

BAB III

PERENCANAAN GEMPA BANGUNAN BAJA MENURUT KONSEP PERATURAN INDONESIA

1. UMUM

Persyaratan khusus untuk ketentuan perencanaan Struktur baja tahan gempa digunakan dengan beban terfaktor. Ketentuan ini dimaksudkan untuk perancangan dan pelaksanaan konstruksi dari komponen struktur baja termasuk sambungan dalam struktur dimana gaya rencana dihasilkan dari beban gempa yang telah ditentukan berdasarkan disipasi energi di dalam daerah nonlinier respon struktur tersebut.

Dalam hal ini beban rencana lateral dasar akibat gerakan gempa untuk suatu daerah harus diambil sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI-1726-1989-F tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung

2. TINGKAT DAKTILITAS STRUKTUR

Tingkat Daktilitas Struktur adalah tingkatan daktilitas deformasi lateral yang direncanakan untuk mutu struktur baja, tingkat daktilitas suatu struktur baja dibagi dalam tiga tingkat, yaitu :

□ Tingkat daktilitas 1

Struktur baja diproporsikan sedemikian rupa sehingga ketentuan tambahan atas penyelesaian detail struktur sangat sedikit. Struktur berperilaku elastis. Beban gempa rencana harus dihitung berdasarkan faktor K minimum sebesar empat.

□ Tingkat daktilitas 2

Struktur baja diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban siklik yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas. Rasio antara deformasi lateral setelah terjadi respon inelastik terhadap deformasi lateral tepat leleh (sendi plastis pertama) bernilai minimum sebesar dua. Kondisi ini dinamakan juga kondisi daktilitas terbatas dan dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor K sesuai dengan tabel 3.1.

□ Tingkat daktilitas 3

Struktur baja diproporsikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastik terhadap beban siklik yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan. Rasio antara deformasi lateral setelah terjadi respon inelastik terhadap deformasi lateral tepat leleh (sendi plastis pertama) bernilai minimum sebesar empat. Kondisi dinamakan juga kondisi daktilitas penuh. Dalam hal ini beban gempa rencana harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai faktor K sesuai dengan tabel 3.1.

3. FAKTOR JENIS STRUKTUR - K

Faktor jenis struktur - K untuk berbagai jenis struktur baja harus diambil seperti pada tabel 3.1 sebagai berikut :

Tabel 3.1
Nilai K dan Tingkat Daktilitas Struktur Baja

Sistem Struktur Dasar	Sistem Penahan Gaya	K	Tinggi Maksimum (meter)	Tingkat Daktilitas
1. Sistem Dinding Pikul	1. Dinding pemikul dengan sistem rangka ringan dengan menggunakan bresing tarik saja.	3	20	2
	2. Rangka dengan bresing untuk memikul gaya gravitasi.	2	50	3
2. Bangunan Sistem Rangka	1. Sistem rangka bresing eksentris (RBE)	1.2	75	3
	2. Dinding berangka ringan dengan panel geser	1.71	20	3
	3. Sistem rangka bresing sederhana (RBS)	1.5	50	3
	4. Sistem rangka bresing kosentris khusus (RBKK)	1.35	75	3
3. Sistem Rangka Penahan Momen	1. Rangka penahan momen dengan detailing khusus (RPMK)	1.05	tanpa batas	3
	2. Rangka penahan momen sederhana (RPMS)	2	50	3
4. Sistem Ganda	1. Dinding geser beton dengan RPMK	1	tanpa batas	3
	2. Dinding geser beton dengan RPMS	2	50	3
	3. Dinding geser pasangan batu / bata dengan RPMS	2	50	3
	4. RBE dan RPMK	1	tanpa batas	3
	5. RBE dan RPMS	2	50	3
	6. RBS dan RPMK	1.2	tanpa batas	3
	7. RBS dan RPMS	2	50	3
	8. RBKK dan RPMK	1.1	tanpa batas	3
	9. RBKK dan RPMS	2	50	3

4. PERSYARATAN GEOMETRI PENAMPANG

Untuk mencegah terjadinya local buckling, maka pemilihan dimensi penampang harus memenuhi syarat perbandingan lebar terhadap ketebalan elemen dan tidak diperkenankan terjadi perubahan luas sayap balok yang mendadak pada daerah plastifikasi.

