

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

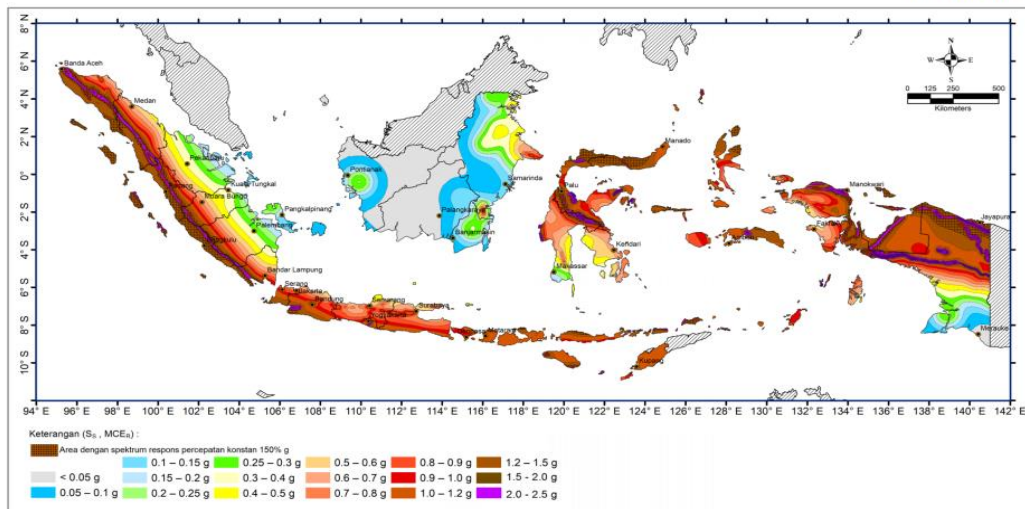
2.1. Gempa

Secara umum, gempa bumi adalah getaran tanah yang diakibatkan oleh aktivitas tektonik maupun vulkanik. Gempa bumi juga dapat disebabkan oleh getaran dan guncangan pada kerak bumi (Daniel L. Schodek, 1999). Menurut UBC 1997, tujuan perencanaan bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan mengurangi jumlah korban jiwa. Terdapat tiga kriteria dalam perencanaan, sebagai berikut :

1. Ketika terjadi gempa kecil, tidak terjadi kerusakan sama sekali.
2. Ketika terjadi gempa sedang, maka diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural bukan kerusakan non struktural.
3. Ketika terjadi gempa kuat, maka diperbolehkan kerusakan struktural dan juga non struktural. Namun tidak boleh terjadi keruntuhan bangunan akibat kerusakan struktural tersebut.

Secara geografis Indonesia terletak di daerah katulistiwa dengan morfologi yang beragam dari daratan sampai pegunungan tinggi. Keragaman morfologi ini banyak dipengaruhi oleh faktor geologi terutama dengan adanya aktivitas pergerakan lempeng tektonik aktif di sekitar perairan Indonesia diantaranya adalah lempeng Eurasia, Australia dan lempeng Dasar Samudera Pasifik. Pergerakan lempeng-lempeng tektonik tersebut menyebabkan terbentuknya jalur gempa bumi, rangkaian gunung api aktif serta patahan-patahan yang dapat berpotensi menjadi sumber gempa (Rais, 2021).

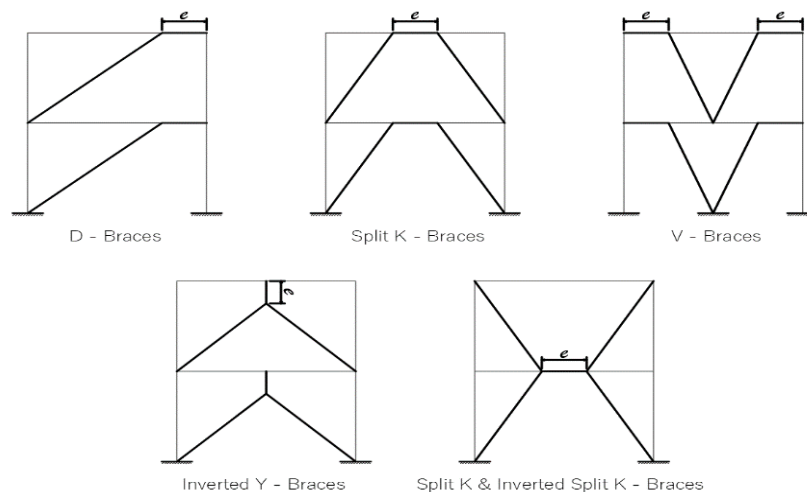
Gempa bumi memiliki kecenderungan untuk terulang kembali. Berdasarkan peta sumber dan bahaya gempa bumi pada tahun 2017, gempa bumi yang terjadi akan terulang pada periode waktu tertentu. Karena sifatnya yang berulang ini, gempa bumi memiliki siklus yang dikenal dengan nama siklus seismik. Pada peta wilayah gempa di Indonesia menurut SNI 1726:2019 dengan periode ulang 50 tahun seperti yang terlihat pada Gambar 2.1. Indonesia dibagi menjadi 6 wilayah gempa. Wilayah gempa Zona 1 merupakan wilayah dengan tingkatan gempa paling rendah, dan Zona 6 merupakan wilayah dengan tingkatan gempa paling tinggi.



Gambar 15 – Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_s) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%)

Gambar 2. 1 Peta Wilayah Gempa Indonesia

Pada perencanaan struktur gedung tingkat tinggi, kekakuan merupakan syarat penting yang perlu diperhatikan karena kekakuan dapat menahan gaya beban lateral. Dengan adanya gaya beban lateral pada portal (*frame*) maka dapat menimbulkan momen lentur, momen puntir, gaya geser dan gaya aksial pada elemen-elemen struktur, sehingga gaya-gaya tersebut akan menyebabkan perlemahan pada struktur tersebut untuk mengatasinya adalah dengan menggunakan rangka pengaku bresing (Fauzi, 2009).



Gambar 2. 2 Konfigurasi *Eccentrically Braced Frame*

Desain dari struktur rangka bresing eksentrik atau *Eccentrically Braced Frame* (EBF) adalah untuk menyatukan keuntungan dari *Special Momen Frames* (SMF) dan *Concentrically Braced Frame* (CBF). Sistem rangka bresing eksentrik sendiri memiliki berbagai konfigurasi seperti pada Gambar 2.2, yang berasal dari Jepang pada tahun 1970-an yang memiliki tujuan untuk memperoleh struktur dengan kekakuan elastis dan juga kehilangan energi yang tinggi ketika terjadi gempa bumi yang kuat.

2.2. Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Bedasarkan SNI 1726-2019 pasal 4.1.1 gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2%. Dalam SNI 1726-2019 pasal 4.1.2 juga dijelaskan bahwa untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai dengan (Tabel 2.1) pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e menurut (Tabel 2.2).

Tabel 2. 1 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa

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: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, 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: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan 	III

<ul style="list-style-type: none"> - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan <p>Gedung dan nongedung, 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:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung 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.</p>	
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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 - 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 <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber SNI 1726:2019, Tabel 3)

Tabel 2. 2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber SNI 1726:2019. Tabel 4)

2.3. Klasifikasi Situs

Karakteristik lokasi perencanaan struktur gedung tahan gempa harus diidentifikasi dengan baik dalam proses perencanaan melalui penyelidikan lokasi berupa data tanah yang akan digunakan sebagai dasar penentuan klasifikasi situs. Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 5.3, klasifikasi kelas situs dibagi menjadi 6 yaitu SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus). Profil tanah disitus harus diklasifikasikan (Tabel 2.3) tentang klasifikasi situs berdasarkan keterangan untuk setiap klasifikasi situs.

Tabel 2. 3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks Plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ 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 potensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organic dan/atau gambut (ketebalah $H > 3$ m) - 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 $\bar{S}_u < 50$ kPa		

(Sumber SNI 1726:2019, Tabel 5)

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

2.4. Menentukan Respons Spektrum

Untuk menentukan respons spektrum percepatan gempa di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter respons spectral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan perumusan berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad \dots\dots\dots (2.1.a)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad \dots\dots\dots (2.1.b)$$

Dimana :

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan untuk periode pendek.

S_1 = Parameter respons spektral percepatan terpetakan untuk periode 1 detik.

Koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 2.4 dan Tabel 2.5 SNI 1726:2019.

Tabel 2. 4 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

(Sumber SNI 1726:2019, Tabel 6)

Catatan :

- 1) Untuk nilai S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- 2) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Tabel 2. 5 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_1					
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s = 0,5$	$S_s \geq 0,6$
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	1,5
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

(Sumber SNI 1726:2019, Tabel 7)

Catatan :

- 1) Untuk nilai S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- 2) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik S_{D1} , ditentukan melalui perumusan sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.1.c)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.1.d)$$

Apabila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu (Gambar 2.3) dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

1. Untuk periode yang lebih kecil dair T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil melalui persamaan ;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.1.e)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;
3. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.1.f)$$

4. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}T_L}{T^2} \dots\dots\dots (2.1.g)$$

Dimana :

SDS = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek;

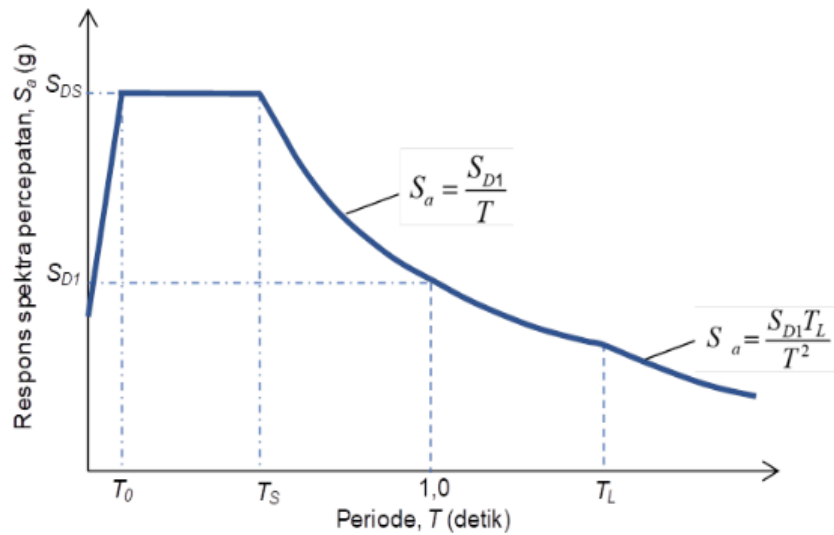
SD1 = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik;

T = Periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

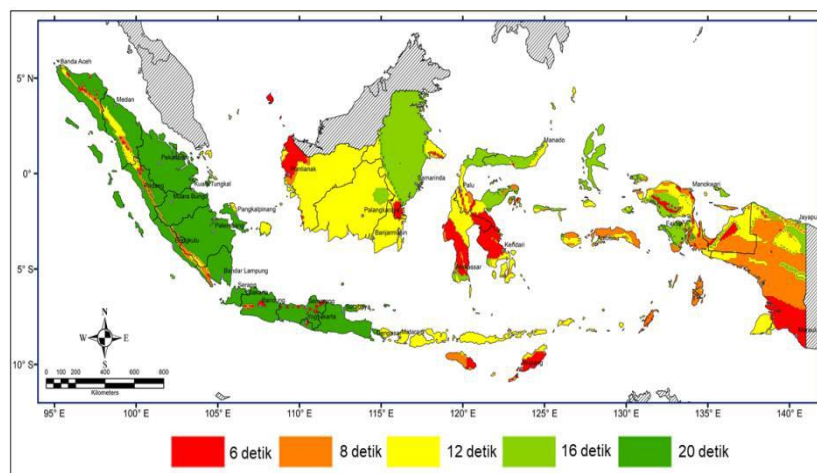
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

T_L = Peta transisi periode panjang seperti ditunjukkan pada (Gambar 2.3 yang nilainya diambil dari Gambar 2.4).



