

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Beton Bertulang

Beton bertulang adalah kombinasi dari beton serta tulangan baja, yang bekerja secara bersama-sama untuk memikul beban yang ada. Tulangan baja akan memberikan kuat Tarik yang tidak dimiliki oleh beton. Selain itu tulangan baja juga mampu memikul beban tekan, seperti digunakan pada elemen kolom beton (Agus Setiawan, 2016).

Beton bertulang paling sering digunakan dalam hampir semua struktur, hal tersebut didukung dengan kelebihan – kelebihan pada beton bertulang. Berikut kelebihan – kelebihan pada beton bertulang, antara lain:

1. Beton relatif memiliki kuat tekan lebih tinggi dibandingkan dengan kebanyakan bahan lain.
2. Struktur beton bertulang sangat kokoh.
3. Beton bertulang memiliki ketahanan terhadap api dan air.
4. Salah satu ciri beton adalah dapat dibentuk sesuai dengan permintaan.
5. Beton bertulang tidak memerlukan biaya peeliharaan yang tinggi.

Maka dari itu beton bertulang banyak digunakan dalam pembangunan gedung ataupun bangunan lainnya. Dan beton bertulang memiliki 2 jenis, yaitu beton konvensional dan beton pracetak.

2.2. Konsep Bangunan Tahan Gempa

Struktur tahan gempa adalah struktur yang tahan (tidak rusak dan tidak runtuh) apabila terlanda gempa, bukan struktur yang semata-mata (dalam perencanaan) sudah diperhitungkan dengan beban gempa (Tjokrodimulyo, 2007).

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa struktur yang didesain harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

- a. Pada daerah dengan gempa ringan (gempa dengan periode ulang 50 tahun dengan probabilitas 60% dalam kurun waktu umur gedung) struktur harus dapat berespon-elastik tanpa mengalami kerusakan baik pada elemen struktural (balok, kolom, pelat dan pondasi struktur) dan elemen non struktural (dinding bata, plafond dan lain lain).
- b. Pada daerah dengan gempa sedang (gempa dengan periode ulang 50-100 tahun) struktur bangunan boleh mengalami kerusakan ringan pada lokasi yang mudah diperbaiki yaitu pada ujung-ujung balok di muka kolom, yang diistilahkan sendi plastis, struktur pada tahap ini disebut tahap First Yield yang merupakan parameter penting karena merupakan batas antara kondisi

elastik (tidak rusak) dan kondisi plastik (rusak) tetapi tidak roboh atau disingkat sebagai kondisi batas antara beban gempa ringan dan gempa kuat.

- c. Pada daerah dengan gempa kuat (gempa dengan periode ulang 200-500 tahun dengan probabilitas 20%-10% dalam kurun waktu umur gedung) resiko kerusakan harus dapat diterima tapi tanpa keruntuhan struktur. Jadi, kerusakan struktur pada saat gempa kuat terjadi harus didesain pada tempat-tempat tertentu sehingga mudah diperbaiki setelah gempa kuat terjadi.

2.3. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen adalah sistem struktur yang pada dasarnya memiliki ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah), dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) (**SNI 1726:2012**).

Rangka momen (*Moment frame*) adalah Rangka dimana komponen struktur dan joint menahan gaya melalui lentur, geser, dan gaya aksial (**SNI 2847:2013**). Penentuan sistem rangka harus sesuai dengan tingkat kerawanan (resiko) daerah tempat struktur bangunan tersebut berada terhadap gempa. Tingkat kerawanan tersebut dikatakan sebagai kategori desain seismik.

Kategori desain seismik (*Seismic design category*) adalah Klasifikasi yang ditetapkan untuk struktur berdasarkan pada kategori huniannya dan keparahan pergerakan tanah gempa rencana di lokasi, sebagaimana didefinisikan oleh tata cara bangunan gedung umum yang diadopsi secara legal (**SNI 2847:2013**).

Menurut SNI 2847:2013, Rangka momen yang ditetapkan sebagai bagian sistem penahan gaya gempa bisa dikategorikan sebagai berikut:

- a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) adalah suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI Beton Pasal 1-20 dan 22, serta Pasal 21.1.2 dan 21.2. Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS B.
- b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) adalah suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan detailing Pasal 21.1.2 dan 21.1.8 serta 21.3. Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas

sedang dan dapat digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS C.

- c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan Pasal 21.1.2 hingga 21.1.8, Pasal 21.5 hingga 21.8, serta Pasal 21.11 hingga 21.13. Sistem ini memiliki tingkat daktilitas penuh dan harus digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS D, E atau F.

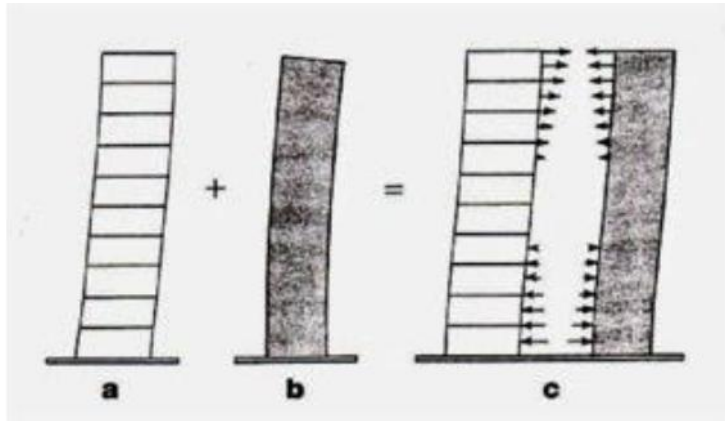
Dari kategori yang ditetapkan oleh SNI 2847:2013 maka dapat ditabelkan seperti tabel berikut:

Tabel 2.1. Hubungan Antara KDS Dengan Metode Perencanaan Gedung

Kategori Desain Seismik	Jenis Struktur yang Dapat Digunakan	Faktor Modifikasi Respons (R)	Faktor Kuat Lebih Sistem (ϕ)	Faktor Pembesaran Defleksi (C_d)
KDS B	Sistem Rangka Pemikul Momen			
	• SRPMB (Pasal 21.2)	3	3	2,5
	• SRPMM (Pasal 21.3)	5	3	4,5
	• SRPMK (Pasal 21.5 - 21.8)	8	3	5,5
KDS C	Sistem Rangka Pemikul Momen			
	• SRPMM (Pasal 21.3)	5	3	2,5
	• SRPMK (Pasal 21.5 - 21.8)	8	3	4,5
KDS D, E dan F	Sistem Rangka Pemikul Momen			
	• SRPMK (Pasal 21.5 - 21.8)	8	3	5,5

Dalam prosedur perencanaan berdasarkan SNI Gempa, struktur bangunan tahan gempa pada prinsipnya boleh direncanakan terhadap beban gempa yang direduksi dengan suatu faktor modifikasi Respon struktur (faktor R), yang merupakan representasi tingkat daktilitas yang memiliki struktur.

2.4. Sistem Ganda (*Dual System*)



Gambar 2.1 Struktur Gabungan Frame Dengan Dinding Geser.

Tabel 2.2. Hubungan Antara KDS Dengan Metode Perencanaan Gedung

Nama	Tingkat Risiko Kegempaan (SNI 2847-2013)		
	Rendah	Menengah	Tinggi
SNI 1726-2012	KDS A	KDS BC	KDS D, E, F
	↓	↓	↓
	SRPMB/M/K SDSB/K	SRMPM/K SDSB/K	SRMPK SDSK

Tipe sistem struktur ini memiliki 3 ciri dasar. Pertama, rangka ruang lengkap berupa SRPM yang penting berfungsi memikul beban gravitasi. Kedua, pemikul beban lateral dilakukan oleh DS dan SRPM dimana yang tersebut terakhir ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25% dari beban dasar geser nominal V.

