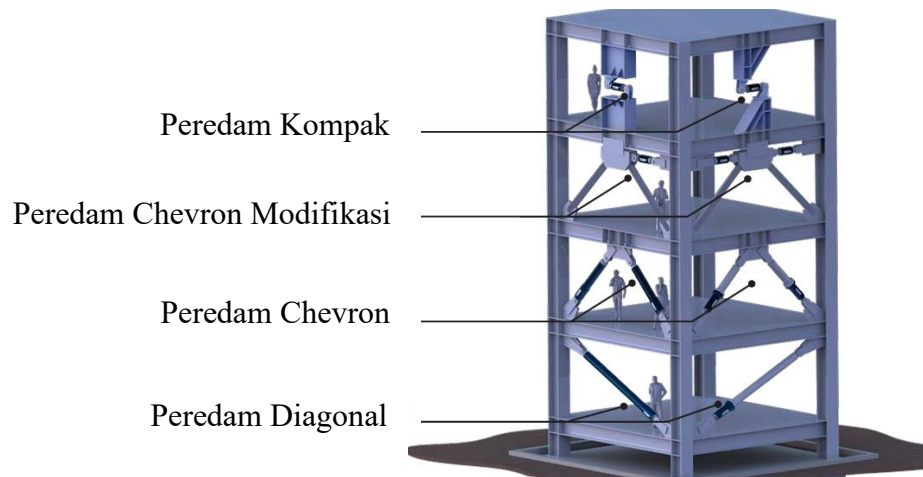
Gambar 2.20 Bagian-Bagian FVD

2.9.2 Konsep *Fluid Viscous Damper*

Bagian-bagian FVD tidaklah banyak, namun dalam pengoperasiannya dapat cukup rumit seperti pada Gambar 2.20. Ruang tengah utama atau silinder terisi penuh oleh cairan hingga kedua sisi kepala piston. Di ujung kiri batang piston terdapat *clevis* untuk pemasangan pada struktur. Saat peredam bergerak maju mundur akibat gaya dinamis, maka *clevis*, batang piston, dan kepala piston bergerak sebagai satu komponen sedangkan bagian lainnya akan tetap diam. Pada saat bergerak inilah fluida di kedua sisi silinder dipaksa melalui lubang-lubang di kepala piston. Di sisi kiri dan kanan silinder juga terdapat tutup dan segel untuk membungkus fluida dari tekanan statik dan dinamis (Taylor Devices Inc., 2024).

2.9.3 Pola Pemasangan *Fluid Viscous Damper*

Berdasarkan Gambar 2.21 terdapat empat pola pemasangan FVD, diantaranya pola pemasangan secara diagonal, *chevron*, *chevron* modifikasi (dengan tambahan satu atau dua peredam horizontal), dan *compact* (Taylor Devices Inc., 2024).



Gambar 2.21 Ilustrasi Pola Pemasangan FVD

Pemasangan FVD dapat dilihat pada Gambar 2.22 (Taylor Devices Inc., 2024). Pada gambar tersebut, terlihat FVD dengan pola pemasangan diagonal di suatu gedung.



Gambar 2.22 Contoh FVD dengan Pola Pemasangan Diagonal

2.9.4 Jenis *Fluid Viscous Damper*

Pemilihan jenis FVD dipilih berdasarkan periode bangunan, kekakuan lantai, dan simpangan antara bangunan gedung yang dihitung sebelumnya. Berdasarkan data yang tersedia, digunakan FVD dengan merk *Taylor Devices inc.* dengan spesifikasi pada Tabel 2.26 dan Tabel 2.27 berikut (Taylor Devices Inc., 2024).

Tabel 2.26 Jenis FVD Merk *Taylor Devices inc.*

Taylor Devices Model Number	Force (kN)	Spherical Bearing Bore Diameter (mm)	Mid-Stroke Length (mm)	Stroke (mm)	Clevis Thickness (mm)
17120	250	38,10	867	±75	43
17130	500	51,80	1067	±100	55
17140	750	57,15	1194	±100	59
17150	1000	69,85	1238	±100	71
17160	1500	76,20	1314	±100	77
17170	2000	88,89	1575	±125	91
17180	3000	101,6	1575	±125	117
17190	4000	127	1880	±125	142
17200	6500	152,4	2134	±125	152
17210	8000	177,8	2293	±125	178

Tabel 2.27 Jenis FVD Merk *Taylor Devices inc.* (Lanjutan)

Taylor Devices Model Number	Bearing Thickness (mm)	Maximum Clevis Width (mm)	Clevis Depth (mm)	Maximum Cylinder Diameter (mm)	Weight (kg)
17120	33	102	83	114	41
17130	44	127	102	150	82
17140	50	152	129	184	136
17150	61	184	150	210	193
17160	67	203	162	241	250
17170	78	235	191	285	408
17180	89	286	228	350	701
17190	111	324	210	425	1225
17200	121	250	305	515	1810
17210	135	415	343	565	2495

2.9.5 Kekakuan *Fluid Viscous Damper*

Berdasarkan buku panduan dari Taylor Device Inc. kekakuan FVD yang disarankan dapat dilihat pada Tabel 2.28 berikut (Taylor Devices Inc., 2024).