Tabel 3.2

Nilai Batas Perbandingan Lebar Terhadap Tebal, λ_p
 untuk Elemen Struktur Tekan

Keterangan Elemen Struktur		Nilai Batas Perbandingan Lebar Terhadap Tebal	
		Kategori 1 dan 2	Kategori 3
Sayap-sayap profil I non-hiprida dan profil kanal pada lentur Sayap-sayap profil I hibrida sebagai lentur dan aksial tekan	$\frac{b}{2.t_f}$	$\frac{172}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{138}{\sqrt{f_y}}$
Badan-badan pada Kombinasi lentur dan aksial tekan	$\frac{h}{t_w}$	Bila $P_u / \phi_b P_y \leq 0,125$ $\lambda_p = \frac{1690}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{2,75 \cdot P_u}{\phi_b \cdot P_y} \right]$	Bila $P_u / \phi_b P_y \leq 0,125$ $\lambda_p = \frac{1380}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{1,54 \cdot P_u}{\phi_b \cdot P_y} \right]$
		Bila $P_u / \phi_b P_y > 0,125$ $\lambda_p = \frac{504}{\sqrt{f_y}} \left[2,33 - \frac{P_u}{\phi_b \cdot P_y} \right] \geq \frac{668}{\sqrt{f_y}}$	Bila $P_u / \phi_b P_y > 0,125$ $\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[2,33 - \frac{P_u}{\phi_b \cdot P_y} \right] \geq \frac{670}{\sqrt{f_y}}$

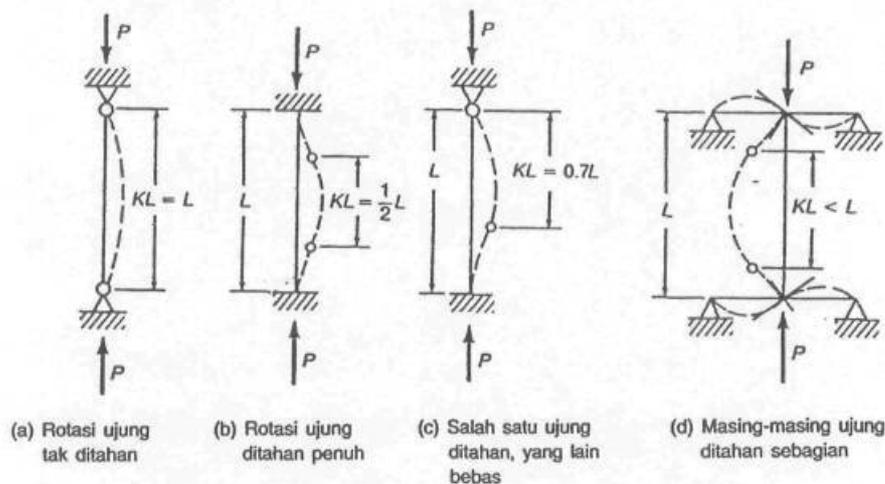
Keterangan :

- Satuan F_y adalah Mpa
- Tingkat Daktilitas 1,2 dan 3 merupakan Struktur Kategori 1,2, dan 3

5. PANJANG EFEKTIF

Seringkali kekuatan kolom mengansumsikan ujung kolom adalah sendi, dimana tidak ada kekangan rotasional momen. Kekangan momen nol pada ujung merupakan situasi paling lemah untuk batang tekan yang salah satu ujungnya tidak dapat bergerak transversal relatif terhadap ujung yang lain. Untuk kolom yang berujung sendi semacam ini, panjang ekivalen ujung sendi KL merupakan panjang L sebenarnya, dengan demikian $K = 1.0$ seperti pada **gambar 3.1.a**.

Untuk kebanyakan situasi nyata, kekangan momen pada ujung-ujung batang memang benar-benar ada sehingga menyebabkan titik momen nol (titik balik / *inflection point*) bergerak menjauhi ujung-ujung yang ditahan seperti pada **gambar 3.1.b, c, dan d** dimana panjang efektif KL tereduksi.