Ketiga, dinding struktural dan sistem rangka pemikul momen direncanakan untuk menahan V secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya. Di zona gempa D, E, dan F, rangka ruang itu harus didisain sebagai SRMPK dan dinding geser harus sesuai ketentuan pada SNI 2847- 2013 Pasal 21.9 yaitu sebagai dinding struktural beton khusus termasuk ketentuan-ketentuan pasal-pasal sebelumnya yang masih berlaku.

Di zona gempa B dan C, sistem rangka pemikul momen harus didisain sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah dan Dinding Struktur tak perlu detailing khusus. Sedang untuk zona gempa A, sistem rangka pemikul momen

boleh pakai Sistem Pemikul Momen Biasa juga Dinding Struktur pakai dinding struktur beton biasa.

Diantara 3 tipe tersebut, pada tugas akhir ini akan didesain pada daerah zona gempa dengan kategori D, E, atau F. sehingga menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Dinding Struktural Betoh Khusus yang didesain menurut pasal 21.9.

2.5. Pembebanan

Beban adalah sekelompok gaya yang akan bekerja pada suatu luasan struktur. Setiap struktur yang akan direncanakan sebenarnya telah ditentukan oleh kode – kode pembebanan yang telah ditetapkan berupa standar nasional Indonesia (SNI).

Beban yang akan ditanggung oleh suatu struktur atau elemen struktur tidak selalu dapat diramalkan sebelumnya. Meski beban-beban tersebut telah diketahui dengan baik pada salah satu lokasi struktur tertentu, distribusi dari elemen yang satu ke elemen yang lain pada keseluruhan struktur masih membutuhkan asumsi dan pendekatan. Jenis beban yang biasa digunakan dalam bangunan gedung adalah sebagai berikut:

2.5.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain (SNI-1727-2013). Beban mati yang dipakai dalam perencanaan ini yaitu sebagai berikut:

Tabel 2.3. Berat Sendiri Bahan Bangunan

No	Bahan Bangunan	Beban	Satuan
1	Baja	7.850	Kg/m ³
2	Beton bertulang	2.400	Kg/m ³

Sumber: Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)

Tabel 2.4. Berat Sendiri Komponen Gedung

No	Komponen Gedung	Beban	Satuan
1	Adukan per cm tebal:		
	➤ Dari semen	21	Kg/m ²
	➤ Dari kapur, semen merah atau tras	17	Kg/m ²

No	Komponen Gedung	Beban	Satuan
2	Dinding pasangan bata merah:		
	➤ Satu bata	450	Kg/m ²
	➤ Setengah bata	250	Kg/m ²
3	Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari:		
	➤ Semen asbes (eternity dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm.	11	Kg/m ²
	➤ Kaca dengan tebal 3-4 mm.	10	Kg/m ²
4	Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s minimum 0,8 m	40	Kg/m ²
5	Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	21	Kg/m ²

(Sumber: Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983))

2.5.2. Beban Hidup

Menurut SNI 03-1727-2013, beban hidup adalah beban yang dihasilkan akibat penggunaan dan penghunian gedung atau struktur lainnya tetapi tidak termasuk beban-beban konstruksi atau beban lingkungan, seperti beban angin, beban air hujan, beban gempa, beban air banjir atau beban mati. Beban hidup yang dipakai dalam perhitungan yaitu sebagai berikut:

Tabel 2.5. Berat Hidup Pada Lantai Bangunan

Hunian atau penggunaan	Beban hidup
Lantai hotel, kantor	250 Kg/m ²
Lantai ruang-ruang balkon	400 Kg/m ²
Tangga dan bordes	300 Kg/m ²
Pelat atap	100 Kg/m ²
Lantai ruang alat dan mesin	400 Kg/m ²

2.5.3. Beban Gempa

Respons spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , lawan respons-respons maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons-respons maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respons-respons maksimum

dapat berupa simpangan maksimum (*spectral displacement, SD*) kecepatan maksimum (*spectral velocity, SV*) atau percepatan maksimum (*spectral acceleration, SA*) massa struktur *single degree of freedom (SDOF)*, (Widodo, 2001).

Spektrum percepatan akan berhubungan dengan gaya geser maksimum yang bekerja pada dasar struktur. Terdapat dua macam respons spektrum yang ada yaitu respons spektrum elastik dan spektrum inelastik. Spektrum elastik adalah suatu spektrum respons spektrum inelastik. Spektrum elastik adalah suatu spektrum respons spektrum yang didasarkan atas respons elastik suatu struktur, sedangkan spektrum inelastik (juga disebut desain respons spektrum) adalah respons spektrum yang di *scale down* dari spektrum elastik dengan nilai daktilitas tertentu.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 cara medesain respons spektral dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah seperti dibawah ini:

1. Menentukan nilai S_s dan S_I

S_s dan S_I yang didapatkan dari puskim.pu.go.id

Dimana:

S_s = parameter percepatan respons spektral MCE (*Maximum Credible Earthquake*) dari Peta Gempa Indonesia 2010 pada periode pendek (0,2 detik) dengan redaman 5%.

S_I = parameter percepatan respons spektral MCE (*Maximum Credible Earthquake*) dari Peta Gempa Indonesia 2010 pada pedioda 1 detik dengan redaman 5%.

2. Menentukan kategori risiko bangunan dan faktor keutamaan (I_e)

Untuk menentukan kategori risiko bangunan dan faktor keutamaan dapat dilihat pada **Tabel 2.6.** dan **Tabel 2.7.**

Tabel 2.6. Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan.	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, dan IV	II
Gedung dan struktur lainnya yang memeliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat kegagalan. Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi	III

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan.</p> <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan. ➤ 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, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya. ➤ Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat. ➤ Struktur tambahan (termasuk, tidak dibatasi untuk, 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) disyaratkan dalam kategori risiko IV untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. ➤ Menara. ➤ Fasilitas penampungan air dan struktur pompa yang dibutuhkan untuk meningkatkan tekanan air pada saat memadamkan kebakaran. ➤ Gedung dan struktur lainnya yang memiliki fungsi yang penting terhadap sistem pertahanan nasional. ➤ Gedung dan struktur lain, yang kegagalannya dapat menimbulkan bahaya bagi masyarakat, gedung dan struktur lainnya (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas 	IV

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat penyimpanan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya) yang mengandung bahan yang sangat beracun dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat bila terjadi kebocoran. Gedung dan struktur lainnya yang mengandung bahan yang beracun, sangat beracun atau mudah meledak, dapat dimasukkan dalam kategori risiko yang lebih rendah jika dapat dibuktikan dengan memuaskan dan berkuatan hukum melalui kajian bahwa kebocoran bahan beracun dan mudah meledak tersebut tidak akan mengancam kehidupan masyarakat. Penurunan kategori risiko ini tidak diijinkan jika gedung atau struktur lainnya tersebut juga merupakan fasilitas yang penting.	

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.)

Tabel 2.7. Faktor Keutamaan Gempa dan Angin

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.)

3. Menentukan koefisien situs, F_a dan F_v

Untuk menentukan koefisien situs F_a dan F_v dapat dilihat pada **Tabel 2.9.** dan **Tabel 2.10.**

Tabel 2.8. Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (Batu Keras)	> 1.500	N/A	N/A
SB (Batu)	750 sampai 1.500	N/A	N/A
SC (Tanah Keras, Sangat Padat dan Batu Lunak)	350 sampai 750	> 50	100

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
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: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40\%$, dan 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa 		
SF (Tanah Khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti pasal 6.9.1)	Setiap profil tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> ➤ 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 $H > 3$ m) ➤ Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) ➤ Lapisan lempung lunak/<i>medium</i> kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ Kpa 		

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.)

Dengan:

\bar{N} = tahanan penetrasi standar rata-rata dalam lapisan 30 m paling atas.

\bar{N}_{ch} = tahanan penetrasi standar rata-rata tanah *non* kohesif dalam lapisan 30 m paling atas.

s_u = kuat geser niralir.

\bar{s}_u = kuat geser niralir rata-rata didalam lapisan 30 m paling atas.

