

Alcune indicazioni sul dimensionamento degli elementi in acciaio

riferimento norma italiana:
Norme Tecniche per le Costruzioni
cap 4.2 per le basi di dimensionamento
cap 11.3.2 per le proprietà del materiale

modulo elastico	$E = 210.000$	N/mm^2
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)]$	N/mm^2
coefficiente di <i>Poisson</i>	$\nu = 0,3$	
coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100 °C)	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$	per °C ⁻¹
densità	$\rho = 7850$	kg/m ³

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

il coefficiente di sicurezza del materiale tiene conto anche delle incertezze del modello di calcolo adottato nelle verifiche (per esempio l'effetto dei fori nelle piastre)

la simbologia prevede altre indicazioni di maggior dettaglio

S = acciaio per impiego strutturale

numero = tensione di snervamento per elementi con $s \leq 16\text{mm}$

M ed N = condizioni di fornitura

L, Q, QL, QL1 = tenacità alle basse temperature

W = elevata resistenza alla corrosione

H = profili a sezione cava (hollow)

Le indicazioni delle Norme Tecniche sono in linea
con l'Eurocodice 3 (EN 1993 parte 1-1)
e con la vecchia normativa italiana (DM 9 gennaio 1996 e CNR 10011)

English version

Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 3: Calcul des structures en acier - Partie 1-1:
Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für
den Hochbau

3	Materials	25
3.1	<i>General</i>	25
3.2	<i>Structural steel</i>	25
3.2.1	Material properties.....	25
3.2.2	Ductility requirements.....	25
3.2.3	Fracture toughness.....	25
3.2.4	Through-thickness properties.....	27
3.2.5	Tolerances.....	28
3.2.6	Design values of material coefficients.....	28

EN 1993 - part 1-1 (2005)

Table 3.1: Nominal values of yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u for hot rolled structural steel

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360 +53%	215	360
S 275	275	430 +56%	255	410
S 355	355	510 +44%	335	470
S 450	440	550 +25%	410	550

è raccomandato che la tensione di rottura superi di almeno il 10% quella di snervamento

CNR 10011 (1988) prospetto 4-I

Stato limite		
Materiale	f_d N/mm ²	
	$t \leq 40$	$t > 40$
Fe 360	235	210
Fe 430	275	250
Fe 510	355	315

t = spessore in mm.

$$f_y / \sigma_{adm} = 1.47 - 1.45 - 1.48$$

Tensione ammissibile		
Materiale	σ_{adm} N/mm ²	
	$t \leq 40$	$t > 40$
Fe 360	160	140
Fe 430	190	170
Fe 510	240	210

t = spessore in mm.

6 Ultimate limit states

6.1 General

(1) The partial factors γ_M as defined in 2.4.3 should be applied to the various characteristic values of resistance in this section as follows:

- resistance of cross-sections whatever the class is: γ_{M0}
- resistance of members to instability assessed by member checks: γ_{M1}
- resistance of cross-sections in tension to fracture: γ_{M2}
- resistance of joints: see EN 1993-1-8

NOTE 1 For other recommended numerical values see EN 1993 Part 2 to Part 6. For structures not covered by EN 1993 Part 2 to Part 6 the National Annex may define the partial factors γ_{Mi} ; it is recommended to take the partial factors γ_{Mi} from EN 1993-2.

NOTE 2B Partial factors γ_{Mi} for buildings may be defined in the National Annex. The following numerical values are recommended for buildings:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

invece di 1.05

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

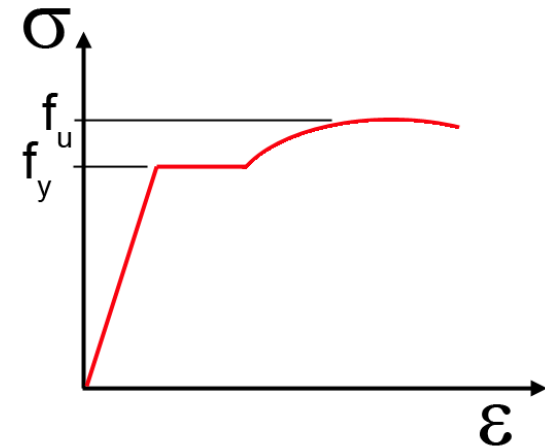
EN 1993 - sezione 6.2.3

Trazione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

azione di progetto < resistenza a trazione
forza di trazione N_{Ed} di progetto $N_{t,Rd}$

la resistenza a trazione $N_{t,Rd}$ è il valore minore tra



$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$ resistenza **plastica** di progetto della sezione lorda