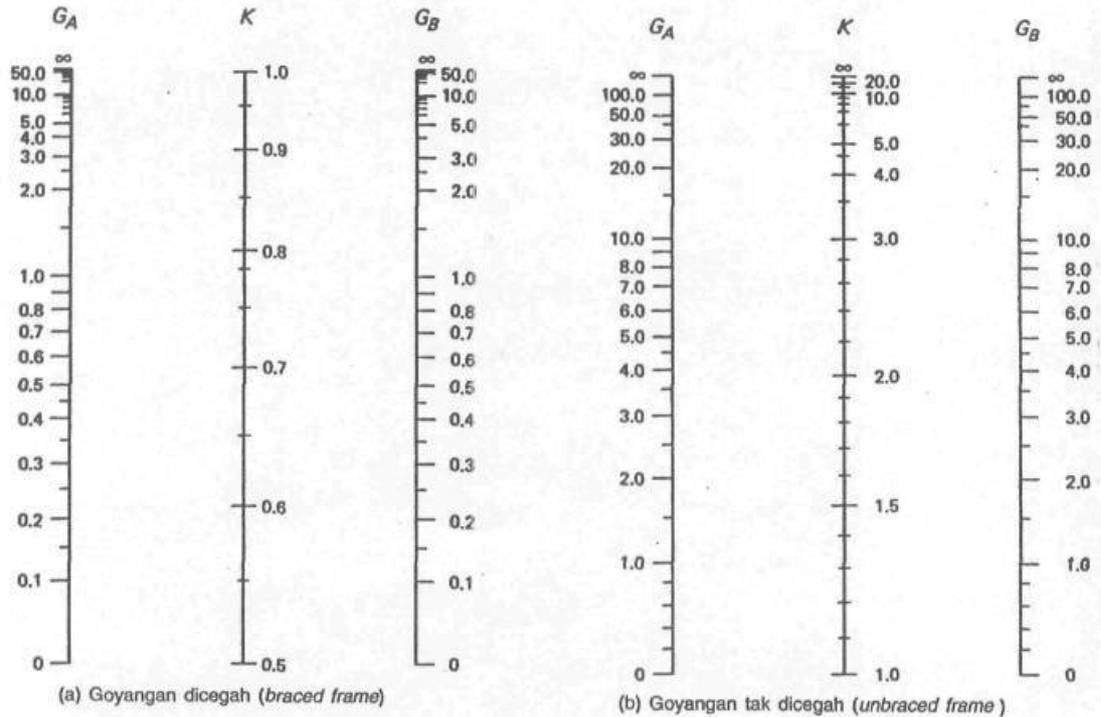


Gambar 3.1. Panjang efektif KL , tidak ada translasi simpul

Untuk desain pada umumnya, adalah sangat tidak praktis menganalisis keseluruhan rangka hanya untuk menentukan kekuatan tekuk dan panjang efektif batang-batanganya. Prosedur yang paling banyak digunakan untuk mendapatkan

panjang efektif ialah dengan nomograf (*alignment chart*), seperti pada gambar

3.2. Untuk situasi-situasi sederhana, kita dapat menggunakan gambar 3.3.



Gambar 3.2. Nomograf untuk panjang efektif kolom pada rangka menerus

Bentuk tekukan kolom ditunjukkan oleh garis putus-putus	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Harga K teoretik	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Harga desain yang dianjurkan bila kondisi ideal hanya	0.65	0.80	1.0	1.2	2.10	2.0
Kode kondisi ujung						

Gambar 3.3. Faktor panjang tekuk untuk kolom yang mendapat pembebanan terpusat dengan berbagai idealisasi kondisi ujung.

Untuk mencari panjang efektif digunakan rumus :

$$L_k = kc.L \quad \dots\dots\dots(3.1)$$

dimana :

L_k = panjang efektif.

kc = faktor panjang tekuk (nomograf).

L = panjang sebenarnya.

Pada Nomograf G_A dan G_B adalah perbandingan antara kekakuan elemen tertekan terhadap kekakuan penahan diujung-ujungnya. Nilai G suatu elemen pada rangka portal yang ada pada nomograf ditentukan sebagai berikut :

$$G = \beta_s \frac{\sum (I/L)_c}{\sum (I/L)_b} \quad \dots\dots\dots(3.2)$$

dan
$$\beta_s = \frac{0.658\lambda c^2}{0.877} \lambda c^2 \quad \dots\dots\dots(3.3)$$

“Perkembangan terakhir faktor β_s boleh diabaikan”

kecuali bahwa :

- (a) Untuk elemen tekan yang dasarnya tidak terhubung secara kaku pada fondasi, nilai G tidak boleh diambil kurang dari 10, kecuali bila dilakukan analisis khusus untuk menetapkan nilai G tersebut.
- (b) Untuk elemen tekan yang dasarnya terhubung secara kaku pada fondasi, nilai G tidak boleh diambil kurang dari 1, kecuali bila dilakukan analisis khusus untuk menetapkan nilai G tersebut.