\bar{v}_s = kecepatan rambat gelombang geser rata-rata pada regangan geser yang kecil, didalam lapisan 30 m paling atas.

Tabel 2.9. Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCER Terpetakan Pada Perioda Pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s = 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s = 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCER Terpetakan Pada Perioda Pendek, T = 0,2 detik, S _s				
	S _s 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1	S _s 1,25
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.)

Catatan :

- Untuk nilai-nilai antara SS dapat dilakukan dengan interpolasi linier.
- SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik.

Tabel 2.10. Koefisien Situs, *F_v*

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCER Terpetakan Pada Perioda Pendek, T = 1 detik, S _I				
	S _s 0,1	S _s = 0,2	S _s = 0,3	S _s = 0,4	S _s 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.)

Catatan :

- Untuk nilai-nilai antara SS dapat dilakukan dengan interpolasi linier.
 - SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik.
4. Menghitung parameter percepatan spektral desain

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot F_a \cdot S_s \quad (2.1)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} \cdot F_v \cdot S_I \quad (2.2)$$

Dengan:

- S_{DS} = parameter percepatan respons spektral pada periode pendek (0,2 detik) dengan redaman.
- S_{DI} = parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik dengan redaman 5%.
- S_s = parameter percepatan respons spektral MCE (*Maximum Credible Earthquake*) dari Peta Gempa Indonesia 2010 pada periode pendek (0,2 detik) dengan redaman 5%.
- S_I = parameter percepatan respons spektral MCE (*Maximum Credible Earthquake*) dari Peta Gempa Indonesia 2010 pada periode pendek (0,2 detik) dengan redaman 5%.
- F_a = koefisien situs untuk periode pendek (0,2 detik).
- F_v = koefisien situs untuk periode 1 detik.

5. Menentukan Kategori Desain Seismik (KDS)

Untuk menentukan kategori desain seismik (KDS) dapat dilihat pada **Tabel 2.11** dan **Tabel 2.12** dengan menggunakan 2 parameter yaitu S_{DS} dan S_{DI} .

Tabel 2.11. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (SDS)

Kategori Risiko	SDS			
	$SDS < 0,167$	$0,167 \leq SDS < 0,33$	$0,33 \leq SDS < 0,50$	$0,50 \leq SDS$
I	A	B	C	D
II	A	B	C	D
III	A	B	C	D
IV	A	C	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.)

Tabel 2.12. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (SDI)

Kategori Risiko	SDI			
	$SDI < 0,067$	$0,067 \leq SDI < 0,133$	$0,133 \leq SDI < 0,20$	$0,20 \leq SDI$
I	A	B	C	D
II	A	B	C	D

Kategori Risiko	SDI			
	SDI < 0,067	0,067 SDI 0,133	0,133 SDI 0,20	0,20 SDI
III	A	B	C	D
IV	A	C	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.)

6. Spektrum Respons Desain

- Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.3)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{SDI}{SDS} \quad (2.4)$$

Dengan:

S_a = spektrum respons percepatan desain.

S_{DS} = parameter percepatan respons spektral pada perioda pendek (0,2 detik) dengan redaman 5%.

S_{DI} = parameter percepatan respons spektral pada perioda pendek 1 detik redaman 5%.

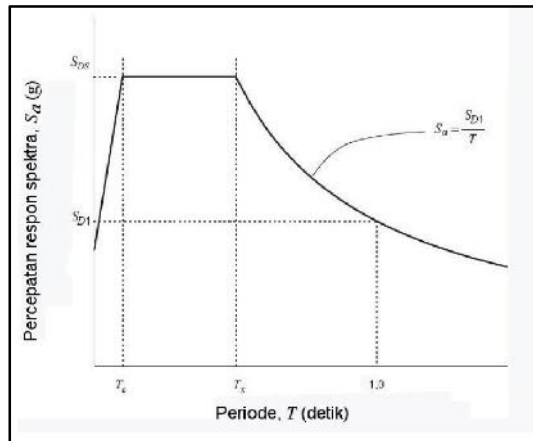
T = perioda fundamental bangunan.

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan SDS .

- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SDI}{T} \quad (2.5)$$

$$TS = \frac{SDI}{SDS} \quad (2.6)$$

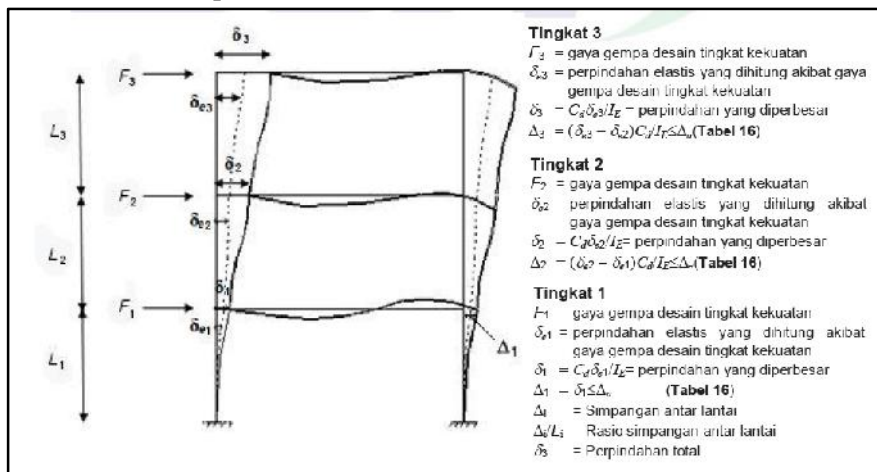


Gambar 2.2 Spektrum Respons Desain SNI 03-1726-2012.

(Sumber: SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.)

2.6. Kontrol Simpangan

Simpangan antar lain tingkat desain () dihitung sebagai perbedaan defleksi pusat massa ditingkat teratas dan terbawah yang ditinjau sesuai parameter respons terkombinasi pasal 7.9.3 SNI 1726-2012



Gambar 2.3 Penentuan Simpangan Antar Lantai. (Sumber: SNI 03-1726-2012)

Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horisontal tipe 1a atau 1b, simpangan antar lantai desain () harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan:

$$d = \frac{C_d \cdot x_e}{I_e} \quad (2.7)$$

Dengan,

C_d = faktor amplifikasi defleksi

Ditentukan oleh jenis struktur penahan gaya gempa terpilih.

δ_x = defleksi pada lokasi yang disyaratkan (mm).

I_e = faktor keutamaan gempam ditentukan oleh kategori risiko.

Simpangan antar lantai tingkat ijin (a) diuraikan pada tabel 2.13:

Tabel 2.13. Simpangan Antar Lantai Tingkat Ijin

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antara lantai tingkat	0,025 h_{sc}^x	0,020 h_{sc}^x	0,015 h_{sc}^x
Struktur dinding geser kantiliver batu bata	0,010 h_{sc}^x	0,010 h_{sc}^x	0,010 h_{sc}^x
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sc}^x	0,007 h_{sc}^x	0,007 h_{sc}^x
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sc}^x	0,020 h_{sc}^x	0,020 h_{sc}^x

Dengan h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x .

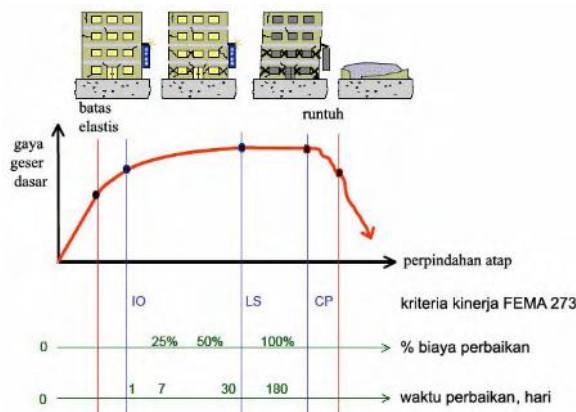
(Sumber: Pasal 7.12.1 SNI 1726-2012)

2.7. Perencanaan Tahan Gempa Berbasis Kinerja

Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*performance-based seismic design*) merupakan proses yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru maupun perkuatan (*upgrade*) bangunan yang sudah ada, dengan pemahaman yang realistis terhadap resiko keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang. *Performance levels* berdasarkan FEMA 273/356 berturut-turut dari respons yang paling kecil, terdiri atas:

- Fully Operational (FO)**, adalah kondisi yang mana bangunan tetap dapat beroperasi langsung setelah gempa terjadi (*operational state*). Hal ini terjadi karena elemen struktur utama tidak mengalami kerusakan sama sekali dan elemen non-struktur hanya mengalami kerusakan sangat kecil sehingga tidak menjadi masalah (*damage state*).