Gambar 2. 3 Spektrum Respons Desain
(Sumber SNI 1726:2019, Gambar 3)

SNI 1726:2019



Gambar 2. 4 Peta Transisi Periode Panjang T_L , Wilayah Indonesia
(Sumber SNI 1726:2019, Gambar 20)

2.5. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 6.5 struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang sesuai dengan pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_1 , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi dimana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_1 lebih besar atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{DI} dengan mengacu pada Tabel 2.6 dan Tabel 2.7, terlepas dari nilai periode fundamental getaran struktur, T .

Tabel 2. 6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,617$	A	A
$0,617 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber SNI 1726:2019, Tabel 8)

Tabel 2. 7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

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

(Sumber SNI 1726:2019, Tabel 9)

2.6. Pembebanan Gempa

Analisis perhitungan untuk beban gempa statik ekuivalen mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 12.4. Lebih dulu ditentukan Geser Dasar Seismik. Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1, geser dasar seismik (V) dalam arah yang telah ditetapkan harus sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_S W \quad \dots\dots\dots (2.2.a)$$

Dimana :

W = Berat total gedung

C_S = Koefisien respons seismik, yang ditentukan melalui perhitungan berikut :

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \dots\dots\dots (2.2.b)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = Faktor modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

2.6.1. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (*T_a*), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2 sebagai berikut :

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad \dots\dots\dots (2.2.c)$$

Keterangan :

h_n adalah ketinggian struktur (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t dan *x* ditentukan berdasarkan Tabel 2.8 SNI 1726:2019 sebagai berikut :

Tabel 2. 8 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C _t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 100% gaya seismik yang di isyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik :		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber SNI 1726:2019, Tabel 18)

2.6.2. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.4 bahwa geser tingkat gempa di semua tingkat (*V_x*) (kN) harus ditentukan dari persamaan sebagai berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \dots\dots\dots (2.2.d)$$

Keterangan :

F_i merupakan bagian geser dasar seismik (V) yang timbul pada tingkat ke- i , dinyatakan dalam kilo newton (kN).

2.6.3. Batasan Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai pada struktur gedung akibat gempa rencana pada kondisi struktur gedung diambang keruntuhan. Perhitungan simpangan antar lantai berguna untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan bangunan secara total (*collapse*) yang dapat mengakibatkan adanya korban jiwa dan mencegah terjadinya benturan berbahaya antar gedung (Soerjandani, 2012).

Menentukan simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat - x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.2.e)$$

Dimana :

C_d = Faktor pembesaran simpangan lateral

δ_{xe} = Simpangan di tingkat- x yang disyaratkan pada pasal ini, yang ditentukan dengan analisis elastik

I_e = Faktor keutamaan gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1 bahwa simpangan antar lantai desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a) yang didapatkan dengan menggunakan rumusan berdasarkan Tabel 2.9.

Tabel 2. 9 Simpangan Antar Tingkat Izin $\Delta_a^{a,b}$

Struktur	Kategori risiko		
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 antar tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$

Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

(Sumber SNI 1726:2019, Tabel 20)

Catatan :

h_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat- x

2.7. Pembebanan Struktur

Dalam sebuah struktur bangunan, terdapat beberapa jenis beban yang bekerja. Struktur bangunan yang direncanakan harus mampu menahan beban – beban yang bekerja pada struktur tersebut. Berdasarkan SNI 1727:2020 mengenai pengertian beberapa jenis beban yang bekerja yaitu :

- a) Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi 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 termasuk berat derek dan sistem pengangkut material.
- b) Beban hidup 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.
- c) Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada bangunan atau bagian sebuah bangunan yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.
- d) Beban gempa merupakan semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa.
- e) Beban khusus adalah semua beban bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya – gaya tambahan yang berasal dari beban hidup.

Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1727:2020 tentang beban desain minimum dan kriteria terkait untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain dalam Pasal 2.3.1 kombinasi *ultimate* sebagai berikut :

1. Kombinasi 1 = $1,4D$
2. Kombinasi 2 = $1,2D + 1,6L$
3. Kombinasi 3 = $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
4. Kombinasi 4 = $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$

5. Kombinasi 5 = $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
6. Kombinasi 6 = $1,2D + 1,0E + L$
7. Kombinasi 7 = $0,9D + 1,0W$
8. Kombinasi 8 = $0,9D + 1,0E$

Dimana :

- D = Beban Mati
- L = Beban Hidup
- Lr = Beban Hidup Atap
- R = Beban Hujan
- W = Beban Angin
- E = Beban Gempa

2.8. Defleksi Lateral

Besarnya simpangan horisontal (*drift*) perlu dipertimbangkan untuk kinerja batas layan struktur dan kinerja batas ultimit. Simpangan pada struktur dapat dinyatakan dalam bentuk *Drift Indeks*. Rumusan untuk mengetahui besaran *drift indeks* sebagai berikut :

$$Drift\ Indeks = \frac{\Delta}{h} \dots\dots\dots (2.3.a)$$

Dimana :

- Δ = Besar defleksi maksimum yang terjadi (meter)
- H = Ketinggian struktur portal (meter)

2.9. Material Baja

Baja merupakan bahan material dari besi (Fe) dan campuran elemen – elemen lainnya dengan prosentase maksimum 1,7% karbon (C), 0,6% silicon (Si), 1,65% mangan (Mn), dan 0,6% tembaga (Cu). Karbon dan mangan merupakan bahan pokok untuk meningkatkan tegangan (*strength*) dari baja (Oentoeng, 2000). Bila dikategorikan berdasarkan besarnya prosentase kandungan karbon pada baja terdapat :

- a) *Low Carbon* (Kandungan karbon $\leq 0,15\%$)
- b) *Mild Carbon* (Kandungan karbon 0,15% - 0,29%)
- c) *Medium Carbon* (Kandungan karbon 0,30% - 0,59%)
- d) *High Carbon* (Kandungan karbon 0,60% - 1,70%)

Semakin besar prosentase karbon dalam baja, maka *yield stress* atau tegangan leleh akan semakin tinggi, tetapi daktilitasnya akan berkurang. Berkurangnya daktilitas pada baja akan berdampak pada saat proses pengelasan. Pengelasan baja akan lebih mudah bila baja tidak mengandung karbon lebih dari 0,30%. Maka dari itu, jenis baja karbon yang digunakan dunia konstruksi termasuk baja *Mild Carbon* (Oentoeng, 2000).

Menurut (Khatulistiani, 2014) saat ini banyak bangunan yang menggunakan material baja sebagai struktur utama. Seperti pada bangunan bertingkat tinggi, Menara untuk kabel transmisi listrik, bangunan industri, jembatan jalan raya, dan jembatan kereta api. Baja ini memiliki kelebihan bila digunakan sebagai material struktur, yaitu :

a) Kekuatan Tinggi (*High Strength*)

Salah satu sifat baja yaitu memiliki kekuatan yang tinggi. Hal ini sangat menguntungkan dikarenakan dapat menahan kekuatan tarik dan tekan tanpa memerlukan volume yang besar dan berpengaruh terhadap berat dari struktur baja sendiri menjadi ringan.

b) Elastisitas (*Elasticity*)

Sifat elastis pada baja berdasar pada hukum Hooke, dimana dalam perencanaan desain, baja lebih akurat dibandingkan bahan material lainnya. Sampai dengan tegangan yang cukup tinggi, momen inersia dari konstruksi baja dapat dihitung dengan tepat.

c) Daktilitas (*Ductility*)

Suatu material memiliki sifat daktail (*ductile*) apabila pada saat material mendapat tegangan yang besar, material dapat memberikan perubahan bentuk yang besar (uluran) sebelum mencapai kehancuran. Keuntungan lain pada konstruksi yang menggunakan material yang memiliki sifat daktail adalah apabila mendapat beban yang berlebih dari kemampuan struktur akan terjadi defleksi/lendutan yang besar sebagai tanda terhadap bahaya keruntuhan. Struktur baja mampu mencegah terjadinya proses keruntuhan bangunan secara tiba – tiba. Hal ini sangat menguntungkan karena aman bagi penghuni apabila terjadi guncangan secara tiba – tiba seperti gempa bumi.

d) Kemudahan Pemasangan

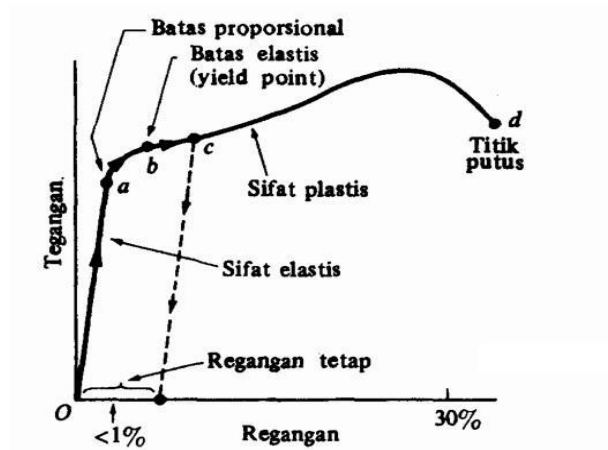
Bagian – bagian material yang akan digunakan untuk konstruksi bangunan baja telah dipersiapkan di bengkel fabrikasi. Di lapangan yang dilakukan adalah kegiatan pemasangan (*erection*) bagian – bagian konstruksi yang telah dipersiapkan. Selain itu kemudahan dalam pemasangan konstruksi baja dikarenakan komponen – komponen baja pada umumnya memiliki bentuk standar dan dapat ditemui dimana – mana. Hal ini dapat mempercepat waktu pembuatan rangkaian struktur baja.

2.9.1. Perilaku Material Baja

Baja memiliki sifat yang baik dalam menerima gaya tarik. Untuk mengetahui sifat dan perilaku mekanik baja apabila mendapat beban yaitu dengan cara melakukan uji tarik. Pengujian tersebut dilakukan terhadap sampel baja dengan diberikan beban tarik. Hasil yang diperoleh dari pengujian tersebut yaitu berupa nilai tegangan dan regangan dengan diagram seperti ditampilkan pada Gambar 2.5. Bersamaan dengan pemberian beban, dilakukan pengukuran beban dan perpanjangan sehingga diperoleh nilai regangan. Tegangan dan regangan dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$f_y = \frac{P}{A} \dots\dots\dots (2.4.a)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \dots\dots\dots (2.4.b)$$



Gambar 2.5 Diagram Tegangan – Regangan Baja

Saat dilakukan pengujian, benda uji material baja dibebani hingga patah. Dari Gambar 2.5, dapat diketahui mutu baja dilihat dari tegangan leleh (f_y) yang terjadi. Bentuk diagram dipengaruhi oleh kecepatan pembebanan, tipe baja dan temperatur. Dari diagram tegangan - regangan dapat diketahui (Khatulistiani, 2014) :

- a) Akibat beban bekerja, sampel baja awalnya menunjukkan suatu hubungan linier antara tegangan dan regangan yang digambarkan pada diagram berupa garis lurus. Hubungan linier terjadi dan berlaku hukum Hooke. Setelah batas ini, kondisi ini material baja bersifat elastis maka hubungan tegangan – regangan sudah tidak linier lagi dan dinamakan batas proporsional (*proportional limit*).

