

BAB 3

LANDASAN TEORI

3.1 Persyaratan Umum Perencanaan Struktur

Perencanaan suatu struktur perlu acuan standar yang berlaku agar struktur tersebut nyaman, awet, serta ekonomis. Persyaratan tersebut di antaranya adalah persyaratan material yang akan digunakan, metode analisis sebagai pedoman dalam perhitungan, dan beban-beban beserta kombinasinya yang akan dibebankan ke dalam suatu struktur.

Bangunan gedung bertingkat merupakan struktur portal yang terdiri dari elemen-elemen balok dan kolom. Tinjauan dasar yang digunakan dalam perencanaan struktur adalah kekuatan dan kestabilan struktur dalam menahan beban. Oleh karena itu, sebelum melakukan perencanaan suatu bangunan, peneliti harus meninjau terlebih dahulu beban-beban apa saja yang bekerja pada bangunan tersebut sehingga kegagalan struktur dapat dihindari.

Seiring dengan berkembangnya teknologi baik di dalam negeri maupun luar negeri, maka manusia selalu berupaya untuk menciptakan sesuatu agar kebutuhan manusia dapat dipenuhi dengan cepat, salah satunya adalah *software computer*. Bagi para *civil Engineer* dengan menggunakan program computer, maka proses analisis struktur dapat dilakukan dengan lebih cepat. Akan tetapi yang harus diingat, bahwa setiap penggunaan program komputer harus dilakukan secara hati-hati, sehingga baik input maupun outputnya dapat dipertanggungjawabkan.

3.1.1 Pedoman Perhitungan

Perancangan ulang pada Tugas Akhir ini menggunakan data gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta. Pedoman perhitungan untuk perancangan ulang struktur tersebut mengacu pada beberapa peraturan standar yang berlaku. Hal ini bertujuan agar hasil rancangan dapat menghasilkan struktur yang aman, nyaman dan dapat dipertanggungjawabkan. Peraturan-peraturan tersebut meliputi:

1. ANSI/AISC 360-10, *Spesification for Structural Steel Buildings*;

2. ANSI/AISC 341-10, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*;
3. ANSI/AISC 358-10, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*;
4. SNI 1729:2015, tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja structural;
5. SNI 03-1729-2002, tentang Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung;
6. SNI 1726:2012, tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung;
7. SNI 03-1727-1989, Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG);
8. SNI 1727:2013, tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain;
9. SNI 7860:2015, tentang Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung dan
10. SNI 7972:2013, tentang Sambungan Terpraktualifikasi untuk Rangka Momen khusus dan Menengah Baja pada Aplikasi Seismik.

3.1.2 Persyaratan Material

Persyaratan material baja yang digunakan pada struktur, secara garis besar, menurut SNI 1729:2015, menggunakan sifat-sifat mekanis baja yang sama. Sifat-sifat tersebut adalah sebagai berikut.

1. Modulus Elastisitas baja, $E = 200.000$ MPa.
2. Modulus Geser, $G = 80.000$ MPa.
3. Angka Poisson, $\nu = 0,3$.
4. Koefisien muai pajang, $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

Klasifikasi jenis baja berdasarkan tegangan putus minimum, tegangan leleh minimum dan regangan minimum, SNI 03-1729-2002 membagi menjadi 5 kelas mutu baja. Pembagian tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut ini.

Tabel 3.1 Sifat Mekanis Baja Struktural

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

Sumber: SNI 1729:2002

3.2 Metode LRFD (*Load Resistance Factor Design*)

Perencanaan struktur baja saat ini terdapat dua jenis, yaitu berdasarkan tegangan kerja (*Allowable Stress Design/ASD*) dan berdasarkan perencanaan kondisi batas (*Load and Resistance Factor Design/LRFD*). Konsep ASD secara umum disebut juga sebagai perencanaan tegangan izin yang berdasar pada konsep tegangan maksimum, yaitu tegangan yang terjadi dalam komponen tidak boleh melebihi tegangan izin atau nilai di bawah kondisi kemampuan layan struktur. Sifat khas dari metode ini adalah tidak menggunakan faktor beban secara terpisah, namun faktor beban langsung yang digabungkan bersama faktor keamanan. Selanjutnya, faktor tersebut digunakan sebagai tahanan suatu struktur (Pranayama, 2011).

Pada metode LRFD, suatu struktur dikatakan aman apabila masing-masing komponen struktural memiliki kekuatan yang sama atau melebihi yang diperlukan sesuai dengan kombinasi beban yang telah ditentukan. Persamaan desain LRFD dituliskan pada Persamaan 3.1 berikut ini.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.1)$$

Keterangan:

R_u = kekuatan perlu (KN),

ϕ = faktor keamanan, dan

R_n = kekuatan nominal (KN).

Bagian sebelah kanan pada persamaan tersebut mendefinisikan tahanan dari sebuah sistem atau komponen struktur, sedangkan bagian sebelah kiri persamaan tersebut menyatakan beban yang harus ditanggung pada struktur tersebut. Nilai tahanan nominal (R_n) jika dikalikan dengan suatu faktor tahanan (ϕ) maka nantinya akan diperoleh tahanan rencana (Setiawan, 2008).

3.3 Beban-Beban yang Bekerja

Sebelum melakukan perencanaan suatu struktur, peneliti terlebih dahulu harus mengetahui beban-beban yang akan dipikul oleh struktur tersebut. Sehingga pada tahap perencanaan, seluruh beban yang membebani struktur tersebut dapat dihitung dan risiko kegagalan struktur dapat dihindari.

3.3.1 Beban Mati

Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur bangunan bertingkat ini merupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsi struktural menahan beban dan beban-beban mati tambahan yang membebani struktur utama. Beban mati dari berat sendiri elemen-elemen dan beban mati tambahan tersebut tercantum dalam “Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987” yang antara lain adalah sebagai berikut.

1. Bahan Bangunan

- | | |
|----------------------------|--------------------------|
| a. Baja | = 7850 kg/m ³ |
| b. Beton bertulang | = 2400 kg/m ³ |
| c. Pasir | = 1800 kg/m ³ |
| d. Mortar/Spesi tebal 1 cm | = 2200 kg/m ³ |

2. Komponen Gedung

- | | |
|---|------------------------|
| a. Tegel/keramik per cm tebal | = 24 kg/m ² |
| b. Pasangan bata ringan setengah bata | = 60 kg/m ² |
| c. Adukan semen per cm tebal | = 21 kg/m ² |
| d. Langit-langit tanpa penggantung tebal 4 mm | = 11 kg/m ² |
| e. Penutup atap genteng dengan reng dan usuk | = 50 kg/m ² |
| f. <i>Ducting</i> Mekanikal | = 20 kg/m ² |

- g. *floordeck ALSUN FD 600* = 10,1 kg/m²
 h. penutup atap (genting, usuk, reng) = 50 kg/m²
 i. *sagrod* (diameter 10 mm) = 6 kg/m

3.3.2 Beban Hidup

Beban hidup pada lantai dan atap untuk gedung perkantoran (Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta) ditentukan berdasarkan fungsi bangunan dan ruangan yang dijelaskan pada Tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (KN/m ²)	Terpusat lb (KN)
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (8,9)
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,7) ^a	
Lobi	100 (4,7) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,7) ^a	
Panggung pertemuan	100 (4,7) ^a	
Lantai podium	150 (7,18) ^a	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 KN/m ²)	
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in x 2 in. [50mmx50mm])		300 (1,33)
Tangga permanen		300 (1,33)
Garasi/parkir	40 (1,92) ^{a,b,c}	
Mobil penumpang saja	c	
Truk dan bus		
Gedung perkantoran		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2000 (8,9)
Kantor	50 (2,40)	2000 (8,9)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2000 (8,9)

Lanjutan Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum L_0 dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (KN/m ²)	Terpusat lb (KN)
Atap		
Atap datar, berbubung dan lengkung	20 (0,96) ⁿ	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama seperti hunian dilayani	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Awning dan kanopi	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	200 (0,89)
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	
Rangka tumpu layar penutup		
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	2000 (8,9)
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai		
Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap di atas pabrik, gudang dan perbaikan garasi		300 (1,33)
Semua komponen struktur atap utama lainnya		
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		300 (1,33)

Sumber: SNI 1727:2013

3.3.3 Beban Angin

Bangunan dan struktur lainnya, termasuk semua komponen, harus dirancang dan dibangun untuk menahan beban angin. Parameter ketentuan-ketentuan untuk menetapkan angin dasar ini digunakan dengan ketentuan-ketentuan lain yang terkandung dalam SNI 1727:2013. Beban angin yang digunakan dalam penelitian ini adalah Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) untuk bangunan gedung tertutup. Persyaratan umum dalam menentukan parameter dasar untuk penentuan beban angin pada Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) adalah sebagai berikut.

1. Kecepatan Angin Dasar (V)

Kecepatan angin dasar yang digunakan dalam menentukan beban angin desain di bangunan gedung dan struktur lain harus ditentukan dari instansi yang berwenang, sesuai dengan kategori risiko bangunan gedung dan struktur. Kategori risiko bangunan Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta masuk dalam kategori II dan berdasarkan data BMKG prakiraan kecepatan angin dasar (V) di Yogyakarta adalah 25 km/jam.

2. Faktor arah angin (K_d)

Pengaruh angin dalam menentukan beban angin harus didasarkan pada analisis kecepatan angin. Faktor arah angin (K_d) untuk bangunan kaku atau struktur lain pada tipe struktur bangunan gedung Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) diizinkan untuk diambil sebesar 0,85.

3. Eksposur

Untuk setiap arah angin yang diperhitungkan, eksposur lawan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi dan fasilitas dibangun. Setiap arah angin yang dipilih sebagai beban angin yang akan ditentukan, eksposur dari bangunan gedung atau struktur harus ditentukan untuk dua sektor lawan angin yang diperluas 45° setiap sisi arah angin yang dipilih. Eksposur dalam dua sektor ini harus, dan eksposur yang penggunaannya akan menghasilkan beban angin tertinggi harus digunakan untuk mewakili angin dari arah tersebut.

Kategori kekasaran permukaan tanah dalam setiap sektor 45° harus ditentukan untuk suatu jarak lawan angin dari situs yang sudah ditentukan di dalam SNI 1727:2013. Kategori kekasaran permukaan pada Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta masuk dalam Kategori B, karena bangunan tersebut terletak di daerah perkotaan.

Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta memiliki tinggi mencapai atap yaitu 20,625 m lebih besar dari tinggi syarat 9,1 m, sehingga kategori eksposur dapat dikategorikan dalam Eksposur B. Eksposur B berlaku juga berdasarkan kekasaran permukaan ditentukan oleh Kekasaran Permukaan B.

4. Faktor topografi (K_{ZT})

Lokasi bangunan yang akan peneliti tinjau masuk dalam eksposur B sehingga nilai K_{ZT} bernilai 1,0.

5. Faktor efek hembusan (G)

Faktor efek hembusan untuk bangunan kaku atau struktur lain harus diambil sebesar 0,85.

6. Koefisien tekanan internal ($G \times C_{Pi}$)

Koefisien tekanan internal ($G \times C_{Pi}$) harus ditentukan berdasarkan Tabel 3.3 berdasarkan klasifikasi bangunan.

Tabel 3.3 Koefisien Tekanan Internal

Klasifikasi Ketertutupan	($G \times C_{Pi}$)
Bangunan terbuka	0,00
Bangunan gedung tertutup sebagian	+ 0,55 -0,55
Bangunan gedung tertutup	+0,18 -0,18

Sumber: SNI 1727:2013

Catatan:

1. Tanda plus dan minus menandakan tekanan bertindak ke arah dan menjauh dari permukaan internal, masing-masing.
2. Nilai dari ($G \times C_{Pi}$) harus digunakan dengan q_z atau q_h
3. Dua kasus dianggap untuk menentukan beban kritis persyaratan untuk kondisi yang sesuai:
 - (i) nilai positif ($G \times C_{Pi}$) diterapkan untuk semua permukaan internal
 - (ii) nilai negatif ($G \times C_{Pi}$) diterapkan untuk semua permukaan internal

7. Koefisien kecepatan eksposur tekanan K_z atau K_h

Berdasarkan kategori eksposur nilai koefisien eksposur tekanan velositas K_z atau K_h didapat pada Tabel 3.4 berikut ini.

Tabel 3.4 Koefisien Kecepatan Tekanan Eksposur (K_z atau K_h)

Tinggi di atas level tanah, z	Eksposur		
	B	C	D
m			
0-4,6	0,57	0,85	1,03
6,1	0,62	0,90	1,08
7,6	0,66	0,94	1,12
9,1	0,70	0,98	1,16
12,2	0,76	1,04	1,22
15,2	0,81	1,09	1,27
18	0,85	1,13	1,31
21,3	0,89	1,17	1,34
24,4	0,93	1,21	1,38
27,4	0,96	1,24	1,40
30,5	0,99	1,26	1,43

Sumber: SNI 1727:2013

8. Tekanan velositas q_z atau q_h

Tekanan kecepatan (q_z) dievaluasi pada ketinggian z dihitung dengan Persamaan 3.2 berikut ini.

$$q_z = 0,613 K_z \times K_{ZT} \times K_d \times V^2 \text{ (N/m}^2\text{); } V \text{ dalam m/s} \quad (3.2)$$

Keterangan:

 K_d = faktor arah angin, K_z = koefisien kecepatan tekanan eksposur, K_{ZT} = faktor topografi, V = kecepatan angin dasar, q_z = kecepatan tekanan pada ketinggian z , dan q_h = kecepatan tekanan pada ketinggian di atas rata-rata h .

Koefisien 0,613 dalam SI harus digunakan kecuali data iklim yang cukup tersedia untuk membenarkan pemilihan nilai yang berbeda koefisien ini untuk aplikasi desain.

9. Koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N

Koefisien tekanan eksternal pada tembok didapatkan pada Tabel 3.5 berikut ini.