- b. **Immediatety Occupancy (IO)** adalah suatu kondisi yang mana struktur secara umum masih aman untuk kegiatan operasional segera setelah gempa terjadi (*damage state*). Ada kerusakan yang sifatnya minor, namun perbaikannya tidak mengganggu pemakai bangunan. Oleh karena itu bangunan pada level ini juga hampir langsung dapat dipakai setelah kejadian gempa.
- c. **Life Safety (LS)** adalah suatu kondisi yang mana struktur bangunan mengalami kerusakan sedang (*damage skale*), sehingga diperlukan perbaikan, namun bangunan masih stabil dan mampu melindungi pemakai dengan baik. Bangunan dapat ditempati kembali setelah selesai perbaikan (*operational state*).
- d. **Collapse Prevention (CP)** adalah suatu kondisi yang mana struktur bangunan mengalami kerusakan parah (*severe*), tetapi masih tetap berdiri, tidak roboh atau runtuh.



Gambar 2.4 Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Sumber: ATC 58, Dalam Wiryanto Dewobroto)

2.8. Analisis Statis Non Linier Pushover

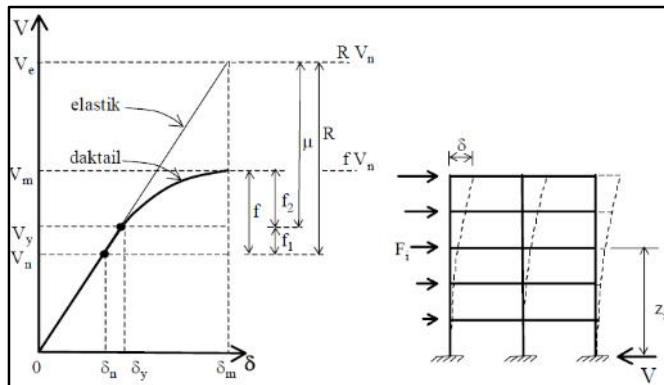
Analisis statis nonlinear *Pushover* merupakan analisis yang dilakukan untuk menggambarkan perilaku keruntuhan dan kapasitas dari suatu struktur secara keseluruhan, mulai dari kondisi elastis, plastis, hingga elemen-elemen struktur mengalami keruntuhan akibat beban gempa. Analisis ini dilakukan dengan cara memberikan pola beban lateral statis pada struktur yang nilainya terus ditingkatkan secara bertahap hingga mencapai target perpindahan (*displacement*) dari suatu titik acuan (titik pada lantai atap).

Dalam analisis *pushover*, struktur dikenai beban lateral statik hingga mengalami leleh di satu atau lebih lokasi pada elemen struktur. Urutan terjadinya leleh ini merupakan urutan terjadinya sendi plastis pada struktur. Dari urutan

terjadinya sendi plastis ini dapat diketahui lokasi pada elemen struktur yang mengalami keruntuhan terlebih dahulu. Sendi plastis terus berlangsung dan mengalami keruntuhan terlebih dahulu. Sendi plastis terus berlangsung dan bermunculan hingga batas deformasi pada struktur tercapai. Tahapan dari analisis beban dorong statik adalah sebagai berikut:

- Menentukan titik kontrol untuk meninjau besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.
- Membuat kurva *pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inersia sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa.
- Mengestimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan (*performance point*) merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*)

Analisis beban dorong statik (*pushover*) akan menghasilkan kurva hubungan antara Perpindahan (*displacement*) titik kontrol () dan gaya geser dasar (V). Kurva hubungan perpindahan dan gaya geser dasar ditampilkan pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5. Kurva Hubungan Perpindahan dan Gaya Geser Dasar.
(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Dari kurva *pushover* dapat ditentukan parameter daktilitas (μ), kekakuan dan kekuatan. Parameter-parameter tersebut mencerminkan perilaku struktur akibat beban lateral (gempa) yang terjadi pada struktur. Adapun dalam pemeriksaan tingkat kinerja bangunan yang mengacu pada metode yang disediakan *Applied Technology Council (ATC-40)*.

Tabel 2.14. Batas Deformasi Bangunan Gedung

Tingkat Kinerja				
<i>Interstory Drift Limit</i> (Batas Simpangan Antar Lantai)	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	<i>Damage Control (DC)</i>	<i>Life Safety (LS)</i>	<i>Structural Stability (SS)</i>
<i>Maximum Total Drift</i> (Simpangan Total Maksimum)	0,01	0,01-0,02	0,02	0,33 V_i/P_i
<i>Maximum Inelastic Drift</i> (Simpangan Nonelastik Maksimum)	0,005	0,005-0,015	<i>No Limit</i>	<i>No Limit</i>

(Sumber: *Applied Technology Council (ATC-40)*)

Keterangan:

V_i = Gaya lateral total di lantai ke- i

P_i = Gaya gravitasi total pada lantai ke- i

Untuk stabilitas struktur, maximum total drift lantai ke- i pada performance point tidak boleh melebihi nilai $0,33 \frac{V_i}{P_i}$ dimana V_i adalah total gaya geser lateral pada lantai ke- i dan P_i adalah total beban yang bekerja pada lantai ke- i termasuk beban mati dan hidup.

Tabel 2.15. Tingkat Kinerja Struktural

No.	Tingkat Kinerja	Uraian
1	SP-1	<i>Immediate Occupancy</i> (Penggunaan Sedang)
2	SP-2	<i>Damage Control</i> (Kontrol Kerusakan)
3	SP-3	<i>Life Safety</i> (Aman Untuk Dihuni)
4	SP-4	<i>Limited Safety</i> (Keamanan Terbatas)
5	SP-5	<i>Structural Stability</i> (Stabilitas Struktural)
6	SP-6	<i>Not Considered</i> (Tidak Diperhitungkan)

(Sumber: *Applied Technology Council (ATC-40)*)

2.9. Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 1727-2013 pasal 2.3.2. kombinasi dasar struktur, komponen dan pondasi harus dirancang sedemikian rupa, sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor alam kombinasi berikut:

1. 1,4DL
2. 1,2DL + 1,6LL
3. 1,2DL + 1,0L + 1,0Ex

4. $1,2DL + 1,0L + 1,0Ey$
5. $0,9DL + 1,0E$
6. $0,9DL + 1,0W$

2.10. Perencanaan Struktur

2.10.1. Perencanaan Balok

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 9.5.1 komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur harus direncanakan agar mempunyai kekakuan yang cukup untuk membatasi lendutan/deformasi apapun yang dapat memperlemah kekuatan ataupun mengurangi kemampuan layan struktur pada beban kerja. Perencanaan tebal minimum balok (h) ditentukan dalam tabel 2.16.