Tabel 2.28 Rekomendasi Nilai Kekakuan FVD

Damper ID (Rated Force)	Rated Stroke (±in)	Maxwell Stiffness (kip/in)
17120 (55 k)	3	625
17130 (110 k)	4	940
17140 (165 k)	4	1400
17150 (220 k)	4	1875
17160 (330 k)	4	2800
17170 (440 k)	5	3000
20860 (575 k)	5	3700
20870 (750 k)	5	5000
20880 (975 k)	5	6000
17200 (1350 k)	5	9750

2.9.6 Gaya yang Terjadi di *Fluid Viscous Damper*

Berdasarkan studi yang telah Hart, G. dan Wong, K., bentuk umum dari gaya redam untuk analisis struktur dengan FVD diketahui dengan persamaan berikut (Hajati & Ardita, 2018).

$$F_d = C \dot{x}^\alpha \quad (2.130)$$

Keterangan:

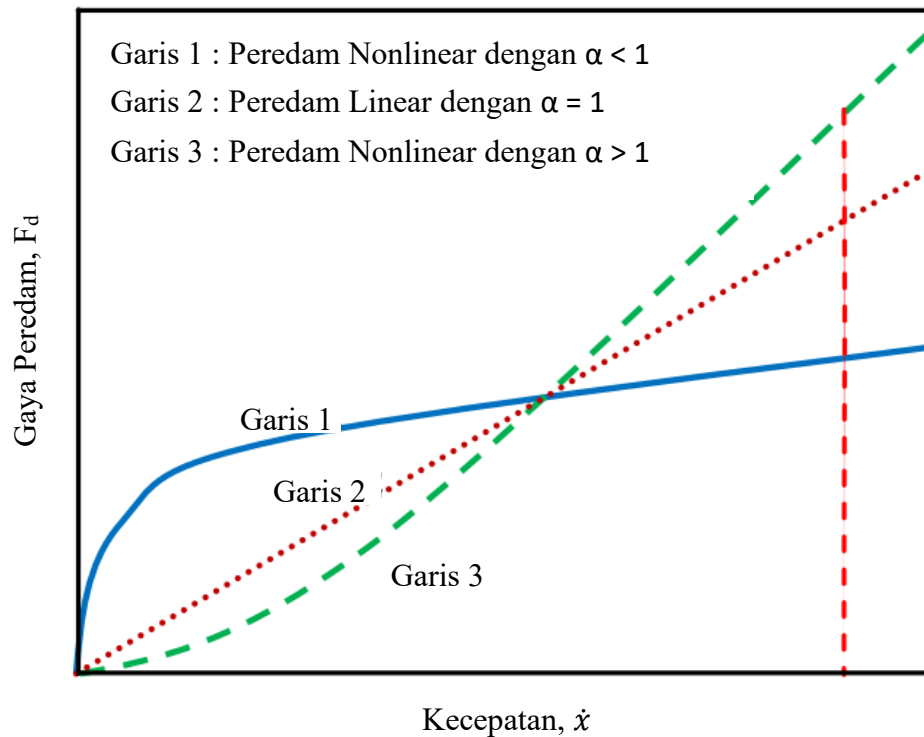
F_d = gaya peredam (kg)

C = konstan peredam (kg.m/s)

$\dot{x}$ = kecepatan dari ujung ke ujung elemen (m/s)

α = koefisien kecepatan peredam

Hubungan gaya dengan kecepatan untuk *fluid viscous damper* ini ditunjukkan dalam grafik pada Gambar 2.23 berikut (Hajati & Ardita, 2018).



Gambar 2.23 Hubungan Gaya dengan Kecepatan untuk *Fluid Viscous Damper*

2.9.7 Persamaan Gerak untuk Struktur MDOF

Persamaan gerak untuk struktur MDOF (*Multi Degree of Freedom*) dengan penggunaan peredam jenis FVD pada struktur dapat dituliskan sebagai berikut (Moreschi, 2000 dalam Ramdani & Satyarno, 2019).

$$[M].\ddot{U} + [C].\dot{U} + [K].U + F_d(t) = -[M]\ddot{x}_g \quad (2.131)$$

Di mana:

M = massa struktur

C = koefisien redaman struktur

K = kekakuan ekivalen struktur

$F_d(t)$ = gaya peredam oleh *Fluid Viscous Damper*

$\ddot{U}$ = vektor percepatan struktur

$\dot{U}$ = vektor kecepatan struktur

U = vektor perpindahan struktur

$\ddot{x}_g$ = percepatan gempa

2.9.8 Manfaat *Fluid Viscous Damper*

Berdasarkan produk FVD dari Taylor Devices Inc., manfaat penggunaan FVD sebagai berikut:

1. Mengurangi tegangan secara signifikan. Energi dinamik yang terserap FVD mampu mengurangi tegangan internal dan defleksi lateral struktur.
2. Mudah dimodelkan. FVD bersifat linear viskos, sehingga mudah dimodelkan dalam *software-software* struktur. Dengan pengaplikasian FVD, rasio redaman struktur dapat meningkat dari standar 1-3% menjadi 20-50%, sehingga memberikan stabilitas dinamis yang jauh lebih baik.
3. Efisiensi biaya. Dengan menggunakan FVD, dimensi elemen struktural seperti kolom dan balok bisa lebih kecil sehingga dapat menghemat biaya.
4. Mudah dipasang dan bersifat pasif. FVD tidak memerlukan sumber energi eksternal maupun kontrol otomatis, serta minim perawatan selama umur bangunan.
5. Tahan dalam suhu ekstrem. FVD tahan terhadap suhu ekstrem dari -40°F hingga +160°F (sekitar -40°C hingga +71°C).
6. Kapasitas dan performa tinggi. FVD mampu menahan gaya hingga 2 juta pon (sekitar 8.896 kN) dan dapat bergerak dengan amplitudo hingga ±42 inch (sekitar 1 meter).

2.10 Studi Penelitian Terdahulu

Penelitian ini disusun dengan perbandingan dari penelitian yang telah dilakukan sebelumnya. Daftar penelitian terdahulu yang digunakan sebagai perbandingan penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 2.29 berikut.

Tabel 2.29 Studi Penelitian Terdahulu

No.	Peneliti	Judul Penelitian	Metode Penelitian	Hasil Penelitian
1.	Yusep Ramdani dan Iman Satyarno (Universitas Gadjah Mada, 2018)	<i>Analytical study of viscous damper parameters at a simple reinforced concrete frame</i>	Simulasi <i>damper</i> dengan perhitungan nilai C dan K pada <i>software</i> SAP 2000	Dengan menggunakan gerakan tanah di Imperial Valley, didapatkan hasil gaya redaman terbesar sebesar 5,062 kN pada $T = 0,128$ detik dan $a = 0,1$, hasil simpangan terkecil sebesar 0,087 mm pada $T = 0,128$ detik dan $a = 0,1$, dan hasil kecepatan relatif terbesar sebesar 107,6 mm/detik pada $T = 0,621$ detik dan $a = 1,5$
2.	Amatulhay Pribadi, Erma Desmaliana, dan Diandra Tira Fadlisha (Institut Teknologi Nasional Bandung, 2020)	Studi Perbandingan Respon Struktur Gedung Menggunakan <i>Fluid Viscous Damper</i> dengan Variasi Jumlah Lantai	Analisis dinamis riwayat waktu dengan <i>software</i> ETABS v.15.2.2	Struktur gedung 12 lantai memberikan peningkatan respon struktur yang paling baik. Penggunaan FVD pada struktur 12 lantai mereduksi waktu getar alami struktur sebesar 49,75%, meningkatkan gaya geser dasar hingga 28,87%, dan mereduksi simpangan struktur baik akibat beban gempa <i>response spectra</i> maupun beban <i>time history</i>

No.	Peneliti	Judul Penelitian	Metode Penelitian	Hasil Penelitian
3.	Aryoseno Putra Wahyu dan Resti Nur Arini (Universitas Pancasila, 2024)	Analisis Penggunaan <i>Fluid Viscous Damper</i> (FVD) pada Struktur Gedung	Analisis <i>pushover</i> dengan membandingkan bangunan dengan FVD dan <i>fixed base</i>	Struktur bangunan yang menggunakan FVD dapat mereduksi waktu getar sebesar 47,2% dibandingkan dengan <i>fixed base</i> , selain itu penggunaan FVD pada struktur mampu meredam energi lebih besar dan FVD mampu membuat bangunan lebih daktail dibandingkan dengan <i>fixed base</i>
4	Rizky Wibowo Pratama (Universitas Siliwangi, 2025)	Pengaruh <i>Fluid Viscous Damper</i> Terhadap Perilaku Struktur Beton Bertulang	Analisis peningkatan kinerja struktur beton bertulang dengan FVD dengan <i>software</i> ETABS	Nilai periode fundamental struktur sebesar 1,85 s untuk bangunan tanpa peredam dan 1,32 s untuk bangunan dengan peredam, gaya geser dasar sebesar 3214,51 kN untuk bangunan tanpa peredam dan 4543,41 kN untuk bangunan dengan peredam, serta simpangan antar tingkat rata rata sebesar 36,69 mm untuk bangunan tanpa peredam dan 20,39 mm untuk bangunan dengan peredam