Tabel 3.5 Koefisien Tekanan Pada Tembok (C_p)

Koefisien tekanan dinding, C_p			
Permukaan	L/B	C_p	Digunakan dengan
Dinding di sisi angin datang	Seluruh nilai	0,8	q_z
Dinding di sisi angin pergi	0 - 1	-0,5	q_h
	2	-0,3	
	≥ 4	-0,2	
Dinding tepi	Seluruh nilai	-0,7	q_h

Sumber: SNI 1727:2013

10. Koefisien angin (p) pada setiap permukaan bangunan

Tekanan desain angin untuk SPBAU bangunan tertutup dari semua ketinggian ditentukan oleh Persamaan 3.3 berikut ini.

$$p = q \times G \times C_p - q_i (G \times C_{pi}) \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (3.3)$$

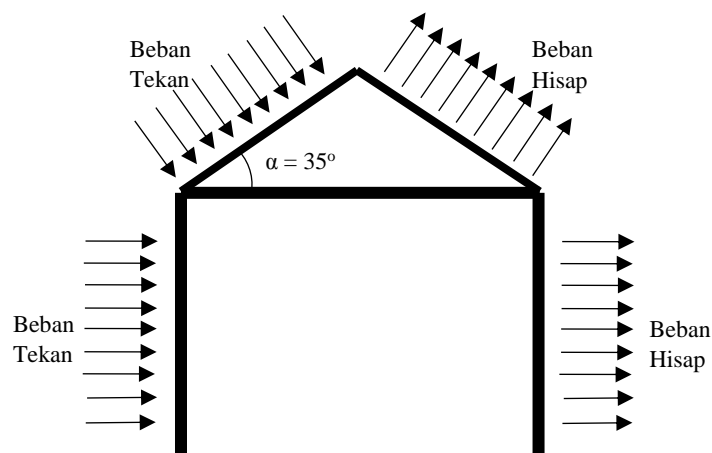
Keterangan:

q = q_z untuk dinding di sisi angin datang yang diukur pada ketinggian z di atas permukaan tanah,

q = q_h untuk dinding bawah angin, dinding samping dan atap, dievaluasi pada ketinggian h ,

- q_i = qh untuk dinding angin, dinding samping, dinding bawah angin dan atap bangunan tertutup dan untuk evaluasi tekanan internal yang negatif pada bangunan sebagian tertutup,
- q_i = qz untuk evaluasi tekanan internal yang positif dalam bangunan sebagian tertutup di mana ketinggian z yang dapat mempengaruhi tekanan internal yang positif. Untuk bangunan berlokasi angin ditanggung puing daerah, kaca yang tidak tahan dampak atau dilindungi dengan penutup tahan dampak. Untuk evaluasi tekanan internal yang positif, q_i mungkin konservatif dievaluasi pada ketinggian h ($q_i = qh$),
- G = faktor efek hembusan,
- C_p = koefisien tekanan eksternal, dan
- $(G \times C_{pi})$ = koefisien tekanan internal.

q dan q_i harus dievaluasi menggunakan eksposur yang ditetapkan. Tekanan harus diterapkan secara bersamaan pada dinding atas angin dan bawah angin dan pada permukaan atap.



Gambar 3.1 Sudut dan Arah Angin pada Atap Perisai Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta

3.3.4 Beban Notional

Beban notional adalah beban lateral virtual yang diaplikasikan pada portal untuk mewakili efek ketidaksempurnaan geometri khususnya ketidaksempurnaan kolom yang sesuai dengan persyaratan pada SNI 1729:2015. Besar beban notional dapat dilihat pada Persamaan 3.4 berikut ini.

$$N_i = 0,002 \alpha Y_i \quad (3.4)$$

Nilai α dapat dilihat pada persamaan 3.5 berikut ini.

$$\alpha = 1,0 \text{ (DFBK)} \quad (3.5)$$

Keterangan:

N_i = beban notional yang digunakan pada level i (N), dan

Y_i = beban gravitasi yang digunakan pada level i (N).

3.3.5 Beban Gempa Statik Ekuivalen

Setiap merencanakan suatu struktur bangunan baik baja maupun beton harus mempertimbangkan beban gempa. Hal itu didasarkan atas ketidakpastian waktu dan besarnya gempa yang akan terjadi. Akibat yang ditimbulkan apabila suatu struktur bangunan tidak direncanakan untuk menahan gempa, maka kegagalan struktur akan terjadi bahkan bangunan dapat mengalami keruntuhan. Berikut ini adalah penjelasan analisis beban seismik berdasarkan SNI Gempa 1726:2012 untuk bangunan gedung.

1. Kategori Risiko Struktur Bangunan (I-IV) dan faktor keutamaan (I_e)

Tahap awal untuk menganalisis beban gempa ini adalah menentukan kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 3.6. Pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 3.6 berikut ini.

Tabel 3.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan, rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya 	IV

Lanjutan Tabel 3.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

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

Sumber: SNI 1726:2012

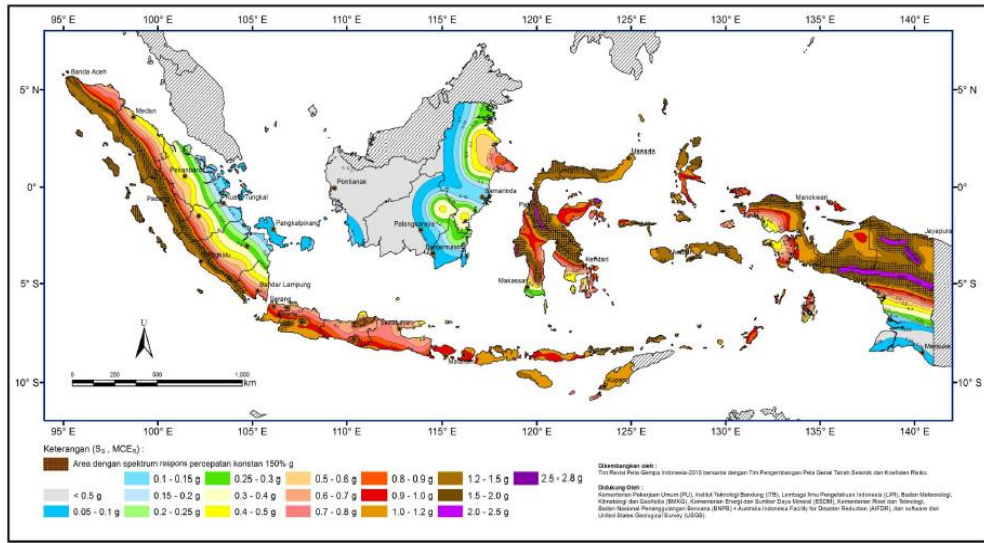
Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

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

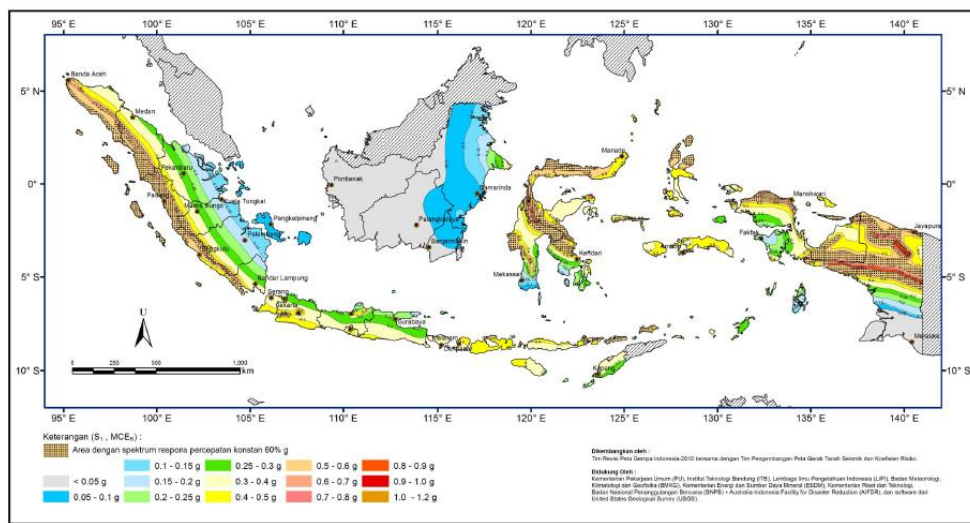
Sumber: SNI 1726:2012

2. Parameter percepatan gempa (S_s dan S_I)

Nilai S_s merupakan parameter percepatan batuan dasar pada periode pendek. Gambar peta untuk mengetahui nilai S_s tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.2. Nilai S_I merupakan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik. Cara mengetahui nilai ini juga dengan melihat pada peta distribusi. Gambar peta pembagian wilayah tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.3.



Gambar 3.2 Peta Penentuan Nilai S_s
 (Sumber : SNI 1726:2012, 2012)



Gambar 3.3 Peta Penentuan Nilai S_1
 (Sumber : SNI 1726:2012, 2012)

3. Kelas Situs (SA-SF)

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka Peneliti harus mengklasifikasikan situs tersebut terlebih dahulu. Profil tanah di situs

diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 3.8, berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas.

Tabel 3.8 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}
SA (Batuan keras)	N/A
SB (Batuan)	N/A
SC (Tanah Keras, sangat pada dan batuan lunak)	>50
SD (Tanah sedang)	15 - 50
SE (Tanah lunak)	<15

Sumber: SNI 1726:2012

4. Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, Peneliti memerlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek F_a dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik F_v . Tabel nilai F_a dapat dilihat pada Tabel 3.9, sedangkan Tabel nilai F_v dapat dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.9 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons 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^b				

Sumber: SNI 1726:2012

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS^b = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Tabel 3.10 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda 1 detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
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	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

Sumber: SNI 1726:2012

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_I dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS^b = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Penentuan Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek S_{MS} dan perioda 1 detik S_{MI} diinterpolasi apabila nilai yang dimaksud tidak ada dalam tabel. Persamaan keduanya dapat dilihat pada Persamaan 3.6 dan Persamaan 3.7 berikut ini.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.6)$$

$$S_{MI} = F_v \times S_I \quad (3.7)$$

Keterangan:

S_{MS} = parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek,

F_a = faktor amplifikasi periode pendek,

S_s = percepatan batuan dasar pada periode pendek,

S_{MI} = parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik,

F_v = faktor amplifikasi periode 1 detik, dan

S_I = percepatan batuan dasar pada periode 1 detik.

Nilai S_{MS} dan S_{MI} yang telah diketahui, selanjutnya Peneliti perlu melakukan analisis parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} . Keduanya dapat didapatkan dari persamaan 3.8 dan persamaan 3.9 berikut ini.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.8)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{MI} \quad (3.9)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, dan

S_{D1} = parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik.

5. Spektrum Respons Desain

Setelah mendapatkan nilai S_{DS} dan S_{D1} , selanjutnya Peneliti perlu mengetahui nilai T_0 dan T_S . Kedua rumus ini nantinya sebagai acuan untuk membuat grafik hubungan antara T dan S_a . Persamaan untuk mencari nilai T_0 dan T_S dapat dilihat pada persamaan 3.10 dan persamaan 3.11 berikut ini.

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.10)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.11)$$

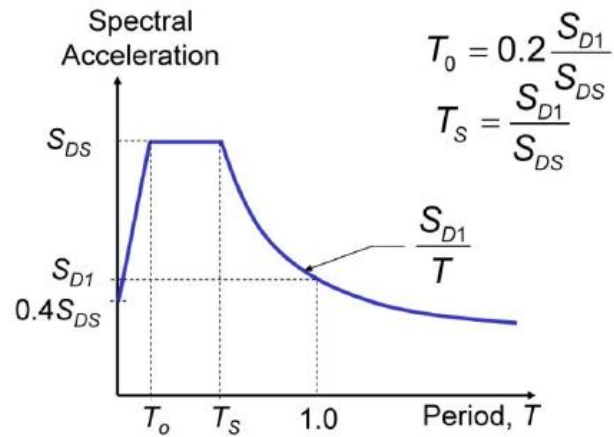
Dalam menghitung nilai S_a harus mengikuti tiga persamaan berikut ini.

$$T < T_0 ; S_a = S_{DS} \left(0,4 + \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.12)$$

$$T_0 \leq T \leq T_S ; S_a = S_{DS} \quad (3.13)$$

$$T > T_S ; S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.14)$$

Nilai T dan S_a nantinya akan dibuat dalam bentuk grafik. Kurva spektrum respons desain dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 3.4 berikut ini.



Gambar 3.4 Spektrum Respons Desain

(Sumber : Aplikasi SNI Gempa 1726:2012 for Dummies, 2013)

6. Kategori Desain Seismik (A-D)

Semua struktur bangunan harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 3.11 dan Tabel 3.12, terlepas dari nilai perioda fundamental getaran struktur, T .

Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DS}

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

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 3.12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DI}

Nilai S_{DI}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2012

7. Sistem Struktur dan Parameter Sistem (R , C_d , Ω_0)

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam Tabel 3.13. Koefisien modifikasi respons yang sesuai (R) faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d) sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 3.13 harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antarlantai tingkat desain.

Tabel 3.13 R , C_d , Ω_0 untuk Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	48	30	TI
Rangka baja pemikul momen menengah	$4 \frac{1}{2}$	3	4	TB	TB	$10^{h,1}$	TI^h	TI^l
Rangka baja pemikul momen biasa	8	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	$5 \frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB

Lanjutan Tabel 3.13 R , C_d , Ω_0 untuk Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	$5\frac{1}{2}$	48	48	30	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	$3\frac{1}{2}$	3^0	$3\frac{1}{2}$	10	10	10	10	10

Sumber: SNI 1726:2012

8. Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.15.

$$V = C_s W \quad (3.15)$$

Keterangan:

V = gaya geser seismik (N),

C_s = koefisien respons seismik, dan

W = berat seismik efektif (N)

Koefisien respons seismik (C_s) harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.16 berikut ini.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.16)$$

Keterangan:

R = faktor modifikasi respons, dan

I_e = faktor keutamaan gempa.

Nilai C_s yang dihitung sesuai persamaan 3.16 tidak perlu melebihi persamaan 3.17 berikut ini.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.17)$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai persamaan 3.17 harus tidak kurang dari Persamaan 3.18 berikut ini.

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.18)$$

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dengan nilai S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari Persamaan 3.19 berikut ini

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.19)$$

Keterangan:

T = perioda fundamental struktur (detik).

9. Nilai Maksimum S_s dalam penentuan C_s

Untuk struktur beraturan dengan ketinggian lima tingkat atau kurang dan mempunyai perioda (T) sebesar 0,5 detik atau kurang dan C_s diijinkan dihitung menggunakan nilai sebesar 1,5 untuk S_s .

10. Perioda Fundamental Struktur (T)

Periode fundamental struktur (T) dalam arah yang ditinjau pada pelaksanaan analisis dapat menggunakan perioda bangunan pendekatan (T_a) yang dihitung sesuai Persamaan 3.20 berikut ini.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.20)$$

Keterangan:

- T_a = periode pendekatan (detik),
 C_t = koefisien batas atas,
 h_n = batasan tinggi struktur, dan
 x = tingkat yang ditinjau,

h_n adalah ketinggian struktur dalam (m) di atas dasar sampai tingkat tinggi struktur dan koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 3.14 dan Tabel 3.15 berikut ini.

Tabel 3.14 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung

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

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 3.15 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai 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

Sumber: SNI 1726:2012

Sebagai alternatif, Peneliti diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, dari Persamaan 3.21 untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat menggunakan sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen atau beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0,1N \quad (3.21)$$

Keterangan:

N = jumlah tingkat.

