

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1. Tinjauan Pustaka

2.1.1. Perbandingan metode pembebanan gempa

Gaya yang terjadi akibat getaran atau goyangan pada tanah ke segala arah secara dinamis yang disebabkan oleh gempa pada dasar bangunan, direpresentasikan sebagai gaya geser dasar bangunan (V_i) yang setelah itu digunakan sebagai parameter gaya gempa rencana yang ditinjau dalam perencanaan struktur bangunan gedung. Pada bangunan gedung bertingkat, gaya geser dasar tersebut akan didistribusikan secara vertikal disepanjang ketinggian struktur sebagai gaya horizontal tingkat (F_i) (Faizah dan Widodo, 2013).

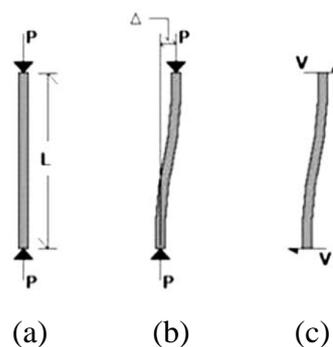
Hal ini juga dijelaskan oleh Kazim dkk. (2017) bahwa penentuan respon seismik, perlu dilakukan dengan analisis struktur seismik. Analisis dapat dilakukan atas dasar tindakan eksternal, perilaku struktur atau bahan struktural serta jenis model struktural yang dipilih atau yang direncanakan. Berdasarkan jenis tindakan eksternal dan perilaku struktur, analisis dapat diklasifikasikan menjadi analisis secara statik untuk struktur yang beraturan (*regular*) dengan ketinggian terbatas dan analisis dinamik dengan respon puncak struktur selama gempa diperoleh langsung dari respon gempa sehingga cukup teliti jika diaplikasikan pada struktur yang tidak beraturan (*non-regular*).

Faizah (2015) melakukan sebuah penelitian tentang perbandingan pembebanan gempa dengan analisis statik ekuivalen dan dinamik *time history* pada gedung bertingkat dengan variasi jumlah tingkat di Yogyakarta. Melalui penelitian tersebut, dijelaskan bahwa pada model struktur 5 tingkat dinilai akurat menggunakan analisis dengan metode statik ekuivalen karena memberikan persyaratan yang lebih besar dalam perancangan struktur, sedangkan untuk model struktur 10 tingkat atau lebih dari 10 tingkat, dinilai tidak akurat jika dianalisis dengan menggunakan metode static ekuivalen. Hal ini karena nilai yang didapatkan dari analisis statik, memberikan persyaratan yang lebih kecil jika dibandingkan analisis secara dinamik dengan metode *time history*.

Penelitian yang sama juga dilakukan oleh Bagheri dkk. (2012) dengan kesimpulan bahwa, pada tingkat yang lebih rendah, analisis dinamik memberikan nilai yang tidak signifikan jika dibandingkan dengan analisis statik, tetapi meningkat pada tingkat yang lebih tinggi. Untuk alasan itulah analisis statik tidak cukup untuk bangunan bertingkat tinggi, sehingga diperlukanlah analisis secara dinamik karena dapat memberikan distribusi kekuatan yang lebih spesifik.

2.1.2. Pengaruh efek P-delta

Deepak dan Arunkumar (2017) menjelaskan bahwa umumnya sebagian besar perencana cenderung menggunakan analisis elastis linier yang juga dikenal sebagai analisis elastis orde pertama (*first orde elastic analysis*) untuk menghitung kekuatan desain, momen serta perpindahan yang disebabkan oleh beban yang bekerja pada struktur yang direncanakan. Analisis elastis linier dilakukan dengan asumsi defleksi yang terjadi relatif kecil, dimana kekuatan desain yang dihasilkan, momen serta perpindahan tidak memperhitungkan efek gaya tambahan yang terjadi. Hal ini karena titik noda elemen penampang di bawah beban aksial seperti pada gambar 2.1 (a), tidak mengalami translasi akibat beban lateral yang dipaksakan. Konstruksi bangunan tinggi merupakan konstruksi yang dapat dipengaruhi oleh gaya lateral pada setiap tingkat, sehingga ketika struktur mengalami perpindahan horizontal yang diakibatkan oleh beban lateral seperti yang terlihat pada gambar 2.1 (b), gaya aksial akan terinduksi sehingga menyebabkan tambahan gaya pada elemen penampang struktur seperti pada gambar 2.1 (c). Fenomena ini disebut sebagai pengaruh non-linier geometri atau pengaruh orde kedua (efek P-delta).



Gambar 2.1 (a) Kolom tanpa gaya lateral, (b) Kolom berdeformasi akibat gaya lateral, (c) Gaya sekunder pada kolom
(Deepak dan Arunkumar, 2017)

Melalui sebuah penelitian yang dilakukan oleh Rao dan Harsoor (2016) tentang pengaruh efek P-delta terhadap analisis seismik pada model struktur 15 dan 20 lantai, menunjukkan bahwa hasil geser tingkat akibat pengaruh efek P-delta, masing - masing meningkat hingga lebih dari 40 % dan 60 % lebih banyak dari analisis statik linier, dan hasil *displacement* yang didapatkan akibat pengaruh efek P-delta masing - masing meningkat hingga lebih dari 60 % lebih banyak dari hasil analisis statik linier.

Pillai dan Chandran (2013) juga melakukan sebuah penelitian terhadap efektivitas analisis akibat pengaruh efek P-delta pada model struktur dengan variasi jumlah tingkat yang berbeda yaitu 5, 10, 15, 20 dan 25 lantai. Melalui penelitian tersebut, dapat disimpulkan bahwa pengaruh efek P-delta sangat penting untuk diperhatikan pada kasus model struktur lebih tinggi dari 15 lantai, karena gaya sekunder akibat pengaruh efek P-delta menjadi semakin besar. Oleh karena itu, analisis elastis linier pada model struktur lebih dari 15 lantai menjadi tidak akurat untuk digunakan.

Penelitian yang sama juga dilakukan oleh Manik (2016), dengan simulasi model struktur portal 15 dan 20 lantai, dengan kesimpulan bahwa gaya dalam yang dihasilkan akibat efek P-delta akan meningkat hingga 30% dari hasil analisis elastis linier, sehingga di butuhkan dimensi penampang yang relatif lebih besar. Tidak hanya disebabkan oleh beban angin, tapi gaya dinamis yang disebabkan oleh beban gempa juga dapat menyebabkan peningkatan terhadap pengaruh efek P-delta.

2.2. Landasan Teori

2.2.1. Gempa bumi

Satyarno dkk. (2015) menjelaskan bahwa gempa bumi merupakan getaran yang terjadi dipermukaan bumi yang diakibatkan oleh adanya pertemuan lempeng benua. Pergerakan lempeng benua (tektonik) merupakan penyebab terjadinya gempa bumi yang paling dominan menimbulkan kerusakan, yang disebut dengan gempa tektonik. Secara geografis, Indonesia berada diwilayah pertemuan dari perbatasan tiga lempeng tektonik sekaligus, yaitu lempeng Pasifik, lempeng Eurasia serta lempeng Australia. Untuk itulah, Indonesia menjadi salah satu negara yang sangat rentan terhadap gempa bumi.

Gempa bumi memiliki potensi yang dapat menyebabkan kerusakan yang sangat parah pada konstruksi bangunan gedung. Hal ini karena gaya gempa bersifat acak dan tidak dapat diprediksi, sehingga cukup sulit untuk memperkirakan kekuatan gempa yang terjadi pada struktur bangunan dalam sebuah perencanaan. Desain berbasis kinerja untuk mendapatkan dimensi struktur yang baru dalam filosofi desain seismik dimana gerakan medan tanah (biasanya akselerasi) harus dipertimbangkan. Beban gempa harus dimodelkan dengan teliti sehingga dapat memberikan perilaku yang nyata dari struktur dengan pemahaman yang jelas bahwa kerusakan dapat diperkirakan atau diproyeksi (Kazim dkk., 2017).

Widodo (2001) menjelaskan bahwa, dari segi material bangunan pada umumnya bersifat kaku sehingga kurang mampu atau sulit menyesuaikan diri secara penuh terhadap goyangan atau guncangan yang disebabkan oleh gempa bumi. Selain itu kemampuan struktur untuk berubah bentuk (berdeformasi) tanpa mengalami kerusakan pada umumnya relatif terbatas. Oleh karena itu goyangan atau guncangan akibat gempa yang cukup besar dapat dengan mudah mengakibatkan kerusakan pada struktur bangunan.

Dengan peningkatan ilmu pengetahuan dan teknologi modern, perubahan radikal dalam konstruksi bangunan telah diamati. Pandangan arsitektur, bahkan juga telah direhabilitasi. Bangunan pada abad ini memperlihatkan berbagai perubahan dalam pandangan arsitektur, ukuran serta dari estetika. Hal ini telah menjadi tantangan bagi insinyur dibidang struktur dan geoteknik untuk memenuhi kebutuhan desain dengan mempertimbangkan variasi bentuk, ketidakteraturan vertikal, persyaratan klien, keamanan terhadap bencana alam seperti angin dan gempa bumi serta ekonomis. Ketika ketinggian bangunan meningkat, bangunan akan menjadi rentan terhadap gempa bumi dan angin. Hal ini mengakibatkan peningkatan kebutuhan bahan serta pengeluaran biaya yang cukup besar untuk diinvestasikan. Akibatnya, banyak perhatian yang telah diberikan dari berbagai penelitian untuk meminimalkan efek gempa bumi dan angin dalam desain struktur bangunan yang direncanakan. Pertimbangan bentuk bangunan untuk meminimalkan perpindahan yang terjadi pada bangunan telah menarik perhatian para peneliti, karena itu adalah teknik yang tidak memerlukan perlakuan khusus kecuali bentuk itu sendiri (Sazzad and Azad, 2015).

2.2.2. Analisis Pembebanan Gempa

Pada tahun 2012, dikembangkan sebuah pedoman standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung yaitu SNI 1726:2012, dimana standar ini mengacu pada ASCE 7-10, FEMA P750/2009 dan IBC 2009. Melalui pedoman standar ini, gempa rencana dianalisis dengan periode ulang 2.500 tahun yang didasarkan pada probabilitas kejadian 2% dalam kurun waktu 50 tahun. Metode analisis yang direkomendasikan yaitu analisis statik ekuivalen dan analisis dinamik seperti (respons spektrum dan *time history*).

a. Analisis statik ekuivalen

Metode statis ekuivalen adalah metode yang paling sederhana sehingga membutuhkan sedikit upaya komputasi dan didasarkan pada formulasi yang diberikan dalam kode praktik. Pertama desain dasar geser dihitung untuk seluruh bangunan, dan kemudian didistribusikan pada sepanjang ketinggian bangunan. Gaya lateral disetiap tingkat lantai yang diperoleh, didistribusikan ke individu elemen menahan beban lateral (Duggal, 2010).

Metode ini diizinkan pada sebagian besar kode praktik untuk bangunan biasa, rendah hingga menengah. Metode ini dimulai dengan estimasi beban geser dasar dan distribusinya pada setiap tingkat yang dihitung dengan menggunakan rumus standar peraturan yang ditetapkan. Oleh karena itu, analisis statik ekuivalen hanya dapat berfungsi dengan baik untuk bangunan bertingkat rendah hingga menengah tanpa mode *lateral-torsional* berganda yang signifikan, dimana hanya mode pertama di setiap arah yang dipertimbangkan. Bangunan dengan ketinggian lebih dari 75 meter, dimana membutuhkan lebih dari dua mode atau bangunan dengan efek *torsional* yang besar, menjadikan metode ini kurang cocok untuk digunakan. Sehingga, untuk mengatasi hal tersebut dibutuhkan metode yang lebih teliti (Bagheri dkk., 2012).

1) Faktor keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan

BSN (2012) menjelaskan bahwa, kategori resiko bangunan gedung dan non gedung, ditentukan melalui tabel dalam lampiran 1 dan faktor keutamaan gempa (I_e) dapat dilihat melalui tabel 2.1.

Tabel 2.1. Faktor keutamaan gempa (BSN, 2012)

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I dan II	1,0
III	1,25
IV	1,5

2) Klasifikasi situs

BSN (2012) pada pasal (5.1) menjelaskan bahwa, dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah dilapangan dan dilaboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat. Kelas situs dapat ditetapkan melalui tabel 2.2 berikut.

Tabel 2.2. Klasifikasi Situs (BSN, 2012)

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	Tidak dapat dipakai	Tidak dapat dipakai
SB (batuan)	750 – 1500	Tidak dapat dipakai	Tidak dapat dipakai
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 – 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 – 350	15 – 50	50 – 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 meter tanah dengan karakteristik sebagai berikut :			
1. Indeks plastisitas, $PI > 20$,			
2. Kadar air, $w > 40$,			
3. Kuat geser niralir, $\bar{S}_u < 25$ kPa			
SF (tanah khusus, membutuhkan Investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik situs)	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 organik dan atau gambut (ketebalan, $H > 3$ m)		
	- lempung berplastisitas sangat tinggi ($H > 7,5$ m, $IP > 75$)		
	lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan tebal $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

- a) Nilai kecepatan rata-rata gelombang geser, \bar{v}_s

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n v_{si}} \dots\dots\dots (2.1)$$

Dengan :

d_i = tebal setiap lapisan kedalaman 0 hingga 30 meter;

v_{si} = kecepatan gelombang geser lapisan i (m/detik);

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ meter.}$$

- b) Tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata \bar{N} dan tahanan penetrasi standar rata-rata pada lapisan tanah non-kohefif \bar{N}_{ch}

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \dots\dots\dots (2.2)$$

Dengan parameter N_i dan d_i melalui persamaan (2.2) dikhususkan untuk tanah jenis non-kohefif dan kohefif, serta lapisan batuan.