Tabel 2.16. Tebal Minimum Balok Non-prategang dan Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

Komponen Struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu Sederhana	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantiliver
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan besar			
Pelat masif satu arah	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	1/16	1/18,5	1/21	1/8

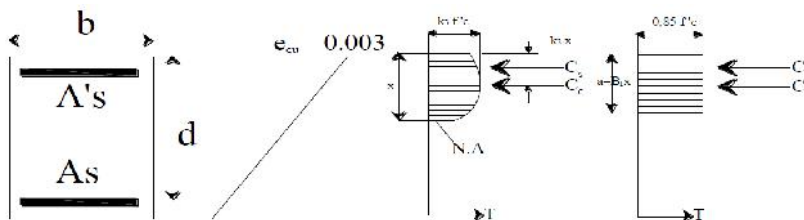
(Sumber: Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung; SNI 03-2847-2013)

Berikut tahap-tahap perencanaan dimensi balok:

$$1. \quad h = \frac{L}{16} \quad (2.8)$$

$$2. \quad b = \frac{2}{3} h \quad (2.9)$$

2.10.1.1. Perhitungan Tulangan Lentur Balok



Gambar 2.6. Kondisi-kondisi jika kekuatan lentur nominal tercapai pada perhitungan tulangan rangkap.

Berikut tahap-tahap perhitungan tulangan lentur pada komponen struktur balok:

1. Tentukan nilai momen (M_u) tumpuan dan lapangan pada balok. (hasil didapat dari out put SAP 2000)

$$2. M_{n_{perlu}} = \frac{M_u}{\phi} \quad (2.10)$$

3. Menentukan Nilai x (garis netral)

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d \quad (2.11)$$

$$x_{max} = 0,75 \times x_b \quad (2.12)$$

$$x_{min} = (T_s + \phi_s + D) \quad (2.13)$$

Menentukan X rencana:

$$X_{min} < X_{rencana} < X_{max} \quad (2.14)$$

4. Hitung gaya dan momen yang bekerja

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b \times a \quad (2.15)$$

$$a = x. \quad (2.16)$$

$$M_{nc} = C_c \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.17)$$

$$M_{ns} = M_n - M_{nc} \quad (2.18)$$

$$C_s = \left(\frac{M_{ns}}{d - d'} \right) \quad (2.19)$$

5. Menghitung luasan yang dibutuhkan

$$f_s' = \left(\frac{X_{rencana} - d''}{X_{rencana}} \right) \times 600 \quad (2.20)$$

f_s' digunakan pada perhitungan mencari $A's$ bila, $f_s' > f_y$

$$A's = \frac{C_s}{(f_s' - 0,85 f_c)} \quad (2.21)$$

Atau

$$A's = \frac{C_s}{(f_y - 0,85 f_c)} \quad (2.22)$$

$$A_s = \frac{C_s}{f_y} + \frac{C_c}{f_y} \quad (2.23)$$

6. Tentukan nilai A_s dan $A's$ yang dipakai.

7. Cek keserasian tegangan yang terjadi, berdasarkan tulangan yang terpasang

$$T = C_c + C_s \quad (2.24)$$

$$A_s \times f_y = (0,85 \times f'_c \times b \times a) + (A's(f_s' - 0,85 f_c)) \quad (2.25)$$

Berdasarkan rumus diatas akan didapat nilai x yang sesuai dengan tulangan yang terpasang.

8. Hitung f_s' yang sebenarnya berdasarkan nilai x

$$f_s' = \left(\frac{X_{rencana} - d''}{X_{rencana}} \right) \times 600 \quad (2.26)$$

9. Hitung kapasitasmomen yang terjadi sesuai dengan tulangan yang terpasang.

$$Mn_1 = (A_s \cdot f_y - A' \cdot s \cdot f' \cdot s) \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.27)$$

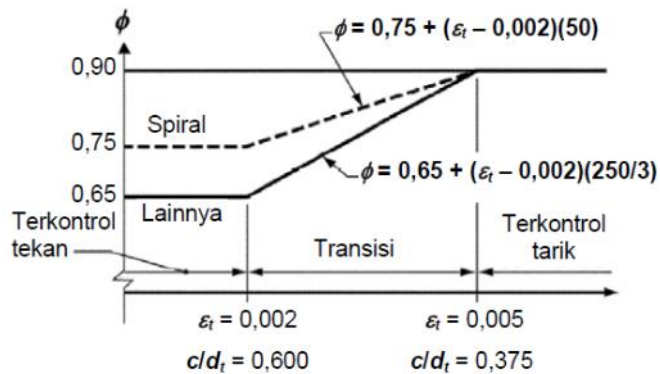
$$Mn_2 = (A' \cdot s \cdot f' \cdot s) \times (d - d') = 0 \quad (2.28)$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2 \quad (2.29)$$

$$\phi Mn > Mu \text{ (OK)} \quad (2.30)$$

Penulangan lentur pada struktur balok, memiliki beberapa syarat yang harus dipenuhi. Persyaratan tersebut tertera pada peraturan yang ada dalam SNI 2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. Berikut syarat-syarat penulangan balok untuk SRPMK.

1. **(Pasal 9.3.1)** Kekuatan desain yang disediakan oleh suatu komponen struktur lain dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, beban normal, geser dan torsi harus diambil sebesar kekuatan nominal dihitung sesuai dengan persyaratan dan asumsi dari standar ini yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan ϕ dalam 9.3.2.



Interpolasi pada c/d_t :
 Spiral $\phi = 0,75 + 0,15[(1/(c/d_t) - (5/3))]$
 Lainnya $\phi = 0,65 + 0,25[(1/(c/d_t) - (5/3))]$

Gambar 2.7. Variasi nilai regangan, ϕ .

Pada kondisi:

- Terkontrol regangannya 0,65
- Geser dan torsi 0,75
- Untuk nilai terkontrol tarik nilai ϵ_t pada komponen struktur lentur, menurut pasal 10.3.5 adalah 0,004. Sehingga nilai ϵ_t pada komponen struktur harus di cek kembali.

$$\epsilon_t = \left(\frac{dt-C}{C} \right) \epsilon_c \quad (2.31)$$

Dimana,

dt = jarak tulangan tarik sampai tepi atas beton.

C = jarak tepi atas beton sampai garis netral.

ϵ_c = nilai regangan beton, 0,003

kemudian jika nilai ϵ_t masuk dalam kondisi terkontrol tarik maka nilai $\phi = 0,9$ dan jika masuk pada transisi maka nilai ϕ dicari dengan rumus,

$$\phi = 0,65 + (\epsilon_t - 0,002) (250/3) \quad (2.32)$$

2. **Pasal (21.5.1.2)** Bentang bersih untuk komponen struktur, l_n , tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

$$l_n > 4 \times \left(\frac{l}{16} L \right) \text{ (OK)} \quad (2.33)$$

3. **Pasal (21.5.2.1)** Pada sebarang penampang komponen struktur lentur, kecuali seperti diberikan dalam 10.5.3, untuk tulangan atas maupun bawah jumlah tulangan tidak boleh berkurang dari $1,4b_w d/f_y$, dan rasio tulangan, ρ , tidak boleh melebihi 0,025. Paling sedikit dua batang harus disediakan menerus pada kedua sisi atas dan bawah.

- $A_{s_{min}} = \frac{1,4b_w \times d}{f_y}$ (2.34)

- $A_{s_{pasang}} > A_{s_{min}}$ (OK) (2.35)

4. (Pasal 21.5.2.2) Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut. Baik kekuatan negatif atau positif pada sebarang penampang sepanjang komponen struktur boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada salah satu joint tersebut.

- Momen positif pada muka joint harus lebih besar dari 50% momen negatif.

$$M (+) > 50\% M (-) \text{ (OK)} \quad (2.36)$$

- Baik momen positif maupun negatif pada sepanjang balok harus lebih besar dari $\frac{1}{4}$ momen maksimum pada salah satu muka joint.

$$M (-) > \frac{1}{4} M_{maks} \text{ (OK)} \quad (2.37)$$

$$M (+) > \frac{1}{4} M_{maks} \text{ (OK)} \quad (2.38)$$

2.10.1.2. Perhitungan Tulangan Geser Balok

Salah satu jenis keruntuhan yang kemungkinan terjadi pada elemen struktur adalah keruntuhan geser (*shear failure*) yang dalam hal ini keruntuhan geser didefinisikan sebagai keruntuhan tarik di arah retak miring. Faktor-faktor yang mempengaruhi kekuatan geser dan pembentukan dari retak miring adalah begitu banyak dan rumit sehingga suatu kesimpulan yang pasti mengenai mekanisme yang betul dari retak miring akibat geser yang tinggi, sangat sukar untuk ditetapkan.