- b) Kemudian besar beban ditambahkan pada benda uji sampai pada kondisi dimana tegangan baja melampaui sedikit di atas limit proporsional. Batas proporsional dan batas elastis sangat dekat nilainya sehingga sering dianggap berada di titik yang disebut batas elastis, yaitu bila beban dihilangkan maka sifat baja masih akan kembali ke panjang seperti semula. Tidak terjadi perubahan panjang. Regangan yang terjadi sebelum mencapai tegangan leleh disebut regangan elastis (*elastic strain*).
- c) Setelah mencapai titik batas elastis, besarnya tetap ditambahkan hingga mencapai ke suatu titik dimana nilai regangan bertambah pada kondisi konstan. Titik ini disebut titik leleh dan tegangan yang terjadi pada saat ini disebut tegangan leleh (f_y). Pada kondisi tegangan leleh ini bila beban dihilangkan maka panjang batang tidak akan kembali pada panjang semula. Nilai tegangan yang sedikit di atas limit proporsional disebut titik leleh atas dan hanya tercatat sesaat dan tidak stabil.
- d) Bila besar beban tetap ditambahkan, nilai tegangan tidak bertambah sedangkan nilai regangan (ϵ) bertambah. Regangan yang terjadi setelah tegangan leleh tanpa ada pembebanan tegangan disebut regangan plastis (*plastic strain*).
- e) Setelah baja mengalami regangan plastis kemudian terjadi pengerasan regangan (*strain hardening*) dimana regangan dan tegangan bertambah.
- f) Setelah kondisi *strain hardening* bila beban tetap ditambahkan, baja akan mengalami patah.
- g) Modulus elastis (E) baja dinyatakan berupa kemiringan garis titik nol sampai daerah elastis dapat ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$E = \frac{f_y}{\epsilon} \dots\dots\dots (2.4.c)$$

Pada tahap perencanaan, struktur baja tidak boleh melebihi dari tegangan ijin, dimana tegangan yang diijinkan harus dibawah titik leleh (f_y). Metode perencanaan ini mempertahankan tegangan yang ada di daerah elastis dan perencanaan tersebut dikenal sebagai metode desain tegangan ijin atau ASD (*Allowable Stress Design*) atau desain elastis. Pihak Perencana akan memperkirakan beban yang akan bekerja pada struktur, kemudian dapat ditentukan besar beban bekerja pada batang – batang struktur. Dimensi batang baja ditentukan berdasarkan tegangan ijin baja serta beban batang – batang struktur. Tegangan ijin merupakan tegangan leleh baja dibagi dengan faktor keamanan dan nilai yang diperoleh harus lebih besar

dari beban yang bekerja pada struktur (Khatulistiani, 2014). Kemudian dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$f_{ijin} = \frac{f_y}{\gamma} \geq \sum Q_i \dots\dots\dots (2.4.d)$$

Dimana :

f_{ijin} = Tegangan yang diijinkan

f_y = Tegangan leleh

γ = Faktor keamanan

Q_i = Beban bekerja pada struktur

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 5.1.3 sifat – sifat mekanik baja untuk perencanaan ditetapkan sebagai berikut :

Modulus Elastisitas (E) = 200000 MPa

Modulus Geser (G) = 80000 MPa

Angka Poisson (μ) = 0,30

Koefisien Pemuaian (α) = $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Selain itu, dalam SNI 03-1729-2002 terdapat klasifikasi kelas mutu material baja berdasarkan tegangan leleh (f_y) dan tegangan putusnya (f_u) sebagai berikut :

Tabel 2. 10 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum, f_u (MPa)	Tegangan Leleh Minimum, f_y (MPa)	Regangan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

(Sumber SNI 03-1729-2002, Tabel 5.3)

2.10. Baja Sebagai Struktur

Berdasarkan pendapat (Yurisman, et al., 2010) struktur baja dianggap sebagai struktur tahan gempa dengan kinerja yang baik. Hal ini dikarenakan karakteristik baja yang unik. Dengan mengandalkan sifat daktilitas dan kekuatan tinggi, baja cocok diterapkan di

daerah dengan aktivitas seismik tinggi. Dalam SNI 03-1729-2002 terdapat tiga sistem struktur baja penahan gempa, yaitu :

a. Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Sistem rangka pemikul momen memiliki keunggulan dalam disipasi energi untuk mendapatkan daktilitas yang dibutuhkan, namun kekurangan kekuatan dan kekakuan sehingga sistem ini memerlukan luas permukaan yang lebih besar untuk memenuhi persyaratan *drift* yang dibutuhkan.

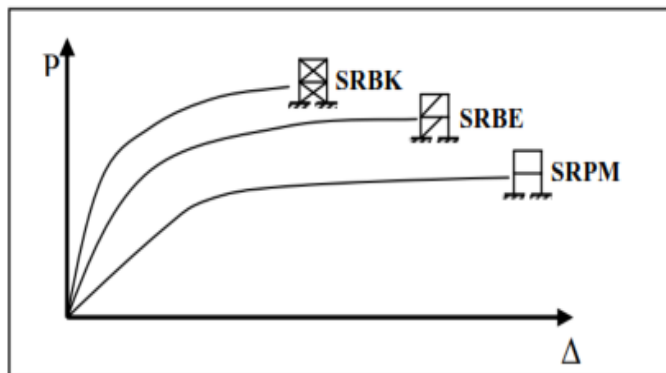
b. Sistem Rangka Bresing Konsentrik (SRBK)

Sistem rangka bresing konsentrik secara efisien dapat memenuhi deformasi batasan melalui tindakan kerangka kerjanya. Namun, stabilitas dalam kehilangan energi sangat terbatas. Keterbatasan antara SRPM dan SRBK mengakibatkan berkembangnya sistem struktur baru yang diberi nama SRBE.

c. Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE)

Sistem rangka bresing eksentrik merupakan penggabungan dari setiap keuntungan kedua sistem struktur sebelumnya. SRBE memiliki karakteristik kekakuan elastis yang tinggi, respon inelastik yang stabil dibawah pembebanan siklik lateral, mempunyai daktilitas dan kemampuan disipasi energi yang tinggi.

Perbedaan dari ketiga struktur baja penahan gempa tersebut disajikan dalam grafik yang terlihat pada Gambar 2.6 berikut.



Gambar 2. 6 Perbedaan Perilaku pada Tiga Sistem Struktur Baja
(Sumber : Yurisman, Moestopo, & Suarjana, 2010)

2.10.1. Daktilitas

Seperti yang telah diketahui, daktilitas merupakan suatu kemampuan struktur atau komponennya untuk mengalami simpangan pasca elastik berulang kali dan terus menerus

diluar batas titik pelepasan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup agar struktur gedung tetap berdiri, walaupun berada dalam kondisi yang akan mengalami keruntuhan. Berdasarkan SNI 03-1729-2002 daktilitas memiliki dua tingkatan sebagai berikut:

1. Daktil penuh merupakan suatu tingkat daktilitas struktur gedung, dimana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca elastik pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar dengan nilai faktor daktilitas sebesar 5,3.
2. Daktil parsial adalah seluruh tingkat daktilitas struktur gedung dengan nilai faktor daktilitas di antara untuk struktur gedung yang elastik penuh sebesar 1,0 dan untuk struktur gedung yang daktil penuh sebesar 5,3.

Faktor daktilitas struktur gedung merupakan rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan (δ_m) dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelepasan pertama (δ_y).

Menurut pendapat (Moestopo, 2012 dalam Sampakang, et al., 2013) selain daktilitas material baja yang harus dijamin spesifikasinya, diperlukan pula untuk menjamin hal – hal sebagai berikut :

- a) Daktilitas penampang, merupakan momen kurvatur ideal mencapai M_p tanpa terjadi tekuk panjang
- b) Daktilitas elemen, merupakan momen defleksi atau rotasi ideal mencapai M_p tanpa terjadi tekuk torsi lateral
- c) Daktilitas struktur, yaitu struktur mampu mencapai kekuatan batas tanpa terjadi ketidakstabilan struktur

Agar dapat dijamin tercapainya ketiga persyaratan diatas, maka komponen elemen lentur harus mencapai momen plastis sebelum terjadi keruntuhan yang dapat dilihat pada rumusan sebagai berikut :

$$M_n = M_p \dots\dots\dots (2.5.a)$$

$$M_{nx} = Z_x \times F_y \dots\dots\dots (2.5.b)$$

$$M_{ny} = Z_y \times F_y \dots\dots\dots (2.5.c)$$

Dimana :

M_n = Kuat lentur nominal

M_p = Momen plastis

Z_x = Modulus plastis penampang arah x

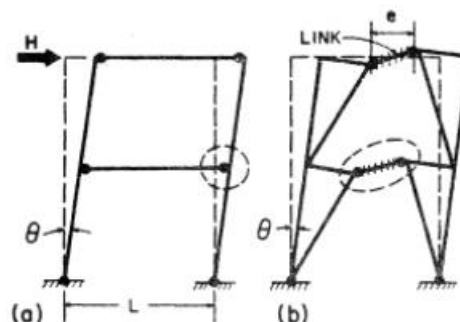
Z_y = Modulus plastis penampang arah y
 F_y = Tegangan leleh baja

2.11. Sistem Rangka Bresing

Struktur yang tidak stabil merupakan salah satu penyebab dari runtuhnya sebuah struktur bangunan. Pada saat struktur yang tidak stabil menerima beban, maka terjadinya deformasi pada struktur akan lebih besar dibandingkan dengan struktur yang stabil. Salah satu cara agar struktur menjadi lebih stabil, yaitu dengan menambahkan elemen pengaku (bresing). Sistem bresing diketahui dapat digunakan untuk menahan gaya vertikal seperti gaya gravitasi dan gaya horizontal seperti beban gempa, sehingga dapat mencegah terjadinya keruntuhan (*collapse*) pada struktur. Dengan adanya bresing, gaya yang diterima oleh struktur akan disebarkan ke seluruh elemen termasuk bresing itu sendiri, gaya-gaya yang diterima masing – masing elemen akan berkurang sehingga simpangan yang terjadi akan semakin kecil.

Elemen pengaku portal (bresing) adalah sebuah elemen struktur yang dipasang secara menyilang (diagonal) pada struktur portal. Bresing berfungsi untuk menopang / pengaku portal dalam menahan beban lateral (Gambar 2.7 b). Portal yang tidak menggunakan pengaku seperti (Gambar 2.7 a) kekuatan dan kekakuan portal hanya bergantung pada elemen balok dan kolom untuk menahan deformasi lentur, geser, dan aksial (Nelwan, et al., 2018).

Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) adalah sistem dimana elemen pengaku portal (bresing) yang diletakkan secara diagonal tetapi salah satu atau kedua ujung batang pengaku akan diletakkan pada suatu jarak tertentu (cukup pendek) dari *joint* balok dan kolom. Sistem ini memiliki respons yang paling baik dalam analisa plastis ketika menerima beban gempa lateral (Aziz, 2012).



Gambar 2. 7 (a) Mekanisme Keruntuhan Portal Tanpa Bresing, **(b)** Mekanisme Keruntuhan Portal dengan Sistem Rangka Bresing Eksentrik

2.12. Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE)

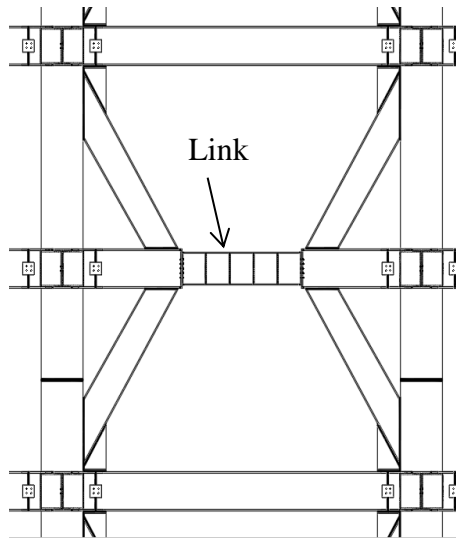
Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) adalah perpaduan dari Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) yang memiliki daktilitas tinggi dan Sistem Rangka Bresing Konsentrik (SRBK) yang dapat meningkatkan kekakuan struktur (Hakimah, 2021). Sistem Rangka Bresing Eksentrik berasal dari Jepang pada tahun 1970-an dengan tujuan untuk mencapai struktur yang memiliki kekakuan elastis tinggi serta disipasi energi yang tinggi selama gempa bumi hebat.

