

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design. Design of columns

Analyse and safety checking

Knowing

Profile (cross section) - A (area) e I (Inertia), $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

The applied axial force N_{Ed}

Evaluate

The buckling length - L

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

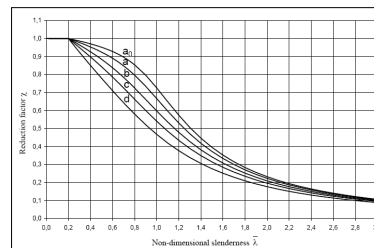
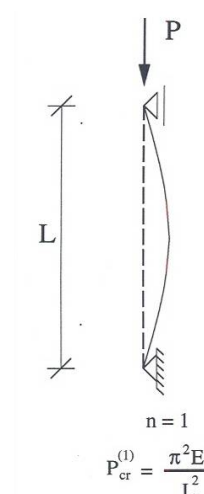
$$N_{pl} = A f_y$$

$$\text{Slenderness} - \bar{\lambda} = \frac{L/i}{\lambda_1} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}}$$

Design curves (curve a to d) $\chi = (\bar{\lambda})$

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Safety checking $N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$



Design

Knowing

The applied axial force N_{Ed}

Arbitrate χ

$$\text{Evaluate } A \geq \frac{N_{Ed}}{\chi f_y}$$

Design the profile (cross section) A (area) e I (Inertia), $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Evaluate

The buckling length - L

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$N_{pl} = A f_y$$

$$\text{Slenderness} - \bar{\lambda} = \frac{L/i}{\lambda_1} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}}$$

Design curves (curve a to d) $\chi = (\bar{\lambda})$

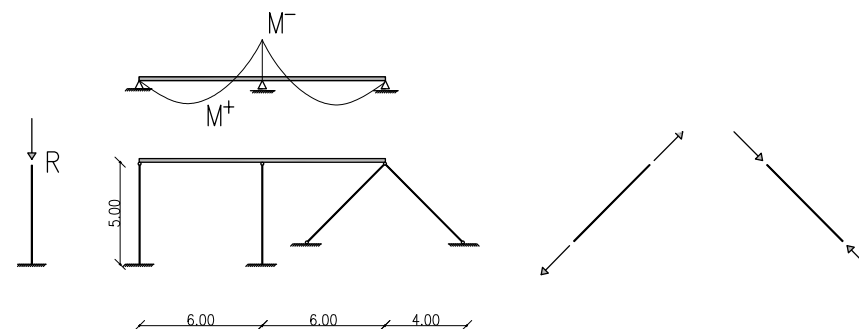
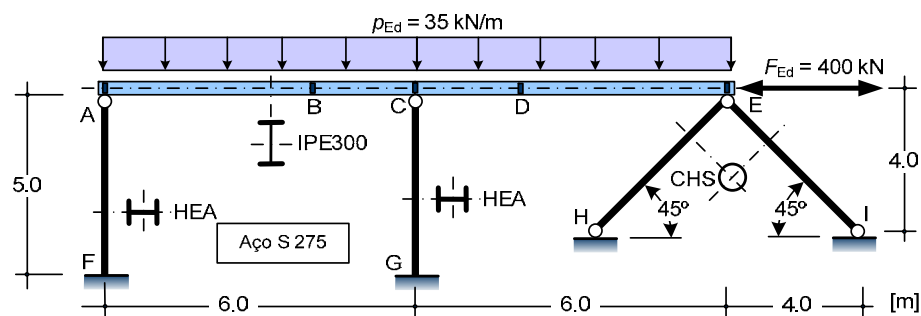
$$N_{b,Rd} = \chi \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Safety checking $N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$