11. Berat Total Bangunan (W)

Berat total bangunan adalah berat sendiri dari struktur beban mati ditambah dengan beban hidup rencana yang dihitung mulai lantai 1 sampai dengan lantai tertinggi.

12. Distribusi Vertikal Gaya Gempa (C_{vx}) dan Gaya Gempa Lateral (F_x)

Faktor distribusi vertikal (C_{vx}) ditentukan dengan Persamaan 3.22 dan gaya gempa lateral (F_x) yang timbul di semua tingkat ditentukan dengan Persamaan 3.23 berikut ini.

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{n=i}^n W_i h_i^k} \quad (3.22)$$

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.23)$$

Keterangan:

C_{vx} = distribusi vertikal gaya gempa,

W_i dan W_x = berat total bangunan,

F_x = gaya gempa lateral, dan

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i dan x .

Eksponen (k) yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.

- a. Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$.
- b. Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$.
- c. Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 dan 2,5 detik, $k =$ harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

13. Struktur Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan

Struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai beraturan atau tidak beraturan berdasarkan pada kriteria dalam SNI 1726:2012. Ketidakberaturan ini terjadi apabila simpangan antar lantai tingkat maksimum mengalami syarat-syarat tertentu. Berikut ini akan dijelaskan klasifikasi konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan Gedung yang digunakan pada penelitian ini.

a. Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

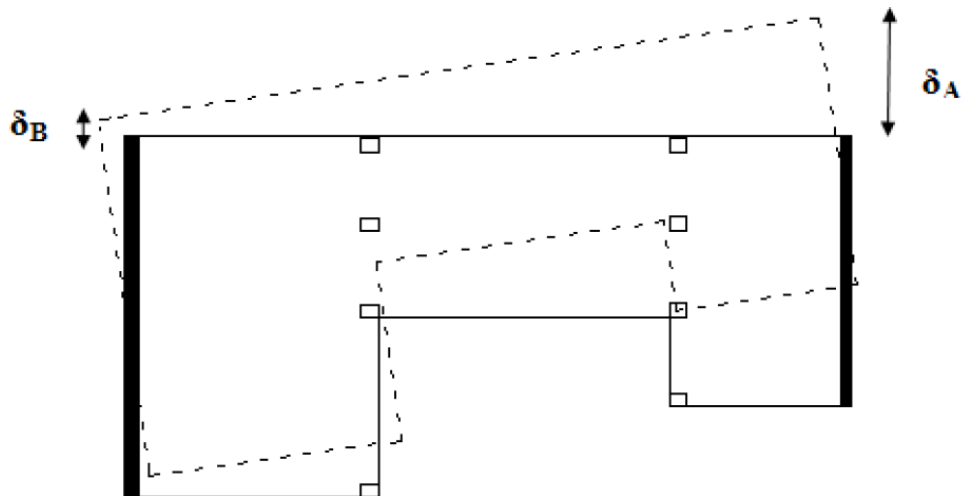
Ketidak beraturan struktur horizontal yang ditinjau pada penelitian ini adalah ada tidaknya ketidakberaturan torsional yang terjadi karena beberapa syarat berikut ini.

$$\delta_{max} < 1,2 \delta_{avg} \quad \rightarrow \text{Tanpa Ketidakberaturan Torsi} \quad (3.22)$$

$$1,2 \delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1,4 \delta_{avg} \rightarrow \text{Ketidakberaturan Torsi 1a} \quad (3.22)$$

$$\delta_{max} > 1,4 \delta_{avg} \quad \rightarrow \text{Ketidakberaturan Torsi 1b} \quad (3.22)$$

Ketidakberaturan ini lebih jelasnya akan dijelaskan pada Gambar 3.5 Berikut ini.



Gambar 3.5 Ketidakberaturan Torsi Horizontal

Sumber: Aplikasi SNI Gempa 1726:2012 for Dummies

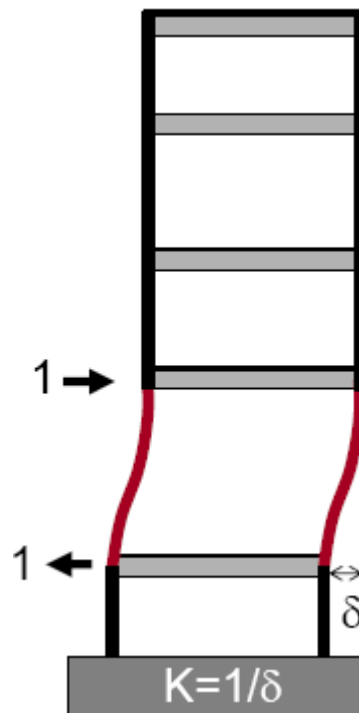
Persamaan berdasarkan Gambar 3.6 adalah sebagai berikut ini.

$$\delta_{avg} = \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \quad (3.22)$$

$$A_x = \left[\frac{\delta_{maksimum}}{1,2 \delta_{rata-rata}} \right]^2 \quad (3.22)$$

a. Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

Ketidakberaturan vertikal yang ditinjau pada penelitian ini adalah ada tidaknya ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak. Persyaratan ini ada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Ketidakberaturan Torsi Vertikal

Sumber: FEMA 451B

Ketidakteraturan (1a) ada apabila kekakuan tingkat kurang dari 70% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Ketidakteraturan (1b) ada apabila kekakuan tingkat kurang dari 60% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Keberaturan ini tidak ada bila tidak satupun rasio drif tingkat yang memiliki nilai lebih besar dari 1,3 kali rasio drif tingkat di atasnya, selain itu ketidakberaturan 1b tidak diijinkan untuk Kategori Desain Seismik E dan F.

14. Kombinasi Pembebanan

Setelah Peneliti mengetahui jenis-jenis beban, maka yang dibutuhkan selanjutnya adalah kombinasi beban. Menurut SNI 1729:2015, beban dan kombinasi beban ditetapkan oleh peraturan bangunan yang berlaku. Kombinasi-kombinasi tersebut adalah sebagai berikut.

1. $1,4D$;
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R) + 1,0N$;

3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W) + 1,0N$;
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R) + 1,0N$;
5. $1,2D + 1,0E + L + 1,0N$;
6. $0,9D + 1,0W + 1,0N$; dan
7. $0,9D + 1,0E + 1,0N$.

Keterangan:

- D = beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi pemanen termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, peralatan tetap,
- L = beban hidup yang ditimbulkan oleh adanya fungsi Gedung,
- Lr = beban hidup yang diatap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan dan material,
- R = beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air,
- W = beban angin,
- N = beban notional, dan
- E = beban gempa, direncanakan menurut SNI 1726:2002.

15. Kombinasi Beban Gempa

Pengaruh beban gempa (E), harus ditentukan menurut SNI 1726:2012, yaitu: Untuk kombinasi $1,2D + 1,0E + L + 1,0N$ nilai E seperti pada Persamaan 3.24 berikut ini.

$$E = E_h + E_v \quad (3.24)$$

Sedangkan untuk kombinasi $0,9D + 1,0E + 1,0N$ nilai E seperti pada Persamaan 3.25 berikut ini.

$$E = E_h - E_v \quad (3.25)$$

Pengaruh beban gempa horizontal, E_h , harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.26. berikut ini.

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.26)$$

Keterangan:

E = pengaruh beban gempa,

E_h = pengaruh beban gempa horizontal,

E_v = pengaruh beban gempa vertikal,

ρ = faktor redundansi, dan

Q_E = pengaruh gaya gempa horizontal dari V .

Faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya gempa dalam masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua struktur. Nilai ρ diijinkan sama dengan 1,0 untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik B atau C. Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, di mana ρ diijinkan diambil sebesar 1,0.

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 3.11.
- Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar.

Tabel 3.16 Persyaratan untuk Masing-masing Tingkat yang Menahan Lebih dari 35% Gaya Deser Dasar

Elemen penahan gaya lateral	Persyaratan
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen di sambungan balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33%, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan. (ketidakberaturan struktur horisontal Tipe 1b).

Sumber: SNI 1726:2012

Pengaruh beban gempa vertikal (E_v), harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.27 berikut ini.

$$E_v = 0,2S_{DS} D \quad (3.27)$$

Keterangan:

D = pengaruh beban mati.

Pengaruh beban gempa vertikal (E_v), diijinkan untuk ditetapkan sama dengan nol untuk salah satu kondisi sebagai berikut.

- a. Dalam persamaan 3.24 dan persamaan 3.25, dimana S_{DS} adalah sama dengan atau kurang dari 0,125.
- b. Dalam persamaan 3.25 jika menentukan kebutuhan pada muka-kontak tanah-struktur di fondasi.

Kombinasi dasar untuk desain kekuatan adalah sebagai berikut.

$$5. (1,2 + 0,2S_{DS}) D + \rho Q_E + L + 1,0N$$

$$7. (0,9 - 0,2S_{DS}) D + \rho Q_E + 1,0N$$

16. Arah Pembebanan Beban Gempa

Arah penerapan beban gempa yang digunakan dalam desain harus merupakan arah yang akan menghasilkan pengaruh beban paling kritis. Arah penerapan gaya gempa diijinkan untuk memenuhi persyaratan ini. Prosedur untuk setiap kategori desain seismik adalah sebagai berikut.

- a. Untuk struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik B, gaya gempa desain diijinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing-masing arah dari dua arah ortogonal dan pengaruh interaksi ortogonal diijinkan untuk diabaikan.
- b. Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik C harus, minimum, sesuai dengan persyaratan untuk kategori desain seismik B.
- c. Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F harus, minimum, sesuai dengan persyaratan untuk kategori desain seismik C. Sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang membentuk bagian dari dua atau lebih sistem penahan gaya gempa yang berpotongan dan dikenai beban aksial akibat gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau

melebihi 20% kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain untuk pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa dalam semua arah. Prosedur kombinasi ortogonal, diijinkan untuk digunakan untuk memenuhi persyaratan ini.

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen, prosedur analisis spektrum respons ragam, atau prosedur riwayat respons linier dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua dua arah ortogonal. Pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan yaitu, 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya untuk arah tegak lurus. Kombinasi yang mensyaratkan kekuatan komponen maksimum harus digunakan.

17. Penentuan Simpangan antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal Tipe 1a atau 1b pada Tabel 3.11, simpangan antar lantai desain, Δ , harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris vertikal, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.28 berikut ini.

$$\delta_x = \frac{c_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.28)$$

Keterangan:

δ_x = simpangan (mm),

C_d = faktor amplifikasi defleksi, dan

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan (mm).

Batasan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) seperti ditentukan dalam SNI 1726:2012 tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ_a) seperti didapatkan dari Tabel 3.17 untuk semua tingkat.

Tabel 3.17 Simpangan antar Lantai Ijin, Δ_a

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Sumber: SNI 1726:2012

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.

3.4 Perencanaan Pelat Lantai Komposit

Pelat lantai merupakan bagian dari struktur yang berbentuk bidang datar. Bidang datar tersebut berfungsi untuk lantai bangunan yang menerima beban baik beban hidup maupun beban mati. Pelat lantai komposit adalah sistem pelat lantai yang terdiri dari lembaran tipis baja berprofil atau bergelombang yang dikombinasikan dengan campuran beton. Perkembangan struktur komposit juga dimulai dengan digunakannya dek baja gelombang, yang selain berfungsi sebagai

bekisting saat pelat beton dicetak, juga berfungsi sebagai tulangan positif bagi pelat beton. Tetapi yang perlu kita ketahui, bahwa tidak semua dek baja dapat memberikan aksi komposit dengan campuran beton, hal ini dapat dilihat pada bentuk penampangnya yang bersifat mengikat beton atau tidak.

Dalam perencanaan struktur Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta ini Peneliti menggunakan *floordeck* merek ALSUN FD 600. Pelat dengan menggunakan *floordeck* ALSUN FD 600 memiliki fungsi ganda, yaitu sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah, sehingga perencanaan pelatnya harus menggunakan sistem pelat satu arah yang mempunyai persyaratan bentang panjang terhadap bentang pendeknya adalah $\frac{L_y}{L_x} > 2$. Cara pemasangan *floordeck* yang mendasar di lapangan adalah *floordeck* lebih efektif dipasang pada arah pendek bentang balok. *Floordeck* termasuk kedalam arah pelat satu arah (*oneway slab*) dikarenakan *floordeck* lebih dominan menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang satu arah saja akibat bentuk penampang yang bergelombang. Penggunaan *floordeck* merek ALSUN FD 600 ini dapat memberikan aksi komposit karena bentuk penampangnya yang bergelombang dan dapat mengikat campuran beton. Perencanaan pelat komposit dapat dilihat pada Gambar 3.7 berikut ini.



Gambar 3.7 Pelat Baja Bergelombang merek ALSUN FD 600

(Sumber: PT. ALFASTEEL)

Sifat penampang panel Alsun *Floordeck* FD 600 dapat dilihat pada Tabel 3.20 berikut ini.

Tabel 3.18 Sifat Penampang Panel Alsun *Floordeck* FD 600

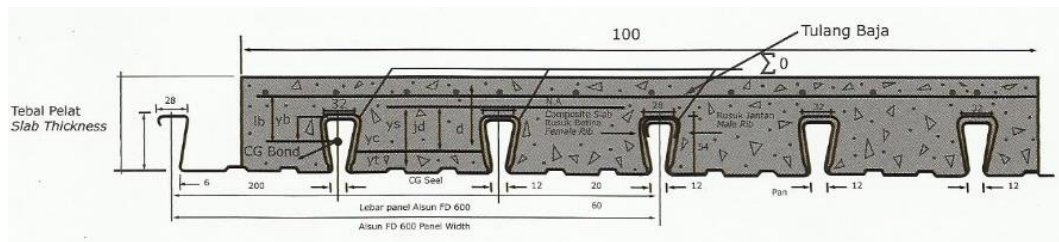
TEBAL PLAT BASE STEEL THICKNES	BERAT per SATUAN LUAS MASS per UNIT AREA	LUAS PENEMPANG CROSS SECTION AREA	PENEMPANG EFEKTIF PENUH FOR FULLY EFFETIVE SECTION	MOMEN LENTUR POSITIF POSITIVE BENDING MOMENT			MOMEN LENTUR NEGATIF NEGATIVE BENDING MOMENT			I_e	GAYA REAKSI AMAN UNTUK PERLETAKAN TEPI SAFE END REACTION			GAYA REAKSI AMAN UNTUK PERLETAKAN TENGAH SAFE INTERNAL REACTION			
				DEK TERTARIK PAN IN TENSION			DEK TERTEKAN PAN IN COMPRESSION				10 mm PERLETAKAN	PERTAMBAHAN per 10 mm	10 mm PERLETAKAN	10 mm PERLETAKAN	MAX		
				Y_c	Y_t	I_p	Z_{pc}	Z_{pt}	I_n		Z_{nc}	Z_{nt}	10 mm OF BEARING	INCREM per 10 mm	MAX	10 mm OF BEARING	INCREM per 10 mm
mm	mm ⁴	mm ²	mm	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm ³	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³	mm ³
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Sumber: PT. ALFASTEEL

Keterangan:

 I_p = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif (mm⁴), I_n = momen inersia profil panel untuk daerah momen negatif/ tegangan tarik (mm⁴), I_e = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus (mm⁴), Z_{nc} = momen tahanan dasar dek dalam daerah momen negatif/ tegangan tekan (mm³), Z_{nt} = momen tahanan puncak rusuk dalam daerah momen negatif/tegangan tarik (mm³), Z_{pt} = momen tahanan dasar dek dalam daerah momen positif/tegangan tarik (mm³), dan Z_{pc} = momen tahanan puncak rusuk dalam daerah momen positif/tegangan tekan (mm³).