Sebagaimana diatur oleh **pasal 21.6.5.1 SNI 2847-2013**. Gaya geser desain (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur

antara muka-muka joint, harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin (**Mpr**) bekerja pada muka-muka joint dan bahwa komponen struktur dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

Pada perhitungan penulangan geser balok dilakukan perhitungan pada M_{pr+} dan M_{pr-} . Berikut langkah-langkah perhitungan penulangan geser balok:

$$1. a = \frac{AsPasang \times 1,25 f_y}{0,85 \times f_c \times b} \quad (2.39)$$

$$2. Cc' = 0,85 \times f_c \times b \times a \quad (2.40)$$

$$3. \phi Mn = \phi \times Cc' \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.41)$$

Penulangan geser pada struktur balok, memiliki beberapa syarat yang harus dipenuhi. Persyaratan tersebut tertera pada peraturan yang ada dalam **SNI 2847-2013** tentang Persyaratan Beton Struktural untuk bangunan gedung. Berikut syarat-syarat penulangan lentur balok untuk SRPMK.

1. (**Pasal 21.5.4.2**) Tulangan transversal sepanjang panjang yang diidentifikasi dalam 21.5.3.1 harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c=0$ bilamana keduanya (a) dan (b) terjadi:

1. Gaya geser yang ditimbulkan gempa (V_2) yang dihitung sesuai dengan 21.5.4.1 mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum (V_u) dan panjang tersebut.

$$V_2 > 0,5 \cdot V_u \quad (\text{OK}) \quad (2.42)$$

2. Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g \cdot f_c / 20$.

$$P_u < \left(\frac{A_g \times f_c}{20} \right) \quad (\text{OK}) \quad (2.43)$$

2. (**Pasal 21.5.3.2**) Sengkang tertutup pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi yang terkecil (a), (b) dan (c):

- a. $d/4$;
- b. Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama tidak termasuk tulangan kulit longitudinal yang disyaratkan oleh 10.6.7; dan
- c. 150 mm.

2.10.1.3. Perhitungan Penulangan Torsi

Momen torsi terjadi akibat adanya gaya yang menyebabkan puntiran pada badan balok-balok tepi pada umumnya. Namun tidak menutup kemungkinan terjadi pada balok tengah, akibat tidak seimbangannya beban pelat pada kedua sisi balok tersebut. Berikut tahap perhitungan penulangan torsi:

1. Menentukan nilai T_u dari hasil output SAP 2000.
2. Kontrol perlu tidaknya tulangan torsi

$$\text{Jika, } T_u > \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (2.44)$$

maka, dibutuhkan tulangan torsi.

$$\text{Jika, } T_u < \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (2.45)$$

maka, tidak dibutuhkan tulangan torsi.

3. Perhitungan penulangan torsi jika dibutuhkan

- Tulangan torsi perlu $A_1 = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_y} \right) \cot g_2 \theta$ (2.46)

- $\frac{A_t}{s} = \left(\frac{T_u}{\phi \cot g \theta x b x d x f_y} \right)$ (2.47)

4. Penyebaran tulangan longitudinal pada tiap sisi penampang balok

$$\left(\frac{A}{4} \right) \quad (2.48)$$

5. Selanjutnya, tulangan torsi pada sisi atas ditambahkan pada tulangan lentur atas dan tulangan torsi bawah ditambahkan pada tulangan lentur bawah, sehingga diperoleh nilai kebutuhan tulangan adalah:

- $A_s' \text{ perlu} + A_1/4$ (2.49)

- $A_s \text{ perlu} + A_1/4$ (2.50)

- Tulangan Web ($2 \times A_1/4$) (2.51)

2.10.2. Perencanaan Kolom

Kolom merupakan komponen struktur dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil melampaui 3 yang digunakan terutama untuk menumpu beban tekan aksial. Untuk komponen struktur dengan perubahan dimensi lateral, dimensi lateral terkecil adalah rata-rata dimensi atas dan bawah sisi yang lebih kecil (SNI 2847-2013).

Berikut tahap-tahap perencanaan dimensi kolom:

1. Menghitung total beban mati (DL) dan beban hidup (LL) pada struktur kolom yang akan direncanakan.

2. Berat total (W)

$$W = 1,2DL + 1,6LL \quad (2.52)$$

3. Menentukan rencana awal dimensi

$$A = \left(\frac{W}{\phi \cdot f_c'} \right) \quad (2.53)$$

4. Menentukan dimensi

$$b = \sqrt{Ax} \quad (2.54)$$

Syarat-syarat dimensi kolom menurut SNI 2847-2013,

- **Pasal 21.5.1.1.** Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur, P_u , tidak boleh melebihi $A_g \cdot f'_c / 10$

$$P_u < \frac{A_g \times f'_c}{10} \quad (2.55)$$

Jika gaya tekan aksial terfaktor (P_u) yang ada, kurang dari $A_g \cdot f'_c / 10$, maka seperti bunyi pasal 21.6.1. komponen struktur kolom harus memenuhi kondisi-kondisi seperti berikut:

- **Pasal 21.6.1.** Persyaratan dari sub pasal ini berlaku untuk komponen struktur rangka momen khusus yang membentuk bagian sistem penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial terfaktor P_u akibat sebarang kombinasi beban yang melebihi ($A_g \cdot f'_c / 10$). Komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi-kondisi dari:

- **Pasal 21.6.1.1.** Dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$\text{Dimensi penampang terpendek} > 300 \text{ mm (OK)} \quad (2.56)$$

- **Pasal 21.6.1.2.** Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4.

$$\frac{b}{h} > 0,4 \text{ (OK)} \quad (2.57)$$

2.10.2.1. Perhitungan Tulangan Lentur Kolom

Penulangan lentur kolom akan menggunakan program bantu SAP 2000. Dimana dimensi kolom, gaya aksial dan momen yang didapat dari SAP 2000, kemudian memasukan diameter dan jumlah tulangan yang direncanakan.

Sebagaimana bunyi SNI 2847-2013 pasal 21.6.2.1 bahwa kekuatan lentur minimum kolom harus memenuhi pasal 21.6.2.2 atau 21.6.2.3, berikut penjelasan tentang pasal 21.6.2.2 dan 21.6.2.3:

1. **Pasal 21.6.2.2** kekuatan lentur kolom harus memenuhi,

$$\sum M_{nc} \quad (1,2) \quad \sum M_{nb} \quad (2.58)$$

Dimana:

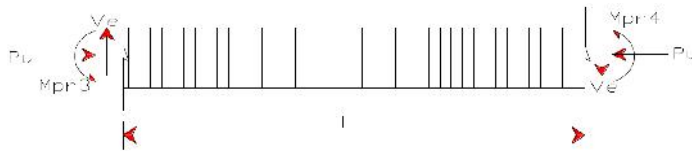
$\sum M_{nc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Kekuatan lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau yang menghasilkan kekuatan lentur terendah.

$\sum M_{nb}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka kedalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Pada konstruksi balok-T bilamana slab pada kondisi tarik akibat momen-momen di muka joint, tulangan slab dalam lebar slab efektif yang didefinisikan dalam 8.12 harus

diasumsikan menyumbang kepada **Mnb** jika tulangan slab disalurkan pada penampang kritis untuk lentur.

2. **Pasal 21.6.2.3** jika pasal 21.6.2.2 tidak dipenuhi pada suatu joint, kekuatan lateral dan kekuatan kolom yang merangka ke dalam joint tersebut harus diabaikan bilamana menentukan kekuatan dan kekakuan struktur yang dihitung. Kolom-kolom ini harus memenuhi pasal 21.13.