Iterativ
Process

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design. Example



The structure is laterally restrained

a)

at nodes A a E

Viga

$$M^- = 35 \times \frac{6^2}{8} = 157,5 \text{ kNm}$$

$$M^+ = 35 \times \frac{4.5^2}{8} = 88,6 \text{ kNm}$$

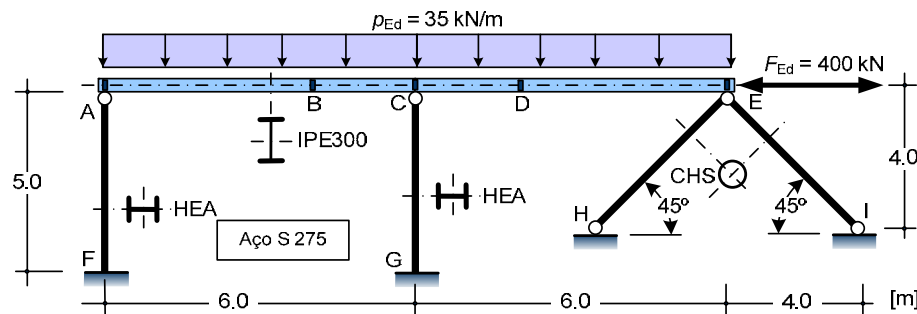
$$V^C = \frac{5}{8} \times 35 \times 6 = 131,25 \text{ kN}$$

Colunas AF e GC. $N_{\max} = N^{CG} = 2 \times \frac{5}{8} \times 4,5 \times 6 = 262,5 \text{ kN}$

Barras EH e EI. $N_{\max} = N^{CG} = 35 \times \frac{3}{8} \times 6 \times \frac{\sqrt{2}}{2} + \frac{400}{2} \times \sqrt{2} = 282 + 56 = 338 \text{ kN}$ (barra comprimida)

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design. Example



The structure is laterally restrained

at nodes A a E

Colunas AF e GC. $N_{max} = N^{CG} = 2 \times \frac{5}{8} \times 35,0 \times 6 = 262,5 \text{ kN}$

$L_{Oz} = 0,7 \times 5,0 = 3,50 \text{ m}$

Admitindo $\chi = 0,5 \Rightarrow A > = \frac{262.5}{0.5 \times 275} \times 10^3 = 1909 \text{ mm}^2$

Perfil HEA 100 ($A = 2124 \text{ mm}^2$; $i_z = 25,1 \text{ mm}$) $N_{pl,Rd} = 2124 \times 275 = 584 \text{ kN}$

$\bar{\lambda} = \frac{3500/25.1}{86.8} = \frac{139}{86.8} = 1,60 \Rightarrow (\text{curva c}) \Rightarrow \chi = 0,28 \Rightarrow N_{b,Rd} = 0,28 \times 584 = 163 \text{ kN} < 262,5 \text{ kN}$

Perfil HEA 120 ($A = 2534 \text{ mm}^2$; $i_z = 30,2 \text{ mm}$) $N_{pl,Rd} = 2534 \times 275 = 696 \text{ kN}$

$\bar{\lambda} = \frac{3500/30.2}{86.8} = \frac{116}{86.8} = 1,33 \Rightarrow (\text{curva c}) \Rightarrow \chi = 0,38 \Rightarrow N_{b,Rd} = 0,38 \times 696 = 264 \text{ kN} > 262,5 \text{ kN OK!}$

Column design

Knowing
The applied axial force N_{Ed}

Arbitrate χ

Evaluate $A \geq \frac{N_{Ed}}{\chi f_y}$

Design the profile (cross section) A (area) e I (Inertia), $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Evaluate

The buckling length - L

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$N_{pl} = A f_y$$

Slenderness - $\bar{\lambda} = \frac{L/i}{\lambda_1} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}}$