Perencanaan tebal pelat menggunakan Alsun *Floordeck* FD 600 dapat dilihat pada Contoh Gambar 3.8 dan Tabel 3.19 dengan catatan beban mati (berat sendiri *floordeck* dan pelat beton) sudah diperhitungkan.



Gambar 3.8 Penampang Pelat Lantai Komposit
(Sumber: PT. ALFASTEEL)

Tabel 3.19 Perencanaan Praktis Tebal Pelat Panel Alsun Floordeck FD 600

	BENTANG GANDA	BEBAN HIDUP/BERGUNA (kg m ²)									
		200		300		400		500		600	
PENYANGGA SEMENTARA	PANJANG BENTANG	TEBAL PELAT	TUL. NEG.	TEBAL PELAT	TUL. NEG.	TEBAL PELAT	TUL. NEG.	TEBAL PELAT	TUL. NEG.	TEBAL PELAT	TUL. NEG.
TANPA	2.00	cm	cm/m ²	cm	cm/m ²	cm	cm/m ²	cm	cm/m ²	cm	cm/m ²
		9	2.06	9	2.06	9	2.06	9	2.06	9	2.06
SATU BARIS	3.00	10	4.12	10	6.37	11	7.49	12	8.5	13	9.15
	3.50	12	4.01	12	6.13	12	8.32	13	9.46	14	10.55
DUA BARIS	4.00	14	3.54	11	4.67	14	6.3	15	7.28	15	8.74
	4.50	200	3.83	9	2.06	15	5.60	15	7.36	16	10.40

Catatan : Mutu Baja U-39
Mutu Beton K-2000

Sumber: PT. ALFASTEEL

3.5 Perencanaan Struktur Balok

Balok merupakan komponen struktur yang menahan beban dinding, distribusi beban plat lantai, distribusi beban hidup, ataupun beban lainnya. Komponen struktur ini mengalami tegangan tarik atau tekan ketika dibebani. Balok yang berada di daerah tengah bentang, pada bagian atas balok mengalami tekan dan bagian bawah balok akan mengalami tarik, tetapi untuk di daerah tepi tidak demikian. Komponen balok merupakan struktur yang mengalami lentur dan geser, sehingga dalam analisis nantinya, balok akan dianggap sebagai sebuah struktur lentur dan geser. Perancangan gedung struktur baja ini peneliti menggunakan balok baja biasa pelat komposit diletakkan di atasnya sebagai beban.

3.5.1 Penampang Daktil Sedang-Tinggi

Pada penelitian ini Peneliti merencanakan profil baja struktural untuk komponen struktur daktil tinggi. Sehingga, desain profil balok yang digunakan dalam perencanaan ini adalah dengan metode sistem rangka pemikul momen khusus yang mengacu pada SNI 7860:2015 seperti pada Tabel 3.20 berikut ini.

Tabel 3.20 Klasifikasi Penampang Komponen Struktur Daktil Sedang dan Daktil Tinggi dengan Parameter Rasio Lebar-terhadap-Tebal

No	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar-terhadap-Tebal	Batasan Rasio Tebal-Lebar	
			λ_{hd} Komponen Struktur Daktil Tinggi	λ_{md} Komponen Struktur Daktil Sedang
1	Sayap dari profil I, kanal dan T gilas atau tersusun; kaki dari profil siku tunggal atau ganda dengan pemisah; kaki bebas dari sepasang profil siku tanpa pemisah	b/t	$0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
2	Sayap dari profil tiang H menurut pasal D4 dalam SNI 7860:2015	b/t	$0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Tidak berlaku
3	Badan dari profil I gilas atau tersusun sebagai balok atau kolom	h/t_w	Untuk $C_a \leq 0,125$ $2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1-0,93C_a)$	Untuk $C_a \leq 0,125$ $3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1-2,75C_a)$
4	Pelat samping dari profil I tertutup yang digunakan sebagai balok atau kolom	h/t	Untuk $C_a > 0,125$ $0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,93-C_a)$ $\geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ dengan	Untuk $C_a > 0,125$ $1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,33-C_a)$ $\geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ dengan
5	Badan profil kotak tersusun yang digunakan sebagai balok atau kolom	h/t	$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)
6	Badan profil tiang H	h/t_w	$0,94 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	tidak berlaku
Keterangan: 1. $b/t = \lambda$ 2. penampang daktil sedang: $\lambda_{hd} < \lambda < \lambda_{md}$ 3. penampang daktil tinggi: $\lambda < \lambda_{hd}$				

Sumber: SNI 7860:2015

3.5.2 Komponen Struktur Daktil Tinggi

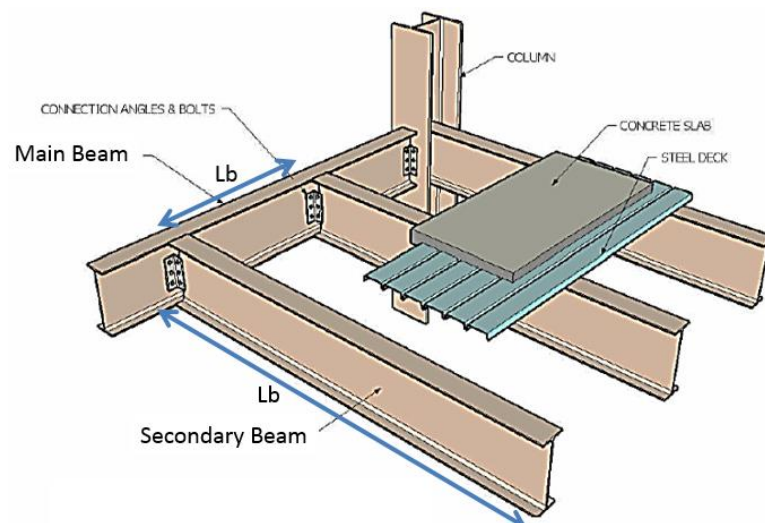
Profil baja struktural untuk komponen struktur daktil sedang dan komponen tinggi harus memiliki sayap menerus tersambung ke badan atau badan-badan atau kata lain profil baja menggunakan IWF atau sejenisnya. Pada struktur daktil tinggi, kedua sayap harus terbreis lateral atau penampang melintang komponen struktur terbreis torsional. Breising komponen struktur balok daktil tinggi harus memiliki spasi maksimum dengan Persamaan 3.29 berikut ini.

$$L_b = 0,08r_y E / F_y \quad (3.29)$$

Keterangan:

L_b = batas panjang tanpa pengaku lateral (mm).

Batas panjang tanpa pengaku lateral dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut ini.



Gambar 3.9 Batas Panjang Tanpa Pengaku Lateral

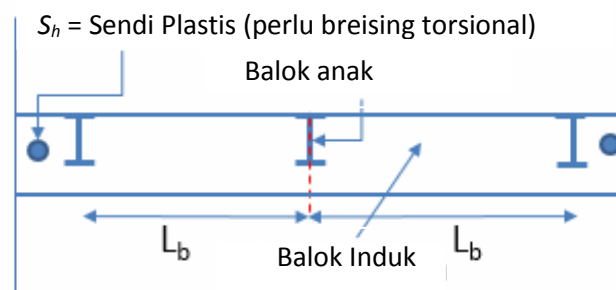
(Sumber: 7860:2015)

3.5.3 Breising Khusus pada Lokasi Sendi Plastis

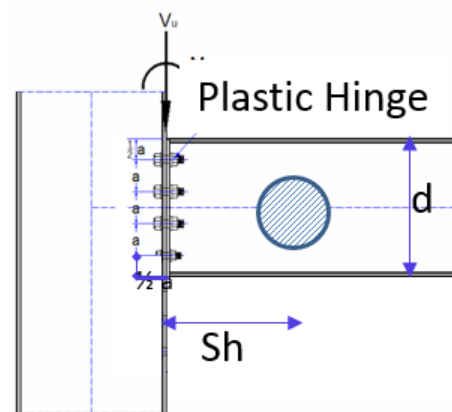
Breising khusus harus ditempatkan berdekatan dengan lokasi sendi plastis yang diharapkan terjadi seperti disyaratkan oleh SNI 7860:2015 pada Bab E, F, G atau H.

Untuk balok baja struktural, breising tersebut harus memenuhi persyaratan berikut.

1. Kedua sayap balok harus terbreis lateral atau penampang melintang komponen struktur harus terbreis torsional seperti yang dijelaskan pada Gambar 3.10 berikut ini.



(a)



(b)

Gambar 3.10 Bresing Torsional di Dekat Sendi Plastis (a) dan (b)
(Sumber: SNI 7860:2015)

Keterangan:

- S_h = jarak sendi plastis (mm) (jarak minimal $d/2$ atau $3bf$ tanpa pengaku),
 d = tinggi profil balok (mm),

L_b = batas panjang tanpa pengaku lateral (mm), dan

b_f = lebar sayap balok (mm).

2. Kekuatan perlu breising lateral (*truss system*) dari masing-masing sayap yang disediakan berdekatan dengan sendi plastis harus menggunakan Persamaan 3.30 berikut ini.

$$P_u = 0,06 R_y F_y Z E / h_o \text{ (LRFD)} \quad (3.30)$$

3. Kekuatan perlu breising torsional (*IWF beam*) yang tersedia berdekatan dengan sendi plastis harus menggunakan Persamaan 3.31 berikut ini.

$$P_u = 0,06 R_y F_y Z \text{ (LRFD)} \quad (3.31)$$

4. Kekakuan breising yang diperlukan harus memenuhi persyaratan pada Lampiran 6 SNI 7860:2015. Spesifikasi untuk breising lateral atau breising torsional dari balok dengan $C_d = 1,0$; maka kekuatan lentur ekspektasi balok harus menggunakan Persamaan 3.32 berikut ini.

$$M_r = M_u = R_y F_y Z \text{ (LRFD)} \quad (3.32)$$

Keterangan:

E = modulus elastis baja = 200.000 MPa,

h_o = jarak antara titik berat sayap (mm),

R_y = rasio tegangan leleh minimum,

Z = modulus penampang plastis (mm³), dan

C_d = koefisien sehubungan dengan kekakuan breis relatif dan kurvatur.

Rasio tegangan leleh minimum dapat dilihat pada Tabel 3.21 Berikut ini.

Tabel 3.21 Nilai R_y dan R_t untuk Material Baja dan Material Tulangan Baja

Aplikasi	R_y	R_t
Profil baja gilas panas dan tulangan:		
• ASTM A36/A36M	1,5	1,2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1,3	1,1
• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) atau 55 (380)	1,1	1,1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415) atau 65 (450)		
• ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M		
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1,2	1,1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1,2	1,2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1,1	1,2

Sumber: SNI 7860:2015

3.5.4 Kapasitas Kuat Lentur

Berdasarkan SNI 1729:2015, struktur lentur dibahas dalam BAB F. Ketentuan umum struktur lentur adalah sebagai berikut.

1. Semua ketentuan dalam struktur lentur adalah:

$$\Phi_b M_n \geq M_u \quad (\text{LRFD}) \quad (3.33)$$

dengan nilai $\Phi_b = 0,90$ (LRFD)

2. Asumsi bahwa titik-titik dari penumpu balok dan gelagar yang menahan rotasi di sumbu longitudinalnya.
3. Bagi komponen struktur simetris tunggal dalam lengkungan tunggal dan semua komponen struktur simetris ganda, berlaku Persamaan 3.34 berikut ini.

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (3.34)$$

Keterangan:

C_b = faktor modifikasi tekuk torsi-lateral,

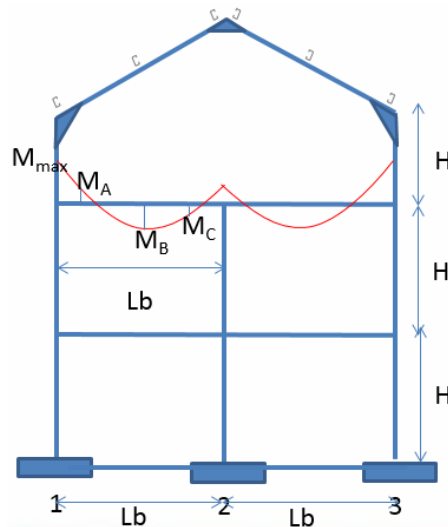
M_{maks} = nilai mutlak momen maksimum di segmen tanpa breising (Nmm),

M_A = nilai mutlak momen di titik $\frac{1}{4}$ dari segmen tanpa breising (Nmm),

M_B = nilai mutlak momen di titik $\frac{1}{2}$ dari segmen tanpa breising (Nmm), dan

M_C = nilai mutlak momen di titik $\frac{3}{4}$ dari segmen tanpa breising (Nmm).

Peletakkan M_{maks} , M_A , M_B , M_C lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.11 berikut ini.



Gambar 3.11 Momen Akibat Browsing Torsional di Dekat Sendi Plastis
(Sumber: SNI 1729:2015)

Berdasarkan SNI 1729:2015, pada bagian tekuk-torsi-lateral, terdapat 3 kondisi untuk mengetahui nilai momen nominal (M_n). Kondisi-kondisi tersebut dipengaruhi oleh L_b (batas panjang tanpa pengaku lateral), L_p (batas panjang plastis) dan L_r (batas panjang elastis). Perhitungan batas panjang dapat dilihat pada Persamaan 3.35 dan Persamaan 3.36 berikut ini.