Sistem Rangka Bresing Eksentrik terdiri dari balok, satu atau dua buah bresing dan kolom. Konfigurasi dari bresing eksentrik mirip dengan rangka bresing konvensional, dengan pengecualian setidaknya satu bagian bresing harus terhubung secara eksentrik ke dalam portal. Sambungan eksentrik menimbulkan gaya lentur dan geser pada balok yang berdekatan dengan bresing. Link adalah elemen yang berperilaku sebagai balok pendek yang pada kedua sisinya bekerja gaya geser dengan arah yang berlawanan serta momen yang diakibatkan oleh gaya geser tersebut (Zulkarnain, 2019). *Link* direncanakan mampu mengalami deformasi inelastis pada saat terjadi beban gempa lateral. Konsep desain portal tahan gempa dari Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) adalah menetapkan elemen *link* sebagai bagian yang kemudian akan leleh/rusak terlebih dahulu, sedangkan elemen lainnya seperti balok, kolom, dan bresing diharapkan mampu tetap berada pada kondisi elastis. Kelelahan yang terjadi pada *link* merupakan kelelahan geser, kelelahan lentur atau gabungan dari keduanya.

Mekanisme keruntuhan direncanakan pada elemen *breeding* dan pelat buhul sambungan bresing ke balok dan kolom. Pada saat terjadi gempa berkekuatan tinggi diharapkan terjadi tekuk pada rangka bresing yang diakibatkan beban aksial yang diterimanya, sehingga terjadi perputaran sudut pada ujung bresing kemudian menyebabkan pelat buhul pada sambungan bresing leleh terjadi sendi plastis (Giri, et al., 2016).

2.13. Sistem Rangka Bresing Eksentris Tipe *Split-K & Inverted Split-K Brace*

Dalam perencanaan struktur Hotel Hashira, dipilih sistem rangka bresing eksentris konfigurasi tipe *Split-K & Inverted Split-K Brace* (Gambar 2.8), dimana gaya dari bresing dua lantai mempengaruhi satu *link*. Hal tersebut membuat gaya yang didapat oleh *link* tersebut menjadi dua kali lipat lebih besar daripada menggunakan konfigurasi bresing eksentris pada umumnya. Sehingga penampang balok *link* yang didapat berdasarkan kelelahan dapat menjadi lebih kecil (Maharani & Faimun, 2019).

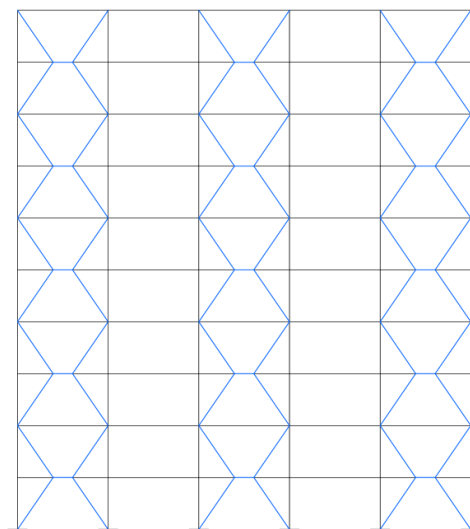


Gambar 2.8 Konfigurasi *Bresing Tipe Split-K & Inverted Split-K Braces*
(Sumber : Maharani, 2019)

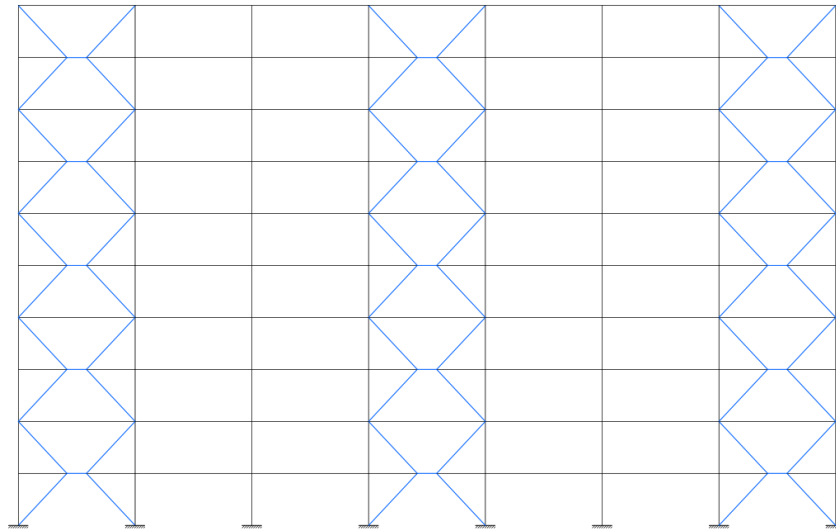
2.14. Penempatan Bresing

Pada perencanaan struktur gedung Hotel Hashira ini menggunakan pengaku bresing tipe *Split-K & Inverted Split-K Braces* pada tiap 2 tingkat secara vertikal. Hasil analisa struktur portal akan didapatkan kesimpulan hasil perpindahan lateral yang terjadi. Penempatan pengaku bresing tipe *Split-K & Inverted Split-K Braces* pada perencanaan seperti Gambar 2.9.

Penempatan bresing eksentrik pada struktur gedung Hotel Hashira akan diletakkan secara dominan pada ujung – ujung portal yang didasari oleh penelitian yang telah dilakukan sebelumnya, bahwa penempatan bresing tersebut dapat menghasilkan nilai simpangan yang lebih kecil dibandingkan bresing yang diletakkan pada tengah portal.



(a) Portal Arah Y



(b) Portal Arah X

Gambar 2.9 Penempatan *Bresing* Eksentrik Tipe *Split-K* & *Inverted Split-K Braces*,
(a) arah Y, (b) arah X

2.15. Persyaratan Khusus Sistem Rangka Bresing Eksentrik

Menurut Denny (2017), dalam merencanakan struktur sistem rangka bresing eksentrik terdapat beberapa ketentuan yang dapat dipenuhi guna mendapat kekuatan struktur yang layak, yaitu :

- 1) Tiga buah variabel yang harus direncanakan dengan baik adalah konfigurasi pengaku, panjang *link*, dan profil *link* yang akan dipakai (Becker, 1996).
- 2) *Link* adalah elemen terlemah dari Sistem Rangka Pengaku Eksentris, dan berfungsi sebagai “*fuse*” atau sikring yang melindungi komponen lain dari struktur untuk tidak runtuh terlebih dahulu sehingga elemen struktur yang lain seperti balok, kolom, dan sambungan harus lebih kuat dari *link* (Engelhardt, 2007).
- 3) *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai tabel 15.7-1 pada SNI 03-1729-2002
- 4) Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa (SNI 03-1729-2002).
- 5) Perencanaan sistem rangka bresing eksentrik sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13

2.16. Link

Link adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendispasi energi pada saat terjadi gempa kuat. Mekanisme leleh yang terjadi pada elemen *link* dapat berupa terjadinya sendi plastis pada kedua ujung *link* akibat tercapainya momen sebesar M_P (Momen Plastis penampang *link*) dan disebut *link* lentur, sedangkan leleh pada saat pelat badan *link* akibat gaya geser sebesar V_P (gaya geser plastis penampang *link*) dan disebut gaya geser (Moestopo & Panjaitan, 2012). Seperti perumusan sebagai berikut :

$$M_P = Z_x \times f_y \dots\dots\dots (2.6.a)$$

$$V_P = 0,6f_y(h - 2t_f)t_w \dots\dots\dots (2.6.b)$$

Dimana :

- M_P = Momen plastis penampang
- Z_x = Modulus plastis penampang
- f_y = Tegangan leleh penampang
- V_P = Gaya geser plastis penampang
- h = Tinggi penampang
- t_f = Tebal flens
- t_w = Tebal web

Kuat geser rencana *link*, ϕV_n , harus lebih besar daripada kuat geser perlu V_u , dengan ketentuan yang sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.4 sebagai berikut :

$$V_n = \text{Kuat geser nominal } link, \text{ diambil yang terkecil dari } V_p \text{ atau } \frac{2M_p}{e}$$

$$V_p = 0,6f_y (d - 2t_f)t_w$$

$$\phi = 0,9$$

$$e = \text{Panjang } link$$

Kapasitas kekuatan *link* harus memenuhi syarat sebagai berikut :

$$M_n = M_p$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$\phi V_n > V_u$$

Dimana :

$$M_n = \text{Momen lentur rencana } link$$

Mu = Momen lentur perlu

ϕ = Faktor reduksi lentur 0,9

2.16.1. Panjang Link Beam

Panjang dari elemen *link* menentukan mekanisme leleh dan kegagalan *ultimate* yang akan terjadi pada *link*. Pada umumnya terdapat 2 jenis *link* berdasarkan panjangnya, yaitu *link* geser (*short link*) dan *link* lentur (*long link*). Panjang dari elemen *link* sangat penting untuk menentukan perilaku inelastis elemen *link* dan menentukan mekanisme leleh yang terjadi pada *link*. Menurut (Aziz, 2012) pada *link* geser, gaya geser terlebih dahulu mencapai keadaan plastis (V_p) sebelum momen lentur mencapai kapasitas momen plastisnya dan *link* tersebut mengalami leleh dalam geser. Sebaliknya pada *link* lentur, momen plastis (M_p) telah tercapai lebih dahulu sebelum kelelahan geser terjadi. Ketentuan mengenai panjang *link* (e) dirumuskan sebagai berikut :

$$\text{Link geser (short link) : } e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \dots\dots\dots (2.6.c)$$

$$\text{Link medium (intermediate link) : } \frac{1,6M_p}{V_p} < e < \frac{2,5M_p}{V_p} \dots\dots\dots (2.6.d)$$

$$\text{Link lentur (long link) : } e \geq \frac{2,5M_p}{V_p} \dots\dots\dots (2.6.e)$$

2.16.2. Sudut Rotasi Link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7 sudut rotasi *link* adalah sudut inelastis antara Link dan bagian balok di luar Link pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana, Δ_M . Sudut rotasi Link tidak boleh melebihi nilai yang telah ditetapkan sebagai berikut :

- 1) 0,08 radian untuk M_p / V_p ;
- 2) 0,02 radian untuk $e \leq 2,6M_p \leq V_p$;
- 3) Nilai sudut rotasi Link ditentukan dengan interpolasi linier antara 0,08 – 0,02 radian untuk nilai e yang berada di antara keduanya.