$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$ resistenza **ultima** di progetto della sezione netta (depurata dai fori per il collegamento)

$N_{u,Rd} = N_{pl,Rd}$ se $A_{net} / A = 90.7 / 88.8 / 96.7 / 111\%$ per S235 / 275 / 355 / 450

se $N_{u,Rd} = N_{pl,Rd}$ la membratura tesa può snervarsi prima del collasso della sezione forata
gli acciai ad alta resistenza hanno un incrudimento inferiore e tendono a localizzare la rottura

nel caso di fori sfalsati

$$t \left(nd_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right) = \text{area da detrarre}$$

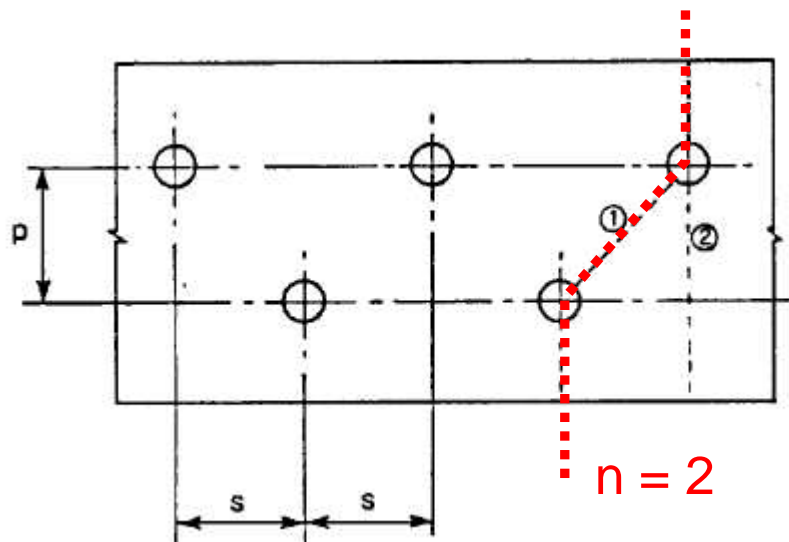
where s is the staggered pitch, the spacing of the centres of two consecutive holes in the chain measured parallel to the member axis;

p is the spacing of the centres of the same two holes measured perpendicular to the member axis;

t is the thickness;

n is the number of holes extending in any diagonal or zig-zag line progressively across the member or part of the member, see Figure 6.1.

d_0 is the diameter of hole



in proporzione
la diagonale 1 è indebolita meno
della sezione retta 2
sfalsare i fori riduce l'indebolimento

Classificazione delle sezioni trasversali degli elementi inflessi

Le sezioni in acciaio delle serie pesanti sono in grado di raggiungere elevate curvature con formazione di una cerniera plastica, mentre le sezioni sottili possono subire fenomeni di imbozzamento già nel campo elastico. Da questo punto di vista, le sezioni degli elementi strutturali di acciaio sono suddivise in classi di resistenza (da 1 a 4) in funzione della capacità di rotazione plastica:

classe 1: sezioni per le quali può aversi la completa formazione di una cerniera plastica;

classe 2: sezioni per le quali è prevista la completa formazione di una cerniera plastica, ma con limitata capacità di deformazione;