Design curves (curve a to d) $\chi = (\bar{\lambda})$

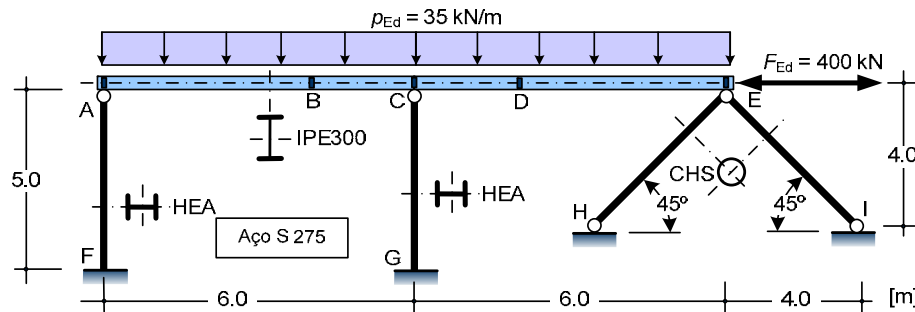
$$N_{b,Rd} = \chi \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Safety checking $N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$

Iterativ
Process

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design. Example. Design of the columns



The structure is transversally restrained at nodes A to E

Barras EH e EI. $N_{max} = N_{CG} = 35 \times \frac{3}{8} \times 6 \times \frac{\sqrt{2}}{2} + \frac{400}{2} \times \sqrt{2} = 282 + 56 = 338 \text{ kN}$ (barra comprimida)

$L_0 = 4,0 \times \sqrt{2} = 5,66 \text{ m}$

Admitindo $\chi = 0,5 \Rightarrow A > = \frac{338}{0,5 \times 275} \times 10^3 = 2458 \text{ mm}^2$

Perfil CHS 168,3 x 5,0 ($A = 2570 \text{ mm}^2$; $i_z = 57,8 \text{ mm}$) $N_{pl,Rd} = 2570 \times 275 = 707 \text{ kN}$

$\bar{\lambda} = \frac{5660/57.8}{86.8} = \frac{97.9}{86.8} = 1,13 \Rightarrow$ (curva a) $\Rightarrow \chi = 0,57 \Rightarrow N_{b,Rd} = 0,57 \times 707 = 403 \text{ kN} > 338 \text{ kN OK!}$

Com um perfil mais pequeno

Perfil CHS 139,7 x 5,0 ($A = 2120 \text{ mm}^2$; $i_z = 47,7 \text{ mm}$) $N_{pl,Rd} = 2120 \times 275 = 583 \text{ kN}$

$\bar{\lambda} = \frac{5660/47.7}{86.8} = \frac{118.7}{86.8} = 1,37 \Rightarrow$ (curva a) $\Rightarrow \chi = 0,43 \Rightarrow N_{b,Rd} = 0,43 \times 583 = 251 \text{ kN} < 338 \text{ kN}$ Não verifica!

Column design

Knowing
The applied axial force N_{Ed}

Arbitrate χ

Evaluate $A \geq \frac{N_{Ed}}{\chi f_y}$

Design the profile (cross section) A (area) e I (Inertia), $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Evaluate

The buckling length - L

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$

$N_{pl} = A f_y$

Slenderness - $\bar{\lambda} = \frac{L/i}{\lambda_1} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}}$