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \dots\dots\dots (2.3)$$

Dengan parameter N_i dan d_i melalui persamaan (2.3) untuk jenis tanah non-kohefif,

$$\sum_{i=1}^n d_i = d_s \sum_{j=1}^m d_i = d_s \dots\dots\dots (2.4)$$

Dengan :

d_s = ketebalan total lapisan tanah non-kohefif 30 meter paling atas;

N_i = tahanan penetrasi standar 60% energi (N_{60}) yang terukur di lapangan tanpa koreksi dengan nilai kurang dari 305 tumbukkan/m.

c) Kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u

$$\bar{S}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k d_i S_{ui}} \dots\dots\dots (2.5)$$

Dengan :

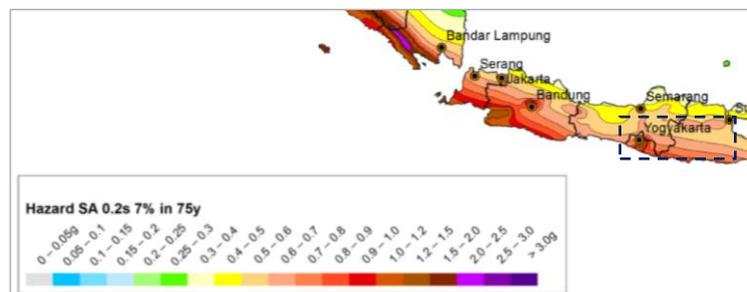
$$\sum_{i=1}^k d_i = d_c \dots\dots\dots (2.6)$$

Keterangan :

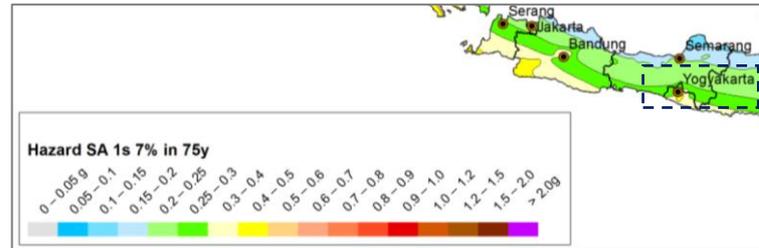
- d_c = ketebalan total dari lapisan-lapisan tanah kohesif di dalam lapisan 30 meter paling atas (m);
- PI = indeks plastisitas;
- w = kadar air (%);
- S_{ui} = kuat geser niralir (kPa), tidak melebihi 250 kPa.

3) Parameter percepatan terpetakan

BSN (2012) pada pasal (6.1.1) menjelaskan bahwa parameter percepatan gempa yang digunakan adalah percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1) melalui peta MCE_R (*Maximum Considered Earthquake*) dengan probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (gempa 2500 tahun). Penggunaan percepatan 0,2 detik dan 1 detik dikarenakan pada interval 0,2 detik hingga 1 detik mengandung energi gempa terbesar. Nilai dari kedua parameter tersebut, dapat dilihat pada gambar 2.2 dan 2.3.

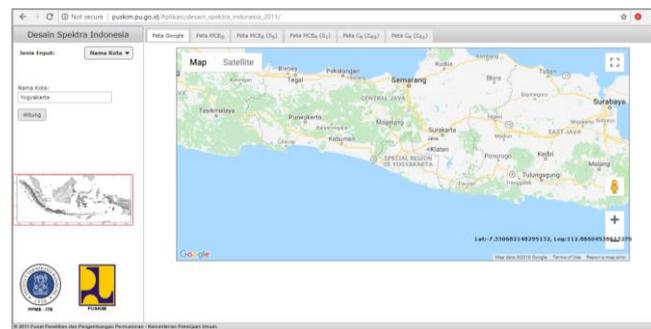


Gambar 2.2. Peta MCE_R untuk nilai parameter S_s didaerah Yogyakarta (BSN, 2012)

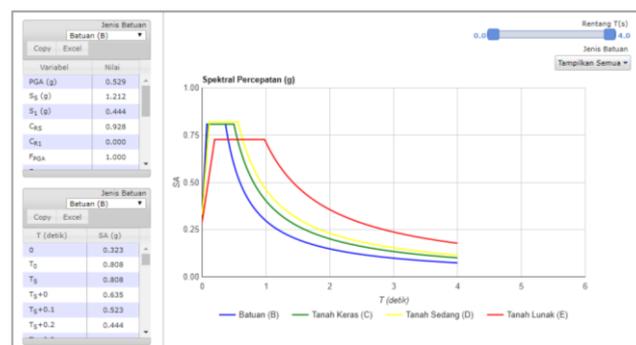


Gambar 2.3. Peta MCE_R untuk nilai parameter S_1 di daerah Yogyakarta (BSN, 2012)

Selain melalui peta gempa di atas, penentuan parameter percepatan gempa juga dapat diperoleh melalui halaman web Desain Spektra Indonesia http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/ seperti melalui gambar 2.4. Melalui halaman web tersebut, akan didapatkan nilai spektral percepatan di permukaan dari gempa-risk *targeted maximum consider earthquake* dengan probabilitas keruntuhan bangunan 1% dalam 50 tahun terhadap lokasi yang ditinjau seperti pada gambar 2.5.



Gambar 2.4. Halaman web Desain Spektra Indonesia (http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/)



Gambar 2.5. Nilai spektral percepatan di permukaan dari gempa-risk *targeted maximum consider earthquake*

(http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/)

4) Parameter percepatan gempa

BSN (2012) menjelaskan pada pasal (6.2) bahwa koefisien situs F_a dan F_l ditentukan melalui tabel 2.3 dan 2.4

Tabel 2.3. Koefisien situs, F_a (BSN , 2012)

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
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		

Keterangan : Untuk nilai - nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

Tabel 2.4. Koefisien situs, F_v (BSN , 2012)

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1,0$ detik, S_l				
	$S_l \leq 0,1$	$S_l = 0,2$	$S_l = 0,3$	$S_l = 0,4$	$S_l \geq 0,5$
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		

Keterangan : Untuk nilai - nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

Parameter spektrum respon percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan melalui persamaan berikut :

$$S_{MS} = F_a S_s \dots\dots\dots (2.7)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \dots\dots\dots (2.8)$$

5) Parameter percepatan spektral desain

BSN (2012) pada pasal (6.3) menjelaskan bahwa parameter percepatan spektral desain S_{DS} dan S_{D1} , dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.10)$$

6) Kategori Desain Seismik (*KDS*)

BSN (2012) menjelaskan pada pasal (6.5) bahwa struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik. Struktur dengan kategori resiko gempa I, II, dan III yang berada pada lokasi dimana parameter S_I melebihi 0,75, maka struktur harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berada pada kategori resiko IV dengan lokasi dimana parameter S_I melebihi 0,75, struktur harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Kategori desain seismik pada struktur lainnya, ditetapkan sesuai dengan kategori resiko gempa bangunan serta parameter respon percepatan desain yang didapatkan. Kategori desain seismik tersebut dapat ditentukan melalui tabel 2.5 atau tabel 2.6, terlepas dari nilai perioda fundamental getaran struktur, T .

Tabel 2.5. Kategori desain Seismik berdasarkan parameter S_{DS} (BSN, 2012)

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 < S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 < S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 < S_{DS}$	D	D

Tabel 2.5. Kategori desain Seismik berdasarkan parameter S_{DI} (BSN, 2012)

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

7) Sistem struktur dan parameter struktur

BSN (2012) pada pasal (7.2.2) menjelaskan bahwa sistem dan parameter struktur harus ditentukan berdasarkan batasan serta koefisien dalam jenis sistem struktur bangunan yang direncanakan melalui tabel melalui lampiran 2.

8) Prosedur gaya lateral ekivalen

a) Periode fundamental pendekatan (T_a)

BSN (2012) pada pasal (7.8.2) menjelaskan bahwa periode fundamental struktur (T), dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur (T), tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari tabel 2.7 dan periode fundamental pendekatan (T_a) yang ditentukan sesuai persamaan (2.11) berikut :

$$T_a = C_t h_n^x \dots\dots\dots (2.11)$$

Dengan :

h_n adalah ketinggian struktur, dalam (m), diatas sampai tingkat tinggi struktur, dan nilai parameter periode pendekatan C_t dan koefisien x didapatkan pada tabel 2.8.

Tabel 2.7. Koefisien C_u (BSN, 2012)

Parameter S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Tabel 2.8. Nilai parameter C_t dan x (BSN, 2012)

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen yang memikul 100% gaya gempa sesuai dengan syarat dan tidak berhubungan dengan komponen struktur yang kaku dan mencegah terjadinya defleksi pada rangka akibat gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a) (detik), dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 meter.

$$T_a = 0,1N \dots\dots\dots (2.12)$$

Dengan :

N = jumlah tingkat.

b) Berat seismik efektif

BSN (2012) pada pasal (7.7.2) menjelaskan bahwa, berat seismik efektif (W), harus melibatkan seluruh beban berikut :

- i. Area yang berfungsi sebagai penyimpanan, 25% minimum beban hidup pada lantai garasi umum dan area parkir;
- ii. Beban daerah lantai, diambil tidak kurang dari 0,48 kN/m²;
- iii. Berat total operasional melalui peralatan yang tetap;
- iv. Berat lantai taman serta luasan seerupa lainnya.

c) Koefisien respon seismik (C_s)

BSN (2012) pada pasal (7.8.1.1) menjelaskan bahwa koefisien respon seismik, C_s harus ditentukan sesuai dengan persamaan (2.13) berikut.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dengan :

S_{DS} = parameter percepatan spekturm respos desain dalam rentang perioda pendek melalui persamaan (2.9);

R = faktor modifikasi respon dari sistem penahan gempa melalui tabel pada lampiran 2;

I_e = faktor keutamaan terhadap gempa melalui tabel 2.1.

Nilai C_s didapatkan melalui persamaan (2.13) tidak melebihi persamaan (2.14) berikut :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.14)$$

Nilai C_s harus tidak kurang dari persamaan berikut :

$$C_s = 0,044S_{DS}I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.15)$$

Untuk struktur pada lokasi dimana S_I melebihi 0,6g, maka koefisien respon seismik (C_s) harus melebihi :

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (2.16)$$

Dengan :

S_{D1} = parameter dari percepatan desain spektrum respon melalui perioda 1,0 detik melalui persamaan (2.10);

T = periode fundamental pendekatan pada struktur;

S_1 = Parameter percepatan batuan dasar pada perioda 1,0 detik.

d) Gaya geser dasar seismik (V)

BSN (2012) pada pasal (7.8.1) menjelaskan bahwa geser dasar seismik, V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s W \dots\dots\dots (2.17)$$

Dengan :

C_s = koefisien respon seismik;

W = berat seismik efektif (kN).

e) Distribusi vertikal gaya gempa (F_x)

BSN (2012) pada pasal (7.8.3) menjelaskan bahwa gaya gempa lateral (F_x) (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V \dots\dots\dots (2.18)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \dots\dots\dots (2.19)$$

Dengan :

- C_{vx} = faktor distribusi vertikal;
- V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN) melalui persamaan (2.17);
- w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x ;
- h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m);
- k = eksponen yang terkait dengan perioda untuk struktur dengan perioda 0,5 detik atau kurang, $k = 1$, untuk struktur dengan perioda 2,5 detik atau lebih, $k = 2$ untuk struktur dengan perioda antara 0,5 dan 2,5 detik $k = 2$, atau interpolasi linear antara 1 dan 2.

f) Distribusi horizontal gaya gempa (V_x)

BSN (2012) pada pasal (7.8.4) menjelaskan bahwa geser tingkat desain gempa disemua tingkat (V_x) dalam (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \dots\dots\dots (2.20)$$

Dengan :

- F_i = adalah bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i , dalam kilo newton (kN).

g) Simpangan antar lantai (Δ)

BSN (2012) pada pasal (7.8.6) menjelaskan bahwa penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ), dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertical dari pusat massa tingkat diatasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.

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

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.21)$$

Dengan :

C_d = faktor pembesaran defleksi dari tabel pada lampiran 2;

δ_x = defleksi pada lokasi yang disyaratkan (mm);

I_e = faktor keutamaan terhadap gempa pada tabel 2.1.

Simpangan antar tingkat (Δ), tidak diijinkan melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ_a) seperti yang didapatkan dari tabel 2.9 untuk semua tingkat.

Tabel 2.9. Simpangan antar lantai ijin (Δ_a) (BSN, 2012)

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 di desain mengeakomodasi simpangan antar tingkat	$0,025h_{sc}^x$	$0,020h_{sc}^x$	$0,015h_{sc}^x$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sc}^x$	$0,010h_{sc}^x$	$0,010h_{sc}^x$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sc}^x$	$0,007h_{sc}^x$	$0,007h_{sc}^x$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sc}^x$	$0,020h_{sc}^x$	$0,020h_{sc}^x$

BSN (2012) pada pasal 7.12.1.1 menjelaskan bahwa Untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E atau F, simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi Δ_a/ρ untuk semua tingkat.

b. Analisis dinamik

1) Konsep dasar

BSN (2012) menjelaskan bahwa, jika bangunan yang direncanakan termasuk dalam kategori struktur yang tidak beraturan serta memiliki ketinggian lebih dari yang disyaratkan yaitu 40 meter, maka struktur tersebut harus dianalisis dengan menggunakan analisis dinamik. Hal ini karena, analisis dinamik diperoleh langsung dari respon percepatan gempa sehingga dapat memberikan hasil yang cukup akurat. Analisis dinamik berdasarkan standar pedoman SNI 1726:2012, didasarkan pada dua metode yaitu metode ragam spektrum respon dan riwayat waktu (*time history*).