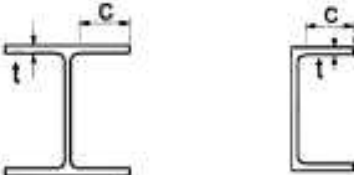
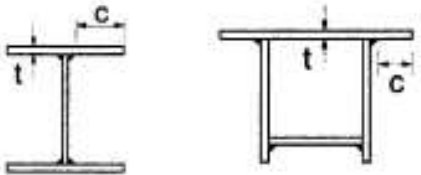
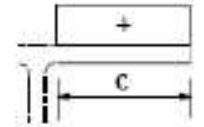
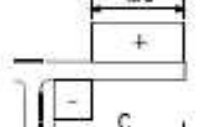
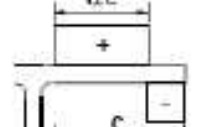
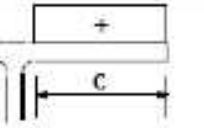
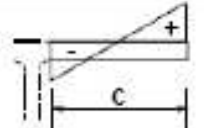
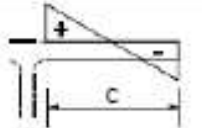
classe 3: sezioni per le quali, a causa di fenomeni d'instabilità locale, non è possibile la ridistribuzione plastica delle tensioni nella sezione e il momento ultimo coincide con quello al limite elastico convenzionale;

classe 4: sezioni per le quali, a causa di importanti fenomeni d'instabilità locale, il momento ultimo è minore di quello al limite elastico convenzionale.

La classificazione di una sezione trasversale dipende dai rapporti dimensionali di ciascuno dei suoi elementi compressi. Questi includono ogni elemento della sezione che sia totalmente o parzialmente compresso, a causa di una forza assiale o di un momento flettente, ***per la combinazione di carico considerata***.

Criteri per la classificazione di sezioni trasversali di profili di acciaio alle alte temperature sono disponibili nella UNI EN 1993-1-2.

esempio di tabella per la definizione della classe di un profilato

Piattabande esterne						
						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

la classe di un profilato dipende

dalla geometria del profilo, attraverso la snellezza (*rapporto lato/spessore*) delle piastre che lo compongono e che si trovano in zona compressa

dal tipo di sollecitazione ed in particolare dall'estensione della parte di sezione sollecitata in compressione (*dipende dalla condizione di carico*)

dalle proprietà del materiale

a parità di modulo elastico, un aumento di resistenza rende più probabili fenomeni di instabilità prima di raggiungere lo snervamento (lo stesso diminuendo il modulo a parità di resistenza)

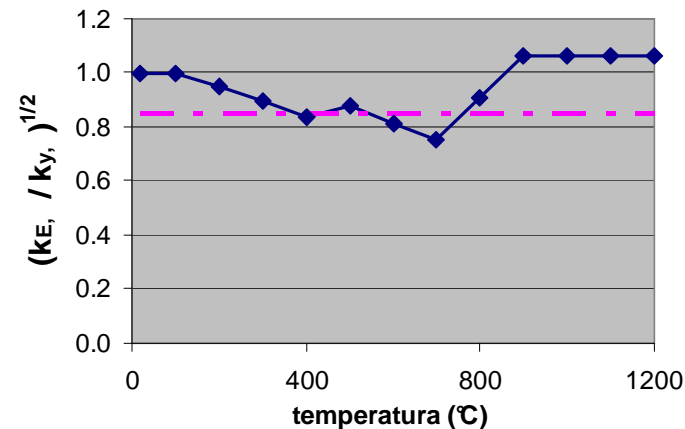
il parametro che governa la classificazione è $\sqrt{E/f_y}$

a temperatura ambiente $E = \text{cost}$ e quindi si definisce $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