Design curves (curve a to d) $\chi = (\bar{\lambda})$

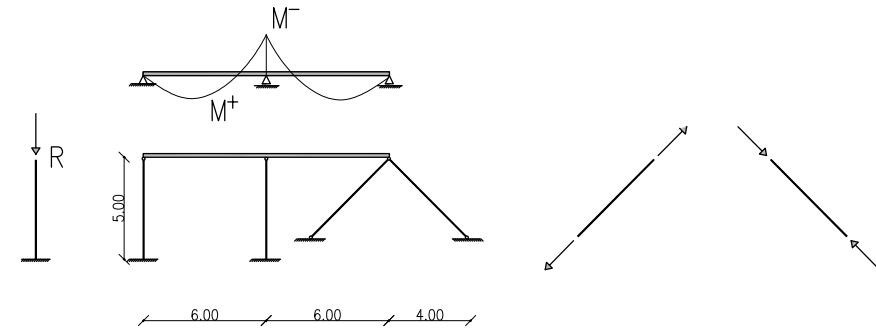
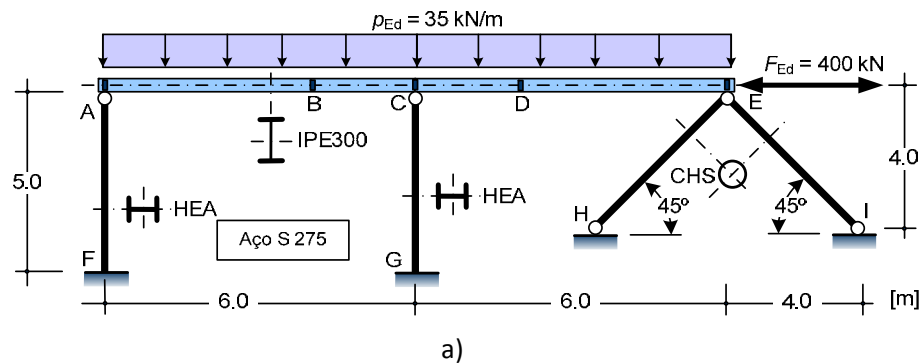
$N_{b,Rd} = \chi \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}$

Safety checking $N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$

Iterativ
Process

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design. Example. Design of the columns. Analysis of the forces distribution.



The structure is transversally restrained at nodes A to E

A contribuição das barras verticais para a rigidez horizontal é desprezável face à contribuição das barras diagonais HEA120 ($I_y = 6,06 \times 10^{-6} \text{ mm}^4$); CHS 168.3 x 5.0 ($A = 2570 \text{ mm}^2$)

$$\text{Barras verticais } K_{AF,h} = K_{CG,h} = \frac{3EI_y}{L^3} = \frac{3 \times 210 \times 10^6 \times 6.06 \times 10^{-6}}{5^3} = 30,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Barras diagonais } K_{HE,h} = K_{EI,h} = \frac{EA}{L} \cos^2 \alpha = \frac{210 \times 10^6 \times 2570 \times 10^{-6}}{5.66} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right)^2 = 47677 \text{ kN/m}$$

Rigidez horizontal das barras diagonais relativamente ao total

$$= \frac{2 K_{HE,h}}{2 K_{AF,h} + 2 K_{HE,h}} = 0,999 \approx 1,0 \Rightarrow \text{A força horizontal é absorvida pelas barras diagonais!}$$

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design. Example. Design of Beams

Analysis and safety checking

Knowing
 Profile (cross section) - W_y (Bending Modulus), I_t , I_z
 The applied bending moment M_{Ed}

Evaluate
 The buckling length - L_{LT}

$$M_{Cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k L_{LT})^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{h^2}{4} + 0.039 (k L_{LT})^2 \frac{I_t}{I_z}}$$

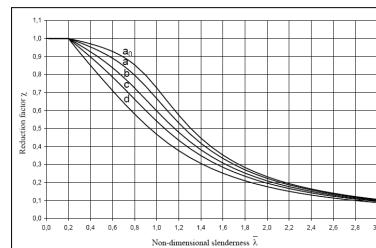
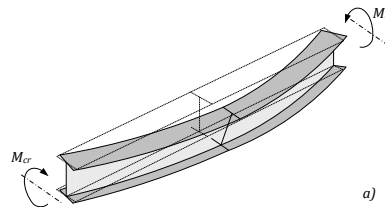
C_1 depends on the bending moments diagram shape
 $M_{pl} = W_{y,pl} f_y$

Slenderness - $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{Cr}}}$

Design curve (curve a to d) $\chi_{LT} = (\bar{\lambda}_{LT})$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{M_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Safety checking $M_{b,Rd} \geq M_{Ed}$