2) Analisis dinamik ragam spektrum respon

Spektrum respon adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik antara periode getar struktur T , lawan respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respon-respon maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*spectral displacement*, S_D) kecepatan maksimum (*spectral velocity*, S_V) atau percepatan maksimum (*spectral acceleration*, S_A) massa struktur *single degree of freedom* (SDOF) (Widodo, 2001).

BSN (2012) menjelaskan bahwa, metode analisis dinamik ragam spektrum respon mendefinisikan bahwa simpangan struktur yang terjadi merupakan penjumlahan dari simpangan masing – masing ragam getarnya. Spektrum respon gempa rencana harus didesain terlebih dahulu berdasarkan data parameter yang ada. Data parameter yang dimaksud adalah parameter percepatan desain terhadap respon spektra melalui prosedur perencanaan analisis statik ekuivalen yang dijelaskan pada pasal (6.3).

Metode Respon Spektrum secara substansial merupakan metode yang lebih canggih. Tujuan mendasarnya adalah untuk mengevaluasi gaya - gaya yang disebabkan oleh aksi seismik pada struktur yang direncanakan dan menganalisis kapasitas struktur terhadap gaya - gaya yang disebabkan tersebut. Metode respon spektrum sangat didasarkan pada komputer dan pada teknik analisis struktural yang lebih baik. Distribusi gaya yang terjadi, didasarkan pada mode alami getaran, sehingga metode ini menjadi metode yang lebih tepat dan membutuhkan penentuan spektrum respon dari data aktivitas seismik yang terukur. Kurva respon spektrum adalah plot dari nilai spektral maksimum terhadap periode. Data aktivitas seismik di reduksi menjadi penentuan plot aksi seismik terhadap frekuensi alami, bisa menjadi perpindahan, percepatan atau kecepatan, serta yang sangat mendominasi yaitu akselerasi. Plot pada kurva tersebut memiliki dua periode karakteristik yaitu T_S dan T_o (Helou and Muhammad, 2014).

a) Spektrum respon desain

BSN (2012) pada pasal (6.4) bahwa bila spektrum respon desain diperlukan dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respon desain harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar 2.6 dan mengikuti ketentuan dibawah :

- i. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a), diambil dari persamaan (2.22).

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.22)$$

- ii. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon percepatan desain (S_a), sama dengan S_{DS} .
- iii. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain (S_a), diambil dari persamaan (2.23).

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.23)$$

Dengan :

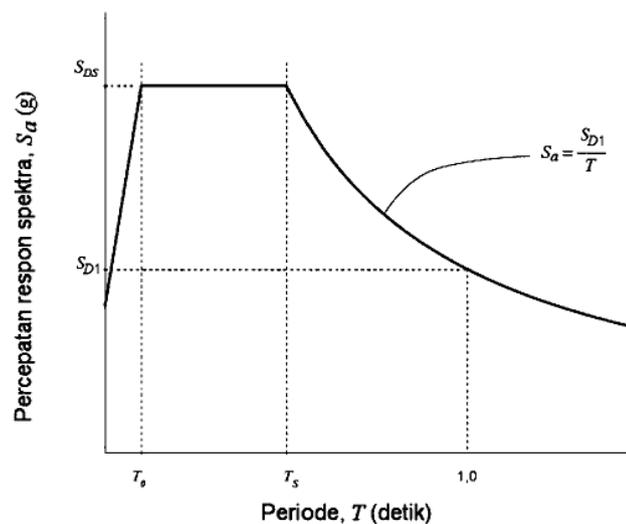
S_{DS} = parameter respon spectral percepatan desain pada perioda pendek melalui persamaan (2.9);

S_{D1} = parameter respon spectral percepatan desain pada perioda 1 detik melalui persamaan (2.10);

T = perioda getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.24)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.25)$$



Gambar 2.6. Spektrum respon desain (BSN, 2012)

b) Jumlah ragam

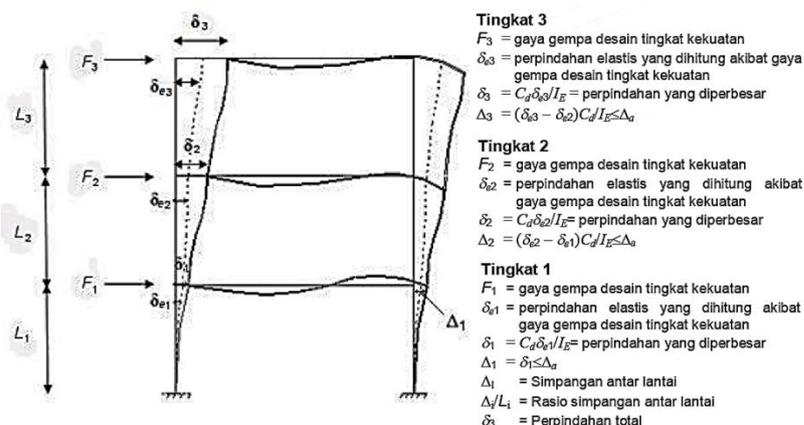
BSN (2012) pada pasal (7.9.1) bahwa, analisis spektrum respon ragam harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus meyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 % dari massa actual dalam masing - masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model.

c) Parameter respon ragam

BSN (2012) pada pasal (7.9.2) menjelaskan bahwa, masing - masing parameter desain seismik yang telah di dapatkan, terkait dengan gaya - gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, serta gaya dukung dan gaya pada elemen penampang struktur untuk setiap respon ragam. Gaya - gaya yang ditinjau tersebut di hitung dengan menggunakan properti setiap ragam dan spektrum respon yang dibagi dengan faktor kuantitas (R/I_e). Nilai perpindahan yang terjadi serta kuantitas simpangan antar lantai yang telah didapatkan, harus dikalikan dengan faktor kuantitas (C_d/I_e).

d) Parameter respon terkombinasi

BSN (2012) pada pasal (7.9.3) menjelaskan bahwa, nilai untuk masing - masing parameter yang ditinjau, dihitung untuk berbagai ragam, harus dikombinasikan dengan metoda akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of the Squares, SRSS*) atau kombinasi kuadratik lengkap (*Complete Quadratic Combination, CQC*).



Gambar 2.7. Penentuan simpangan antar lantai (BSN, 2012)

e) Skala nilai desain untuk respon terkombinasi

BSN (2012) pada pasal (7.9.4) menjelaskan bahwa, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, dinyatakan dalam gaya geser dasar (V). Gaya geser dasar (V) harus dihitung dari setiap dua arah horizontal ortogonal dengan menggunakan nilai perioda (T) dari masing – masing arah yang ditinjau.

Melalui penelitian yang dilakukan, pemodelan struktur dibatasi menjadi model 2D. Untuk itu perioda fundamental struktur yang dihitung, hanya pada arah yang ditinjau dari pemodelan tersebut.

f) Skala gaya

BSN (2012) pada pasal (7.9.4.1) menjelaskan bahwa, bila perioda fundamental yang dihitung melebihi $C_u T_a$, maka $C_u T_a$ harus digunakan sebagai pengganti dari T dalam arah itu. Kombinasi respon untuk geser dasar ragam yang disyaratkan (V_t) berada kurang dari 85% dari geser dasar yang dihitung (V) yang didapatkan melalui persamaan (2.17), maka gaya harus di kali dengan $0,85 \frac{V}{V_t}$.

g) Skala simpangan antar lantai

BSN (2012) pada pasal (7.9.4.2) menjelaskan bahwa, jika respon terkombinasi untuk geser dasar ragam yang disyaratkan (V_t) berada kurang dari 85% dari gaya geser dasar nominal (V) yang didapatkan melalui persamaan (2.17), maka simpangan antar lantai tersebut harus di kalikan dengan $0,85 \frac{V}{V_t}$.

3) Analisis Dinamik Riwayat Waktu (*Time History*)

Analisis riwayat waktu merupakan metode analisis yang paling akurat dalam analisis dinamik rekayasa seismik. Berdasarkan metode persamaan dinamis, metode ini digunakan untuk mencari solusi integral pada dinamika struktural yang tergantung pada kinerja komponen. Metode ini sangat cocok untuk memecahkan gaya yang memiliki pola tertentu, dan dapat memperoleh secara akurat percepatan partikel, tegangan komponen, dan perpindahan pada setiap titik waktu. Namun karena variasi yang dihasilkan acak dari aksi seismik, sehingga perlu mengurangi langkah integrasi untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat (Wu dkk., 2015).

BSN (2012) pada pasal (11.1.1) juga menjelaskan bahwa, metode riwayat waktu merupakan metode yang paling akurat mewakili respon struktur terhadap gempa. Pembebanan gempa yang diberikan berasal dari rekaman gerakan tanah (*ground motion*) dari gempa yang pernah terjadi.

Keunggulan dari metode ini yaitu dapat menganalisis respons struktural yang diketahui berada pada kondisi non-linier. Analisis ini juga merupakan analisis bertahap dari respons dinamis suatu struktur terhadap pemuatan tertentu yang dapat bervariasi seiring waktu. Analisis riwayat waktu digunakan untuk menentukan respon seismik dari struktur di bawah pemuatan dinamis dari representatif gempa (Patil and Kumbhar, 2013)

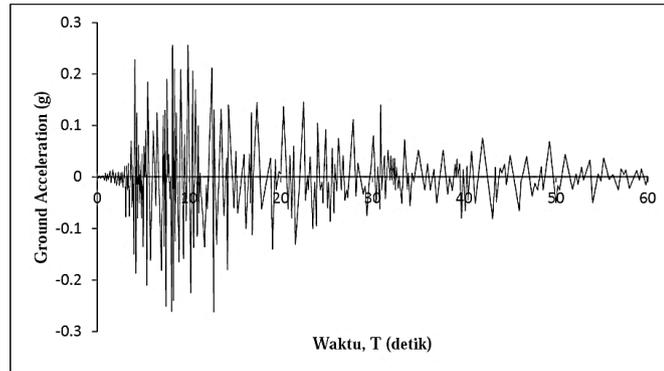
Metode dinamik riwayat waktu sangat jarang di aplikasikan oleh para perencana. Hal ini disebabkan oleh dua kendala mendasar yang sering menjadi alasan utama yaitu cukup sulit menggunakan data gempa yang tepat sebagai pembebanan gempa dan umumnya terlalu intensif terhadap program komputer untuk menjadi praktis sehingga menjadi tidak efisien terhadap waktu dalam perencanaan terutama jika dianalisis pada kondisi inelastis (Dubey dkk., 2015).

a) Akselerogram gempa masukan

BSN (2002) menjelaskan bahwa akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respon dinamik linier dan non-linier riwayat waktu, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat melalui lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau.

Hal ini juga dijelaskan oleh Corchete (2010) bahwa, akselerogram memberikan nilai percepatan tanah puncak (PGA) sebagai nilai maksimum percepatan tanah yang digunakan sebagai parameter untuk analisis respon dinamik.

Penelitian ini akan dilakukan dengan menggunakan akselerogram gempa Yogyakarta pada tahun 2006, yang merupakan hasil replikasi gempa sebagai gempa masukan. Akselerogram gempa Yogyakarta tahun 2006 ditunjukkan melalui gambar 2.8.



Gambar 2.8. Akselerogram gempa Yogyakarta tahun 2006 hasil replikasi (Widodo, 2001)

b) Properti Dinamika Struktur

Widodo (2001) menjelaskan bahwa, properti dinamika struktur yang dapat mempengaruhi respon struktur ketika dianalisis dengan metode riwayat waktu (*time history*) terhadap beban gempa yaitu terdiri dari massa bangunan, redaman dan kekakuan struktur.

- i. Massa berkaitan dengan jenis struktur. Jenis struktur yang berbeda akan memiliki distribusi massa yang berbeda.
- ii. Redaman merupakan sebuah peristiwa pelepasan energi oleh struktur yang diakibatkan oleh adanya gerakan antar molekul didalam material, pelepasan energi oleh gesekan alat penyambung maupun sistem dukungan, pelepasan energi akibat gesekan dengan udara dan pada respon inelastik pelepasan energi juga terjadi akibat adanya rotasi sendi plastik.
- iii. Kekakuan struktur bangunan dipengaruhi oleh modulus elastisitas pada bahan (E), momen inersia penampang (I) dan ketinggian bangunan yang direncanakan (h).

c) Parameter respon

BSN (2012) pada pasal (11.1.4) menjelaskan bahwa, untuk setiap gerak tanah yang dianalisis, parameter respon individual harus dikalikan dengan besaran skala sebagai berikut.

- i. Parameter respon gaya harus dikalikan dengan I_e/R ;
- ii. Besarnya simpangan pada setiap lantai, wajibkan untuk dikalikan dengan faktor C_d/R .

BSN (2012) pada pasal (11.1.4) juga menjelaskan, untuk setiap gerak tanah (i), nilai maksimum gaya geser dasar (V_i), gaya dalam elemen struktur (Q_{EI}) yang diskalakan dan simpangan antar lantai (Δ_i), pada setiap lantai seperti yang didefinisikan dalam pasal (7.8.6) harus ditentukan. Apabila gaya geser dasar maksimum hasil dari analisis yang telah diskalakan (V_i) kurang dari 85% dari nilai V yang ditentukan melalui nilai minimum dari parameter C_s atau bila persamaan berada dilokasi dengan S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, dengan nilai C_s yang ditentukan melalui persamaan (2.16), maka gaya – gaya yang diskalakan (Q_{EI}) harus diperbesar dengan faktor skala melalui persamaan berikut.

$$\frac{V}{V_i} \dots\dots\dots (2.26)$$

Dimana :

V = gaya geser dasar minimum yang ditentukan dengan nilai minimum dari parameter C_s atau bila berada dilokasi dengan S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka harus menggunakan nilai minimum C_s melalui persamaan (2.16);

V_i = geser dasar maksimum hasil dari analisis yang telah diskalakan.