Menurut pendapat Popov, Kasai, & Engelhardt (1987) dalam perencanaan struktur sistem rangka bresing eksentrik perlu diperhitungkan besar rotasi plastis yang nantinya akan dialami oleh *link*. Dengan menggunakan mekanisme disipasi energi (Gambar 2.10) dapat

disimpulkan bahwa sistem rangka bresing eksentrik membutuhkan rotasi *link* yang lebih besar dari θ_P dengan perumusan sebagai berikut :

$$\gamma_P = \frac{L}{e} \times \theta_P \dots\dots\dots (2.6.f)$$

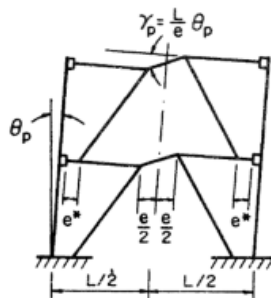
Dimana :

γ_P = Rotasi link

L = Panjang balok

e = Panjang link

θ_P = Besar penyimpangan struktur



Gambar 2. 10 Mekanisme Disipasi Energi
(Sumber : Engelhardt, Kasai, & Popov, 1987)

2.16.3. Pengaku *Link*

Di titik pertemuan dengan batang bresing, pada *link* harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(b_f - 2t_w)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar dari 0,75 t_w atau 10mm, dengan b_f dan t_w adalah lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Menurut SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.2 adapun ketentuan untuk badan pengaku yang direncanakan pada *link* sebagai berikut :

- 1) *Short link* atau *link* dengan panjang $\leq 1,6M_P / V_P$ harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi nilai berikut : $(30t_w - d/5)$ untuk rotasi *link* 0,08 radian, atau $(52t_w - d/5)$ untuk sudut rotasi *link* $\leq 0,02$ radian
- 2) *Link* dengan panjang di antara $2,6 M_P / V_P$ dan $5 M_P / V_P$ harus direncanakan memiliki pengaku antara berspasi $1,5b_f$ dari setiap ujung *link*
- 3) *Intermediate link* atau *link* dengan panjang di antara $1,6 M_P / V_P$ dan $2,6 M_P / V_P$ harus direncanakan memiliki pengaku antara yang memenuhi ketentuan : $(b_1 + b_2) \geq (b_f - 2t_w)$ dan $t_s \geq 0,75t_w$ atau 10mm (yang terbesar)

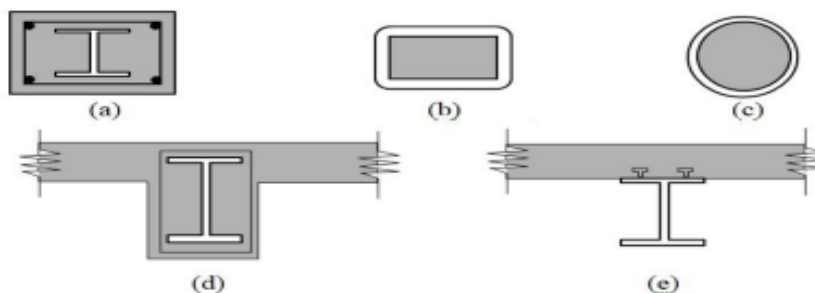
- 4) *Link* dengan panjang lebih besar dari $5M_P / V_P$ tidak memerlukan pengaku antara
- 5) Pengaku antara pada *Link* harus direncanakan setinggi pelat badan. Pengaku *link* dengan tinggi profil lebih kecil dari 600mm hanya diperlukan pada salah satu sisi pelat badan *link*. Ketebalan pengaku satu sisi tersebut tidak boleh lebih kecil dari harga terbesar di antara t_w atau 10mm, dan lebarnya tidak boleh lebih kecil dari $(b_f - 2t_w)$. Untuk *link* dengan tinggi profil lebih besar daripada 600mm, pengaku antara harus direncanakan pada kedua sisi dari pelat badan *Link*.

Sambungan las sudut yang menghubungkan pengaku dengan pelat badan *Link* harus mempunyai kuat rencana yang cukup untuk memikul gaya sebesar $A_{st} \times f_y$, dengan A_{st} adalah luas penampang pengaku. Kuat rencana las sudut yang menghubungkan pengaku dan pelat sayap *link* harus memikul gaya sebesar $A_{st} \times f_y / 4$.

2.17. Konstruksi Komposit

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari penggabungan 2 material dengan sifat badan yang berbeda dan membentuk suatu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Pada umumnya struktur komposit berupa :

1. Model kolom (Gambar 2.11.a) dan balok baja (Gambar 2.11.d) yang terbungkus / terselimuti beton.
2. Model kolom baja yang berisi beton / tiang pancang seperti yang terlihat pada Gambar 2.11.b dan 2.11.c
3. Model balok baja yang menahan *slab* beton seperti pada Gambar 2.11.e



Gambar 2. 11 Macam – Macam Struktur Komposit

2.17.1. Sistem Pelaksanaan Konstruksi Komposit

Dalam mendesain konstruksi komposit, metode yang digunakan harus disesuaikan dengan metode yang digunakan di lapangan. Terdapat dua metode pelaksanaan yang akan

digunakan pada saat pelaksanaan di lapangan. Metode ini akan mempengaruhi perhitungan pembebanan komposit. Pembebanan konstruksi komposit terdiri dari 2 keadaan (Segui, 2003), yaitu :

- 1) *Shored Construction*, adalah metode pelaksanaan dengan menggunakan bekisting dan perancah atau penopang. Semua beban baik beban pelat beton maupun balok baja di dukung oleh bekisting selama pekerjaan pengecoran hingga beton mampu menerima beban bekerja atau telah mencapai usia 28 hari.
- 2) *Unshored Construction* adalah metode pelaksanaan konstruksi tanpa menggunakan perancah atau penopang, sehingga berat baja serta beton yang di cor di atas baja serta beban bekisting – bekisting yang dibutuhkan hanya dipikul oleh baja itu sendiri. Pada kondisi beton belum mampu menerima beban bekerja, maka bekisting beton dan beban bekerja secara keseluruhan bertumpu pada balok baja. Apabila beton telah mampu menerima beban bekerja dan mempunyai kekuatan yang cukup, maka struktur komposit dapat menjadi satu kesatuan.

2.17.2. Lebar Efektif Konstruksi Komposit

Dalam struktur komposit, konsep lebar efektif *slab* (b_e) dapat diterapkan sehingga akan memudahkan pada saat perencanaan. Spesifikasi yang mengacu pada SNI 03-1729-2002 telah menetapkan lebar efektif (b_e) untuk *slab* beton yang bekerja secara komposit dengan balok baja ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

- 1) Untuk gelagar luar (tepi) (Gambar 2.12)

$$b_{eff} \leq L/8 \dots\dots\dots (2.7.a)$$

$$b_{eff} \leq L \frac{1}{2} + b \dots\dots\dots (2.7.b)$$

Dimana :

L= Panjang bentang

b'= Jarak AS dari balok ke tepi *slab*

- 2) Untuk gelagar dalam (Gambar 2.12)

$$b_{eff} \leq L/4 \dots\dots\dots (2.7.c)$$

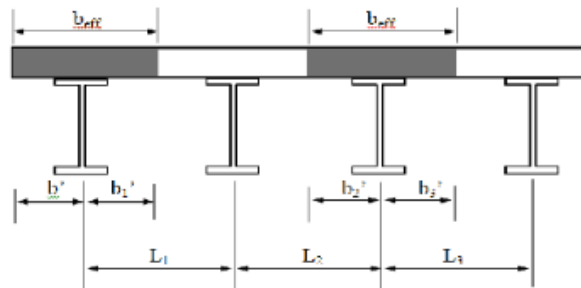
$$b_{eff} \leq (L1 + L2)/2 \dots\dots\dots (2.7.d)$$

Dimana :

L= Panjang bentang

L1 = Jarak antar AS balok

Berdasarkan persamaan diatas, lebar efektif balok (be) yang digunakan adalah hasil yang terkecil.



Gambar 2. 12 Lebar Efektif Struktur Komposit

2.17.3. Tegangan Komposit

Pada saat kondisi beban layan, balok komposit perlu juga untuk dilakukan kontrol, yaitu tegangan lentur, tegangan geser, dan lendutan yang terjadi (Khatulistiani, 2013). Tegangan lentur dan tegangan geser untuk balok homogen yang dihitung dengan rumusan sebagai berikut :

$$fb = \frac{M \cdot c}{I} \dots\dots\dots (2.7.e)$$

$$fv = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t} \dots\dots\dots (2.7.f)$$

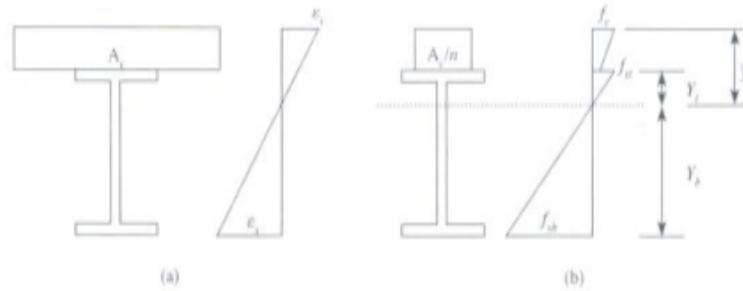
Karena komposit bukan termasuk balok homogen, maka persamaan diatas tidak berlaku, diperlukan adanya transformasi penampang untuk menghitung tegangan penampang beton di transformasi menjadi baja dengan asumsi efeknya sama dengan beton. Diagram tegangan dan regangan balok komposit jika pelat beton dihubungkan secara kaku ke profil baja, maka akan terbentuk diagram regangan seperti pada Gambar 2.13 dinyatakan ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \dots\dots\dots (2.7.g)$$

atau,

$$\frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s} \dots\dots\dots (2.7.h)$$

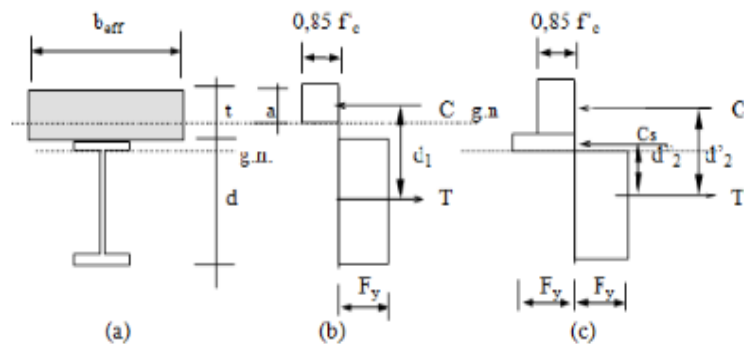
$$f_s = \frac{f_c}{E_c} (E_s) = n \cdot f_c \dots\dots\dots (2.7.i)$$



Gambar 2.13 (a) Diagram Regangan Balok Komposit, (b) Diagram Tegangan Balok Komposit dengan Penampang Tertransformasi

2.17.4. Kekuatan Batas Penampang Komposit

Kekuatan batas penampang komposit bergantung pada kekuatan leleh dan sifat penampang balok baja, kekuatan *slab* beton dan kapasitas interaksi alat penyambung geser yang menghubungkan balok *slab*. Kekuatan batas yang dinyatakan dalam kapasitas momen batas memberi pengertian yang lebih jelas tentang kekakuan komposit juga ukuran faktor keamanan yang tepat. Faktor keamanan yang sebenarnya adalah rasio kapasitas momen batas dengan momen yang sesungguhnya bekerja.



Gambar 2.14 Garis Netral Plastik

Untuk menentukan besarnya kekuatan batas beton dianggap hanya menerima tegangan desak, walaupun sesungguhnya beton dapat menahan tegangan tarik yang terbatas. Prosedur untuk menentukan besarnya kapasitas momen *ultimate*, tergantung apakah garis netral yang terjadi jatuh pada *slab* beton atau jatuh pada gelagar bajanya. Jika jatuh pada *slab* (Gambar 2.14(b)) dikatakan bahwa *slab* cukup untuk mendukung seluruh gaya desak, dan apabila garis netral jatuh pada gelagar baja (gambar 2.14(c)), dikatakan *slab* tidak cukup mendukung beban desak, atau dengan kata lain bahwa *slab* hanya menahan sebagian dari

seluruh gaya desak dan sisanya didukung oleh gelagar baja. Perumusan jatuh garis netral sebagai berikut :

1) Garis netral jatuh di irisan *slab*

Harga gaya tekan batas

$$C = 0,85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \dots\dots\dots (2.7.j)$$

Harga gaya tarik batas

$$T = A_s \cdot fy \dots\dots\dots (2.7.k)$$

Dengan menyamakan antara harga C dan T maka didapat harga a, yaitu sebesar :

$$a = \frac{A_s \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b_{eff}} < t \dots\dots\dots (2.7.l)$$

$$d1 = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \dots\dots\dots (2.7.m)$$

Dengan demikian di dapatkan kapasitas momen batas

$$Mu = C \cdot d1 = T \cdot d1 \dots\dots\dots (2.7.n)$$

Dimana :

- C = Gaya tekan pada balok baja
- f'c = Tegangan izin tekan beton
- b_{eff} = Lebar efektif pelat
- t = Tebal pelat

2) Garis netral jatuh di irisan baja

Apabila tinggi balok tegangan a yang diperoleh melampaui tebal pelat (t) distribusi tegangan dengan demikian akan didapatkan gaya tekan batas pada pelat beton sebesar :

$$C_C = 0,85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot t \dots\dots\dots (2.7.o)$$

Dimana :