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.35)$$

dan

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (3.36)$$

Keterangan:

E = modulus elastis baja = 200.000 MPa,

J = konstanta torsi,

- S_x = modulus penampang elastis dari sumbu x (mm^3),
 h_o = jarak antara titik berat sayap (mm),
 c = koefisien, untuk simetris ganda = 1,
 r_{ts} = radius girasi dari sayap tekan (mm),
 r_y = radius girasi profil (mm),
 L_p = batas panjang plastis (mm), dan
 L_r = batas panjang elastis (mm).

Nilai r_{ts} sendiri dapat diperkirakan secara teliti dan konservatif sebagai radius girasi dari sayap tekan ditambah 1/6 dari tinggi pelat badan:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1ht_w}{6b_f t_f} \right)}} \quad (3.37)$$

Kondisi batas pada tekuk-torsi lateral adalah sebagai berikut.

1. Kapasitas momen plastis adalah saat $L_b \leq L_p$, maka:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (3.38)$$

2. Kapasitas momen inelastic adalah saat $L_p < L_b \leq L_r$, maka:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.39)$$

3. Kapasitas momen elastis adalah saat $L_b \geq L_r$, maka:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.40)$$

Nilai F_{cr} didapatkan dengan rumus berikut.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (3.41)$$

Keterangan:

- M_n = momen nominal untuk profil kompak (Nmm),
- M_p = momen plastis (Nmm),
- F_y = tegangan leleh (MPa),
- Z_x = modulus penampang plastis (MPa),
- E = modulus elastis baja = 200.000 MPa,
- J = konstanta torsi,
- S_x = modulus penampang elastis dari sumbu x (mm^3),
- h_o = jarak antara titik berat sayap (mm), dan
- C_b = perhitungan untuk M_{cr} .

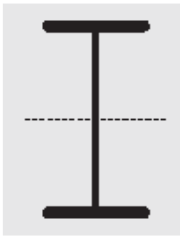
3.6 Perencanaan Kolom

Kolom adalah suatu elemen tekan dan merupakan struktur utama dari bangunan yang berfungsi untuk memikul beban vertikal. Pada umumnya kolom tidak mengalami lentur secara langsung. Pada perancangan struktur baja gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta ini digunakan profil baja IWF atau H, sehingga perilaku kolom dibawah beban tekan aksial adalah sebagai berikut.

1. *Flexural buckling* (tekuk lentur)
 - a. elastis
 - b. inelastis
 - c. *yielding* (leleh)
2. *Torsional buckling*
3. *Lateral torsional buckling*

Perilaku tekan aksial pada kolom IWF atau H struktur baja dapat dilihat pada Tabel 3.22 berikut ini.

Tabel 3.22 Keadaan Batas Penampang Profil Baja Simetris Ganda

Penampang Melintang	Keadaan batas tanpa elemen langsing	Keadaan batas dengan elemen langsing
	Tekuk Lentur Tekuk Torsi	Tekuk Lokal Tekuk Lentur Tekuk Torsi

Sumber: SNI 1729:2015

Langkah-langkah dalam perancangan kolom berdasarkan perilaku tekan aksial pada kolom baja akan dijelaskan pada subbab-subbab berikut ini.

3.6.1 Analisis Orde Pertama

Penggunaan analisis orde pertama dengan faktor amplifikasi yang terdapat pada SNI 1729:2002, tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung telah digantikan dengan peraturan baru yaitu SNI 1729:2015, tentang Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural. Penggunaan analisis orde pertama dengan faktor amplifikasi yang terdapat pada SNI 1729:2002 telah dibatasi dan hanya dapat digunakan untuk struktur yang memiliki rasio simpangan orde kedua maksimum terhadap simpangan orde pertama dalam semua tingkat sama dengan atau kurang dari 1,5. Struktur dengan nilai faktor amplifikasi momen lebih besar dari 1,5 dapat terjadi pada struktur yang mengalami efek P-Delta yang besar.

3.6.2 Analisis Orde Kedua

Perancangan bangunan dengan metode SRPMK merupakan bangunan tanpa bresing yang bersifat sebagai portal bergoyang. Sehingga memungkinkan dapat menimbulkan simpangan lateral yang besar. Apabila terjadi simpangan dan efek P-Delta yang begitu besar, maka bangunan tersebut terlebih dahulu dianalisis dengan metode analisis orde kedua. Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan (M_r) dan

kekuatan aksial (P_r) dari semua komponen struktur ditentukan dengan Persamaan 3.42 dan Persamaan 3.43 berikut ini.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3.42)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (3.43)$$

Keterangan:

M_r = momen akhir kolom setelah efek analisis order kedua (Nmm),

B_1 = faktor amplifikasi akibat tekuk lateral,

B_2 = faktor amplifikasi akibat lentur lateral,

M_{lt} = momen kolom akibat beban lateral (Nmm),

M_{nt} = momen kolom akibat beban gravitasi (Nmm),

P_r = gaya aksial akhir setelah efek analisis order kedua (N),

P_{lt} = gaya aksial akibat beban lateral (N), dan

P_{nt} = gaya aksial akibat beban gravitasi (N).

Pengali B_1 untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan setiap arah dari lentur komponen struktur dihitung dengan Persamaan 3.44 berikut ini.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1 \quad (3.44)$$

Keterangan:

α = 1,00 (DFBK),

C_m = koefisien dengan asumsi tanpa translasi dari portal yang telah ditentukan:

0,6 -0,4 $\beta m \leq 1,0$; $\beta m = M_{min}/M_{maks}$, dan

P_{e1} = kapasitas tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur (N).

Nilai kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur (P_{e1}) diperoleh dengan perhitungan dari Persamaan 3.45 berikut ini.

$$P_{e1} = A_g \times \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \geq 1 \quad (3.45)$$

Keterangan:

A_g = luas profil (mm²) dan

K = faktor panjang efektif dalam bidang lentur, diambil nilai $K = 1,0$.

Pengali B_2 untuk setiap tingkat dan setiap arah dari translasi lateral dihitung dengan Persamaan 3.46 berikut ini.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1 \quad (3.46)$$

Keterangan:

α = 1,00 (DFBK),

P_{story} = gaya aksial total didukung oleh tingkat yang merupakan bagian dari sistem penahan gaya gravitasi (N), dan

$P_{e story}$ = kapasitas tekuk kritis elastis total untuk tingkat pada arah translasi (N).

3.6.3 Panjang Efektif

Faktor panjang efektif (K) untuk perhitungan kelangsingan komponen struktur harus ditentukan menurut syarat desain stabilitas. Komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif sebaiknya tidak melebihi 200. Faktor panjang efektif dapat dilihat pada Persamaan 3.47 berikut ini.

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad (3.47)$$

Keterangan:

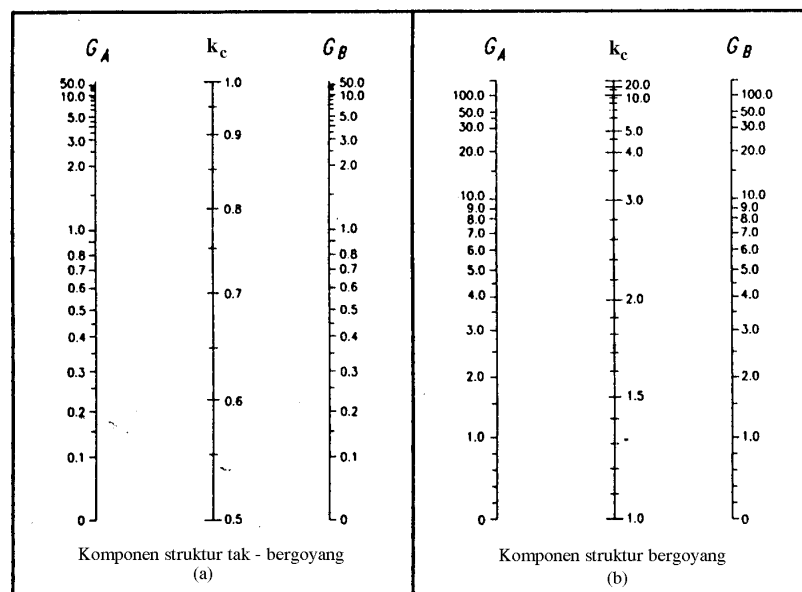
K = faktor panjang efektif,

L = panjang tanpa dibreising lateral dari komponen struktur (mm), dan

r = radius girasi (mm).

Faktor panjang efektif (K) harus diambil sebesar 1,0 untuk kolom yang kekakuan lentur tidak diperhitungkan terhadap stabilitas lateral dan ketahanan terhadap beban lateral.

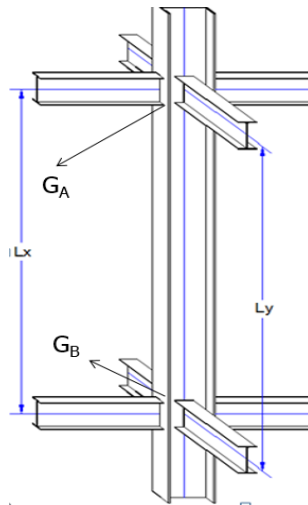
Menentukan nilai K dengan analisis tekuk *sidesway* ditentukan dengan grafik pada Gambar 3.12 berikut ini.



Gambar 3.12 Grafik Faktor Panjang Efektif Kolom
(Sumber: SNI 1729:2002)

Nilai G_A dan nilai G_B dapat ditentukan dengan Persamaan 3.48 dan untuk mengetahui letak Nilai G_A dan nilai G_B dapat dilihat pada Gambar 3.13 berikut ini.

$$G_{A/B} = \frac{\sum(EI/L)_c}{\sum(EI/L)_b} \quad (3.48)$$



Gambar 3.13 Kolom Axial Bending
(Sumber: 1729:2002)

Keterangan:

G = rasio kekakuan antara sistem kolom dan balok,

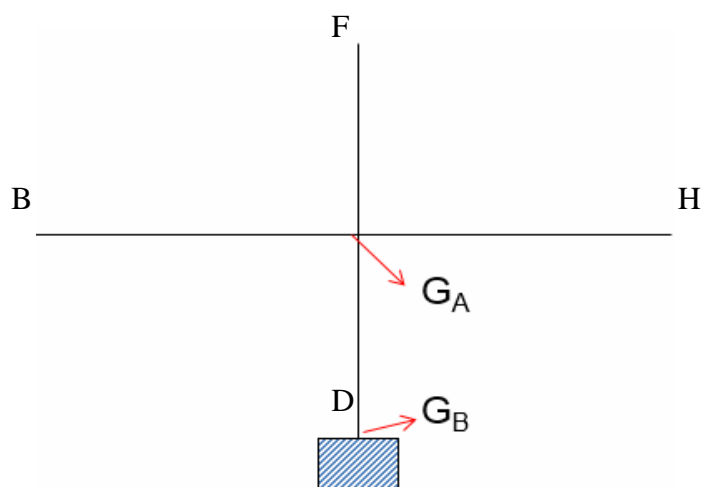
A = *upper end column*,

B = *bottom end column*,

c = *column* (kolom), dan

b = *beam* (balok).

Untuk kasus seperti pada Gambar 3.14 dibawah nilai $G_B = 1$, karena kolom paling bawah bertumpu dengan menggunakan pada jepit.



Gambar 3.14 Peletakan Rasio Kekakuan antara Sistem Kolom dan Balok
(Sumber: 1729:2002)

3.6.4 Tekuk Lentur

Kekuatan tekan nominal (P_n) harus ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur seperti pada Persamaan 3.49 berikut ini.

$$\Phi P_n = 0,9 F_{cr} A_g \quad (3.49)$$

Keterangan:

P_n = kekuatan tekan nominal (N),

F_{cr} = tegangan tekuk kritis (MPa),

A_g = luas Profil (mm^2), dan

Φ = konstanta.

Tegangan kritis F_{cr} ditentukan berdasarkan Persamaan 3.50 dan Persamaan 3.51 sebagai berikut.

$$\text{Jika, } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{atau } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25) \quad (3.50)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Jika, } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25) \quad (3.51)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

Tegangan tekuk kritis elastis (F_e) untuk komponen struktur kolom dihitung dengan Persamaan 3.52 sebagai berikut.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.52)$$

Keterangan:

F_e = tegangan tekuk kritis elastis (MPa),

- E = modulus elastisitas baja (200.000 MPa),
 K = faktor panjang efektif,
 L = panjang tanpa dibreising lateral dari komponen struktur (mm), dan
 r = radius girasi (mm).

3.6.4 Tekuk Torsi dan Tekuk Torsi-Lentur

Kekuatan tekan nominal (P_n) harus ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk torsi dan tekuk-lentur seperti pada Persamaan 3.53 berikut ini.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.53)$$

Tegangan kritis F_{cr} ditentukan berdasarkan Persamaan 3.50 atau Persamaan 3.51. Tegangan tekuk kritis elastis torsi atau torsi-lentur (F_e) untuk komponen struktur simetris ganda dihitung dengan Persamaan 3.54 berikut ini.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.54)$$

Keterangan:

- C_w = konstanta lengkung (mm^6),
 G = modulus geser (77.200 MPa),
 J = konstanta torsi (mm^4), dan
 I_x, I_y = major, minor aksial momen inersia (mm^4).

3.6.5 Interaksi Balok-Kolom

Interaksi lentur dan gaya tekan pada komponen struktur simetris ganda dan komponen struktur simetris tunggal yang memiliki nilai $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$ harus melentur terhadap sumbu geometris (x dan/atau y) yang dibatasi oleh Persamaan 3.55 dan Persamaan 3.56 berikut ini.

$$\text{Bila, } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \quad (3.55)$$

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

$$\text{Bila, } \frac{P_r}{P_c} < 0,2 \quad (3.56)$$

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

Keterangan:

P_r = kekuatan tekan aksial perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK (N),

P_c = kekuatan aksial tersedia (N), dan

M_r = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (Nmm).

3.7 Geser Balok

Kekuatan geser perlu dari sambungan harus berdasarkan kombinasi beban dalam peraturan bangunan gedung yang berlaku, termasuk beban seismik teramplifikasi. Dalam penentuan beban seismik teramplifikasi, efek gaya horizontal termasuk kekuatan-lebih (E_{mh}) digunakan Persamaan 3.57 berikut ini.

$$E_{mh} = 2[1,1 R_y M_p] / L_h \quad (3.57)$$

Keterangan:

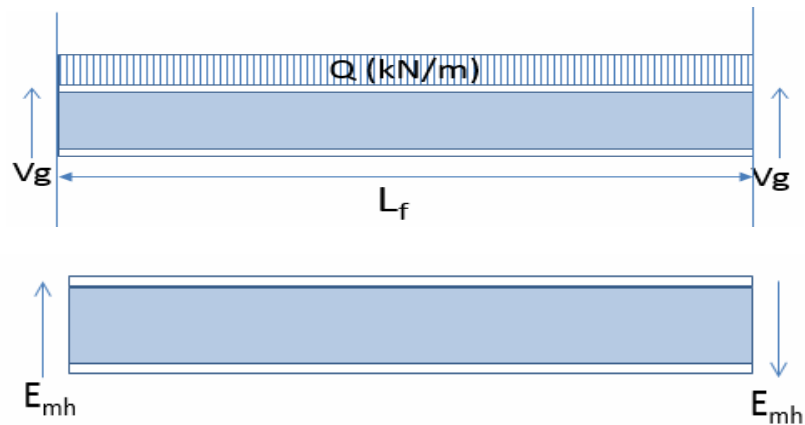
E_{mh} = efek gaya horizontal (N),

L_h = jarak antara lokasi sendi plastis (mm),

$M_p = F_y Z$ = Kekuatan lentur plastis nominal (Nmm), dan

R_y = rasio dari tegangan leleh ekspektasi terhadap tegangan leleh minimum yang disyaratkan F_y pada Tabel 3.23.