Beam Design

Knowing
 The applied bending moment M_{Ed}

Arbitrate χ_{LT}

Evaluate $W_{y,pl} \geq \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} f_y}$

Design the Profil W_y (Módulo de flexão), I_t , I_z

Evaluate
 The buckling length - L_{LT}

$$M_{Cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k L_{LT})^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{h^2}{4} + 0.039 (k L_{LT})^2 \frac{I_t}{I_z}}$$

C_1 depends on the bending moments diagram shape
 $M_{pl} = W_{y,pl} f_y$

Slenderness - $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{Cr}}}$

Design curve (curve a to d) $\chi_{LT} = (\bar{\lambda}_{LT})$

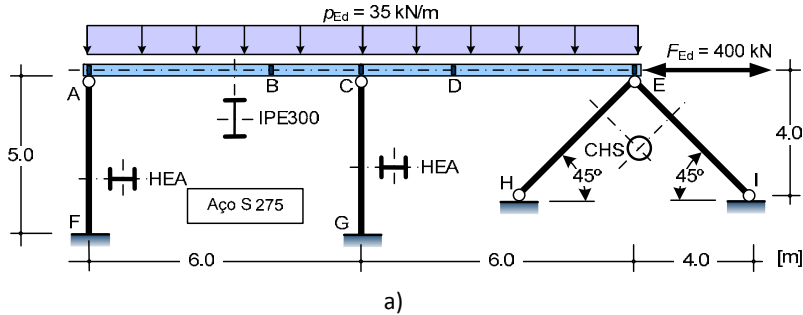
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{M_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Safety checking $M_{b,Rd} \geq M_{Ed}$

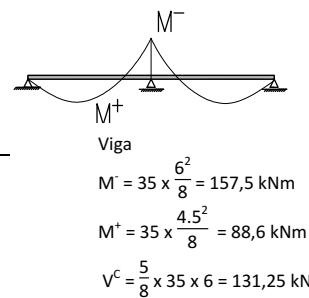
Iterative
 Process

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design. Example. Design of the beam



The structure is transversally restrained at nodes A to E



Troço AB - $M_{max} = 88,6 \text{ kNm}$
 $L_{LT} = 2 \times 3/8 \times 6,0 = 4,50 \text{ m}$

Admitindo $\chi_{LT} = 0,5 \Rightarrow W_{y,pl} > \frac{88.6}{0.5 \times 275} \times 10^6 = 640 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Perfil IPE 300 ($W_{y,pl} = 628 \times 10^3 \text{ mm}^3$; $I_t = 0.202 \times 10^6 \text{ mm}^4$; $I_z = 6.04 \times 10^6 \text{ mm}^4$)

$M_{pl,Rd} = 628 \times 10^3 \times 275 = 172.7 \text{ kNm}$

$C_1 = 1,12$

$$M_{Cr} = 1,12 \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 6.04 \times 10^{-6}}{4.5^2} \sqrt{\frac{0.289^2}{4} + 0.039 \times 4.5^2 \frac{0.202 \times 10^{-6}}{6.04 \times 10^{-6}}} = 150,5 \text{ kNm}$$

Esbelteza normalizada - $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{172.7}{150.5}} = 1,07$

Curva de dimensionamento (curva a) $\chi_{LT} = (1,07) = 0,65$

$$M_{b,Rd} = 0,65 \frac{172.7}{1.0} = 112.3 \text{ kNm}$$

Verificação da segurança $M_{b,Rd} \geq M_{Ed} \Rightarrow \text{OK!}$

Beam Design

Knowing
 The applied bending moment M_{Ed}

Arbitrate χ_{LT}

Evaluate $W_{y,pl} \geq \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} f_y}$

Design the Perfil W_y (Módulo de flexão), I_t , I_z

Evaluate

The buckling length - L_{LT}

$$M_{Cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k L_{LT})^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{h^2}{4} + 0.039 (k L_{LT})^2 \frac{I_t}{I_z}}$$