Apa bila nilai gaya geser dasar maksimum hasil analisis yang telah diskalakan (V_i) kurang dari $0,85C_sW$, maka simpangan antar lantai harus dikalikan dengan $0,85C_sW/V_i$.

4) Analisis modal superposisi

Analisis modal superposisi (*mode superposition method*) merupakan salah satu metode untuk analisis dinamik yang sangat baik untuk mengurangi waktu komputasi. Metode ini digunakan khusus untuk menyelesaikan problem dinamik analisis dengan beberapa syarat tertentu, yaitu respon struktur masih elastis dan struktur mempunyai standar *mode shape*. *Mode shape* merupakan suatu pola atau ragam getaran/goyangan yang terjadi pada struktur bangunan. *Mode* ini merupakan fungsi dari properti dinamik dari struktur yang bersangkutan yaitu massa dan kekakuan tingkat serta bebas dari pengaruh waktu dan frekuensi getaran. Struktur yang mempunyai standar *mode shape* salah satunya yaitu struktur yang tidak memperhitungkan interaksi antara tanah dan fondasi struktur, sehingga bangunan

diasumsikan dijepit pada bagian dasarnya serta struktur elastis dimana kondisi tegangan bahannya belum mencapai tegangan leleh dan implikasinya, kekakuan struktur tidak mengalami perubahan baik dari massanya maupun koefisien redaman (Widodo, 2001).

CSI (2011) menjelaskan bahwa, analisis modal yang digunakan untuk menentukan mode getaran struktur dengan bantuan program *finite elemen*, juga dapat digunakan sebagai dasar untuk modal superposisi dalam metode spektrum respon dan riwayat waktu. Ada dua jenis analisis modal yang dijelaskan oleh yang dapat dipilih melalui program analisis dengan SAP2000, yaitu :

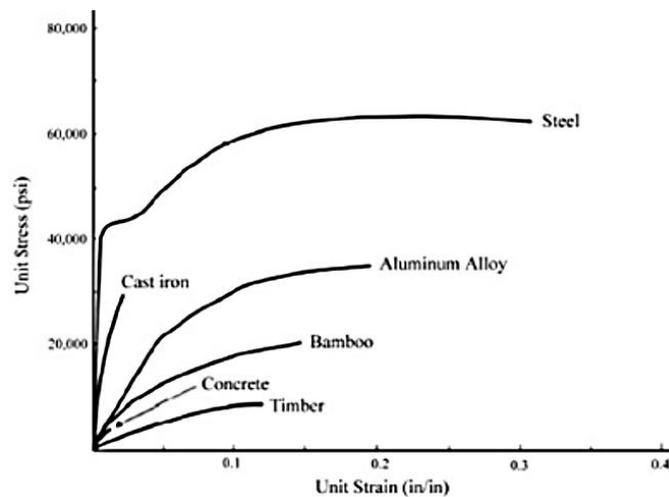
- a) Analisis *eigen vector*, menentukan bentuk dan frekuensi mode getaran bebas yang tidak di gerakkan dari sistem. Mode alami tersebut memberikan wawasan yang baik ke dalam perilaku struktur yang dianalisis.
- b) Analisis *ritz vector*, mencari mode yang lebih besar dengan pemuatan tertentu. *ritz vector* dapat memberikan dasar yang lebih baik dari *eigen vector* jika digunakan untuk analisis dinamik yang di dasarkan pada metode modal superposisi.

2.2.3. Perencanaan Struktur Baja

a. Material baja

Material baja merupakan paduan antara besi dan karbon. Dari semua bahan bangunan struktural yang digunakan hingga saat ini, baja adalah bahan yang paling berguna dan serba guna untuk rekayasa konstruksi. Ketahanan dan potensi yang disediakan oleh baja tidak dapat di imbangi oleh material lain seperti kayu maupun beton. Baja memiliki keunggulan yang sangat elastis, ulet, serta mudah dibentuk dan mampu dalam pengelasan. Baja juga memiliki kekuatan tarik dan tekan yang tinggi dan juga tahan aus serta sobek. Fitur yang paling penting dari baja yang digunakan dalam konstruksi dalam skala besar adalah fleksibilitasnya yang dapat di tekuk tanpa terjadi retak. Kekuatan yang melekat, ketangguhan dan keuletan baja yang tinggi merupakan salah satu dari karakteristik yang ideal untuk desain seismik (Sharma dkk., 2017).

Dewobroto (2016) juga menjelaskan bahwa material baja merupakan bahan material konstruksi yang ketersediaannya tergantung dari produk industri berat. Ini tentu berbeda dengan material beton yang bahan dasarnya sebagian besar mengandalkan material alam (batu split dan pasir), serta semen dan *admixture* yang hanya tergantung pada produk industri. Material baja juga lebih unggul jika ditinjau dari segi kekuatan, kekakuan serta daktilitasnya terhadap material lainnya. Perilaku mekanik pada setiap material dapat di perhatikan melalui gambar 2.9 berikut.



Gambar 2.9. Perilaku mekanik material
(Dewobroto, 2016)

b. Analisis struktur

1) Analisis elastis orde pertama (*first orde elastic analysis*)

Analisis struktur elastis orde pertama, dapat dikatakan juga sebagai analisis elastis linier yang relatif sederhana serta mencukupi dengan pembebanan mutlak (tentu). Meskipun sederhana, tetapi efektif untuk perencanaan umum, maka banyak dijadikan topik utama pada pembelajaran rekayasa analisis struktur ditingkat perguruan tinggi atau yang sejenisnya (Dewobroto, 2016).

Ky dkk. (2014) menjelaskan bahwa, analisis struktur orde pertama, tidak mempertimbangkan pengaruh orde kedua seperti efek $P-\Delta$ dan $P-\delta$ serta faktor inelastisitas. Metode ini dibatasi oleh tiga kondisi, dimana dua kondisi pertama sama dengan kondisi pada metode panjang efektif. Kondisi ketiga adalah kekuatan tekan aksial yang diperlukan dari semua anggota, yang kekakuan lenturnya

dianggap berkontribusi pada stabilitas lateral struktur, harus tidak melebihi setengah dari kekuatannya ($\alpha P_r < 0,5P_y$). Kekuatan yang diperlukan ditentukan dari analisis orde pertama berdasarkan kekakuan anggota yang tidak dikurangi. Efek ketidaksempurnaan awal dimasukkan dengan menerapkan beban *national* sebagai tambahan beban lateral ke beban lain di setiap tingkat struktur pada semua kombinasi pembebanan. Nilai dari beban lateral *national* diberikan melalui persamaan (2.27) berikut.

$$N_i = 2,1\alpha (\Delta / L)Y_i \geq 0,0042Y_i \dots\dots\dots (2.27)$$

Dimana :

Δ / L = rasio maksimum perpindahan orde pertama (Δ) ke ketinggian tingkat (L) untuk semua tingkat struktur karena kombinasi beban LRFD atau ASD;

Y_i = beban gravitasi dilevel i hasil beban kombinasi *LRFD*

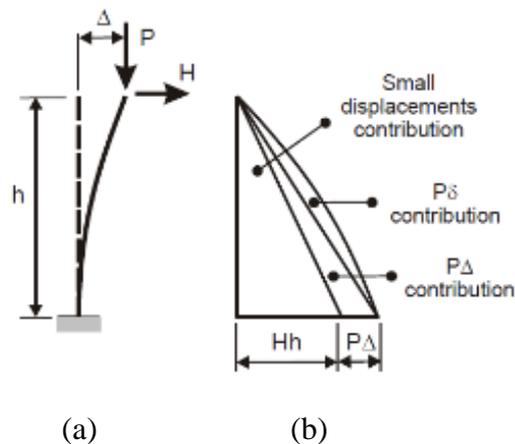
2) Analisis elastis orde kedua (*second orde elastic analysis*)

Secara umum, sebuah bangunan dapat dianalisis dengan menggunakan metode elastis linier atau yang disebut juga analisis elastis orde pertama. Pada analisis ini, gaya dan deformasi internal berbanding lurus dengan beban yang diterapkan. Tapi dalam beberapa kasus dimana lendutan akan mengalami perilaku non-linier geometri, membuat analisis dengan metode elastis linier menjadi tidak akurat. Jenis non-linier geometri ini dihitung menggunakan metode iteratif dengan bantuan program komputer terhadap kasus non-linier geometri yang juga dikenal dengan analisis elastis orde kedua (Bhavani dkk., 2017).

Dewobroto (2016) juga menjelaskan, jika deformasi yang terjadi relatif cukup besar sehingga menyebabkan bentuk geometri mengalami perubahan, maka hasil yang diberikan melalui analisis elastis orde pertama menjadi tidak valid, sehingga kasus yang terjadi menjadi non-linier geometri. Pengaruh non-linier geometri yang terjadi yaitu pengaruh efek P-delta ($P-\Delta$ dan $P-\delta$). Untuk mengatasi masalah ini, analisisnya harus dimasukkan pengaruh deformasi yang terjadi pada struktur sehingga menjadi lebih teliti dibandingkan analisis elastis orde pertama. Untuk itulah diperlukan sebuah iterasi serta tahapan dari pembebanan sehingga analisis tersebut juga disebut sebagai analisis elastis orde kedua.

c. Pengaruh non-linier geometri (efek p-delta)

Efek P-Delta atau efek non-linieritas geometri adalah efek terjadinya penambahan gaya momen maupun geser pada elemen penampang yang direncanakan akibat gaya aksial dari beban yang terdistribusi atau diberikan setelah penampang berdeformasi akibat gaya lateral yang disebabkan oleh beban gempa maupun angin (Akhter dkk., 2017).

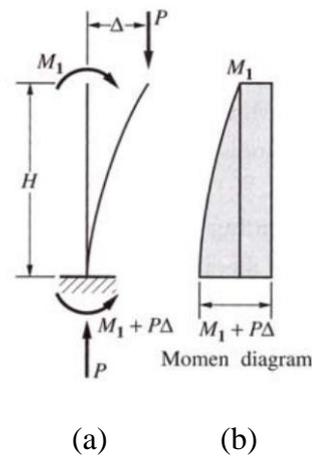


Gambar 2.10. (a) Pengaruh efek P-delta pada kolom, (b) Diagram momen pada kolom akibat efek P-delta (Akhter dkk., 2017)

Ketika struktur ini mengalami perpindahan horizontal akhir, efek P-Delta disebabkan dalam struktur tinggi yang diangkat, di mana akan terjadi perubahan besar dalam geser dasar, momen jungkir balik, dan distribusi beban aksial di dasar struktur. Efek P-Delta didefinisikan sebagai momen destabilisasi sama dengan gaya gravitasi dikalikan dengan perpindahan lateral (Umashankar dan Nagaraja, 2016).

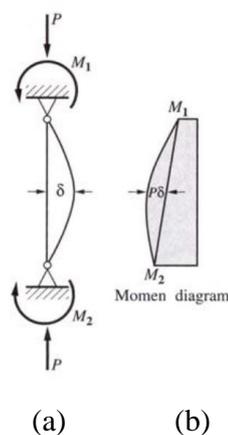
Bhavani dkk. (2017) menjelaskan bahwa, Terdapat dua jenis efek P-delta yang biasanya terjadi pada struktur bangunan, yaitu $P-\Delta$ (P-delta besar) dan $P-\delta$ (P-delta kecil).

- 1) $P-\Delta$ (P-delta besar) terjadi akibat efek beban gravitasi yang diterapkan pada struktur setelah terjadi perpindahan horizontal. Beban seismik akibat gempa atau angin dapat membuat perpindahan horizontal (Δ) dan beban vertikal (P), dikenal sebagai beban gravitasi yang bertindak secara vertikal pada struktur yang mengalami perpindahan di saat yang bersamaan. $P-\Delta$ biasanya terjadi pada struktur rangka bergoyang, dimana salah satu titik nodal penghubung elemennya mengalami perpindahan (translasi) akibat beban lateral.



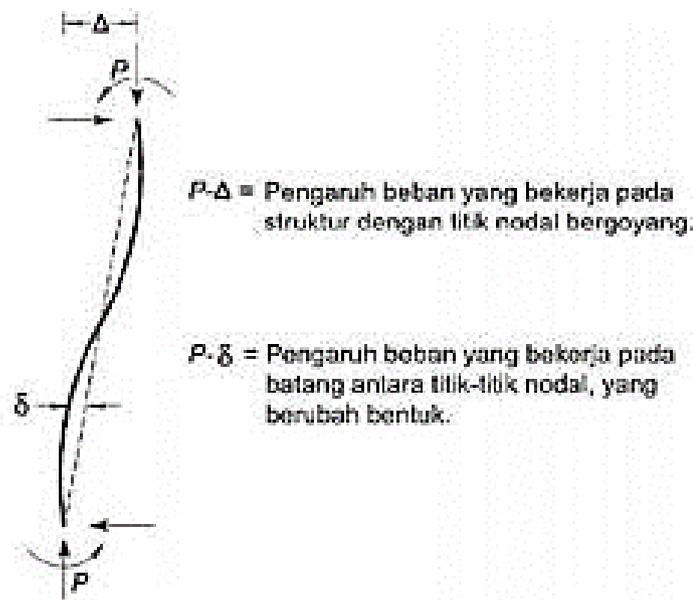
Gambar 2.11. (a) Pengaruh efek P-delta pada rangka bergoyang, (b) Momen yang dipengaruhi pada rangka bergoyang
(Dewobroto, 2016)

- 2) $P-\delta$ (P-delta kecil) disebut efek beban aksial pada elemen penampang yang mengalami defleksi. Ketika lentur dikembangkan, efek P-delta akan sebanding dengan beban aksial (P) dikalikan dengan kelengkungan yang dihasilkan selama pembengkokan (δ). Sehingga hal ini juga bisa menjadi pertimbangan dalam perencanaan. $P-\delta$ biasanya terjadi pada struktur rangka tidak bergoyang, dimana titik – titik nodal penghubung elemennya tidak mengalami perpindahan. Hal ini terjadi ketika struktur tersebut ditahan oleh sistem penahan lateral seperti bracing atau dinding geser.