2.10.2.2. Perhitungan Tulangan Geser Kolom



Gambar 2.8. Gaya Lintang Rencana Pada Kolom Untuk SRPMK

Gaya geser desain **Ve**, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joint) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, **Mpr**, di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, **Pu**, yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada **Mpr** komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus **Ve** tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.

Untuk mendapatkan nilai **Mpr** kolom atas dan bawah, maka akan digunakan program bantu SAP 2000. Setelah didapat nilai momen (M_n tp dan M_n bt) dari program bantu SAP 2000, maka nilai **Ve**:

$$V_e = \frac{(M_{natas} + M_{nbawah})}{h} \quad (2.59)$$

Untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, makan kuat geser (V_c) harus dihitung menggunakan rumus (pasal 11..2.1.2):

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.60)$$

Pada pasal 21.6.5.2 Tulangan transversal sepanjang panjang l_0 , yang diidentifikasi dalam pasal 21.6.4.1, harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan **Vc=0** bilamana kedua (a) dan (b) terjadi:

- a. Gaya geser ditimbulkan gempa yang dihitung sesuai dengan 21.6.5.1, mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam l_0 (yaitu akibat M_{pr}) $> 0,5$ total geser (akibat M_{pr} + beban gravitasi).
- b. Gaya aksial tekan $< \frac{(A_g \cdot f'_c)}{10}$ (2.61)

2.10.3. Hubungan Balok Kolom (HBK)

Kuat lentur momen harus memenuhi berikut ini:

$$\sum M_c \geq (6/5) \sum M_b \quad (2.62)$$

Dimana:

$\sum M_c$ = jumlah momen dimuka hubungan balok kolom sesuai desain kuat lentur nominal kolom-kolom.

$\sum M_b$ = jumlah momen dimuka hubungan balok kolom sesuai dengan desain lentur balok-balok

Pada kodstruksi balok T, tulangan pada lebar efektif balok sesuai pasal 8.12 harus menentukan kuat lentur ini. (SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.2.2)

Konstruksi balok T dapat dianggap sebagai balok/penampang segi empat biasa apabila tinggi a dari balok tegangan segi empat ekuivalen lebih besar dari tebal flens. Nilai a dari setiap elemen balok dapat dilihat di Tabel penulangan balok.

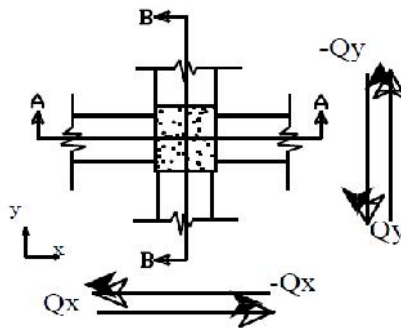
Nilai b_e pada penampang Balok T:

$$b_e = b_w + 8h_f$$

$$b_e = b_w + 2h_w$$

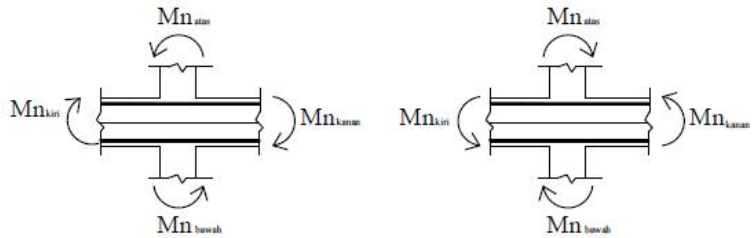
Dipakai nilai terkecil b_e .

Dalam analisa hubungan balok kolom, akan ditinjau pengaruh gaya gempa bolak-balok dari arah x dan dari arah y.



Gambar 2.9. Pengaruh Beban Gempa terhadap Hubungan Balok Kolom (HBK)

$$M_n \text{ atas} + M_n \text{ bawah} \geq \frac{6}{5} M_n \text{ kiri} + M_n \text{ kanan}$$



Gambar 2.10. “Strong Column Weak Beam”

Pada perhitungan kapasitas momen pada setiap penampang balok T, akan digunakan analisa perhitungan tunggal sebagai metode pendekatan berdasarkan luas tulangan yang tertarik.

$$a = \frac{(A_s \text{ pasang} \times f_y)}{0,85 \times f_c \times b} \quad (2.63)$$

$$Cc' = 0,85 \times f_c \times b \times a \quad (2.64)$$

$$Mn = Cc' \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.65)$$

2.10.3.1. Kuat Geser Pada (HBK)

Faktor paling berarti dalam menentukan kuat geser nominal HBK adalah luas efektif dari HBK. Untuk HBK yang dikekang oleh balok-balok dikeempat mukanya, maka kapasitasnya atau kuat geser nominal HBK itu sesuai pasal 21.7.4 adalah sebesar $1,7.A_j.(f'c)(1/2)$. Untuk hubungan yang terkekang ditiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan, maka kapasitasnya hanya $1,25.A_j.(f'c)(1/2)$.

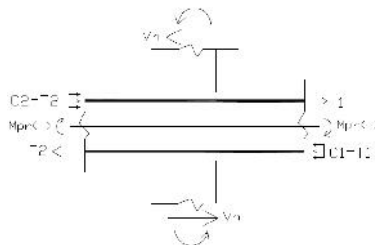
Seperti halnya dalam perhitungan Hubungan Balok Kolom, dalam analisa ini akan ditinjau pengaruh gaya gempa bolak-balok dari arah x dan dari arah y. Perhitungan kapasitas momen pada setiap penampang akan dihitung rangkap, mengingat ini adalah perhitungan desain.

$$Mn_1 = (A_s \cdot 1,25 \cdot f_y - A' \cdot s \cdot f' \cdot s) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.66)$$

$$Mn_2 = (A' \cdot s \cdot f' \cdot s) \times (d - d') \quad (2.67)$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2 \quad (2.68)$$

Gaya geser dalam hubungan balok-kolom:



Gambar 2.11. Gaya- gaya dalam arah balok X

Akan didapat gaya geser didalam hubungan balok kolom berdasarkan tulangan terpasang V_{x-x}

$$V_{x-x} = T_1 + T_2 - V_h \quad (2.69)$$

Dimana,

$$T_1 = A_{s1} \times 1,25.f_y \quad (2.70)$$

$$T_2 = A_{s2} \times 1,25.f_y \quad (2.71)$$

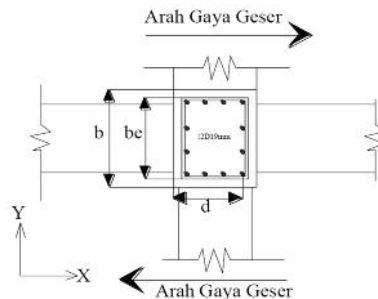
V_h gaya geser dikolom dari M_{pr} kedua ujung balok yang menyatu di HBK. Dalam hal ini, karena panjang kolom atas dan bawah adalah sama, maka masing-masing ujung kolom memikul jumlah M_{pr} balok-balok yang sama besarnya (M_u).

$$M_u = \frac{(M_{pr+}) + (M_{pr-})}{2} \quad (2.72)$$

Sehingga,

$$V_h = \frac{2M_u}{h/2} \quad (2.73)$$

Luas efektif pada inti sambungan, berdasarkan arah geser pada sambungan berdasarkan balok yang ditinjau.