C_1 depends on the bending moments diagram shape

$$M_{pl} = W_{y,pl} f_y$$

Slenderness - $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{Cr}}}$

Design curve (curve a to d) $\chi_{LT} = (\bar{\lambda}_{LT})$

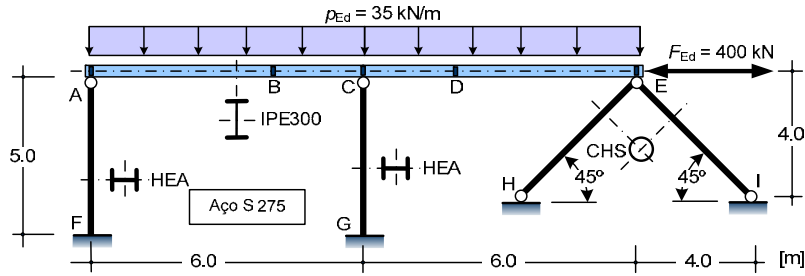
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{M_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Safety checking $M_{b,Rd} \geq M_{Ed}$

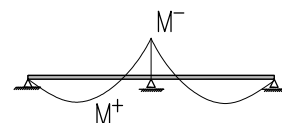
Iterative
 Process

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design. Example. Design of the beam



The structure is transversally restrained at nodes A to E



a) Assumindo o perfil IPE300 dimensionado para o troço AB ($M_{pl,Rd} = 172.7 \text{ kNm}$)

Troço BC
 $M_{C,Ed} = 157,5 \text{ kNm}$
 $C_1 \approx 1,77$

$$M_{cr} = 1,77 \times \frac{\pi^2 \cdot 210 \times 10^6 \times 6.04 \times 10^{-6}}{1.5^2} \sqrt{\frac{0.289^2}{4} + 0.039 \times 1.5^2 \frac{0.202 \times 10^{-6}}{6.04 \times 10^{-6}}} = 1516 \text{ kNm}$$

Esbelteza normalizada - $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{172.7}{1516}} = 0,34$

Curva de dimensionamento (curva a) $\chi_{LT}(0,34) = 1,0$

$M_{b,Rd} = 1,0 \frac{172.7}{1.0} = 172,7 \text{ kNm} > M_{C,Ed} = 157.5 \text{ kNm} \Rightarrow \text{OK!}$

Nota: Se $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,40 \Rightarrow \chi_{LT} = 1,0 \Rightarrow$

Não há redução da resistência da secção devido à encurvadura lateral!

$V_{C,Ed} = 131.5 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 300 \times 7.1 \times 275 / \sqrt{3} / 1.0 = 338 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$

Viga
 $M^- = 35 \times \frac{6^2}{8} = 157,5 \text{ kNm}$
 $M^+ = 35 \times \frac{4.5^2}{8} = 88,6 \text{ kNm}$
 $V^c = \frac{5}{8} \times 35 \times 6 = 131,25 \text{ kN}$

Beam Design

Knowing
 The applied bending moment M_{Ed}

Arbitrate χ_{LT}

Evaluate $W_{y,pl} \geq \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} f_y}$

Design the Perfil W_y (Módulo de flexão), I_t , I_z

Evaluate

The buckling length - L_{LT}

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k L_{LT})^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{h^2}{4} + 0.039 (k L_{LT})^2 \frac{I_t}{I_z}}$$

C_1 depends on the bending moments diagram shape

$M_{pl} = W_{y,pl} f_y$

Slenderness - $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}}$

Design curve (curve a to d) $\chi_{LT} = (\bar{\lambda}_{LT})$

$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{M_{pl}}{\gamma_{M1}}$

Safety checking $M_{b,Rd} \geq M_{Ed}$

Iterative Process

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design.