Gambar 2.12. (a) Efek P-Delta pada rangka tidak bergoyang, (b) Momen yang dipengaruhi pada rangka tidak bergoyang
(Dewobroto, 2016)

Hal ini juga diterangkan oleh Dewobroto (2016) bahwa, pengaruh non-linier khususnya pada elemen penampang struktur dengan gaya vertikal yang cukup besar ketika struktur mengalami deformasi, dapat menyebabkan gaya momen tambahan yang disebut juga sebagai momen sekunder yang relatif dominan dan tidak dapat diabaikan jika dibandingkan dengan hasil gaya momen dari analisis elastis orde pertama. Efek P-delta pada dasarnya adalah permasalahan stabilitas yang dapat menyebabkan tekuk. Meskipun strategi penyelesaiannya sendiri adalah non-linier geometri, tapi hasil akhir dipengaruhi tidak hanya oleh perubahan geometri atau deformasi akibat gaya yang terjadi, tapi juga bisa melalui faktor lainnya seperti ketidak-lurusan (*imperfection*) geometri, reduksi kekakuan akibat adanya tegangan residu penampang, juga deformasi dari sambungan tipe *semi-rigid* yang perilaku sambungan tersebut tidak sepenuhnya kontinu. Pada struktur dengan penampang relatif langsing, deformasi yang diakibatkan oleh pembebanan tidak bisa diabaikan begitu saja. Deformasi ini dapat dicegah dengan analisis elastis orde kedua dengan keseimbangan struktur bangunan akan memenuhi syarat kondisi geometri setelah mengalami deformasi. Pengaruh efek P- Δ dan P- δ yang dievaluasi dapat dilihat melalui gambar 2.13 berikut.



Gambar 2.13. Parameter penting dari kurva σ - ϵ
(Dewobroto, 2016)

d. Metode analisis struktur baja

Hingga pada tahun 2005, satu-satunya metode praktis yang biasanya digunakan untuk menganalisis pengaruh deformasi pada struktur baja adalah metode panjang efektif, yang dikenal juga sebagai konsep faktor K. Dalam perilakunya, elemen penampang hanya diterapkan pada rangka struktur reguler, yaitu beban yang sama diterapkan di setiap jarak kolom dan kolom yang setara dan kondisi lain yang tidak sesuai dengan aplikasi nyata dan umum. Metode panjang efektif umumnya menyediakan desain yang baik dari struktur rangka. Namun, meskipun populer digunakan dimasa lalu dan sekarang sebagai dasar untuk desain, pendekatan ini memiliki keterbatasan besar. Hal ini karena metode ini tidak memberikan indikasi akurat dari faktor terhadap kegagalan, karena tidak mempertimbangkan interaksi kekuatan dan stabilitas antara anggota dan sistem struktural secara langsung. Ini adalah fakta yang diakui dengan baik bahwa faktor kegagalan sebenarnya dari sistem struktur sering tidak memiliki kemiripan apa pun dengan mode tekuk elastis dari sistem struktural yang merupakan dasar untuk penentuan faktor panjang efektif. Dalam dekade yang sama, beberapa penelitian dilakukan tentang analisis non-linier dengan kemajuan program komputasi, yang mengubah analisis orde kedua yang lebih kompleks menjadi layak. Perubahan besar dalam AISC 360-2005 adalah dimasukkannya metode analisis langsung dimana faktor panjang efektif (faktor K) dianggap sebesar 1.0 serta menganalisis ketidaksempurnaan penampang atau bahkan menggantinya dengan beban *notional*. Metode yang disederhanakan menggunakan analisis linear diperkenalkan dengan metode elastis orde pertama (*first orde elastis analysis*), dengan analisis struktural dalam kondisi *ekuilibrium* yang diformulasikan pada struktur yang tidak berdampak apapun, sehingga mengabaikan efek orde kedua (Ficanha and Pravia, 2015).

Hal ini juga diperjelas oleh Ky dkk. (2015), bahwa AISC 360-2010 tentang spesifikasi untuk bangunan baja struktural telah memperbarui metode desain untuk stabilitas. Metode panjang efektif dan metode analisis orde pertama yang sebelumnya digunakan sebagai metode dalam desain struktur rangka baja untuk stabilitas, didasarkan pada asumsi yang sangat ideal yang dicerminkan oleh beberapa keterbatasan aplikasi. Ketika perilaku sebenarnya dari struktur berada di luar batasan oleh kedua metode sebelumnya, maka spesifikasi mengharuskan

metode analisis langsung digunakan sebagai desain untuk stabilitas. Metode ini disyaratkan sebagai analisis orde kedua yang ketat maupun analisis orde pertama diperkuat. Beban *notional* digunakan untuk mewakili efek ketidak-sempurnaan awal yang terdiri dari *out-of-plumbness* dan *out-of-straightness*. Beban lateral ini diterapkan sebagai beban tambahan lainnya disemua tingkatan.

1) Metode Panjang Efektif (*Effective Length method*)

AISC (2005) menjelaskan bahwa secara konsep, fungsi dari analisis panjang efektif yaitu menghubungkan kolom yang terisolasi menjadi sebuah dasar terciptanya kurva kapasitas kolom melalui sistem struktur secara global. Melalui tabel C-C2.2 yang disajikan kembali melalui gambar 2.14 yang kemudian juga disebut sebagai petunjuk dalam perkiraan faktor panjang efektif dari perencanaan struktur baja pada bangunan gedung.

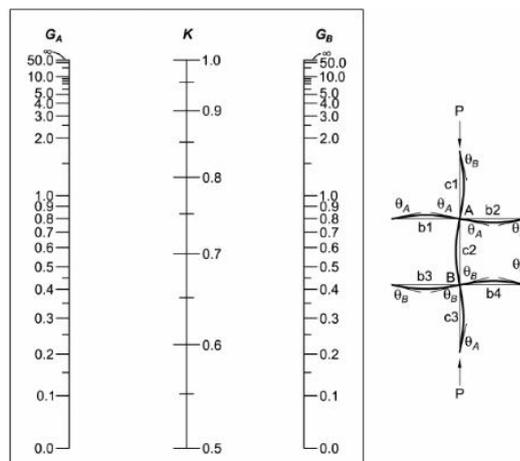
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Gambar 2.14. Nilai perkiraan faktor panjang efektif (AISC, 2005)

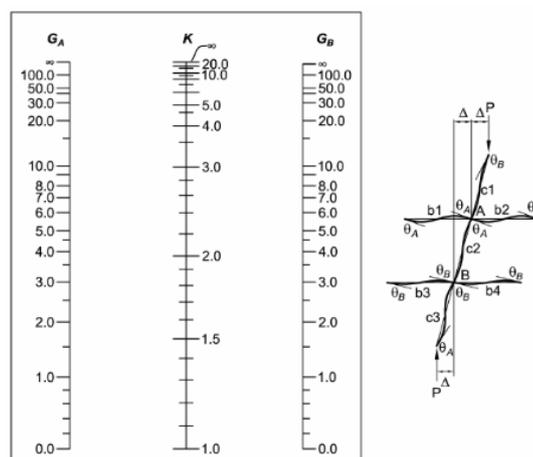
Ky dkk. (2014) menjelaskan bahwa, cara paling umum untuk menentukan faktor panjang efektif (faktor K) adalah dengan menggunakan *alignment charts*. Namun, grafik ini didasarkan pada asumsi kondisi yang sangat ideal yang sebagian besar jarang ada dalam struktur nyata.

- Asumsikan semua anggota berperilaku murni secara elastikal.
- Semua anggota adalah prisma, penampang konstan, yaitu bagian yang di rooting atau bagian seluler tidak di izinkan.
- Semua sambungan kaku.

- d) Untuk kolom dalam goyangan frame, rotasi pada ujung girder diasumsikan sama besarnya dan berlawanan arah.
- e) Untuk kolom dalam bingkai non-goyangan, rotasi pada ujung girder diasumsikan sama besar dan arahnya.
- f) Parameter kekakuan $L\sqrt{(P/EI)}$ semua kolom adalah sama.
- g) Menahan bersama di distribusikan pada kolom diatas dan di bawah sendi secara proporsional dengan EI/L dari dua kolom.
- h) Tekuk semua kolom dalam setiap tingkat yang sama terjadi secara bersamaan.
- i) Gaya kompresi aksial di girder dapat diabaikan.



Gambar 2.15. *Alignment chart* untuk nilai K rangka tidak bergoyang (AISC, 2005)



Gambar 2.16. *Alignment chart* untuk nilai K rangka bergoyang (AISC, 2005)

Metode panjang efektif dibatasi oleh dua kondisi yaitu struktur mendukung beban gravitasi terutama melalui dinding atau rangka kolom vertikal secara nominal dan drift rasio orde kedua maksimum ke drift orde pertama maksimum (keduanya digunakan pada beban kombinasi LRFD atau 1,6 kali memuat kombinasi ASD) pada semua lantai tingkat yang disyaratkan harus sama dengan atau kurang dari 1,5. Jika batasan ini dilanggar, maka metode ini menjadi tidak bisa digunakan. Metode ini cocok untuk struktur yang menunjukkan efek orde kedua yang terbatas. Metode ini didasarkan pada teori stabilitas elastis atau inelastis. Panjang kolom efektif yang lebih besar dari panjang aktual yang tidak diperkuat (atau $K > 1$ dari analisis tekuk samping). Faktor Inelastisitas diabaikan karena metode ini menggunakan geometri anggota nominal dan kekakuan EI dan EA untuk kolom dan balok. Untuk memperhitungkan ketidak-sempurnaan, nilai beban nosional $0,002\alpha Y_i$ harus diterapkan pada semua level pada kedua arah ortogonal dengan kombinasi beban gravitasi saja (Ky dkk., 2014).

2) Metode Analisis Langsung (*Direct Analysis Method*)

Metode analisis langsung terkesan efisien karena nilai K cukup ditentukan sebesar 1, tetapi efek P-delta pada perilaku struktur harus diperhitungkan. Saat ini semakin banyaknya program rekayasa struktur yang berkembang dilingkungan praktisi teknik sipil dalam memudahkan kendala-kendala perhitungan yang dulunya sulit dan terkesan panjang karena manual, menjadi lebih mudah. Penggunaan bantuan program rekayasa struktur dengan opsi P-delta, dapat diaktifkan untuk diikuti sertakan pada perhitungan struktur. Dengan demikian hasil analisis dengan metode analisis langsung dapat memberikan hasil lebih akurat (Sugawa dkk., 2017).

BSN (2015) menyediakan strategi penyelesaian analisis dengan metode analisis langsung yang tidak sama seperti jenis analisis yang realistis, tapi metode ini telah dibuktikan dengan cara kalibrasi melalui sebuah data percobaan, sehingga memberikan hasil yang lebih akurat serta mendekati nilai yang sebenarnya dari analisis yang lebih rumit, sehingga cukup efisien jika digunakan pada perencanaan bangunan gedung dalam sebuah pekerjaan.

Kala (2016) juga menjelaskan, pada kasus elemen struktur yang langsing telah banyak menyebabkan persoalan dalam sejumlah pendekatan pemodelan. Untuk itu dibutuhkan pengembangan berbagai model komputasi yang berfokus pada perilaku nonlinier, perpindahan dan perilakunya terhadap beban. Struktur yang langsing sebenarnya membutuhkan analisis stabilitas yang lebih teliti, gaya yang dihasilkan dipengaruhi oleh adanya pengaruh non-linier geometri dan non-linier material sekaligus. Sehingga beragam jenis analisis elemen hingga (*finite element*) dengan program bantu, mulai berkembang dari sejak analisis elastis orde pertama hingga pada analisis inelastis orde kedua yang disebut juga sebagai *Advance Analysis*.

Advance Analysis memberikan hasil yang lebih teliti tapi kurang efektif jika digunakan dalam sebuah pekerjaan. Untuk alasan itulah, maka pedoman SNI 1729:2015 menetapkan metode analisis langsung (*direct analysis method*) dimana telah memasukan prinsip modern dalam analisis stabilitas yang berbasis komputer. Analisis ini tidak serumit *Advance Analysis*, sehingga dikembangkan cukup minimalis tapi dengan sedikit pendekatan manipulasi dalam perhitungan, sehingga masalah stabilitas dengan pengaruh non-linier geometri serta non-linier material sekaligus dapat diselesaikan (Dewobroto, 2016).

Hal ini juga dijelaskan oleh Dewobroto (2016) bahwa, cara perancangan struktur baja dengan metode panjang efektif, didasarkan analisa struktur elastik-linier. Pemakaiannya terbatas pada struktur yang rasio pembesaran momen akibat perpindahan titik nodal, $\Delta_{2nd\ order} / \Delta_{1st\ order} \leq 1,5$. Jika melebihi batasan tersebut, maka elemen penampang struktur relatif sangat langsing sehingga dapat menyebabkan pengaruh non-linier geometri akan menjadi signifikan.

a) Pengaruh Cacat bawaan (*Initial Imperfection*)

Šliseris dkk. (2016) menjelaskan bahwa, terdapat tiga jenis ketidak-sempurnaan awal harus diperhitungkan dalam analisis tingkat lanjut dengan analisis inelastis orde kedua yaitu ketidak-lurusan penampang, ketidak-sempurnaan bergoyang dan ketidak-sempurnaan bahan secara lokal.