in caso di incendio

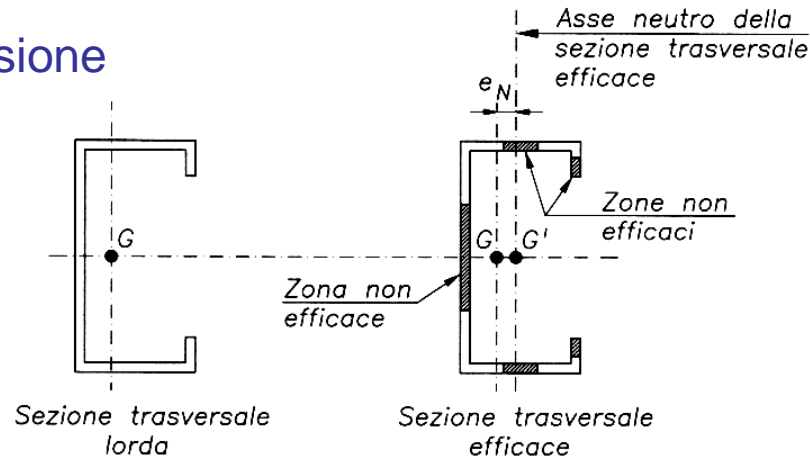
il modulo elastico non è più costante

$$\varepsilon_{\theta} = \sqrt{E_{\theta}/f_{y,\theta}} = \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cong 0.85 \cdot \varepsilon$$



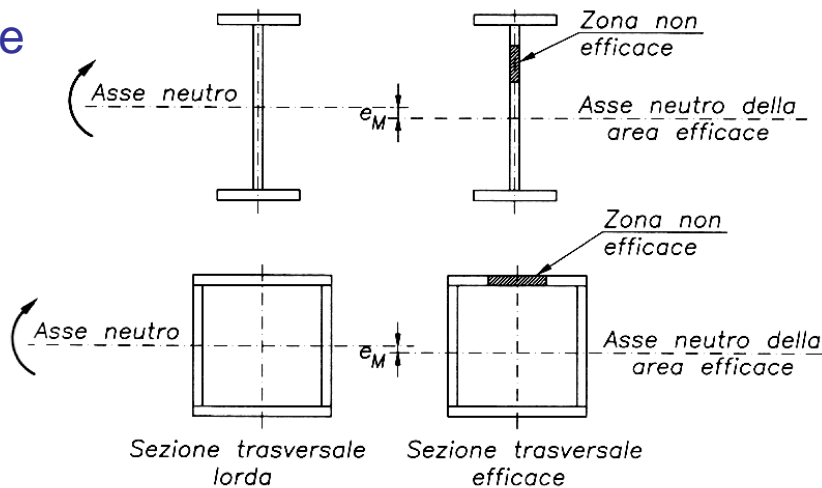
per profili di classe 4 si trascurano alcune porzioni dell'area resistente per determinare i valori "efficaci" delle proprietà geometriche della sezione (*area efficace, momento di inerzia efficace*)

compressione



per maggiori dettagli

flessione



EN 1993 - sezione 6.2.5

Flessione

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

valore di progetto del momento sollecitante M_{Ed} < resistenza a flessione di progetto $M_{c,Rd}$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 1 or 2 cross sections}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 3 cross sections}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 4 cross sections}$$

$W_{el,min}$ e $W_{eff,min}$ corrispondono alle fibre più sollecitate in campo elastico

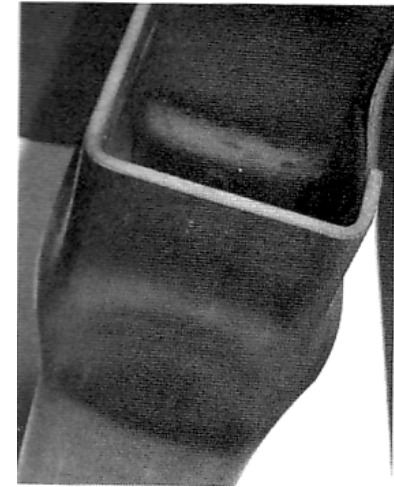
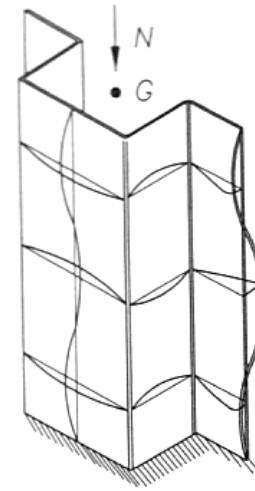
W_{pl} è una proprietà geometrica dell'intera sezione (non di un punto in particolare)