6. PERENCANAAN BALOK DAN KOLOM

A. Perencanaan momen

Elemen portal yang menerima momen searah sumbu kuat harus memenuhi :

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad \dots\dots\dots(3.4)$$

dimana :

M_u = momen lentur terfaktor

M_n = kapasitas momen nominal penampang

$$= M_p = Z \cdot F_y$$

ϕ = faktor resistensi = 0.9

B. Perencanaan kuat geser

Pelat badan yang memikul gaya geser rencana (V) harus memenuhi :

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

dimana :

$$V_n = 0.6 F_y \cdot A_w \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

ϕ = faktor resistensi = 0.9

A_w = luas kotor pelat badan

C. Rumus Interaksi untuk kombinasi lentur dan kuat geser

Kuat geser pelat badan nominal dengan adanya momen lentur dihitung berdasarkan rumus berikut ini :

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0.625 \frac{V}{\phi \cdot V_n} \leq 1.375 \quad \dots\dots\dots(3.7)$$

D. Perencanaan akibat gaya aksial tekan

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan kosentrik dengan beban aksial rencana N_u harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$N_u \leq \phi \cdot N_n \quad \dots\dots\dots(3.8)$$

dimana :

N_n = kekuatan nominal tekan komponen struktur

ϕ = faktor resistensi = 0.85

$$N_n = A_g \frac{F_y}{\omega} \quad \dots\dots\dots(3.9)$$

untuk $\lambda_s \leq 0.183$ maka $\omega = 1$

untuk $0.183 \leq \lambda_s < 1$ maka $\omega = \frac{15}{16 - 0.75\lambda_s}$

untuk $\lambda_s > 1$ maka $\omega = 1.76 \lambda_s^2$

F_y = tegangan leleh baja

$$\lambda_s = \sqrt{0.7} \lambda_c \quad \dots\dots\dots(3.10)$$

$$\lambda_c = \frac{Lk}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \dots\dots\dots(3.11)$$

Untuk elemen bergoyang, momen lentur terfaktor (M_u) dihitung dengan menggunakan metode sebagai berikut :

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} + \delta_s \cdot M_{ltu} \quad \dots\dots\dots(3.12)$$

dimana :

M_{ntu} = momen terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban –
beban yang tidak menimbulkan goyangan.

M_{tu} = momen terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban –
beban yang menimbulkan goyangan.

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{uc}}{N_{crb}}} \dots\dots\dots(3.13)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_{uc}}{\sum N_{crs}}} \dots\dots\dots(3.14)$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \beta_m \leq 1.0, \text{ dimana } \beta_m = \frac{M_1}{M_2} \dots\dots\dots(3.15)$$

$$N_{cr} = \frac{A_g \cdot F_y}{\lambda_c^2} \dots\dots\dots(3.16)$$

E. Rumus interaksi untuk kombinasi lentur dan aksial tekan

$$\square \frac{N_{uc}}{\phi_c \cdot N_{nc}} \geq 0.2$$

$$\frac{N_{uc}}{\phi_c \cdot N_{nc}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ucx}}{\phi_b \cdot M_{ncx}} + \frac{M_{ucy}}{\phi_b \cdot M_{ncy}} \right] \leq 1.00 \dots\dots\dots(3.17)$$

$$\square \frac{N_{uc}}{\phi_c \cdot N_{nc}} < 0.2$$

$$\frac{N_{uc}}{2 \cdot \phi_c \cdot N_{nc}} + \left[\frac{M_{ucx}}{\phi_b \cdot M_{ncx}} + \frac{M_{ucy}}{\phi_b \cdot M_{ncy}} \right] \leq 1.00 \dots\dots\dots(3.18)$$

F. Pengecekan rasio momen kolom terhadap momen balok

$$1) \frac{\sum Zc \times (Fyc - Nuc / Ag)}{\sum Zb \cdot Fyb} \geq 1.00 \quad \dots\dots\dots(3.19)$$

$$2) \frac{\sum Zc \times (Fyc - Nuc / Ag)}{Vn \cdot db \cdot H / (H - db)} \geq 1.00 \quad \dots\dots\dots(3.20)$$

7. PERENCANAAN *LATERAL RESTRAINT*

Untuk mencegah terjadinya lateral torsional buckling maka balok perlu diberi lateral restrain :

(a) Untuk Rangka Penahan Momen Khusus (RPMK)

$$Lb = 17240 r_y / F_y \quad \dots\dots\dots(3.21)$$

dimana :

Lb = panjang daerah yang tak tertahan

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \dots\dots\dots(3.22)$$

(b) Untuk Rangka Penahan Momen Sederhana (RPMS)

$$Lb = 1.76 \cdot r_y \sqrt{E / F_y} \quad \dots\dots\dots(3.23)$$

8. SIMPANGAN ANTAR LANTAI ^[3]

Simpangan antar lantai dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horisontal titik itu, relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai di bawahnya.



Perbandingan antara simpangan antar lantai dan tinggi lantai yang bersangkutan tidak boleh melampaui 0.005, dengan ketentuan bahwa dalam segala hal simpangan tersebut tidak boleh lebih dari 2 cm.