- C_C = Gaya tekan pada balok baja
- f'c = Tegangan izin tekan beton
- b_{eff} = Lebar efektif pelat
- t = Tebal pelat

Gaya tekan pada balok baja diatas garis netral sebesar C_S = A_S . fy dengan demikian berdasarkan prinsip kesetimbangan akan didapatkan gaya tarik batas T' sebesar :

$$C' = C_C + C_S \text{ dan juga } T' = A_s \cdot fy - C_S \dots\dots\dots (2.7.p)$$

Apabila nilai C' besarnya sama dengan T' maka didapatkan :

$$C_C + C_S = A_S \cdot f_y - C_S \dots\dots\dots (2.7.q)$$

$$\text{Maka, } C_S = \frac{A_S \cdot f_y - C_C}{2} \dots\dots\dots (2.7.r)$$

$$\text{Dan } C_S = (A_S \cdot f_y - 0,85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot t) / 2 \dots\dots\dots (2.7.s)$$

Dengan menyertakan gaya tekan C_C dan C_S kapasitas batas M_U pada kasus berikut dapat ditentukan yaitu sebesar :

$$M_U = C_C \cdot d'^2 + C_S \cdot d''^2 \dots\dots\dots (2.7.t)$$

2.18. Penghubung Geser (*Shear Connector*)

Gaya geser horisontal yang timbul antar *slab* beton dengan balok baja selama pembebanan harus ditahan agar penampang komposit bekerja secara monolit, atau dengan kata lain agar terjadi interaksi antara *slab* beton dengan balok baja. Untuk menjamin adanya lekatan antara beton dengan balok baja maka harus dipasang alat penyambung geser mekanis (*shear connector*) diatas balok yang berhubungan dengan *slab* beton. *Shear Connector* berfungsi untuk menahan atau menghindari terangkatnya *slab* beton sewaktu dibebani (Pujianto, 2010). Dalam merencanakan alat sambung geser ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$1) \text{ Kuat desak beton : } C_{max} = 0,85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot t_s \dots\dots\dots (2.8.a)$$

$$2) \text{ Kuat tarik baja : } T_{max} = A_S \cdot f_y \dots\dots\dots (2.8.b)$$

Dari kedua perumusan diatas dapat dipilih nilai yang terbesar sehingga menghasilkan jumlah *shear connector* lebih banyak. Banyaknya *shear connector* yang dibutuhkan ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$N = \frac{C_{max}}{Q_n} = \frac{T_{max}}{Q_n} \dots\dots\dots (2.8.c)$$

Dimana :

Q_n = Kekuatan satu alat sambung geser

Berikut merupakan macam – macam penghubung geser (*shear connector*) serta dapat ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

1) *Shear Connector* dari stud baja berkepala

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_{bu} \dots\dots\dots (2.8.d)$$

Dimana :

Q_n = Kekuatan 1 buah stud, kips

F_{bu} = Kuat tarik stud, ksi

A_{sc} = Luas penampang stud, inc²

f'_c = Kuat tekan beton, ksi

E_c = Modulus elastisitas beton, ksi

2) *Shear Connector* berbentuk kanal

$$Q_n = 0,3 \cdot (t_f + 0,5t_w) \cdot L_c \sqrt{f'_c \cdot E_c} \dots\dots\dots (2.8.e)$$

Dimana :

Q_n = Kekuatan 1 buah stud, kips

L_c = Panjang kanal, inch

f'_c = Kuat tekan beton, ksi

t_f = Tebal flens kanal

E_c = Modulus elastisitas beton, ksi

t_w = Teban badan kanal, inch

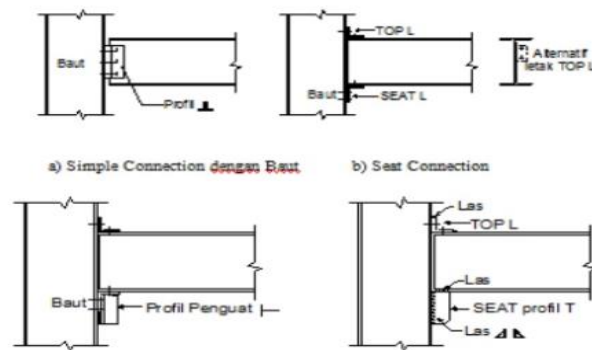
2.19. Sambungan Pada Struktur Gedung (*Building Connection*)

Sambungan struktur baja pada gedung (*Building Connection*) yang digunakan pada perencanaan struktur gedung bertingkat berupa gabungan dari beberapa komponen struktur yang disatukan, baik berupa sambungan balok anak dengan balok induk, atau sambungan balok dengan kolom. Alat sambung dapat berupa sambungan baut dan sambungan las. Sambungan (*Building Connection*) merupakan bagian yang tidak dapat dipisahkan dari perencanaan struktur baja yang berfungsi guna menyalurkan gaya – gaya dalam antar komponen – komponen struktur yang disambung seperti gaya momen, gaya geser, dan gaya aksial sesuai dengan perilaku komponen struktur yang direncanakan. Keadaan sebuah struktur baja untuk bekerja sesuai dengan mekanisme yang direncanakan tergantung pada keandalan sebuah sambungan komponen struktur (Fauzi, 2014). Berikut merupakan macam – macam sambungan berdasarkan rasio tahanan momen sambungan terhadap momen jepit sempurna, antara lain :

- 1) Sambungan Sendi (*Simple Connection*)
- 2) Sambungan Semi Kaku (*Simple Rigid Connection*)
- 3) Sambungan Kaku (*Rigid Connection*)

2.19.1. Sambungan Sendi (*Simple Connection*)

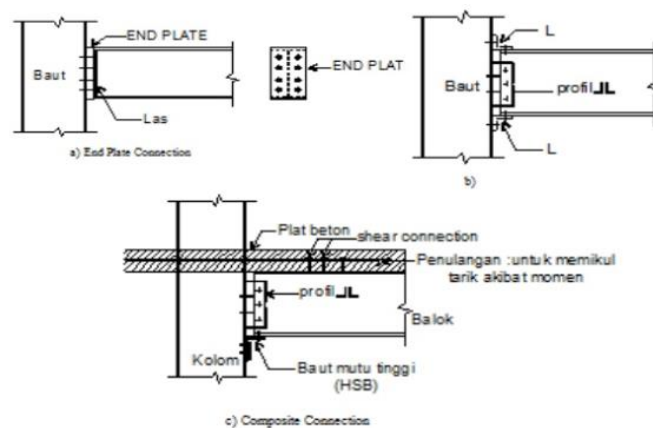
Sambungan Sendi (*Simple Connection*) dapat berubah bentuk agar memberikan rotasi yang diperlukan pada sambungan (Gambar 2.15). Sambungan komponen struktur tidak boleh mengakibatkan momen lentur, dengan detail sambungan harus dapat memikul gaya reaksi yang bekerja pada eksentrisitas yang sesuai dengan detail sambungan yang telah direncanakan. Sambungan dapat menahan gaya momen sekitar 0% - 20% momen jepit sempurna (Brahmantyo, 2014).



Gambar 2. 15 Sambungan Sendi (*Simple Connection*)

2.19.2. Sambungan Semi Kaku (*Simple Rigid Connection*)

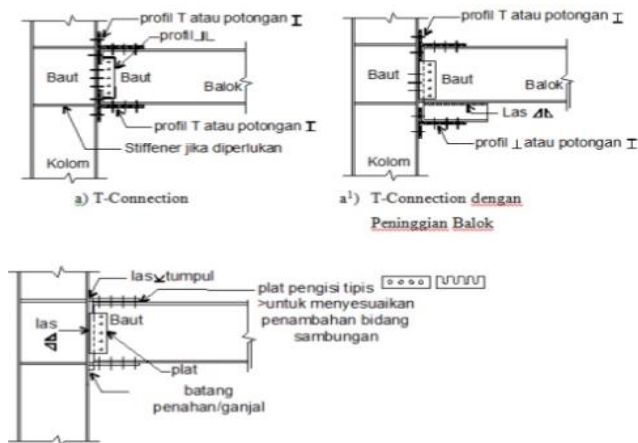
Sambungan Semi Kaku (*Simple Rigid Connection*) tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut antara sambungan elemen struktur (Gambar 2.16). Sambungan ini dianggap memiliki kapasitas yang cukup guna memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut. Sambungan ini dapat menahan sekitar 20% - 90% momen jepit sempurna.



Gambar 2. 16 Sambungan Semi Kaku (*Simple Rigid Connection*)

2.19.3. Sambungan Kaku (*Rigid Connection*)

Sambungan Kaku (*Rigid Connection*) memiliki sambungan yang dapat menahan sekitar 90% - 100% momen jepit sempurna (Gambar 2.17). Sambungan ini dianggap memiliki kekuatan yang cukup guna mempertahankan sudut diantara komponen sambungan struktur. Pemodelan sambungan dapat ditinjau pada daerah sambungan yang memikul beban paling berat serta daerah sambungan sering mengalami kegagalan struktur apabila adanya beban gempa, maka direncanakan pada saat pemodelan menggunakan *Rigid Connection*.



Gambar 2. 17 Sambungan Kaku (*Rigid Connection*)

2.20. Sambungan Baut

Pemasangan baut tidak memerlukan pekerja yang sangat terampil seperti pemasangan alat sambung lainnya (paku keling atau las). Penggunaan baut pada struktur baja menyebabkan proses *erection* struktur di lapangan berjalan dengan cepat yang memberikan suatu keuntungan lebih daripada alat sambung lain. Untuk mengecek kekuatan dari baut dapat dilihat dari kekuatan tumpu dan kekuatan geser baut, sebagai berikut :

1. Kekuatan Tumpu Baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor R_n , harus memenuhi SNI 03-1729-2002 Pasal 13.2.2.

$$R_u \leq \phi R_n \dots\dots\dots (2.9.a)$$

Dimana :

R_n = Kekuatan nominal baut

ϕ = Faktor reduksi kekuatan

2. Kekuatan Geser Baut

Kuat geser rencana dari suatu baut dihitung sesuai SNI 03-1729:2002 Pasal 13.2.2.1

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f r_1 f_u^b A_b \dots \dots \dots (2.9.b)$$

Dimana :

r_1 = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser, 0,4 untuk baut dengan ulir pada bidang geser

ϕ_f = 0,75 adalah faktor reduksi terfaktor

V_d = Kekuatan baut

f_u^b = Tegangan tarik putus baut

A_b = Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

2.21. Sambungan Las

Pengelasan merupakan suatu proses penyatuan antara dua batang logam yang menghasilkan peleburan bahan dengan cara dipanaskan hingga suhu yang tepat atau melalui proses peleburan metalurgi. Kekuatan sambungan las harus lebih kuat daripada beban yang bekerja. Tahanan nominal sambungan las ditentukan dengan perumusan yang mengacu pada peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 13.5, sebagai berikut :

$$\phi R_{nw} \geq R_u \dots \dots \dots (2.10.a)$$

Dimana :

ϕ = Faktor tahanan

R_{nw} = Tahanan nominal persatuan panjang las

R_u = Beban terfaktor persatuan panjang las

Berikut merupakan jenis – jenis sambungan las yang umum digunakan, antara lain :

1) Sambungan Las Tumpul

Sambungan las tumpul antara bagian yang tebalnya berbeda atau lebarnya tidak sama yang memikul gaya tarik harus memiliki peralihan halus antara permukaan dengan ujungnya. Peralihan dibuat dengan cara melandaikan bagian yang lebih tebal atau dengan melandaikan permukaan las atau dengan memakai kombinasi antara keduanya. Tebal efektif las tumpul penetrasi penuh adalah tebal plat yang tertipis dari komponen struktur yang disambung dengan mengacu pada peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 13.5.2.7.