Perhitungan Gaya geser ultimate seperti pada Gambar 3.15 dilakukan perhitungan dengan Persamaan 3.58 berikut ini.



Gambar 3.15 Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi dan Efek Gaya Horizontal
(Sumber: 7860:2015)

$$V_u = V_g + E_{mh} \quad (3.58)$$

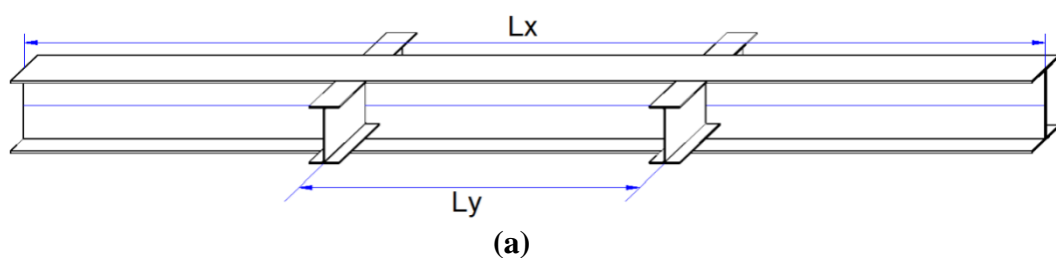
Keterangan:

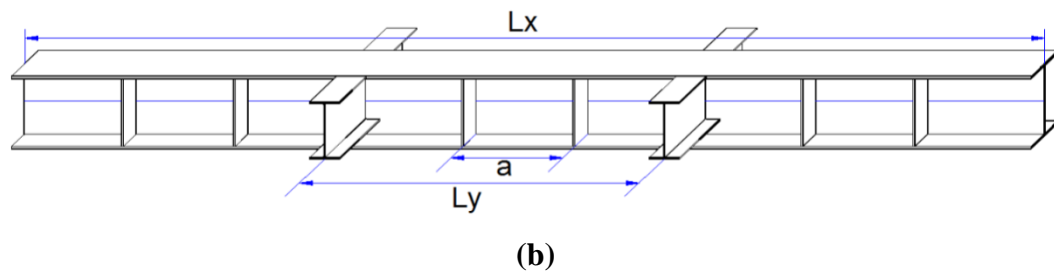
V_u = gaya Ultimate (N) dan

V_g = gaya Geser Akibat Beban Gravitasi (N).

Kekuatan geser desain ΦV_n harus ditentukan berdasarkan metode LRFD atau DFBK yaitu dengan nilai $\Phi = 0,9$

Untuk menentukan suatu elemen perlu diperkaku atau tidak diperkaku (lihat Gambar 3.16) yaitu dilakukan cek element pada kondisi tekuk geser.





Gambar 3.16 Elemen tidak diperkaku (a) dan diperkaku (b)
(Sumber: 7860:2015)

3.7.1 Kekuatan Geser

Kekuatan geser nominal V_n dari badan tidak diperkaku atau diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser dihitung dengan Persamaan 3.59 berikut ini.

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad (3.59)$$

Keterangan:

F_y = tegangan leleh (MPa),

A_w = luas badan profil, tinggi keseluruhan dikalikan dengan ketebalan badan (mm^2),

C_v = koefisien geser badan, dan

k_v = koefisien tekuk geser pelat badan.

1. Untuk badan komponen struktur profil-I canai panas koefisien geser badan (C_v) ditentukan dengan Persamaan 3.60 (Pelelehan geser).

$$h/t_w \leq 2,24 \sqrt{E/F_y} \quad (3.60)$$

$$\Phi_v = 1,00 \text{ (DFBK) dan } C_v = 1,0$$

2. Untuk badan dari semua profil simetris ganda dan profil simetris tunggal serta kanal lainnya, kecuali PSB bulat, koefisien geser badan (C_v) ditentukan dengan dengan persamaan-persamaan berikut (Tekuk geser).

$$h/t_w \leq 1,10 \sqrt{k_v E/F_y} \text{ (Tekuk plastis)} \quad (3.61)$$

$$C_v = 1,0$$

$$1,10 \sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1,37 \sqrt{k_v E/F_y} \text{ (Tekuk elasto-plastis)} \quad (3.62)$$

$$C_v = \frac{1,10 \sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$$

$$h/t_w \leq 1,37 \sqrt{K_v E/F_y} \text{ (Tekuk elastis)} \quad (3.63)$$

$$C_v = \frac{1,51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y}$$

Koefisien tekuk geser pelat badan (k_v) ditentukan sebagai berikut:

- Untuk badan tanpa pengaku transversal dan dengan $h/t_w < 260$, maka $K_v = 5$
- Untuk badan dengan pengaku transversal

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (3.64)$$

Keterangan:

a = jarak bersih antara pengaku transversal (mm),

A_w = luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan dengan ketebalan badan (mm^2),

h = jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut atau las sudut (mm), dan

t_w = ketebalan badan (mm).

3.7.2 Pengaku Transversal

Pengaku transversal tidak diperlukan bila $h/t_w \leq 2,46 \sqrt{E/F_y}$, atau bila kekuatan geser yang tersedia untuk $k_v = 5$ lebih besar dari kekuatan geser perlu. Momen Inersia I_{st} dari pengaku transversal yang digunakan untuk mengembangkan kekuatan geser badan yang tersedia terhadap suatu sumbu di pusat badan untuk

pasangan pengaku atau terhadap muka kontak dengan pelat badan untuk pengaku tunggal, harus memenuhi Persamaan 3.65 berikut ini.

$$I_{st} \geq b t_w^3 j \quad (3.65)$$

Dengan

$$j = \frac{2,5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0,5 \quad (3.66)$$

nilai b adalah nilai terkecil dari dimensi a dan h .

Profil simetris ganda dan tunggal yang dibebani pada sumbu lemah tanpa torsi, kekuatan geser nominal (V_n), untuk setiap elemen penahan geser harus ditentukan menggunakan Persamaan 3.97 dan subbab 3.7.1 point 2 dengan $A_w = b_f t_f$, $h/t_w = b/t_w$ dan $k_v = 1,2$ dan $b =$ untuk sayap dari komponen struktur profil I, setengah lebar sayap-penuh.

3.8 Kontrol *Strong Column Weak Beams* (SCWB)

Strong Column weak beams merupakan prinsip desain pada saat kolom didesain lebih kuat dari balok. Apabila terjadi kerusakan, maka balok akan mengalami rusak terlebih dahulu dibandingkan dengan kolomnya, sehingga bangunan tidak langsung mengalami keruntuhan. Cara mengontrol SCWB memenuhi syarat atau tidak dapat dilihat pada Persamaan 3.67 berikut ini.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \quad (3.67)$$

Dengan besarnya M_{pc} dan M_{pb} berdasarkan DFBK adalah

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad (3.68)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1 R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \quad (3.69)$$

Keterangan:

$\sum M_{pc}$ = Jumlah momen kolom dibagian bawah dan atas sambungan pada pertemuan as kolom dan as balok,

$\sum M_{pb}$ = Jumlah momen balok pada pertemuan balok dan kolom,

A_g = luas penampang bruto kolom (mm^2),

F_{yc} = tegangan leleh penampang kolom (MPa),

F_{yb} = tegangan leleh penampang balok (MPa), dan

P_{uc} = gaya aksial tekan terfaktor pada kolom (N).

3.9 Perencanaan Sambungan

Pada perancangan gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta ini digunakan dua macam sambungan yaitu sambungan baut dan sambungan las. Pelat sambungan diperlukan apabila dalam perencanaan diperlukan jumlah baut yang cukup banyak. Perencanaan sambungan yang peneliti rencanakan adalah sambungan *end plate* (balok-kolom), sambungan balok-balok dan sambungan *base plate*. Berikut adalah perencanaan sambungan yang digunakan pada perancangan ini.

3.9.1 Sambungan Balok-Kolom (*End Plate*)

Menurut Moestopo (2012) ada beberapa parameter dalam desain sambungan SRPMK, yaitu:

1. lokasi Sendi Plastis,
2. momen maksimum yang mungkin terjadi di lokasi sendi plastis, yang ditentukan oleh: kekuatan bahan, strain hardening, kekangan setempat, perkuatan, atau kondisi sambungan lainnya,
3. parameter mekanisme leleh pada pelat sayap kolom, dan
4. konfigurasi baut, yang akan ikut mekanisme kelelahan kekuatan batas sambungan terhadap sobek pelat, dan tekuk pada pelat.

Harus dilakukan pengecekan desain sambungan terhadap berbagai kondisi batas yang harus dihadapi oleh sambungan (pelat penyambung dan baut) antara lain:

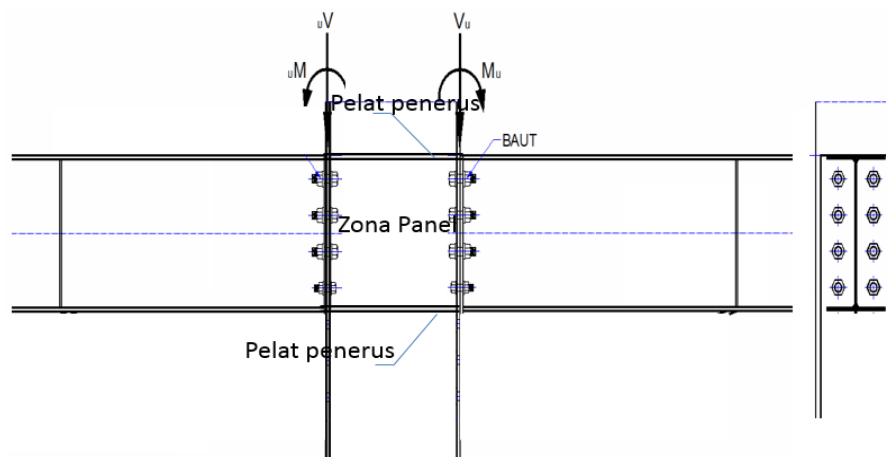
1. leleh pada sayap kolom,
2. tekuk pelat badan kolom,
3. leleh pelat ujung balok ,
4. sobek pelat, dan
5. tekuk dan leleh zona panel kolom.

Kemampuan sambungan sebagai alat sambung elemen pemikul beban gempa harus dibuktikan melalui salah satu metoda berikut.

1. Uji kualifikasi terhadap benda uji yang mempresentasikan sambungan yang didesain:
 - a. Melakukan uji siklik sesuai dengan ketentuan Apendix S.
 - b. Menggunakan hasil uji dari laporan penelitian yang telah dilakukan.
2. Menggunakan ketentuan dalam:

ANSI/AISC 358 – 10: “*Prequalified Connection for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” atau SNI 7972:2013 tentang Sambungan terprakualifikasi untuk rangka momem khusus dan menengah baja pada aplikasi seismik.

Gambar sambungan pelat ujung atau *end plate* dapat dilihat pada Gambar 3.17 berikut ini.



Gambar 3.17 Sambungan *End Plate* (Balok-Kolom)
(Sumber: 7860:2015)

Sambungan balok-kolom adalah sambungan yang menahan momen, sehingga diperlukan perencanaan gaya tarik pada baut untuk menahan gaya momen dan gaya geser pada baut untuk menahan gaya geser yang terjadi. Berikut tahap-tahap dalam menganalisis dan merencanakan sambungan balok-kolom.

1. Analisis terdiri dari:
 - a. analisis gaya geser pada baut
 - b. analisis gaya tarik pada baut
2. Perencanaan terdiri dari:
 - a. desain jumlah baut
 - 1) konfigurasi baut
 - 2) kekuatan tarik
 - 3) kekuatan geser
 - b. desain dimensi pelat sambungan
 - 1) kekuatan geser
 - 2) kekuatan tumpuan
 - 3) tekuk lokal
 - c. desain sambungan las

Perhitungan gaya geser menggunakan persamaan 3.70 sebagai berikut ini.

$$V_u = 2 \frac{M_{pr}}{L_h} + V_{gr} \quad (3.70)$$

Perhitungan momen maksimum yang mungkin terjadi pada sendi plastis menggunakan Persamaan 3.71 sebagai berikut ini.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_y \quad (3.71)$$

Keterangan:

M_{pr} = momen maksimum yang mungkin terjadi pada sendi plastis (Nmm),

- R_y = rasio tegangan leleh ekspektasi terhadap tegangan leleh minimum yang disyaratkan F_y seperti disyaratkan dalam *SNI Ketentuan Seismik untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*,
- Z_e = modulus penampang plastis efektif dari penampang (atau sambungan) pada lokasi sendi palstis (mm^3), dan
- C_{pr} = faktor untuk memperkiraan kekuatan puncak sambungan, termasuk pengerasan regangan, pengekangan lokal, penguatan/penulangan tambahan, dan kondisi kondisi sambungan lainnya. Kecuali selain itu secara khusus dinyatakan dalam standar ini, nilai C_{pr} harus sesuai dengan Persamaan 3.72 berikut ini.

$$C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2F_y} \leq 1,2 \quad (3.72)$$

Keterangan:

- F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari pelelehan elemen (MPa), dan
- F_u = kekuatan tarik minimum yang disyaratkan dari pelelehan elemen (MPa).

Perhitungan momen pada muka kolom adalah sebagai berikut.

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h \quad (3.71)$$

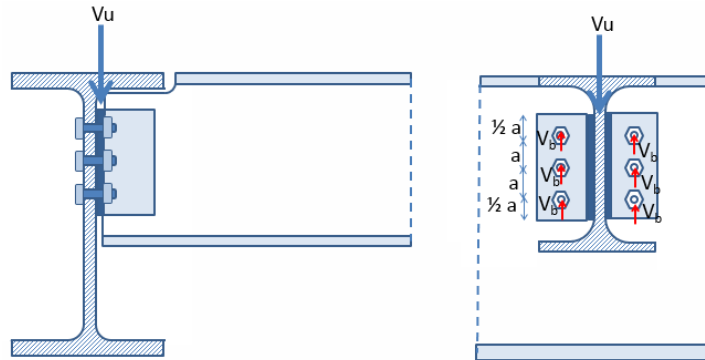
Keterangan:

- V_u = gaya geser (KN), dan
- S_h = jarak sendi plastis (mm).