Ketidak-sempurnaan atau juga dikenal sebagai cacat bawaan dari elemen penampang, seperti ketidak-lurusan penampang yang diakibatkan oleh proses fabrikasi dalam pelaksanaan, akan menyebabkan terjadinya efek *destabilizing*. Efek ini dapat dianalisis dengan cara memodelkan secara langsung cacat yang terdapat pada model geometri, atau dengan cara menambahkan *beban national* melalui prosentasi sebagian dari beban vertikal yang terjadi (Dewobroto, 2014).

b) *Beban National*

BSN (2015) pada pasal (C2.2b) menjelaskan bahwa, beban *national* harus digunakan sebagai beban lateral pada semua level. Beban harus national harus ditambahkan ke beban lateral lainnya dan harus digunakan pada semua kombinasi beban. Besarnya beban *national* dapat dilihat melalui persamaan (2.28).

$$N_i = 0,002 Y_i \dots\dots\dots(2.28)$$

Dimana :

N_i = beban *national* pada tingkat- i ;

Y_i = beban gravitasi pada tingkat- i dari hasil kombinasi pembebanan *LRFD*

Pada bangunan gedung, jika kombinasi beban belum dimasukan efek lateral, maka beban *national* diberi dalam dua arah alternatif orthogonal, masing - masing arah positif dan negative yang sama untuk setiap level. Sedangkan untuk kombinasi dengan beban lateral, maka beban *national* diberikan pada arah yang sama dengan arah resultan kombinasi beban lateral pada setiap level (Dewobroto, 2016).

c) Penyesuaian Kekakuan

Penyesuaian yang tepat harus dibuat jika asumsi ini dilanggar. Metode ini menggunakan kekakuan lentur dan aksial yang dikurangi untuk diperhitungkan sifat kaku. Faktor 0,80 diterapkan untuk semua kekakuan dalam struktur. Faktor tambahan (τ_b) diterapkan untuk kekakuan lentur anggota yang berkontribusi pada stabilitas struktur (Ky dkk., 2014).

i. Untuk kondisi $\alpha P_r/P_y \leq 0.5$

$$\tau_b = 1 \dots\dots\dots (2.29)$$

ii. Untuk kondisi $\alpha P_r/P_y > 0.5$ maka :

$$\tau_b = 4 \frac{\alpha P_r}{P_y} \left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \dots\dots\dots (2.30)$$

Dimana :

$$\alpha = 1,0 ;$$

P_r = kekuatan tekan aksial-perlu dengan kombinasi beban LRFD (N);

P_y = kekuatan leleh aksial ($= F_y A_g$) (N).

Faktor reduksi kekakuan sebesar 1.0, dapat digunakan jika beban lateral nosional dari $N_i = 0,001\alpha Y_i$ diterapkan untuk memperhitungkan inelastisitas. Koefisien panjang efektif dengan K sebesar 1 untuk setiap kondisi kolom dengan pertimbangan yang lebih baik untuk menganalisis pengaruh efek orde kedua yaitu efek P- Δ dan P δ , ketidak-sempurnaan geometrik, serta efek inelastisitas. Sehingga dapat disimpulkan bahwa tidak ada batasan terhadap penggunaan metode analisis langsung (*direct analysis method*).

e. Perhitungan kapasitas kolom

1) Konsep dasar

Pada tahun 1744, sebuah penelitian pertama dilakukan oleh Euler dengan penerapan beban tekuk (*bifurcation*) bahwa kolom yang dievaluasi dianggap tidak mengalami deformasi (lurus), penampang prismatic, tumpuan sendi-sendi, gaya tekan aksial tepat diberikan pada sumbu aksial kolom (aksial murni) dan batang yang relatif langsing sehingga penampang akan mengalami tekuk pada kondisi tegangan elastis (belum leleh) (Dewobroto, 2016).

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \dots\dots\dots (2.31)$$

Dimana :

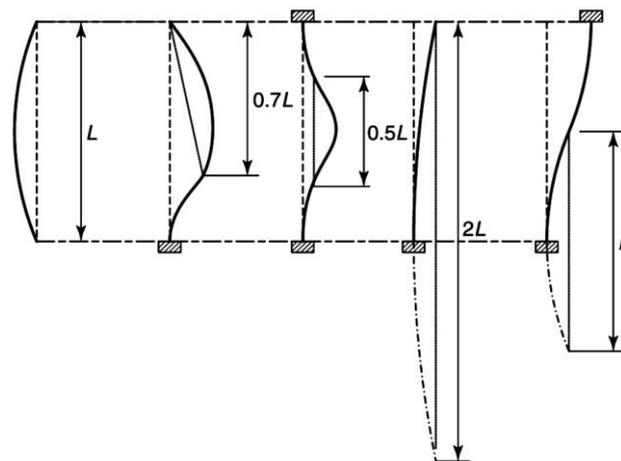
E = modulus elastisitas baja = 200.000 MPa;

I = momen inersia pada penampang (mm^3);

L = tinggi kolom (m).

Tekuk adalah fenomena ketidak-stabilan dalam sistem struktur yang mengalami beban kompresi. Dalam kolom, itu terkait dengan transisi dari konfigurasi lurus menuju keadaan terdeformasi lateral. Beban kritis menggambarkan beban dimana transisi ini terjadi dan dapat dihitung dengan memecahkan kesetimbangan kolom yang diubah secara lateral. Jika anggota elastis sempurna dan material mematuhi Hukum Hooke, maka teori defleksi menyatakan bahwa momen lentur sebanding dengan kelengkungan, dengan kekakuan lentur anggota sebagai konstanta proporsionalitas. (Webber dkk., 2015).

Dewobroto (2016) menjelaskan bahwa panjang efektif dihitung dari titik - titik belok (*inflection point*), yang disajikan melalui gambar 2.17.



Gambar 2.17. Panjang efektif kolom dengan visualisasi
(Dewobroto, 2016)

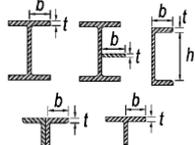
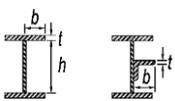
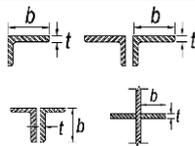
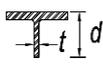
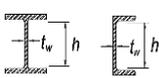
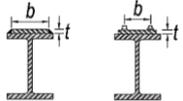
Metode alternatif yang dijelaskan dalam SNI 1729:2015 menjelaskan bahwa, masalah stabilitas pada level struktur lokal masih dapat diatasi dengan cara pendekatan melalui faktor K. Perbedaan pokoknya dengan metode analisis langsung adalah stabilitas struktur pada level global. metode analisis langsung memperhitungkan pengaruh ketidak-lurusan struktur (*geometry imperfection*) dan reduksi kekakuan struktur akibat tegangan residu. Itu dilakukan dengan cara memberikan beban nasional dan reduksi pada parameter sesuai dengan ketentuan yang dijelaskan (Dewobroto, 2016).

2) Kuat tekan penampang

1. Klasifikasi penampang profil

Struktur yang direncanakan diharapkan bisa optimal. Untuk itu sangat disarankan untuk menghindari tekuk lokal yang terjadi pada elemen penampang dan biasanya terjadi akibat penampang yang digunakan berada pada kondisi langsing. Melalui SNI 1729:2015 pada tabel (B4.1a) dijelaskan nilai lebar-tebal (b/t) setiap elemen profil penampang agar kita dapat mengevaluasi penampang profil yang digunakan. Tabel tersebut disajikan melalui tabel 2.10.

Tabel 2.10. Klasifikasi elemen batang aksial (BSN, 2015)

No.	Elemen	Rasio lebar tebal	λ_r batas tidak langsing	Deskripsi penampang
1	Sayap profil gilas I-WF, UNP dan Tee, atau siku ganda tanpa spasi, juga pelat pengaku pada profil gilas	$\frac{b}{t}$	$0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
2	Sayap profil <i>built-up</i> I-WF simetri ganda dan pelat pengakunya	$\frac{b}{t}$	$0,64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}^{[a]}$	
3	Lengan profil siku tunggal atau ganda dengan pemisah, atau pelat pengaku bebas yang lain.	$\frac{b}{t}$	$0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
4	Lengan profil Tee	$\frac{d}{t}$	$0,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
5	Badan profil I simetri ganda dan UNP	$\frac{h}{t_w}$	$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
6	Sayap profil kotak ketebalan sama	$\frac{h}{t}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
7	<i>Cover-plate</i> / pelat diaphragm antar alat sambung	$\frac{b}{t}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
8	Elemen profil yang terhalan secara umum	$\frac{b}{t}$	$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
9	Pipa	$\frac{D}{t}$	$0,11 \frac{E}{F_y}$	

Catatan : $[a] k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$ tetapi $0,35 \leq k_c \leq 0,76$

2. Perilaku Tekuk

Berdasarkan bentuk dan klasifikasi penampang kolom, perilaku tekuk dapat dilihat pada tabel (E1.1) melalui SNI 1729:2015 yang disajikan melalui tabel 2.11.

Tabel 2.11. Petunjuk pemakaian rumus batang tekan (BSN, 2015)

Bentuk geometri penampang	Penampang tidak langsing		Penampang langsing	
	Rumus SNI	Kondisi batas	Rumus SNI	Kondisi batas
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E6 E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E5		E5	
	E3	FB	N/A	N/A
Bentuk tidak simetris selain siku tunggal	E4	FTB	E7	LB FTB

Catatan : FB = tekuk lentur
 TB = tekuk torsi
 FTB = tekuk lentur-torsi
 LB = tekuk lokal
 N/A = tidak ada ketentuan yang dimaksud

i. Tekuk Lentur (*Flexural Buckling, FB*)

BSN (2015) pada pasal (E3) menjelaskan bahwa tegangan kritis, F_{cr} dihitung melalui persamaan (2.32).

$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{E/F_y}$ atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$, tekuk inelastis maka :

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \dots\dots\dots (2.32)$$

Dimana :

F_y = kuat leleh minimum (MPa);

F_e = tegangan tekuk Euler (elastis), persamaan (2.34).

$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{E/F_y}$ atau $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$, tekuk elastis, maka :

$$F_{cr} = 0,877 F_e \dots\dots\dots(2.33)$$

Dimana F_e merupakan tegangan tekuk Euler (elastis) yang dapat dilihat melalui persamaan berikut.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \dots\dots\dots (2.34)$$

Dimana :

E = modulus elastisitas baja = 200.000 MPa;

KL = panjang tekuk efektif (mm);

r = radius girasi penampang (mm).

ii. Tekuk Torsi (*Torsional Buckling, TB*)

Dewobroto (2016) menjelaskan bahwa, selain tekuk lentur, ada juga fenomena tekuk yang biasanya terjadi pada penampang dengan kekakuan torsi yang relatif kecil, atau puntir geser dan pusat beratnya tidak berhimpit. Fenomena tersebut yaitu tekuk torsi/punter.

BSN (2015) pada pasal (E4.b) menjelaskan, untuk penampang profil I, tegangan kritis (F_{cr}) dihitung dengan rumus yang sama seperti persamaan (2.32) atau (2.33), tapi tegangan tekuk elastis (F_e) dihitung dengan mencantumkan pengaruh kekakuan torsi pada batangnya dengan persamaan berikut :

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \dots\dots\dots (2.35)$$

Dimana :

- E = modulus elastisitas baja = 200.000 MPa;
- C_w = konstanta *warping* (mm⁴);
- $K_z L$ = panjang tekuk efektif terhadap torsi (mm);
- G = modulus geser baja sebesar 77.200 MPa;
- J = konstanta torsi penampang terbuka (mm⁴);
- I_x, I_y = momen inersia terhadap sumbu utama (mm⁴).

iii. Kuat tekan nominal (P_n)

BSN (2015) pada pasal (E4) bahwa kuat tekan nominal (P_n) diperoleh berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk yang ditulis dari persamaan (2.36).

$$P_n = F_{cr} A_g \dots\dots\dots (2.36)$$

Dimana :

- F_{cr} = tegangan kritis minimum dari tekuk lentur dan tekuk torsi (MPa);
- A_g = luas penampang utuh profil (mm²).

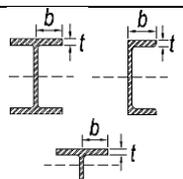
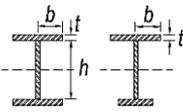
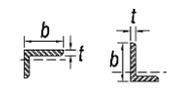
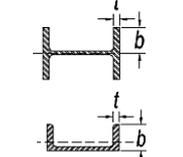
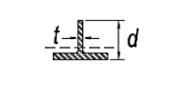
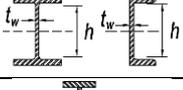
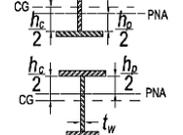
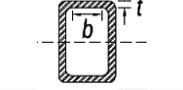
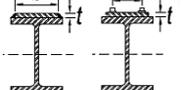
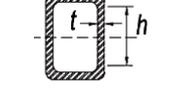
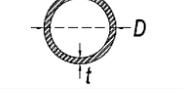
3) Kuat lentur penampang

a) Klasifikasi Penampang profil

Dewobroto (2016) menjelaskan bahwa klasifikasi penampang profil merupakan tahap awal dalam proses perencanaan struktur baja. Cara tersebut digunakan untuk mengantisipasi bahaya tekuk lokal (*local buckling*) yang terjadi pada elemen - elemen penyusun profil, dimana rasio lebar terhadap tebal (b/t) menunjukkan kelangsingan elemen pelat sayap dan badan, yang kemudian dievaluasi berdasarkan kondisi kekangannya (*restraint*).