Apabila sambungan dibebani dengan gaya tarik atau gaya tekan aksial terhadap luas efektif maka,

$$\phi R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot f_y \text{ (bahan dasar)} \dots\dots\dots (2.10.b)$$

$$\phi R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot f_{yw} \text{ (las)} \dots\dots\dots (2.10.c)$$

Dimana :

f_y = Tegangan leleh

t_e = Tebal las

Bila sambungan dibebani gaya geser terhadap luas efektif, maka :

$$\phi R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot f_y \text{ (bahan dasar)} \dots\dots\dots (2.10.d)$$

$$\phi R_{nw} = 0,90 \cdot t_e \cdot f_{uw} \text{ (las)} \dots\dots\dots (2.10.e)$$

Dimana :

f_{uw} = Kuat tarik putus

2) Sambungan Las Sudut

Las sudut yaitu las yang secara teoritis mempunyai penampang melintang berupa segitiga yang menggabungkan 2 permukaan yang mempunyai sudut siku seperti *joint lap*, T dan pojok. Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki, panjang kaki harus ditentukan sebagai panjang t_{w1} , t_{w2} , dari sisi sepanjang kaki segitiga yang terbentuk dalam penampang melintang las. Diasumsikan bahwa las sudut mempunyai ukuran kaki yang sama, maka tebal efektif t_e adalah $0,707 \times \alpha$, yaitu :

$$t_e = \sin 45^\circ \cdot \text{panjang kaki} = 0,707 \times \alpha \dots\dots\dots (2.10.f)$$

Tabel 2. 11 Ukuran Minimum Las Sudut

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

(Sumber SNI 03-1729-2002, Tabel 13.5-1)

2.22. Komponen Struktur Balok Kolom

Balok Kolom merupakan suatu komponen struktur yang harus memikul beban aksial yaitu tarik dan tekan, serta momen lentur. Apabila besarnya gaya aksial yang bekerja cukup kecil dibandingkan momen lentur yang bekerja, maka efek dari gaya aksial tersebut dapat

diabaikan, dan komponen struktur tersebut dapat direncanakan sebagai komponen balok terlentur. Sedangkan jika aksial lebih dominan daripada momen lentur, maka komponen struktur tersebut harus direncanakan menjadi komponen struktur tarik yaitu apabila yang bekerja adalah gaya tarik aksial atau direncanakan sebagai komponen struktur tekan yaitu apabila yang bekerja adalah gaya tekan aksial (Setiawan, 2013).

Pada suatu komponen struktur terkadang efek gaya aksial maupun momen lentur tidak dapat diabaikan salah satunya, kombinasi dari gaya aksial dan momen lentur harus dipertimbangkan dalam proses perencanaan komponen struktur tersebut. Komponen struktur tersebut sering disebut sebagai elemen balok-kolom ini (Setiawan, 2013).

Komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan memenuhi persyaratan yang mengacu pada SNI 03-1729:2002 Pasal 11.3 sebagai berikut :

Untuk $N_u / \phi N_n \geq 0,2$ (dominan gaya aksial)

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \left(\frac{8}{9}\right) \times \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}}\right) \leq 1 \dots\dots\dots (2.11.a)$$

Untuk $N_u / \phi N_n \leq 0,2$ (dominan gaya lentur)

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}}\right) \leq 1 \dots\dots\dots (2.11.b)$$

2.23. Amplifikasi Momen untuk Struktur Tidak Bergoyang (*Non-Sway*)

Untuk komponen struktur tak bergoyang, maka besarnya momen lentur terfaktor mengacu pada SNI 03-1729-2002 Pasal 7.4.3.1 dengan perumusan sebagai berikut :

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} \dots\dots\dots (2.12.a)$$

Dimana :

M_{ntu} = Momen lentur orde pertama yang diakibatkan oleh beban – beban yang tidak menimbulkan goyang.

δ_b = Faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur tak bergoyang.

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}}\right)} \geq 1 \dots\dots\dots (2.12.b)$$

Dimana :

N_u = Gaya aksial terfaktor pada kolom

N_{crb} = Beban kritis elastis kolom

Untuk struktur tak bergoyang tanpa beban transversal ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

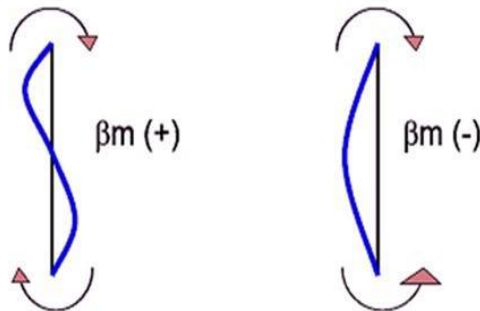
$$C_m = 0,6 - 0,4\beta_m \leq 1,0 \dots\dots\dots (2.12.c)$$

Dimana :

C_m = 1 (untuk ujung sederhana), 0,88 (untuk ujung kaku)

β_m adalah perbandingan momen yang terkecil dan terbesar yang bekerja di ujung – ujung komponen struktur, dengan ketentuan :

- 1) Bernilai positif bila struktur lentur dengan kelengkungan yang menunjukkan berbalik tanda (Gambar 2.18.a).
- 2) Bernilai negatif bila kelengkungan yang menunjukkan searah tanda (Gambar 2.18.b).



Gambar 2. 18 Arah Gaya Momen dan Asumsi
(a) bernilai positif, (b) bernilai negatif

2.24. Amplifikasi Momen untuk Struktur Bergoyang (Sway)

Untuk komponen struktur bergoyang, maka besarnya momen lentur terfaktor mengacu pada SNI 03-1729:2002 Pasal 7.4.3.2 dengan perumusan sebagai berikut :

$$M_u = \delta_b M_{ntu} + \delta_s M_{ltu} \dots\dots\dots (2.13.a)$$

Dimana :

Momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban – beban yang dapat menimbulkan goyangan mengacu pada peraturan SNI 03-1729:2002 Pasal 7.4.3.2

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \sum N_u \left(\frac{\Delta o_h}{HL} \right)} \dots\dots\dots (2.13.b)$$

Atau,

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{crs}} \right)} \geq 1,0 \dots\dots\dots (2.13.c)$$

2.25. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

2.25.1. Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang

Pada tahapan ini dilakukan perencanaan tiang pancang dan *poer* yang mampu menahan struktur atas gedung, daya dukung vertikal tiang dihitung berdasarkan kombinasi tahanan gesek (*friction*) dan tahanan ujung (*end bearing*). Pada perencanaan daya dukung tanah berdasarkan dari hasil SPT (*Standart Penetration Test*). Daya dukung satu tiang dapat ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah posisi pondasi tiang pancang. Berikut langkah – langkah perencanaan pondasi tiang pancang berdasarkan hasil uji tanah ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

1) Tahanan Ujung (*End Bearing Pile*)

Tiang pancang berikut dihitung berdasarkan tahanan ujung serta memindahkan beban yang diterima oleh tiang ke lapisan tanah keras yang berada di bawahnya. Persamaan untuk menentukan daya dukung tanah terhadap tiang sebagai berikut :

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} \cdot Cn}{n_1} \dots\dots\dots (2.14.a)$$

Kemampuan tiang terhadap kekuatan bahan ditentukan dengan perumusan :

$$P_{tiang} = \sigma_h \cdot A_{tiang} \dots\dots\dots (2.14.b)$$

$$\sigma_{bahan} = 0,33 \cdot f c' \dots\dots\dots (2.14.c)$$

Dimana :

- Q_{tiang} = Daya dukung keseimbangan tiang (kN)
- A_{tiang} = Luas permukaan tiang (m)
- Cn = Nilai conus hasil uji tanah (SPT) (kN/m)
- n_1 = 3 (faktor keamanan)
- P_{tiang} = Kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg)
- $\sigma_h \text{ bahan}$ = Tegangan tekan tiang terhadap penumbukan (kg/cm²)

2) Tahanan Gesek (*Friction Pile*)

Apabila pemancangan tiang hingga lapisan tanah keras sulit dilaksanakan dikarenakan letak tanah keras yang sangat dalam, dapat dipergunakan tiang pancang dengan daya dukung berdasarkan dengan perletakan antara tiang dengan tanah (*cleef*).

$$Q_{tiang} = \frac{JHP \cdot O}{n2} \dots\dots\dots (2.14.d)$$

Dimana :

- Q_{tiang} = Daya dukung keseimbangan tiang (kN)
- O = Keliling tiang pancang
- JHP = Total *friction* (kN/m)
- $n2$ = 5 (faktor keamanan)

3) Tahanan Ujung dan Tahanan Gesek (*End Bearing Pile and Friction Pile*)

Apabila perhitungan tiang pancang didasarkan terhadap tahanan ujung dan hambatan pelekat, maka persamaan daya dukung yang diijinkan sebagai berikut :

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} \cdot A}{n1} + \frac{JHP \cdot O}{n2} \dots\dots\dots (2.14.e)$$

Dimana :

- Q_{tiang} = Daya dukung keseimbangan tiang (kN)
- O = Keliling tiang pancang (m)
- JHP = Total *friction* = Jumlah Hambatan Pelekat (kN/m)

4) Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Hasil SPT

Berikut merupakan perencanaan daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil uji tanah ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$P_{tiang} = \frac{40 \cdot A \cdot Ni}{n} \dots\dots\dots (2.14.f)$$

Dimana :

- Ni = Nilai SPT pada kedalaman i (kg/cm²)
- A = Luas penampang tiang pancang (cm²)
- n = Angka keamanan (2-3)

2.25.2. Menentukan Jarak Antar Tiang Pancang

Perhitungan jarak tiang pancang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen PU sebagai berikut :

$$S_1 \geq 2,5D \dots\dots\dots (2.14.g)$$

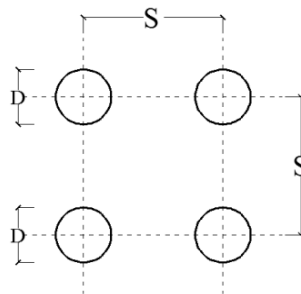
$$S \geq 3D \dots\dots\dots (2.14.h)$$

Dimana :

S = Jarak antar tiang (Gambar 2.19)

S_1 = Jarak tiang ke tepi pile cap (Gambar 2.19)

D = Diameter tiang (Gambar 2.19)



Gambar 2. 19 Jarak dan Diameter Tiang Pancang

2.25.3. Perencanaan Jumlah Tiang Pancang

1) Merencanakan Jumlah Kebutuhan Tiang Pancang

Perencanaan jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$n = \sum V / (\eta \times P_{tiang}) \dots\dots\dots (2.14.i)$$

2) Kontrol Tiang Pancang

Berikut merupakan kontrol tiang pancang ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$P_{tiang} = \frac{C_n \cdot A}{n_1} + \frac{JHP \cdot Keliling}{n_2} \dots\dots\dots (2.14.j)$$

$$P_0 = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{(M_x \cdot x_{max})}{\sum x^2} \pm \frac{(M_y \cdot y_{max})}{\sum y^2} \dots\dots\dots (2.14.k)$$

$$P_{0maks} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{(M_x \cdot x_{max})}{\sum x^2} \pm \frac{(M_y \cdot y_{max})}{\sum y^2} < P_{group} \dots\dots\dots (2.14.l)$$

Dimana :

$P_{0 maks}$ = Beban maksimum tiang

$\sum V$ = Gaya aksial yang terjadi

- ΣM_y = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu y
- ΣM_x = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x
- x_{maks} = Jarak tiang arah sumbu x terjauh
- y_{maks} = Jarak tiang arah sumbu y terjauh
- Σx^2 = Jumlah kuadrat x
- Σy^2 = Jumlah kuadrat y

3) Daya Dukung Pondasi Kelompok

Tiang pancang yang digunakan lebih dari satu buah untuk pondasi, disebut pondasi kelompok. Perencanaan daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$P_0 \text{ min} \geq P_{group} = \eta \cdot P_{tiang} \dots\dots\dots (2.14.m)$$

$$Efisiensi = \eta = 1 - \text{arc tg} \frac{D}{S} \times \frac{m(n-1)+n(m-1)}{m-n \cdot 90} \dots\dots\dots (2.14.n)$$

Dimana :