i fori nell'ala A_f vengono trascurati se

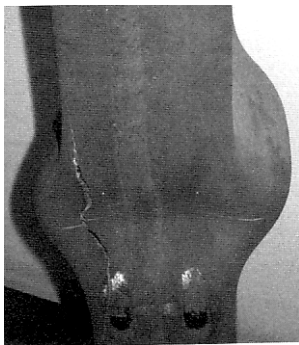
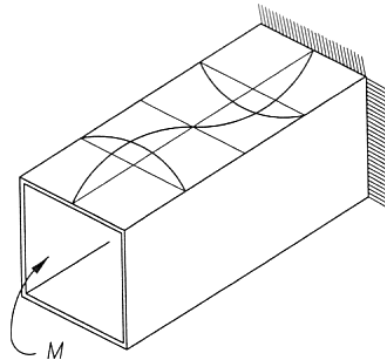
$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$$

Instabilità locale

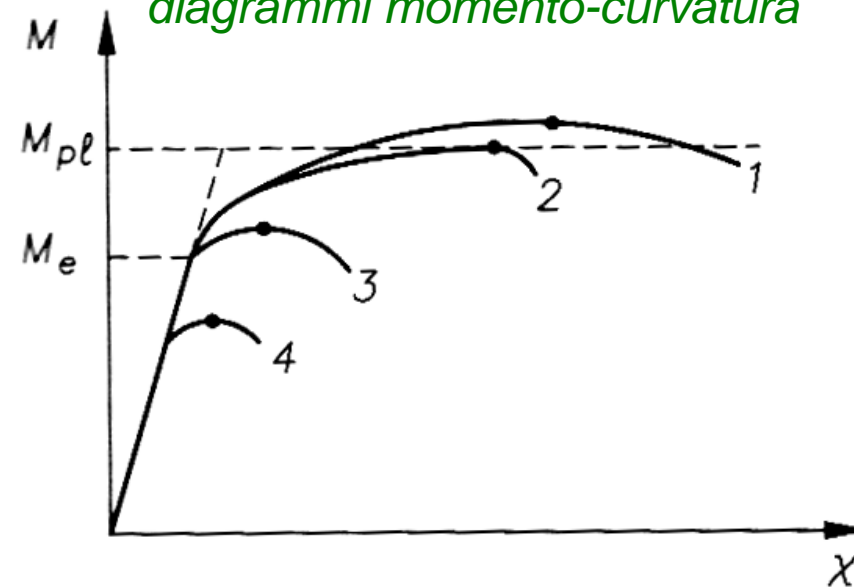
elementi compressi



parte compressa di elementi inflessi



diagrammi momento-curvatura



verifica delle travi allo stato limite di esercizio

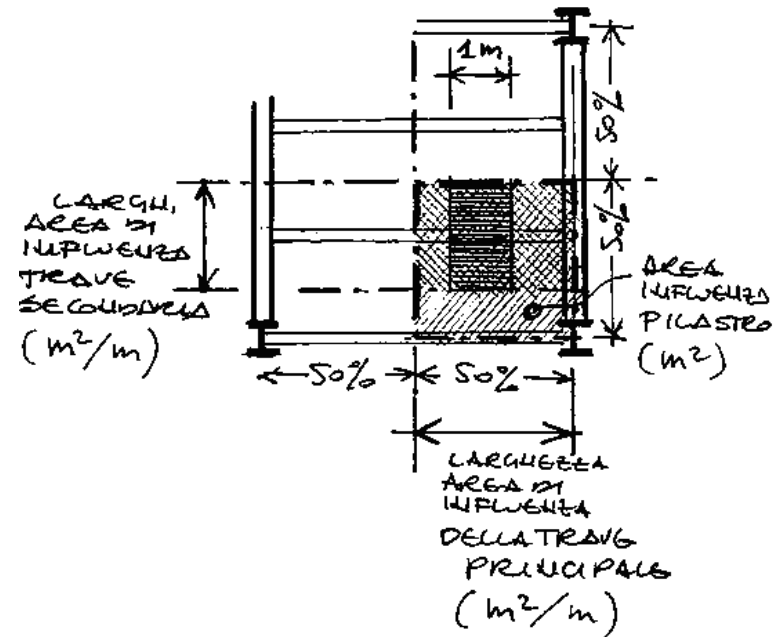
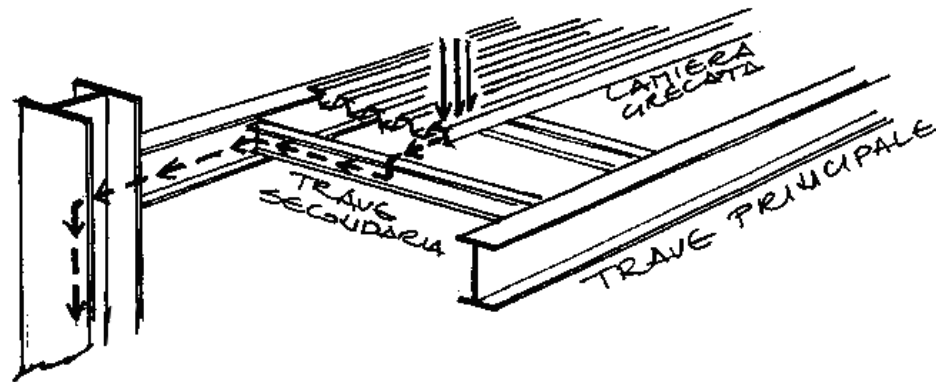
Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

δ_{max} = freccia totale (permanente + variabile)

δ_2 = freccia dovuta al solo carico variabile

esempio di dimensionamento di una trave



carico permanente = 1.0 kN/m^2 lamiera grecata + riempimento, travi
 carico permanente non strutturale = 1.5 kN/m^2 massetto, pavimento, controsoffitto, ecc
 carico variabile = 2 kN/m^2 carico utile in base alla categoria d'uso

stato limite ultimo: fattori parziali dei carichi $\gamma_G = 1.3$, $\gamma_Q = 1.5$
 secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni

ipotizziamo: luce della trave = 5 m (in semplice appoggio)
 larghezza di influenza della trave principale = 2.5 m
 carico applicato distribuito (non una serie di concentrati)
 peso proprio del profilato = 0.5 kN/m

da carico al metro quadro a carico al metro

permanente = $1.0 \text{ kN/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/m}$ (21.5%)

peso proprio del profilato $\cong 0.4 \text{ kN/m}$ (3.4%)
(ipotizzando $h = \text{luce}/20 = \text{IPE } 240 \text{ o } 270$)

perm. non strutt
e variabile = $(1.5 + 2.0) \text{ kN/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 8.75 \text{ kN/m}$ (75.1%)

carico totale di progetto allo stato limite ultimo

permanente $\times 1.3$ + (perm. non strutt. + variabile) $\times 1.5$

$q_{d,SLU} = 1.3 \times 2.9 \text{ kN/m} + 1.5 \times 8.75 \text{ kN/m} = 16.9 \text{ kN/m}$

carico di progetto allo stato limite di esercizio

verifica della freccia nella combinazione di carico rara:

- tutti i carichi permanenti col loro valore caratteristico
- l'azione variabile principale col suo valore caratteristico
- le altre azioni variabili con il coefficiente di combinazione $\psi_{1,i}$
nell'esempio c'è un solo variabile