Gambar 2.12. Luas Daerah Geser Efektif Pada Inti Sambungan

Cukup tidaknya pengurangan, dapat ditinjau dari jumlah balok yang mengekang dari sisi kolom dan lebar balok ($b_w \approx \frac{3}{4}$ lebar kolom), sehingga memberikan efek kurungan saat terjadi perpindahan geser pada balok arah yang ditinjau, maka dari itu akan digunakan luasan efektif A_{cv} .

$$A_{cv} = b \times d \quad (2.74)$$

Setelah mendapatkan V_u (V_{x-x}) didalam hubungan geser ini, kemudian dibagi dalam luasan geser efektif A_{cv} dan dengan faktor reduksi ϕ untuk geser didalam memberikan tegangan geser nominal ultimate.

$$V_n = \frac{V_u}{A_{cv} \times \phi} \quad (2.75)$$

Sehingga,

$$V_c = \frac{\left[\frac{1}{6} \sqrt{f_c} \times \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \times b_w \times d \right]}{A_{cv}} \quad (2.76)$$

$$A_v = \frac{V_s \times s}{f_y \times d} = \frac{(V_n - V_c) \times b_e \times d \times s}{f_y \times d} \quad (2.77)$$

$$\frac{V_s}{s} = \frac{(V_n - V_c) \times b_e \times s}{f_y} \quad (2.78)$$

Untuk HBK yang terkekang keempat sisinya berlaku kuat geser nominal.

$$\phi(V_c) = 0,75 \times 1,7 \times A_j \times \sqrt{f'_c} \quad (2.79)$$

$$\phi(V_c) > V_{x-x} \text{ (OK)} \quad (2.80)$$

2.10.4. Dinding Struktural Beton Khusus

Sebagai prasyarat untuk desain Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK), perlu dipastikan bahwa kelelahan tulangan lentur yang terjadi di dasar dinding struktural (sebagai sendi plastis), benar-benar merupakan penentu kekuatan dan selanjutnya dibuat berdeformasi secara inelastik sehingga dinding struktural mampu merencanakan prinsip desain kapasitas yang fundamental ini, desain dinding struktural dilakukan dengan 4 ketentuan dibawah ini:

1. Dengan beban lentur + aksial terfaktor, anggap potongan dasar dinding struktural sebagai kolom pendek dengan syarat penulangan longitudinal di ujung dan di badan dinding struktural memenuhi syarat-syarat di pasal 21.9.2 (SNI 2847-2013).
2. Amankan regangan dinding yang melampaui nilai kritis dengan pengadaan komponen batas, dengan analisis sesuai Pasal 21.9.6.2 atau 21.9.6.3. (SNI 2847-2013).
3. Kemampuan daktilitas dinding struktural dengan detailing komponen batas sebagaimana tersebut di Pasal 21.9.6.4. (SNI 2847-2013).
4. Bila tidak dituntut pengadaan komponen batas, maka penempatan tulangan transversal harus mengikuti pasal 21.9.6.5. (SNI 2847-2013).

2.10.4.1. Perencanaan Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari:

- Pasal 14.5.3.1 Tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm.

$$\text{Tebal rencana} > \frac{H}{25} \quad (2.81)$$

$$\text{Tebal rencana} > \frac{L}{25} \quad (2.82)$$

Dan tidak boleh kurang dari 100 mm.

2.10.4.2. Perencanaan Dinding Geser

Perencanaan dinding geser mengacu pada 21.9 pada SNI 2847-2013, dimana persyaratan dari pasal 21.9 berlaku untuk dinding struktur khusus termasuk

balok kopel dan pier dinding yang membentuk bagian sistem penahan gaya seismik. Berikut tahap-tahap perhitungan penulangan pada dinding geser:

1. Mendapatkan nilai-nilai momen dan gaya geser akibat kombinasi beban dari program SAP 2000.
2. Gaya geser rencana.

- **Pasal 21.9.2.2.** Paling sedikit dua tirai tulangan harus digunakan pada suatu dinding, jika $V_u > 0,17 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ (2.83)

- Batas kuat geser dinding struktural sesuai pasal 21.9.4.4.
 $V_n < 0,66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ (2.84)

- Kuat geser dinding struktur tidak boleh melebihi
 $V_n = A_{cv} c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y$ (2.85)

Dimana,

$$c = 0,25 \text{ untuk } h_w/l_w \leq 1,5$$

$$c = 0,17 \text{ untuk } h_w/l_w > 2,0$$

$$\text{Dan } \rho_t = \frac{A_{s \text{ aktual}}}{h \times s}$$

$$V_n > V_u \text{ (OK)} \quad (2.86)$$

- **Pasal 21.9.2.1,** Rasio tulangan transversal untuk dinding struktur tidak boleh melebihi 0,0025 spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktur tidak boleh melebihi 450 mm.

$$\rho_t = \frac{A_{s \text{ aktual}}}{h \times s} > 0,0025 \text{ (OK)} \quad (2.87)$$

$$\text{Jarak tulangan transversal, } S < 450 \text{ mm (OK)} \quad (2.88)$$

3. Desain daerah batas

- **Pasal 21.9.6.2 (a).** Daerah tekan harus diperkuat dengan elemen pembatas khusus, dimana:

$$c \leq \frac{l_w}{600 (u / h_w)} \quad (2.89)$$

- **Pasal. 21.9.6.2 (b).** Bila elemen pembatas khusus disyaratkan oleh 21.9.2 (a), tulangan elemen pembatas khusus harus menerus secara vertikal dari penampang kritis suatu jarak tidak kurang dari yang lebih besar L_w atau $M_u / 4V_u$.

- **Pasal 21.9.6.5.** Bila elemen pembatas khusus tidak disyaratkan oleh 21.9.6.2 atau 21.9.6.3, (a) dan (b), maka pasal 21.9.6.5 (a) sampai (b) harus dipenuhi.

Dengan ketentuan diatas maka diperoleh tulangan-tulangan yang akan dipasang pada struktur dinding geser yang kemudian digambarkan secara detail untuk penempatan tulangan-tulangan terpasang tersebut.

2.11. Penelitian Terhadulu

Penelitian terhadulu ini menjadi salah satu acuan penulis dalam melakukan penelitian sehingga penulis dapat memperkaya teori yang digunakan dalam mengkaji penelitian yang dilakukan. Dari penelitian terhadulu, penulis tidak menemukan penelitian dengan judul yang sama seperti judul penelitian penulis. Namun penulis mengangkat beberapa penelitian sebagai referensi dalam memperkaya bahan kajian pada penelitian penulis. Berikut merupakan penelitian terhadulu berupa beberapa jurnal terkait dengan penelitian yang dilakukan penulis.

Tabel 2.17. Tabel Hasil Penelitian Terhadulu.

Nama Peneliti	Judul Penelitian	Hasil Penelitian
Soelarso, Baehaki dan Fajar Diantos Subhan	Analisis Struktur Beton Bertulang SRPMK Terhadap Beban Statik Dan Dinamik Dengan Peraturan SNI 1726 2012	Hasil dari penelitian ini menunjukkan dengan dimensi kolom utama 550 mm x 550 mm balok utama 300 mm x 600 mm struktur gedung sudah mampu memikul beban gravitasi dan horizontal (beban gempa statik dan dinamik) dan sudah memenuhi syarat keamanan dan kenyamanan gedung terhadap simpangan, torsi dan p delta.
H. Manalip, Reky S. Windah dan Servie O. Dapas	Analisis Pushover Pada Struktur Gedung Bertingkat Tipe Podium	Secara keseluruhan target perpindahan berdasarkan FEMA 356 mendapatkan hasil yang terbesar untuk semua tipe gedung dibanding dengan ATC 40 yang mendapatkan hasil terkecil. Level kinerja berdasarkan FEMA 356 masuk kategori B, yaitu menunjukkan batas linier

Nama Peneliti	Judul Penelitian	Hasil Penelitian
		yang kemudian akan diikuti dengan terjadinya pelelehan pada struktur
Fajar Nugroho	Pengaruh Dinding Geser Terhadap Perencanaan Kolom Dan Balok Bangunan Gedung Beton Bertulang	<ol style="list-style-type: none"> 1. Pada struktur rangka dengan dinding geser diperoleh jumlah luas tulangan kolom 39% dan tulangan balok 13% lebih kecil dibandingkan dengan struktur rangka tanpa dinding geser. 2. Pada struktur rangka dengan dinding geser nilai rasio tulangan kolom lebih kecil dibandingkan dengan struktur rangka tanpa dinding geser.