Serviceability limit States – Vertical and horizontal Displacements

1) NA-7.2.1(1)B

No caso de não serem acordados outros valores com o dono de obra, os valores limites recomendados para os deslocamentos verticais em edifícios são os indicados no Quadro NA.I e ilustrados na Figura NA.I (para o caso de uma viga simplesmente apoiada) tendo-se:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

em que:

- δ_{max} flecha no estado final relativamente à linha recta que une os apoios;
- δ_0 contra-flecha da viga no estado não carregado, (estado (0));
- δ_1 variação da flecha da viga devida às acções permanentes imediatamente após a sua aplicação, (estado (1));
- δ_2 variação da flecha da viga devida à acção variável de base associada aos valores de combinação das restantes acções variáveis (estado (2)), ou seja:

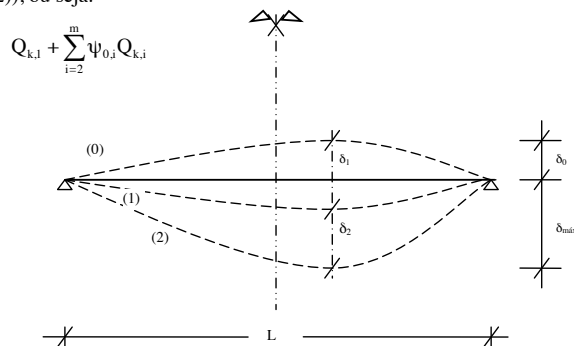


Figura NA.I – Deslocamentos verticais a considerar

Quadro NA.I – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais

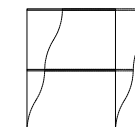
Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{max} possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-

NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.

m) NA-7.2.2(1)B

No caso de não serem acordados outros valores com o dono de obra, os limites recomendados para os deslocamentos horizontais no topo das colunas para as combinações características são os seguintes:

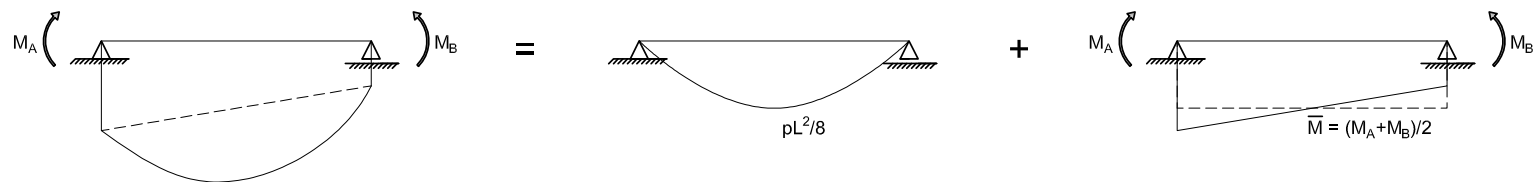
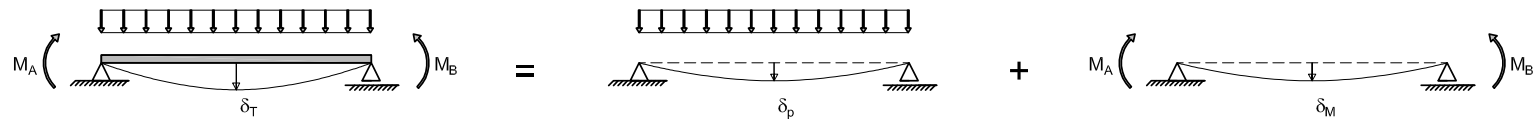
- Pórticos sem aparelhos de elevação: $h/150$ Na estrutura globalmente $h_0/500$
- Outros edifícios de um só piso: $h/300$ em que: h altura da coluna ou do piso;
- Em edifícios de vários pisos: $h/300$ Em cada piso: h_0 altura da estrutura.



STEEL STRUCTURES.

Steel structures design.