- D = Diameter tiang pancang
- S = Jarak antar tiang pancang (AS ke AS)
- m = Jumlah tiang pancang dalam 1 kolom
- n = Jumlah tiang pancang dalam 1 baris

Kontrol kekuatan pondasi kelompok :

$$P_0 \text{ maks} \geq P_{ijin} \times \eta \dots\dots\dots (2.14.o)$$

2.26. Perencanaan *Pilecap*

Tebal *poer* ditentukan dengan mempertimbangkan persyaratan panjang penyaluran dari kolom dan tiang pancang. Perlu diperhatikan penaruh geser pondasi yang terjadi dengan tulangan maksimum dibatasi besarnya. Berikut langkah – langkah perencanaan *pilecap* sebagai berikut :

1) Panjang Penyaluran

Adanya tulangan dalam pancang maka diperlukan panjang penyaluran tulangan yang secara langsung dapat menentukan panjang dari pondasi yang akan dipakai pada perencanaan. Panjang penyaluran dapat ditentukan dengan rumusan mengacu pada

peraturan SK-SNI 2002 Pasal 14.3.2 penyaluran batang ulir dalam kondisi tekan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$l_{db} \leq 200mm, \text{ atau } l_{db} = 0,4 \cdot d_b \cdot f_y \dots\dots\dots (2.15.a)$$

Dimana :

- f_y = Kekuatan leleh tulangan yang disyaratkan (MPa)
- d_b = Diameter nominal batang tulangan

2) Geser Pons

Geser pons bertujuan untuk mengetahui tebal *pilecap* cukup kuat atau tidak untuk menahan beban terpusat yang terjadi. Bidang kritis pada perhitungan geser pons dapat dianggap tegak lurus bidang pelat yang terletak pada jarak $0,5d$ dari keliling beban reaksi terpusat tersebut, dimana d adalah tinggi efektif pelat. Berikut merupakan kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil ditentukan dengan perumusan yang mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 sebagai berikut :

Tabel 2. 12 Perhitungan V_c untuk Geser Dua Arah

	v_c	
Nilai terkecil dari a), b), dan c):	$0,33\lambda\sqrt{f_c'}$	a)
	$0,17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f_c'}$	b)
	$0,083\left(2 + \frac{a,d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f_c'}$	c)

(Sumber SNI 2847:2019, Tabel 22.6.5.2)

Dimana :

- f_c' = Kekuatan tekan beton yang disyaratkan (MPa)
- b_o = Keliling dari penampang kritis pada *pilecap* $2 \times (b_{kolom} + d) + 2 \times (h_{kolom} + d)$
- d = Diameter tiang (cm)
- β = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, beban terpusat atau daerah reaksi

a) Kolom tidak tertumpu pada *pile*

Maka P yang diperhitungkan adalah P kolom ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$t = \frac{P}{4 \cdot h(h+B)} \dots\dots\dots (2.15.b)$$

$$t_{ijin} = 0,65\sqrt{fc'} \dots\dots\dots (2.15.c)$$

Maka, perhitungan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$t < t_{ijin}$$

b) Kolom tertumpu pada *pile*

Maka P yang diperhitungkan adalah P tiang pancang ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$t = \frac{P}{\pi h(h+D)} \dots\dots\dots (2.15.d)$$

$$t_{ijin} = 0,65\sqrt{fc'} \dots\dots\dots (2.15.e)$$

Maka, perhitungan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$t < t_{ijin}$$

3) Momen Lentur

Momen lentur *pilecap* merupakan momen lentur yang dihasilkan dari besarnya beban yang dipikul dikalikan dengan jarak tegak lurus dari tengah *pile* menuju titik kritis akibat pembebanan dalam hal berikut adalah titik di muka kolom. Besarnya beban yang dipikul merupakan jumlah *pile* dibawah pengaruh area lentur dikalikan dengan daya dukung *pile*. Sehingga perhitungan besarnya beban total yang dipikul *pilecap* ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$P_u = \sum pile \times Q_u \dots\dots\dots (2.15.f)$$

Dimana :

P_u = Beban *ultimate* (N)

$\Sigma pile$ = Jumlah *pile* di bawah pengaruh arah lentur

Q_u = Daya dukung *ultimate* 1 *pile* (N)

Cara perhitungan untuk masing – masing momen lentur ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$M_{u1} = P_{u1} \left(\frac{kD}{2} - \frac{b_c}{2} \right) \dots\dots\dots (2.15.g)$$

$$M_{u2} = P_{u2} \left(\frac{kD}{2} - \frac{b_c}{2} \right) \dots\dots\dots (2.15.h)$$

Dimana :

M_{u1} = Momen lentur kritis pertama (Nmm)

M_{u2} = Momen lentur kritis kedua (Nmm)

$P_{u1,2}$ = Beban *ultimate* (N)

K = Variabel jarak *pilecap* (2-3)

D = Diameter *pile*

b_c = Lebar kolom (mm)

2.27 Penurunan Tiang Pancang

Tiang Pancang dibebani tiang akan mengalami pemendekan dan tanah disekitarnya akan mengalami penurunan (Hardiyatmo dalam Trisya, 2022). Selain adanya kegagalan kuat daya dukung tanah, pada setiap proses penggalian selalu dihubungkan dengan perubahan keadaan tegangan didalam tanah. Perubahan tegangan pasti akan disertai dengan perubahan bentuk. Pada umumnya hal ini menyebabkan penurunan pada pondasi tiang pancang (Hardiyatmo dalam Trisya, 2022).

1. Penurunan tiang tunggal

Menurut Paulos dan Davis (1980) penurunan jangka panjang untuk pondasi tiang tunggal tidak perlu dilakukan peninjauan karena penurunan tiang akibat terkonsolidasi dari relatif kecil. Hal ini disebabkan karena pondasi tiang direncanakan terhadap kuat dukung ujung dan kuat dukung friksinya atau penjumlahan dari keduanya (Hardiyatmo dalam Trisya, 2022).

Perkiraan penurunan tiang tunggal dapat ditentukan dengan perumusan sebagai berikut:

a. Untuk tiang apun atau friksi

$$S = \frac{P \times I}{E_s \times D} \dots\dots\dots$$

(2.16.a)

Dimana:

$$I = I_o \times R_k \times R_h \times R_u$$

b. Untuk tiang dukung ujung

$$S = \frac{P \times I}{E_s \times D} \dots\dots\dots$$

(2.16.b)

Dimana:

$$I = I_o \times R_k \times R_b \times R_u$$

S = penurunan untuk tiang tunggal (cm)

P = beban yang bekerja (kg)

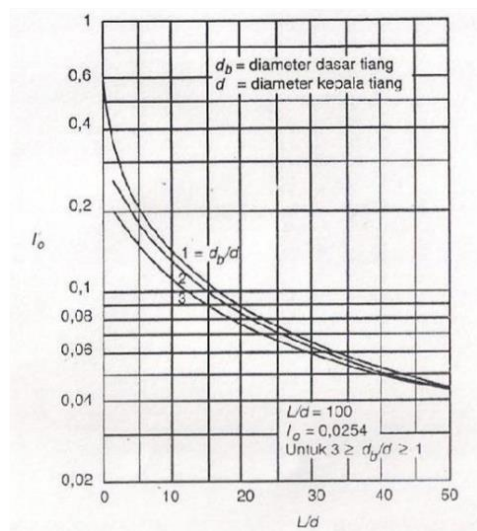
I_o = faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampu rapat

R_k = faktor koreksi kemudahamampatan tiang

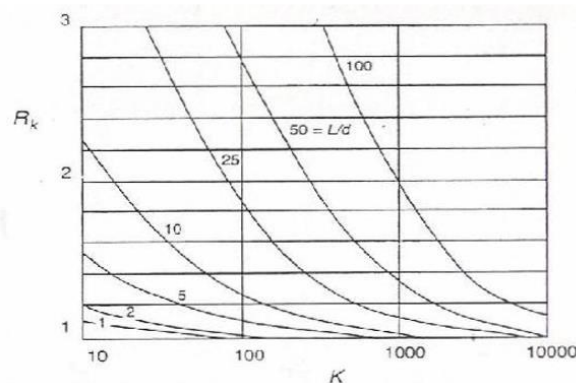
R_u = faktor koreksi angka poisson μ

R_b = faktor koreksi kekuatan lapisan pendukung

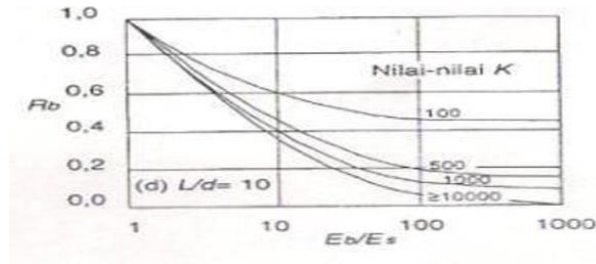
D = lebar atau diameter tiang pancang (cm)



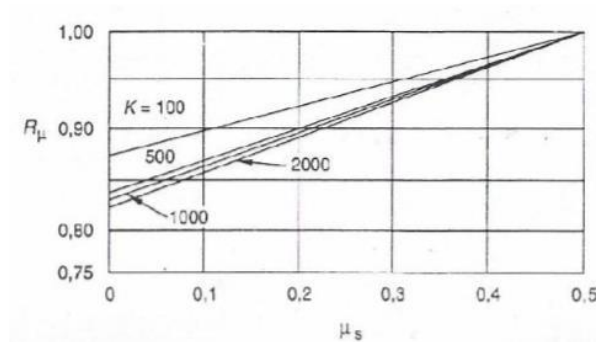
Gambar 2. 20 Faktor Penurunan I_o
(Sumber: Poulos dan Davis, dalam Trisya, 2022)



Gambar 2. 21 Koreksi Kompresi, R_k
(Sumber: Poulos dan Davis, dalam Trisya, 2022)



Gambar 2. 22 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, R_b
 (Sumber: Poulos dan Davis, dalam Trisya, 2022)



Gambar 2. 23 Koreksi Angka Poisson, R_u
 (Sumber: Poulos dan Davis, dalam Trisya, 2022)

2. Penurunan tiang kelompok

Perhitungan pondasi tiang kapasitas izin tiangnya lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi mungkin sangat kecil. Hubungan penurunan antara tiang tunggal dan kelompok tiang (Hardiyatmo dalam Trisya, 2022) ditentukan dengan perumusan sebagai berikut:

$$S_g = s \times \frac{(4B+3)^2}{(B+4)^2} \dots\dots\dots$$

(2.16.c)

Dimana:

S_g = penurunan kelompok tiang (mm)

B = lebar kelompok tiang (mm)

S = penurunan tiang tunggal (mm)

3. Penurunan yang diizinkan

Besarnya penurunan yang diizinkan dari suatu bangunan bergantung dari beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi jenis, tinggi, kekakuan, fungsi bangunan, serta besar dan kecepatan penurunan distribusinya. Perencanaan yang dibutuhkan untuk dapat memperkirakan besarnya penurunan maksimum dan beda penurunan yang masih dalam batas toleransi.

Apabila penurunan yang terjadi pada suatu bangunan berjalan lambat dalam frekuensi waktu yang cukup lama, maka semakin besar kemungkinan struktur untuk menyesuaikan diri terhadap penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur oleh pengaruh rangkakan (*creep*). Karena penurunan maksimum dapat diprediksi dengan adanya ketetapan yang memadai, umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan maksimum. Berikut persyaratan perbandingan penurunan yang aman yaitu $S_{Total} \leq S_{Izin}$ ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$S_{izin} = 10\%D \quad \dots\dots\dots$$

(2.16.d)

Dimana:

D = lebar atau diameter tiang pancang (cm)

Penurunan izin pada kelompok tiang dapat ditentukan dengan perumusan sebagai berikut:

$$S_{izin} = \frac{L}{250} \quad \dots\dots\dots$$

(2.16.e)

Dimana:

L = kedalaman tiang pancang (cm)