3.9.2 Sambungan Balok-Balok

Sambungan balok dengan balok mempunyai prinsip yang hampir sama dengan sambungan yang terjadi pada balok kolom yaitu menahan gaya geser, tetapi tidak dapat menahan momen. Pada sambungan balok dengan balok, jumlah baut yang dihasilkan hanya satu sisi, sehingga untuk mendapatkan jumlah baut total

harus dikalikan dua. Sambungan ini direncanakan apabila panjang bentang balok relatif sama panjang dan panjang yang tersedia tidak mencukupi. Sambungan balok-balok dapat dilihat pada Gambar 3.19 berikut ini.



Gambar 3.18 Sambungan Balok - balok
(Sumber: 7860:2015)

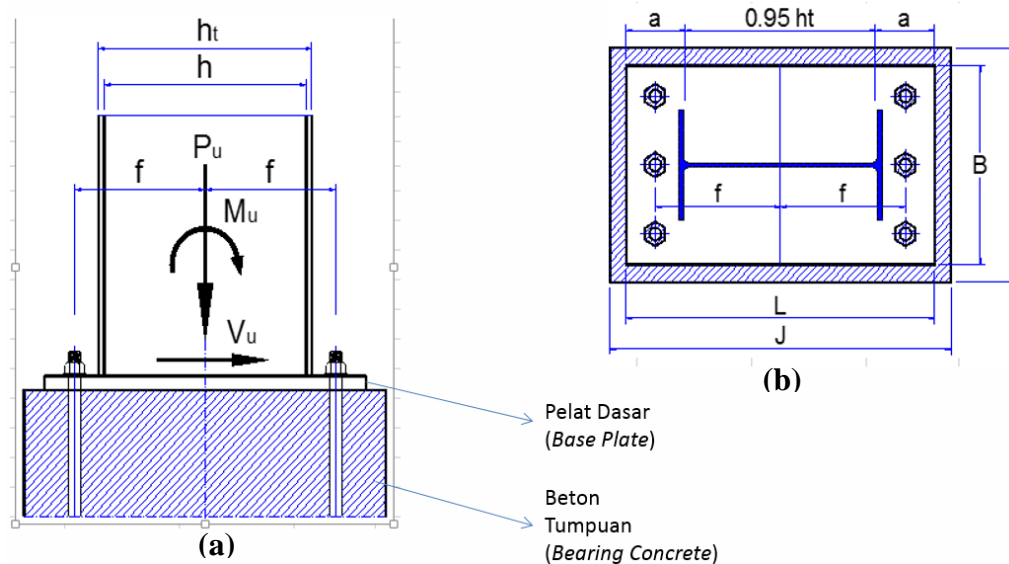
Berikut tahap-tahap dalam menganalisis dan merencanakan sambungan balok-kolom.

1. Analisis terdiri dari analisis gaya geser pada pelat
2. Perencanaan terdiri dari:
 - a. desain jumlah baut
 - 1) konfigurasi baut
 - 2) kekuatan geser
 - b. desain dimensi pelat sambungan
 - 1) kekuatan geser
 - 2) kekuatan tumpuan
 - c. desain sambungan las

3.9.3 Sambungan Pelat Dasar (*Base Plate*)

Pelat dasar (*base plate*) kolom merupakan penghubung antara kolom baja dengan kaki kolom beton (kolom pedestal). Sambungan pondasi direncanakan untuk menahan momen, gaya geser dan gaya aksial. Dalam perencanaannya *base plate* akan didesain berdasarkan gaya aksial dan momen yang terjadi pada dasar

kolom, yaitu pada arah x dan arah y. Pelat dasar kolom dapat dilihat pada Gambar 3.20 berikut ini.

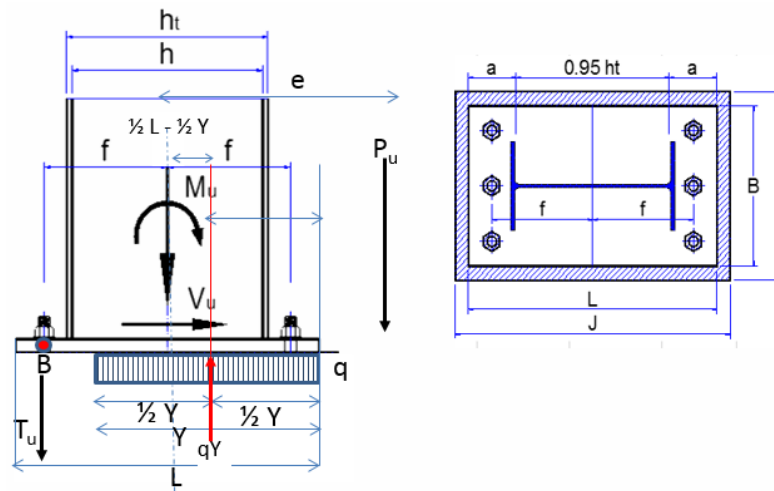


Gambar 3.19 Base Plate (a) Tampak Depan dan (b) Tampak Atas
(Sumber: Dewobroto, 2016)

Berikut tahap-tahap dalam menganalisis dan merencanakan sambungan *base plate*.

1. Analisis terdiri dari:
 - a. momen
 - b. analisis gaya geser
 - c. analisis gaya aksial
2. Perencanaan terdiri dari:
 - a. desain jumlah baut
 - b. desain dimensi pelat dasar
 - c. desain sambungan las
 - d. desain panjang anchor pelat dasar

Cara menghitung distribusi tegangan ultimate yang terjadi seperti yang diterangkan pada Gambar 3.21 yaitu dengan menggunakan Persamaan 3.74 hingga Persamaan 3.76 berikut ini.



Gambar 3.20 Distribusi Tegangan Ultimate

(Sumber: Dewobroto, 2016)

Eksentrisitas

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (3.74)$$

Tegangan beton ultimate

$$q = \Phi 0,85 f_c' B \quad (3.75)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,6$ (DFBK)

Gaya tarik pada baut

$$T_u = qY - P_u \quad (3.76)$$

Dalam mendesain pelat dasar dilakukan perhitungan seperti yang dijelaskan berikut ini.

1. Dewobroto (2015) menjelaskan bawah desain tebal pelat berdasarkan kondisi batas leleh dapat dilihat pada Persamaan 3.77 berikut ini.

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_p l}{\Phi f_y}} \geq 19 \text{ mm} \quad (3.77)$$

Dengan perhitungan,

$$M_{pl} = \frac{1}{2} f_p l^2 \quad (3.78)$$

$$f_p = \frac{P_u}{BN} \leq f_{p \max} \quad (3.79)$$

$$f_{p \max} = \Phi_c 0,85 f'_c \quad (3.80)$$

Keterangan:

M_{pl} = kapasitas momen plastis pelat dasar (Nmm),

B = bentang pendek pelat dasar (mm)

N = bentang panjang pelat dasar (mm)

P_u = gaya tekan (KN),

f_p = tegangan tekan beton (MPa)

$f_{p \max}$ = tegangan tumpu nominal beton (MPa)

l = nilai maksimum dari m , n dan $\lambda n'$, agar tebal pelat landasannya ekonomis maka parameter tersebut dibuat minimum, salah satunya adalah menetapkan $m = n$ (mm),

t_p = tebal pelat dasar (mm), dan

Φ = 0,9 (DFBK).

Nilai l adalah nilai terbesar dari m , n dan $\lambda n'$ seperti yang dijelaskan pada Persamaan 3.81 sampai dengan Persamaan 3.85 berikut ini.

$$m = \frac{N - 0,95d}{2} \quad (3.81)$$

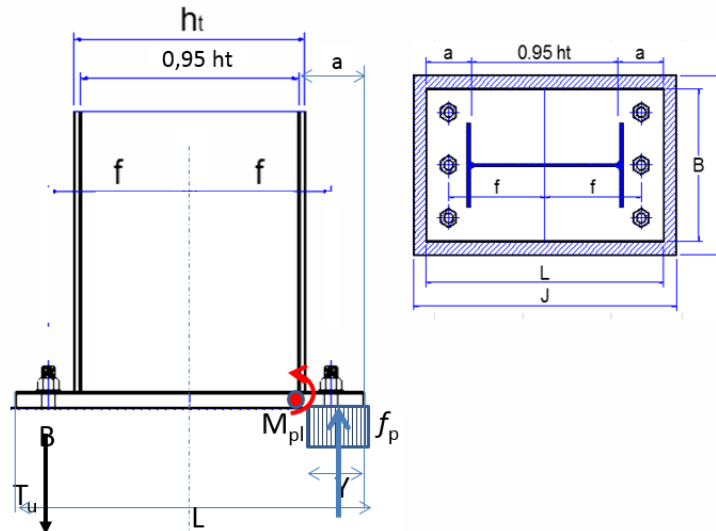
$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2} \quad (3.82)$$

$$\lambda n' = \frac{1}{2} \lambda \sqrt{db_f} \quad (3.83)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad (3.84)$$

$$X = \left\{ \frac{4db_f}{(d+b_f)} \right\} \frac{P_u}{\Phi P_P} \quad (3.85)$$

Perencanaan desain pelat untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.22 berikut ini.



Gambar 3.21 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Momen Kantilever
(Sumber: Dewobroto, 2016)

2. Dewobroto (2015) menjelaskan bahwa sisi tekan pada pelat dapat dilihat pada Persamaan 3.86 berikut ini.

a. Jika $Y < a$

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4f_p Y \left(a - \frac{Y}{2}\right)}{0,9 f_y}} = 2,11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(a - \frac{Y}{2}\right)}{f_y}} \quad (3.86)$$

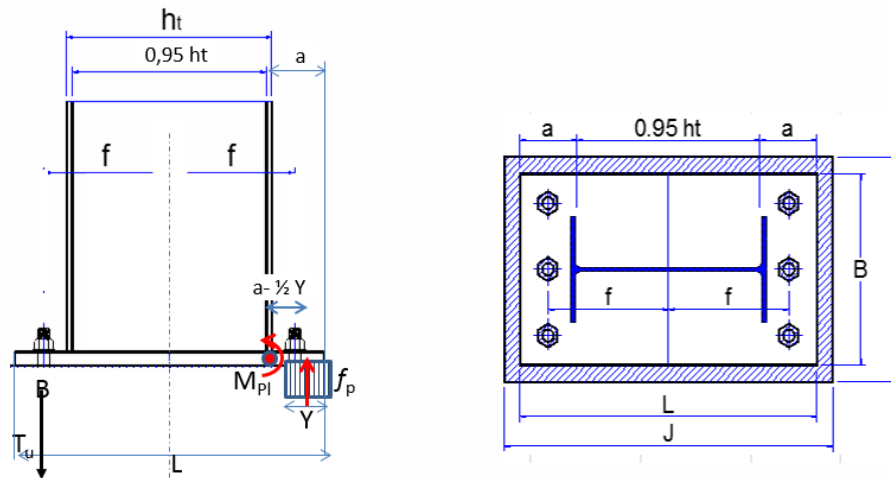
Dengan

$$f_p = \frac{P_u}{B Y} \quad (3.87)$$

Keterangan:

f_p = tegangan tekan (MPa).

Desain tebal pelat berdasarkan sisi tekan (jika $Y < a$) dapat dilihat pada Gambar 3.23 berikut ini.



Gambar 3.22 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Sisi Tekan Jika $Y < a$
(Sumber: Dewobroto, 2016)

b. Jika $Y \geq a$

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4f_p a^2 \frac{1}{2}}{0,9 f_y}} = 1,5a \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} \quad (3.88)$$

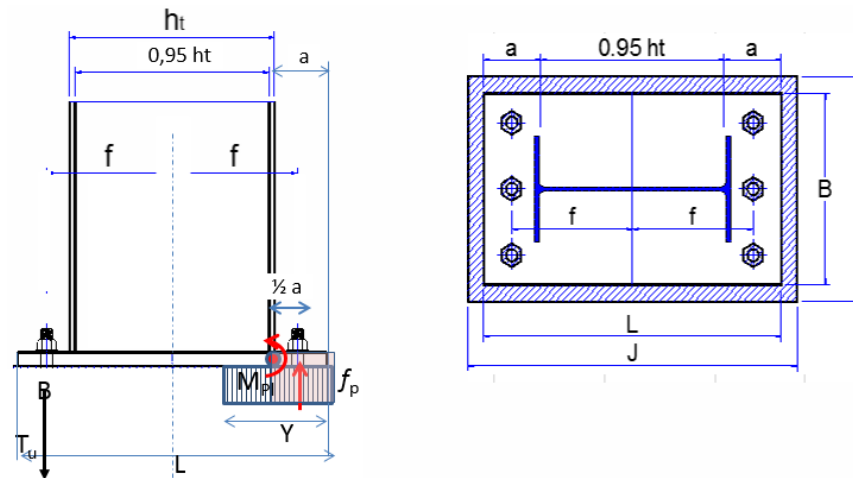
Dengan

$$f_p = \frac{P_u}{B Y} \quad (3.89)$$

Keterangan:

f_p = tegangan tekan (MPa).

Desain tebal pelat berdasarkan sisi tekan (jika $Y \geq a$) dapat dilihat pada Gambar 3.24 berikut ini.



Gambar 3.23 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Sisi Tekan Jika $Y \geq a$
(Sumber: Dewobroto, 2016)

3. Dewobroto (2015) menjelaskan bahwa desain tebal pelat berdasarkan sisi tarik dapat dilihat pada Persamaan 3.90 berikut ini.