Serviceability limit States – Evaluation of deflections at mid span of a continuous beam



$$\delta_T = \delta_p + \delta_M = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI_y} + \frac{1}{8} \frac{\bar{M}L^2}{EI_y}$$

$$\delta_p = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI_y}$$

$$\delta_M = \frac{1}{16} \frac{(M_A + M_B)L^2}{EI_y} = \frac{1}{8} \frac{\bar{M}L^2}{EI_y}$$

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design.

Serviceability limit States – Vertical and horizontal Displacements

Barra ABC – Admita-se que se trata de um “Pavimento em geral”

Perfil IPE300 $EI_y = 210 \times 10^6 \times 83.6 \times 10^{-6} = 17556 \text{ kNm}^2$

Carga permanente $p_g = 10 \text{ kN/m}$; Sobrecarga $s = 14 \text{ kN/m}$

Carga permanente $p_g = 10 \text{ kN/m}$ $M_A = 0$; $M_B = \frac{10 \times 6^2}{8} = 45 \text{ kNm}$; $\bar{M} = 22,5 \text{ kNm}$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI_y} + \frac{1}{8} \frac{\bar{M}L^2}{EI_y} = 0.0096 - 0.0058 = 0.0036 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0.0036 \times \frac{14}{10} = 0.0051 \text{ m} < \frac{L}{300} = 0,020 \text{ m OK!}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 = 0.0087 \text{ m} < \frac{L}{250} = 0,024 \text{ m OK!}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

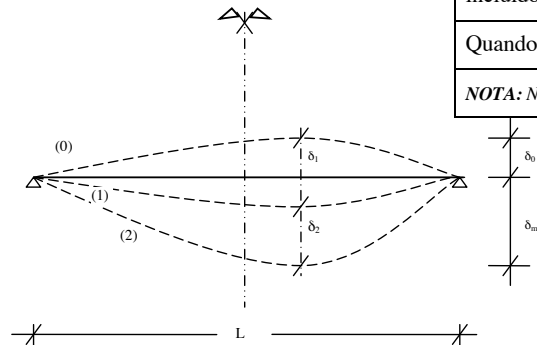


Figura NA.I – Deslocamentos verticais a considerar

Quadro NA.I – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais

Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	δ_{\max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{\max} possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-

NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.

STEEL STRUCTURES.

Steel structures design.

Serviceability limit States – Vibrations

7.2.3 Efeitos dinâmicos

(1)B Considerando como referência a EN 1990 – Anexo A1.4.4, as vibrações das estruturas acessíveis ao público deverão ser limitadas de forma a evitar um desconforto significativo para os utentes, e os seus limites deverão ser especificados para cada projecto e acordados com o dono de obra.

n) NA-7.2.3(1)B

Para ser dispensada a verificação das acelerações verticais máximas de uma estrutura, é necessário que as suas frequências próprias associadas a modos verticais sejam superiores a 3 Hz, em estruturas de edifícios de escritórios, habitação e instalações similares ou a 5 Hz, em estruturas de ginásios ou edifícios com funções semelhantes. No caso de ser efectuada uma análise dinâmica, as acelerações verticais máximas devem ser limitadas aos valores indicados no Quadro NA.II.

Quadro NA.II – Níveis máximos de aceleração aceitáveis

Tipo de estrutura	Nível máximo de aceleração	Comentários
Passadiços e outras estruturas pedonais	$a \leq 0,10g$	
Edifícios	$a \leq 0,02g$	
Ginásios, recintos desportivos, salas de dança e salas de concerto	$a \leq 0,05g$	Se os efeitos acústicos forem pequenos e se as vibrações afectarem apenas as pessoas no pavimento cuja vibração se está a analisar, o limite pode passar a 0,10g.

O cálculo de frequências próprias ou a análise dinâmica podem ser dispensados sempre que as flechas, devidas às cargas permanentes e à parcela frequente das sobrecargas, sejam inferiores a 28 mm, em edifícios correntes, ou a 10 mm, em estruturas de ginásios ou edifícios com funções semelhantes.