Elemen - elemen penyusun profil diklasifikasi sebagai kompak, non-kompak atau langsing. Klasifikasi elemen tekan batang memikul lentur dapat dilihat pada tabel 2.12 berikut.

Tabel 2.12. Klasifikasi elemen batang memikul lentur (BSN, 2015)

Elemen	Rasio lebar tebal	λ_p kompak/ non-kompak	λ_r non-kompak/ langsing	Deskripsi penampang
Sayap profil giras I-WF, UNP dan Tee	$\frac{b}{t}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sayap profil tersusun I-WF simetri ganda dan tunggal	$\frac{b}{t}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}^{[a][b]}$	
Lengan profil siku tunggal	$\frac{b}{t}$	$0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sayap profil I-WF, UNP momen sumbu lemah	$\frac{b}{t}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Lengan profil tee	$\frac{d}{t}$	$0,84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Badan profil I simetri ganda dan UNP	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Badan profil I simetri tunggal	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(c)}}{\left(0,54 \frac{M_p}{M_y} - 0,09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sayap profil kotak dengan ketebalan yang sama	$\frac{b}{t}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Sayap pelat penutup / diaphragm antar alat sambung	$\frac{b}{t}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Badan profil kotak dengan ketebalan yang sama	$\frac{h}{t}$	$2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Pipa	$\frac{D}{t}$	$0,07 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Catatan : $[a] k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$ tetapi $0,35 \leq k_c \leq 0,76$

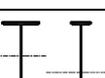
$[b] F_L = 0,7F_y \rightarrow$ non-langsing dan $S_{xt}/S_{xc} \geq 0,7$

$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0,5F_y \rightarrow$ web non-langsing, $S_{xt}/S_{xc} \geq 0,7$

b) Kondisi batas

Berdasarkan bentuk dan klasifikasi penampang kolom, kondisi batas penampang dapat dilihat pada tabel F1.1 melalui SNI 1729:2015 yang disajikan melalui tabel 2.13.

Tabel 2.13. Kondisi batas terhadap klasifikasi penampang (BSN, 2015)

Bagian Chapter-F (SNI 1729:2015)	Bentuk penampang	Klasifikasi kelangsingan		Kondisi batas
		Sayap	Badan	
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, C	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Profil non-simetri selain siku tunggal	N/A	N/A	Semua kondisi batas yang ada

Catatan :

- C = klasifikasi kelangsingan elemen kompak
- NC = klasifikasi kelangsingan elemen non-kompak
- S = klasifikasi kelangsingan elemen langsing
- N/A = tidak diberi syarat kelangsingan elemen secara khusus
- Y = kondisi batas terhadap leleh (*yielding*)
- LB = kondisi batas terhadap *local buckling*
- LTB = kondisi batas terhadap *Lateral Torsional Buckling*
- FLB = kondisi batas terhadap *Flange Local Buckling*
- LLB = kondisi batas terhadap *Leg Local Buckling*
- WLB = kondisi batas terhadap *Web Local Buckling*
- TFY = kondisi batas terhadap *Tension Flange Buckling*

Pada umumnya, kolom pada bangunan gedung menggunakan profil H-beam, untuk itu kondisi batas yang terjadi yaitu kuat batas pelelehan (*yielding, Y*) dan tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*)

i. Kuat batas pelelehan (*yielding, Y*)

BSN (2015) bahwa pelelehan dapat dilihat melalui persamaan (F2-1), yang kemudian disajikan kembali melalui persamaan (2.37) berikut.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \dots\dots\dots(2.37)$$

Dimana :

M_n = kuat lentur nominal (MPa);

M_p = momen lentur penampang plastis (MPa);

F_y = kuat leleh minimum (MPa);

Z_x = modulus plastis pada sumbu kuat (mm^3).

ii. Tekuk Torsi Lateral (*Lateral Torsional Buckling*)

BSN (2015) menjelaskan bahwa, besarnya pengaruh tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*), ditentukan tidak melebihi atau minimal sama dengan kuat lentur penampang pada kondisi plastis (M_p). Oleh karena itu, dimulai dengan menghitung jarak pertambahan lateral maksimum (L_p) untuk menghindari terjadinya tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*) sebelum penampang plastis terbentuk sempurna.

SNI 1729:2015 pada pasal (F2.2), jarak pertambahan lateral maksimum (L_p) dapat dihitung melalui persamaan F2-5, yang kemudian disajikan kembali melalui persamaan (2.38) berikut.

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(2.38)$$

Dimana :

E = modulus elastisitas baja = 200.000 MPa;

F_y = kuat leleh minimum, tegantung mutu baja (MPa);

r_y = radius girasi terhadap sumbu lemah (mm).

BSN (2015) pada pasal (F2.2.a), jika jarak pertambahan lateral yang terpasang pada penampang (L_b) lebih kecil dari jarak pertambahan lateral maksimum (L_p) atau $L_b \leq L_p$, maka keadaan batas dari tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*) tidak digunakan atau dapat dilihat melalui persamaan (2.39) berikut ini.

$$M_n = M_p \dots\dots\dots (2.39)$$

Dimana :

M_n = kuat lentur nominal (MPa);

M_p = momen lentur penampang plastis (MPa)

Bila kondisi pertambahan lateral yang terpasang pada penampang (L_b) lebih besar dari jarak pertambahan lateral maksimum (L_p) atau $L_b > L_p$, tapi ingin tetap efisien, maka ditetapkan batasan jarak pertambahan lateral maksimum sedemikian sehingga serat luar penampang (sayap) bisa mencapai leleh (L_r). Kondisinya sama seperti pada penampang non-kompak. Adanya tegangan sisa (*residual stress*) pada elemen penampang yang terdesak akibat proses pembuatan, ternyata berpengaruh dan akan mengurangi kapasitas penampang sehingga harus diperhitungkan. Besarnya tegangan residu pada sayap terdesak dapat ditentukan sebesar $0,3F_y$, sehingga tegangan efektif yang dapat dimanfaatkan adalah sebesar $0,3F_y$ (Dewobroto, 2016).

BSN (2015) menjelaskan, nilai batasan jarak pertambahan lateral maksimum sedemikian sehingga serat luar penampang (sayap) bisa mencapai leleh (L_r) dapat dihitung melalui persamaan (F2-6), yang kemudian disajikan kembali melalui persamaan (2.40) berikut.

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \dots\dots\dots (2.40)$$

Dimana :

E = modulus elastisitas baja = 200.000 MPa;

F_y = kuat leleh minimum, tegantung mutu baja (MPa);

J = konstanta torsi penampang terbuka (mm⁴);

c = untuk profil I atau WF simetri ganda, $c = 1$;

S_x = modulus elastis penampang pada sumbu kuat (mm³);

h_o = jarak antar titik berat elemen sayap (mm).

r_{ts} = untuk profil I atau WF simetri ganda, cukup akurat dengan hanya menghitung radius girasi pelat sayap tekan ditambah $1/6$ tinggi pelat badan, yang disajikan pada persamaan (2.41).

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{b_f t_f} \right)}} \dots\dots\dots(2.41)$$

BSN (2015) menjelaskan, jika kondisi pertambatan lateral yang terpasang pada penampang (L_b) sama dengan nilai batasan jarak pertambatan lateral maksimum sedemikian sehingga serat luar penampang (sayap) bisa mencapai leleh (L_r) atau L_b sama dengan L_r , maka momen nominal efektif menyebabkan tegangan leleh pada serat desak terluar dari profil. Momen nominal efektif dapat melalui persamaan (2.42).

$$M_n = 0,7S_x F_y \dots\dots\dots(2.42)$$

Dimana :

S_x = modulus elastis pada sumbu kuat (mm^3);

F_y = kuat leleh minimum (MPa).

BSN (2015) pada pasal (F2.2.b), jika kondisi pertambatan lateral yang terpasang pada penampang (L_b) berada diantara jarak pertambatan lateral maksimum (L_p) dan nilai batasan jarak pertambatan lateral maksimum sedemikian sehingga serat luar penampang (sayap) bisa mencapai leleh (L_r) atau $L_p < L_b \leq L_r$, maka kapasitas lentur penampang nominal berbanding lurus $0,7S_x F_y \leq M_n \leq M_p$ dihitung dengan interpolasi linier sederhana sebagai berikut :

$$M_n = C_b \left(M_p - (0,75S_x F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \dots\dots\dots(2.43)$$

Dimana :

$$C_b = \frac{12,5|M_{max}|}{2,5|M_{max}| + 3|M_A| + 4|M_B| + 3|M_C|} \dots\dots\dots(2.44)$$

dengan M_{max} , M_A , M_B , dan M_C adalah nilai absolut momen maksimum, momen di $1/4L_b$, $1/2L_b$, dan $3/4L_b$, dan L_b sebagai jarak antara dua titik tertambat lateral.

Jika terpaksa kondisi pertambatan lateral yang terpasang pada penampang (L_b) lebih besar dari nilai batasan jarak pertambatan lateral maksimum sedemikian sehingga serat luar penampang (sayap) bisa mencapai leleh (L_r) atau $L_b > L_r$, maka penampang sebelum mencapai kondisi leleh akan mengalami tekuk terlebih dahulu, suatu kondisi yang tidak efisien dalam pemakaian bahan material dan sebaiknya harus dihindari (Dewobroto, 2016).

Pada kondisi tersebut kapasitas penampang ditentukan oleh terjadinya tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*) dan dihitung melalui SNI 1729:2015 pada persamaan (F2-4), yang kemudian disajikan kembali melalui persamaan (2.45).

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \dots\dots\dots (2.45)$$

Dimana :

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \dots\dots\dots (2.46)$$

dengan C_b adalah faktor yang digunakan untuk memperhitungkan pengaruh momen gradient (momen tidak constant). Pada perencanaan yang konservatif, dapat dianggap momen kritik penyebab tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*) bernilai konstan sepanjang titik-titik pertambatan lateral (L_b). Faktor C_b dapat dilihat melalui persamaan (2.44).

S_x = modulus elastis pada sumbu kuat (mm^3);

M_p = momen lentur penampang plastis (MPa).

4) Interaksi gaya aksial dan momen lentur

BSN (2015) pada pasal (H1.1) bahwa interaksi lentur dan gaya tekan pada komponen struktur simetris ganda dan komponen struktur simetris tunggal dimana $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$, dipaksa melentur terhadap sumbu geometris (x dan/atau y) harus dibatasi oleh persamaan (2.47) dan (2.48), dimana I_{yc} adalah momen inersia terhadap sumbu lemah dari sayap yang tertekan.

a) Jika $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ maka :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \dots\dots\dots(2.47)$$

b) Jika $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$ maka :

$$\frac{P_r}{2P_c} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \dots\dots\dots(2.48)$$

Dimana :

$P_r = P_u$, kuat aksial perlu elemen struktur, hasil analisa struktur rangka secara menyeluruh (global);

$P_c = \phi P_n$, kuat rencana elemen struktur batang tekan;

$M_r = M_u$, kuat lentur perlu elemen, terhadap efek P-delta pada rangka secara menyeluruh (global);

$M_c = \phi M_n$, kuat lentur rencana elemen struktur sebagai elemen lentur yang dicari;

x = subskrip symbol untuk momen lentur terhadap sumbu kuat penampang;

y = subskrip symbol untuk momen lentur terhadap sumbu lemah penampang.

f. Perhitungan kapasitas sambungan

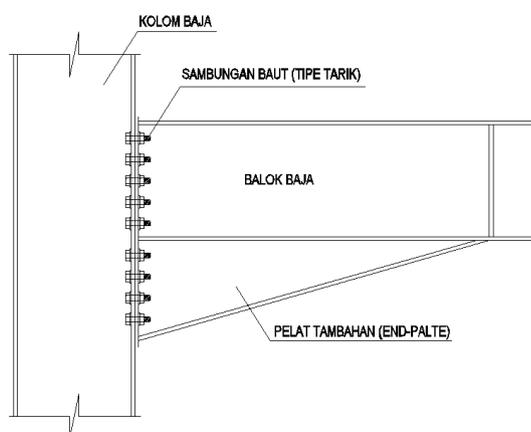
1) Konsep dasar

Sambungan digunakan untuk elemen gabungan struktur pada suatu titik sehingga gaya dapat ditransfer diantara mereka dengan aman. Sifat mekanik dari koneksi memiliki pengaruh yang besar terhadap kekuatan dan stabilitas seluruh struktur. Jika desain koneksi tidak dipertimbangkan, maka dapat mengurangi kemudahan servis struktur karena defleksi yang besar. Rotasi momen kurva adalah grafik yang menggambarkan hubungan antara momen lentur yang diterapkan ke sendi dan rotasi yang sesuai antara anggota yang terhubung. Ini adalah salah satu cara untuk mewakili perilaku bersama. Karakteristik perilaku gabungan adalah resistansi momen dan kekakuan rotasi yang tergantung pada ukuran dan jumlah baut, ketebalan pelat akhir serta detail konfigurasi. (De'nan dkk., 2017).

Terdapat dua kasus ekstrim mengenai kinerja aktual hubungan balok-kolom yang telah diidealkan dalam analisis tradisional dan desain struktur rangka baja. Kasus pertama dikenal sebagai koneksi sambungan kaku sementara yang lain disebut sebagai koneksi sambungan terjepit. Namun demikian, kedua model ideal tersebut tidak secara akurat menyajikan perilaku yang sebenarnya karena sebagian besar koneksi menunjukkan perilaku semi-kaku. Selain itu, prediksi non-konservatif mengenai pergeseran struktural atau stabilitas rangka dapat dihasilkan dari pendekatan semacam itu. Dengan demikian, koneksi nyata dalam rangka baja harus diperlakukan sebagai semi-kaku (Faridmehr dkk., 2016).