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4(T_u/2Nt)}{0,9 f_y}} = 1,5 \sqrt{\frac{T_u}{Nt f_y}} \quad (3.90)$$

Dengan perhitungan

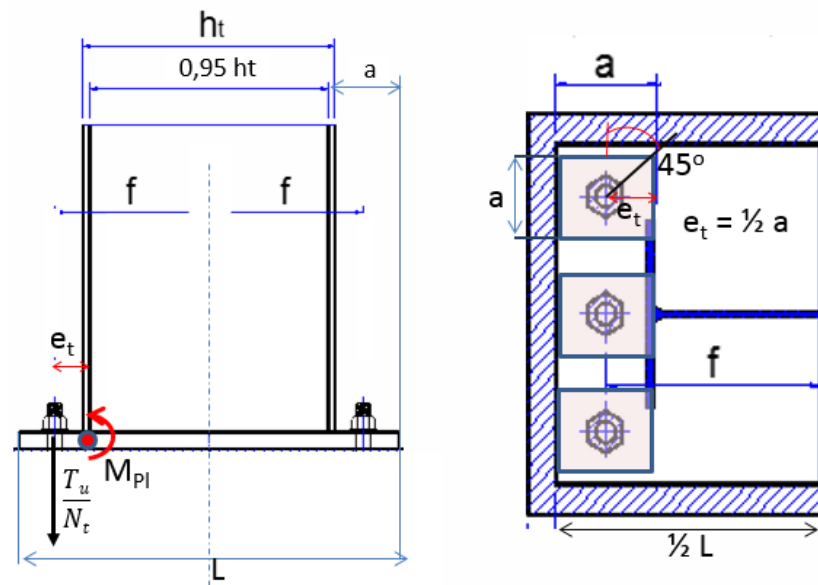
$$M_{pl} = \frac{T_u e t}{a} = \frac{T_u}{Nt} 0,5a = \frac{T_u}{2Nt} \quad (3.91)$$

Keterangan:

M_{pl} = kapasitas momen plastis pelat dasar (Nmm), dan

N_t = jumlah baut tarik,

Desain tebal pelat berdasarkan sisi tarik dapat dilihat pada Gambar 3.25 berikut ini.



Gambar 3.24 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Sisi Tarik
(Sumber: Dewobroto, 2016)

3.9.4 Perencanaan Sambungan Baut

1. Kekuatan Tarik dan Geser dari Baut dan Bagian-Bagian Berulir

Kekuatan tarik atau geser desain ΦR_n , dari suatu baut *snug-tightened* atau baut kekuatan-tinggi pra-tarik atau bagian berulir harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser menggunakan Persamaan 3.92 berikut ini.

$$R_n = F_n A_b \quad (3.92)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,75$ (DFBK)

Keterangan:

A_b = luas tubuh baut tak-berulir nominal atau bagian berulir (mm^2) dan

F_n = tegangan tarik nominal F_{nt} atau tegangan geser F_{nv} dari Tabel 3.23 (MPa).

Tabel 3.23 Kekuatan Nominal Pengencang dan Bagian yang Berulir

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, F_{nt} (MPa)	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe Tumpu, F_{nv} (MPa)
Baut A307	310	188
Baut group A (misal A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	620	372
Baut group A (misal A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	620	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	780	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	780	579

Sumber: SNI 1729:2015

2. Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe-Tumpuan

Kekuatan tarik yang tersedia dari baut yang menahan kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan geser dengan menggunakan Persamaan 3.93 berikut ini.

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (3.93)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,75$ (DFBK)

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \leq F_{nt} \text{ (DFBK)} \quad (3.94)$$

Keterangan:

F'_{nt} = tegangan tarik nominal yang dimodifikasi efek tegangan geser (MPa),

F_{nt} = tegangan tarik nominal dari Tabel 3.25 (MPa),

F_{nv} = tegangan geser dari Tabel 3.25 (MPa), dan

f_{rv} = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi DFBK (MPa).

Tegangan geser yang tersedia dari sarana penyambung sama dengan atau melebihi tegangan geser yang diperlukan f_{rv} . Dimensi lubang nominal dapat dilihat pada Tabel 3.24 berikut ini.

Tabel 3.24 Dimensi Lubang Nominal

Diameter Baut (in)	Dimensi Lubang (in)			
	Standar (Diameter)	Uuran- lebih (Diameter)	Slot-Pendek (Lebar x Panjang)	Slot-Panjang (Lebar x Panjang)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
≥1 1/8	$d + 1/16$	$d + 5/16$	$(d + 1/16) \times (d + 3/8)$	$(d + 1/16) \times (2,5 \times d)$

Sumber: SNI 1729:2015

3. Jarak Tepi Minimum

Jarak dari pusat lubang standar ke suatu tepi dari suatu bagian yang disambung pada setiap arah tidak boleh kurang dari nilai yang berlaku dari Tabel 3.27 berdasarkan SNI 1729:2015. Ketentuan tersebut merupakan jarak tepi minimum berdasarkan praktik fabrikasi standar dan toleransi hasil suatu pekerjaan. Jarak tepi minimum dari pusat lubang standar ke tepi bagian yang disambung dapat dilihat pada Tabel 3.25 berikut ini.

Tabel 3.25 Jarak Tepi Minimum dari Pusat Lubang Standar ke Tepi dari Bagian yang Disambung

Diameter Baut (in)	Jarak Tepi Minimum
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Di atas 1 1/4	1 1/4d

Sumber: SNI 1729:2015

4. Spasi Minimum

Jarak antara pusat-pusat standar, ukuran-berlebih, atau lubang-lubang slot tidak boleh kurang dari $2\frac{2}{3}$ kali diameter nominal (d), dari pengencang suatu jarak $3d$ yang lebih disukai.

3.9.5 Perencanaan Pelat Sambung

1. Kekuatan Geser Pelat Sambung

Kekuatan geser yang tersedia dari elemen yang dipengaruhi dan elemen yang disambung dalam geser harus nilai yang terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari pelelehan geser dan keruntuhan geser seperti yang ditunjukkan pada Persamaan 3.95 dan Persamaan 3.96 berikut ini.

$$R_n = 0,60 F_y A_{gv} \quad (3.95)$$

Dengan nilai $\Phi = 1,00$ (DFBK)

$$R_n = 0,60 F_u A_{nv} \quad (3.96)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,75$ (DFBK)

Keterangan:

A_{nv} = luas neto yang menahan geser (mm^2) dan

A_{gv} = luas bruto yang menahan geser (mm^2).

2. Kekuatan Tumpuan pada Lubang-Lubang baut

Kekuatan tumpuan yang tersedia (ΦR_n), di lubang-lubang baut harus ditentukan untuk keadaan batas dari tumpuan dengan nilai $\Phi = 0,75$ (DFBK). Kekuatan tumpuan nominal dari material yang disambung (R_n) untuk baut dalam sambungan dengan standar, ukuran-berlebih dan lubang slot-pendek, tidak tergantung arah beban, atau suatu lubang slot-panjang dengan slot tersebut parallel terhadap arah dari gaya tumpuan apabila deformasi di lubang baut pada beban layan

adalah bukan suatu perhitungan desain, maka perhitungan dengan menggunakan Persamaan 3.97 berikut ini.

$$R_n = 1,5l_c t F_u \leq 3,0 dt F_u \quad (3.97)$$

Keterangan:

- F_u = kekuatan tarik minimum yang disyaratkan dari material yang disambung (MPa),
 d = diameter baut nominal (mm),
 l_c = jarak bersih, dalam arah dari gaya, antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi dari material (mm), dan
 t = ketebalan dari material yang disambung (mm).

Untuk sambungan, ketahanan tumpuan harus diambil sebesar jumlah ketahanan tumpuan dari setiap baut.

3. Lentur Lokal Sayap

Lentur lokal sayap berlaku untuk gaya-gaya terpusat tunggal tarik dan komponen tarik gaya-gaya terpusat ganda. Kekuatan desain (ΦR_n) untuk keadaan batas dari lentur local sayap harus ditentukan dengan Persamaan 3.98 berikut ini.

$$R_n = 6,25 F_{yt} t_f^2 \quad (3.98)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,9$ (DFBK)

Keterangan:

- F_{yt} = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari sayap (MPa) dan
 t_f = ketebalan dari sayap yang dibebani (mm).

3.9.6 Perencanaan Pelat Penerus

1. Persyaratan Pelat Penerus

Pelat penerus tidak perlu disediakan apabila sayap balok dilas ke sayap dari kolom profil I sayap-lebar atau kolom profil I tersusun yang memiliki ketebalan yang memenuhi Persamaan 3.99 dan Persamaan 3.100 berikut ini.

$$t_{cf} \geq 0,4 \sqrt{1,8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad (3.99)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (3.100)$$

Kekuatan yang tersedia dari zona panel badan untuk keadaan batas dari leleh geser ditentukan dengan nilai $\Phi = 0,90$ (DFBK). Apabila efek dari deformasi zona-panel pada stabilitas portal tidak diperhitungkan dalam analisis, maka kekuatan nominal R_n harus ditentukan dengan Persamaan 3.101 dan Persamaan 3.102 berikut ini.

Untuk $P_r \leq 0,4 P_c$

$$R_n = 0,6 F_y d_c t_w \quad (3.101)$$

Untuk $P_r > 0,4 P_c$

$$R_n = 0,60 F_y d_c t_w \left(1,4 - \frac{P_r}{P_c}\right) \quad (3.102)$$

Keterangan:

- A_g = luas penampang bruto komponen struktur (mm^2),
- b_{cf} = lebar sayap kolom (mm),
- d_b = tinggi balok (mm),
- d_c = tinggi kolom (mm),
- F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari badan kolom (MPa),
- P_c = P_y (N),
- P_r = kekuatan aksial yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK (N),

$$P_y = F_y A_g \text{ (N)},$$

$$t_{cf} = \text{ketebalan sayap kolom (mm), dan}$$

$$t_w = \text{ketebalan badan kolom (mm).}$$

2. Tebal Zona Panel

Ketebalan masing-masing t , dari badan kolom dan pelat pengganda, jika digunakan harus sesuai dengan Persamaan 3.103 berikut ini.

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad (3.103)$$

Keterangan:

$$d_z = d - 2t_f \text{ dari balok tinggi pada sambungan (mm),}$$

$$t = \text{tebal badan kolom atau pelat pengganda (mm), dan}$$

$$w_z = \text{lebar dari zona panel antara sayap kolom (mm).}$$

Alternatif, apabila tekuk setempat badan kolom dan pelat pengganda dicegah dengan menggunakan las pengisi yang menghubungkan mereka, dan dilakukan dengan membagi pelat sesuai dengan Persamaan 3.103, total ketebalan zona panel harus memenuhi Persamaan 3.103. Apabila las pengisi diperlukan, minimum dari empat las pengisi harus disediakan.

3.9.7 Perencanaan Sambungan Las

1. Kekuatan

Kekuatan desain (ΦR_n) dari joint yang dilas harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan seperti pada Persamaan 3.104 dan Persamaan 3.105 berikut ini.

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3.104)$$

$$F_{nw} = 0,60 F_{EXX} \quad (3.105)$$

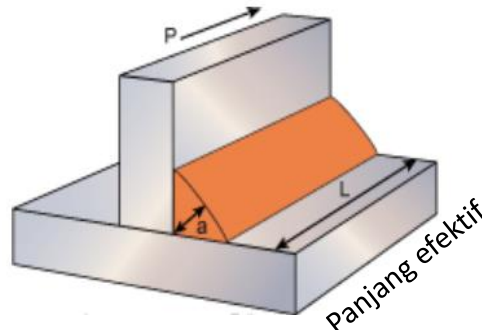
Keterangan:

F_{nw} = tegangan nominal dari logam las (MPa) dan

A_{we} = luas efektif las (mm^2).

2. Luas Efektif Las Sudut

Luas efektif dari suatu las sudut adalah panjang efektif dikalikan dengan *throat* efektif. *Throat* efektif dari suatu las sudut merupakan jarak terpendek (garis tinggi) dari perpotongan kaki las ke muka las diagrammatik. Suatu penambahan dalam *throat* efektif diizinkan jika penetrasi konsisten di luar jarak terpendek (garis tinggi) dari perpotongan kaki las ke muka las diagrammatik yang dibuktikan melalui pengujian dengan menggunakan proses produksi dan variable prosedur. Tingkat kekuatan logam pengisi yang disyaratkan adalah logam pengisi dengan tingkat kekuatan yang sama atau kurang dari kekuatan logam pengisi yang sesuai.



Gambar 3.25 Panjang Efektif
(Sumber: 7972:2013)

Ukuran minimum las sudut harus tidak kurang dari ukuran yang diperlukan untuk menyalurkan gaya yang dihitung, atau ukuran seperti yang tertera dalam Tabel 3.26. Ketentuan ini tidak boleh diterapkan pada perkuatan las sudut dari las tumpul penetrasi joint-sebagian atau las tumpul penetrasi-joint-lengkap.

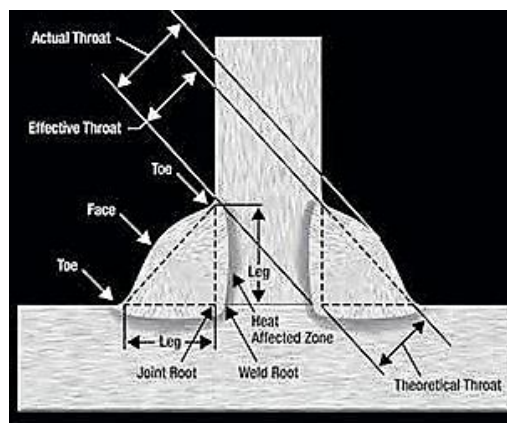
Tabel 3.26 Ukuran Minimum Las Sudut

Ketebalan Material dari Bagian Paling Tipis yang Tersambung (mm)	Ukuran Minimum Las Sudut (mm)
Sampai dengan 6	3
Lebih besar dari 6 sampai dengan 13	5
Lebih besar dari 13 sampai dengan 19	6
Lebih besar dari 19	8

Sumber: SNI 1729:2015

Ukuran maksimum dari las sudut dari bagian-bagian yang tersambung harus

- Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6 mm tidak lebih besar dari ketebalan material.
- Sepanjang tepi material dengan ketebalan 6 mm atau lebih tidak lebih besar dari ketebalan material dikurangi 2 mm, kecuali las yang secara khusus diperlihatkan pada gambar pelaksanaan untuk memperoleh ketebalan *throat*-penuh. Untuk kondisi las yang sudah jadi, jarak antara tepi logam dasar dan ujung kaki las boleh kurang dari 2 mm, bila ukuran las secara jelas dapat diverifikasi.



Gambar 3.26 Throat Efektif
(Sumber: 7860:2015)

3. Las Kritis Perlu

Las-las yang ditunjuk sebagai kritis diperlukan harus dibuat dengan logam pengisi memenuhi persyaratan bahwa semua las sistem penahan gaya seismik yang dibuat dengan logam pengisi diklasifikasikan menggunakan standar AWS A5 mencapai property mekanikal yang ditunjukkan pada Tabel 3.27

Tabel 3.27 Properti Klasifikasi Logam Pengisi untuk Las Sistem Penahan Gaya Seismik

Properti	klasifikasi	
	480 MPa	550 MPa
Kekuatan Leleh (MPa)	Minimum 400	Minimum 470
Kekuatan Tarik (MPa)	Minimum 480	Minimum 550
Elongasi (%)	Minimum 22	Minimum 19

Sumber: SNI 7860:2015