Dalam kedua spesifikasi untuk bangunan baja struktural, AISC (2010) mengklasifikasikan tiga jenis koneksi yaitu jenis koneksi kaku, sederhana dan semi-kaku. Kriteria mendasar yang dipertimbangkan dalam mengkategorikan koneksi adalah penampilan perilaku yang paling signifikan di tunjukkan oleh kurva momen rotasi ($M-\theta$).

Sambungan baut tipe tarik dapat dilihat pada gambar 2.18, terlihat sederhana meskipun demikian ada tambahan pelat khusus pada ujung batang, sistem tersebut disebut juga sebagai sambungan *end-plate*. Ketika terpasang komponen pelat ujung saling menempel rapat dengan pelat rawan, yang bisa berupa sambungan *end-plate* lain, atau pelat sayap profil kolom. Jenis sambungan ini bisa dipakai untuk sambungan balok-kolom atau sambungan balok-kolom. Pelat ujung di sambung dengan sambungan las, sehingga cukup kaku tentu memerlukan akurasi pemasangan yang sangat tinggi jika dibandingkan dengan sistem sambungan baut tipe geser (Dewobroto, 2016).

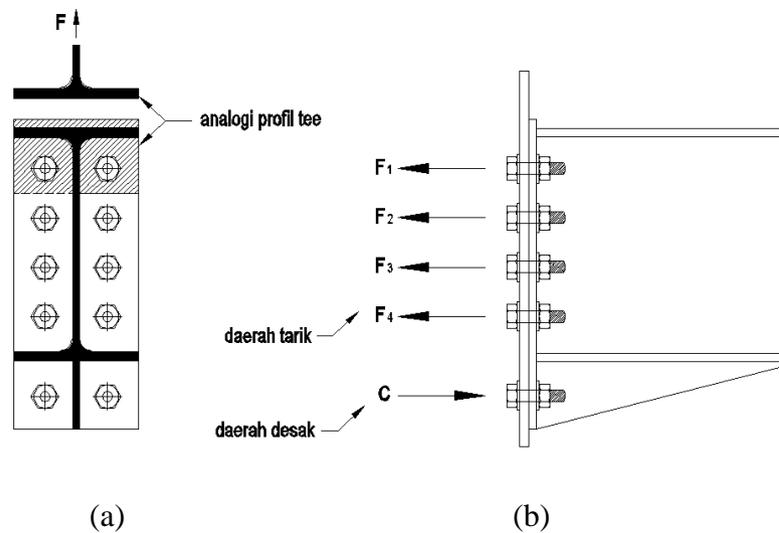


Gambar 2.18. Sambungan *end-plate* tipe lokal

2) Sambungan *end-plate* tipe lokal

1. Analisis pelat satu arah - Analogi profil *tee*

Pelat ujung agar dapat dianalisis dengan analogi profil *tee* yang disajikan melalui gambar 2.19 (a), harus disederhanakan dengan membagi menjadi dua daerah yaitu tarik dan desak yang disajikan melalui gambar 2.19 (b). Analogi profil *tee* hanya berlaku untuk daerah tarik saja, baut bagian desak dapat diabaikan. Selanjutnya bagian daerah tarik ditinjau sebagai kumpulan profil *tee* yang tersusun dengan vertikal.



Gambar 2.19. (a) Analogi profil *tee*, (b) Daerah tarik dan desak

i. Kuat tarik baut

Dewobroto (2016) menjelaskan bahwa, dengan membatasi momen yang bekerja pada sambungan atau menyediakan pelat ujung yang tebal, dapat dipastikan system pelat berperilaku sebagai pelat tebal. Oleh karena itu gaya tarik baut maksimum hanya ditentukan oleh kuat tarik baut itu sendiri.

BSN (2015) menjelaskan bahwa kuat tarik baut dapat dihitung melalui persamaan (J3-1), yang disajikan kembali melalui persamaan (2.49) berikut.

$$T = A_b F_{nt} \dots\dots\dots (2.49)$$

Dimana :

- T = gaya reaksi tarik baut (kN);
- A_b = luas tubuh baut tidak berulir nominal (mm^2);
- F_{nt} = kuat tarik baut.

ii. Ketebalan pelat sambung minimum

Ketebalan pelat sambung minimum didapatkan dari AISC (2005), yang disajikan melalui persamaan (2.50).

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4,44Tb'}{pF_u}} \dots\dots\dots (2.50)$$

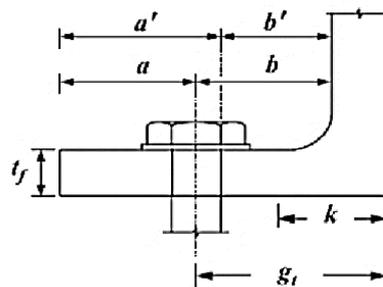
Dimana :

t_{min} = tebal pelat sambung minimum (mm);

T = gaya reaksi tarik baut (kN);

$$b' = b - \frac{d_b}{2} \dots\dots\dots (2.51)$$

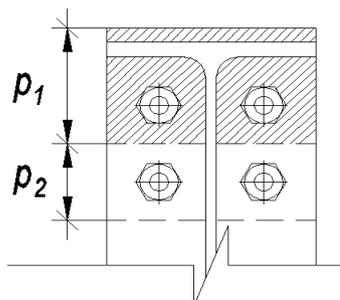
dengan d_b merupakan diameter baut, dan b merupakan jarak pusat baut ke sisi pelat badan profil. Sehingga parameter b' dapat dilihat melalui gambar 2.20 berikut;



Gambar 2.20. Mekanisme *Prying* (Dewobroto, 2016)

F_u = tegangan ultimite (MPa);

p = lebar *tributary* analogi profil *tee* (mm), tergantung posisi baris baut, dapat dilihat melalui gambar 2.21.



Gambar 2.21. Lebar *tributary*

iii. Beban maksimum sambungan T-stub

Beban maksimum sambungan T-stub, dapat ditentukan berdasarkan tiga mekanisme keruntuhan dari kapasitas momen pelat sayap (α) yang didapatkan, yaitu sebagai berikut :

Leleh pada pelat sayap jika $\alpha \geq 0$

$$T = \frac{(1+\delta)}{4b'} (pF_y t_f^2) \dots\dots\dots (2.52)$$

Dimana :

$$\delta = 1 - \frac{d_b}{p} \dots\dots\dots (2.53)$$

dengan d_b merupakan diameter imajiner baut, dan p yaitu lebar *tributary* analogi profil *tee*;

b' = jarak sisi dalam baut ke sisi pelat badan profil, didapatkan melalui persamaan (2.51);

p = lebar *tributary* analogi profil *tee* (mm);

F_y = kuat leleh minimum, tegantung mutu baja (MPa);

t_f = tebal pelat sayap profil (mm).

Mode gabungan leleh pelat baut jika kondisi yang terjadi $0 \leq \alpha \leq 1$

$$T = \frac{B_n a'}{a'+b'} + \frac{pF_y t_f^2}{4(a'+b')} \dots\dots\dots (2.54)$$

Dimana :

$B_n = T$, gaya reaksi tarik baut (kN);

a' = jarak sisi baut bagian dalam ke tepi sayap profil, dapat dilihat melalui gambar 2.20;

b' = jarak sisi dalam baut ke sisi pelat badan profil, didapatkan melalui persamaan (2.51);

p = lebar *tributary* analogi profil *tee* (mm);

F_y = kuat leleh minimum, tegantung mutu baja (MPa);

t_f = tebal pelat sayap profil (mm).

Fraktur baut tanpa terjadi efek *prying* jika $\alpha \leq 0$

$$T = B_n \dots\dots\dots (2.55)$$

Dimana :

$$B_n = T, \text{ gaya reaksi tarik baut (kN);}$$

Untuk kapasitas momen pelat sayap (α), didapatkan melalui persamaan (2.56) berikut ini :

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{4Tb'}{pF_y t_f^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (2.56)$$

Dimana :

- δ = didapatkan melalui persamaan (2.53);
- T = gaya reaksi tarik baut (kN), didapatkan melalui persamaan (2.55);
- b' = jarak sisi dalam baut ke sisi pelat badan profil, didapatkan melalui persamaan (2.51);
- p = lebar *tributary* analogi profil *tee* (mm);
- F_y = kuat leleh minimum, tegantung mutu baja (MPa);
- t_f = tebal pelat sayap profil (mm).

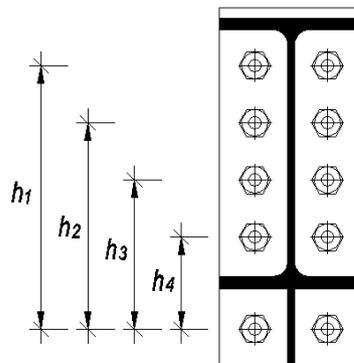
iv. Kapasitas sambungan *end-plate*

Resultan gaya tekan dari momen kopel dianggap terjadi pada baris baut paling bawah. Kapasitas sambungan sebagai jumlah kumulatif statis momen gaya tarik baut terhadap titik dimana resultan gaya tekan itu terjadi yaitu :

$$M_{pl} = (F_1 \times h_1) + (F_2 \times h_2) + (F_i \times h_i) \dots\dots\dots (2.57)$$

Dimana :

- F_i = kuat tarik profil tee, didapatkan dari tiga mekanisme keruntuhan;
- h_i = jarak pusat baut pada baris tekan ke pusat baut pada baris tarik.

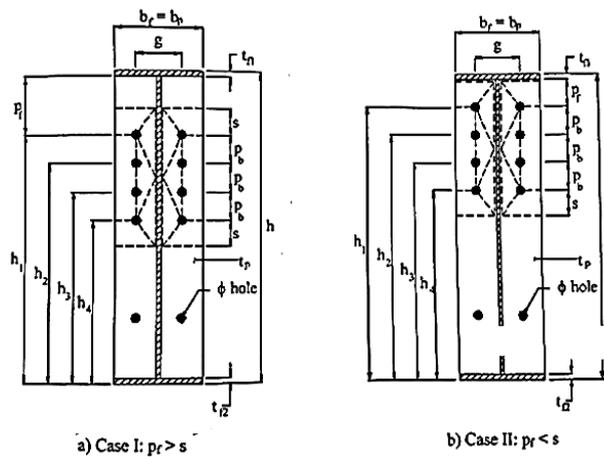


Gambar 2.22 Jarak antar pusat baut pada baris tekan dan baris tarik

2. Analisis pelat dua arah - Pola garis leleh

Konfigurasi *end-plate* tipe lokal yang ditempatkan pada tumpuan akan mengalami momen negatif. Sisi atas tarik dan sisi bawah tekan. Selanjutnya dianggap empat baris baut pertama dari sisi atas mengalami tarik. Sedangkan baris baut paling bawah dianggap pusat resultan gaya tekan. Asumsi bahwa baris baut paling bawah adalah pusat resultan gaya tekan adalah *engineering judgement*. Jika diambil ujung pelat bawah, maka kekakuannya diragukan. Sedangkan baris baut paling bawah cukup rasional dan tidak terlalu konservatif (Dewobroto, 2016).

Konfigurasi *end-plate* tipe lokal dianalogikan seperti sambungan *flush-end-plate* yang didukung banyak literatur. Salah satunya yaitu literatur yang dijelaskan oleh Dewobroto (dalam Italiano, 2001) yang membuat pola garis leleh untuk menghitung kapasitas momen sambung *flush-end-plate* delapan baut tarik.



Gambar 2.23. sambungan *end-plate* pada pola garis leleh (Dewobroto (dalam Italiano, 2001))

Untuk kapasitas momen pelat sambungan mengacu pada teori pola garis leleh melalui Dewobroto (dalam Italiano, 2001), disajikan sebagai berikut :

i. Kasus 1 : $p_f > s$

$$M_{pl} = 4m_p \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + 2,25 p_b) + h_4 (s + 0,75 p_b) \right] + \frac{g}{2} \dots \dots \dots (2.58)$$

ii. Kasus 2 : $p_f < s$

$$M_{pl} = 4m_p \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_f} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_f + 2,25 p_b) + h_4 (s + 0,75 p_b) \right] + \frac{g}{2} \dots \dots \dots (2.59)$$

Dimana :

$$m_p = \frac{1}{4} F_{py} t_p^2 \dots\dots\dots (2.60)$$

$$s = \sqrt{b_p g} \dots\dots\dots (2.61)$$

F_{py} = kuat leleh minimum, tegantung mutu baja (MPa);

ϕ_b = 0,9, keruntuhan leleh baut;

t_p = tebal pelat sambung (mm);

b_p = lebar sayap (mm), dilihat pada gambar 2.23;

p_f = jarak pusat baut pada baris pertama bagian tarik ke sisi pelat sayap profil bagian dalam (mm);

p_b = jarak antar pusat baut baris bagian tarik (mm);

g = jarak antar baut dalam baris (mm);

p_b = jarak sisi luar pelat sayap pada bagian tekan ke setiap pusat baut baris bagian tarik (mm).

Meskipun baut relatif banyak tetapi karena pelatnya tipis, baut tidak bisa dimanfaatkan penuh. Kapasitas sambungan ditentukan oleh bagian yang paling lemah yaitu pelat sambungan, sehingga perlu adanya penebalan atau tambahan pengaku pada bagian desak. Tinggi pelat ujung yang lebih besar dari profil yang disambung, juga sangat efektif untuk meningkatkan kapasitas sambungan. Untuk itu hal ini tidak dapat diabaikan dalam perencanaan sambungan *end-plate* tipe lokal. (Dewobroto, 2016).