$q_{d,SLE} = 2.9 \text{ kN/m} + 8.75 \text{ kN/m} = 11.7 \text{ kN/m}$

progetto allo stato limite ultimo

$$M_{Ed} = q_{d,SLU} \times L^2 / 8 = 16.9 \times 5^2 / 8 = 52.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

acciaio S235 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 235 \text{ N/mm}^2 / 1.05 = 224 \text{ N/mm}^2$

momento resistente minimo $W_{min} = M_{Ed} / f_{yd} = 2.36 \times 10^5 \text{ mm}^3 = 236 \text{ cm}^3$

il W_{min} va ricercato nella colonna W_{pl} se il profilo è di classe 1 o 2
 altrimenti si utilizza la colonna W_{el} per profili in classe 3 o il valore efficace per classe 4

	G kg/m	I_y mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,y}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,y} \blacklozenge$ mm ³ x10 ³	i_y mm x10	A_{vz} mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,z}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,z} \blacklozenge$ mm ³ x10 ³	i_z mm x10	s_s mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹	Pure bending y-y			Pure compression		
														S235	S355	S480	S235	S355	S480
														IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57	1	1	1	1	1	2
IPE A 220	22,2	2317	213,5	245,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71	1	1	1	2	4	4
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67	1	1	1	1	2	4
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79	1	1	1	1	2	2
IPE A 240	26,2	3280	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26	1	1	2	2	4	4
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39	1	1	1	1	2	4
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68	1	1	1	1	2	3
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51	1	1	2	3	4	4
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58	1	1	1	2	3	4

progetto allo stato limite di esercizio

freccia totale \leq luce / 250

freccia dovuta al variabile \leq luce / 300

se il variabile è meno di $250/300 = 83\%$ del totale
è più severa la verifica sul totale

quindi $f_{\max} = 5/384 (qL^4 / EI) \leq L/250$ dove $q_{d,SLE} = 11.65 \text{ kN/m}$

$I \geq 5/384 qL^3 / E \times 300 = 2.3 \times 10^7 \text{ mm}^4 = 2300 \text{ cm}^4$

	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el.y} mm ³ x10 ³	W _{pl.y} ♦ mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{vz} mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el.z} mm ³ x10 ³	W _{pl.z} ♦ mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _s mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹	Pure bending y-y			Pure compression		
														S235	S355	S480	S235	S355	S480
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99	1	1	1	1	2	3
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57	1	1	1	1	1	2
IPE A 220	22,2	2377	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71	1	1	1	2	4	4
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67	1	1	1	1	2	4
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79	1	1	1	1	2	2
IPE A 240	26,2	3280	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26	1	1	2	2	4	4
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39	1	1	1	1	2	4
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68	1	1	1	1	2	3
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51	1	1	2	3	4	4
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58	1	1	1	2	3	4

per entrambe le verifiche è sufficiente una IPE220

allo stato limite ultimo $M_{Rd} = 224 \text{ N/mm}^2 \times 285.4 \text{ cm}^3 = 63.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{Ed} = 52.8 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{Rd}$ $M_{Ed} / M_{Rd} = 83\%$

allo stato limite di esercizio la freccia massima effettiva
è pari a $16.6 \text{ mm} < \text{luce} / 250 = 20 \text{ mm}$

freccia effettiva / freccia limite = 83%

la trave ha un rapporto luce altezza di $22/500 = 1 / 23$

le verifiche di resistenza e di deformabilità sono verificate con lo stesso margine

significa che questa proporzione geometrica
è particolarmente favorevole dal punto di vista progettuale

Approfondimento: come si può generalizzare questo confronto tra il progetto per gli stati limite ultimo (resistenza) e di esercizio (freccia) ?

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad \text{è come dire } M_{Ed} = \alpha_{SLU} \cdot M_{Rd} \quad \text{dove } \alpha_{SLU} \leq 1$$

$$f_{max} \leq L / N \quad \text{è come dire } f_{max} = \alpha_{SLE} \cdot L / N \quad \text{dove } \alpha_{SLE} \leq 1$$

vogliamo che le due verifiche siano soddisfatte con lo stesso margine e quindi che $\alpha_{SLU} = \alpha_{SLE} = \alpha$

$$M_{Ed} = k_M q_{d,SLU} L^2 \quad \text{dove } k_M = 1/8 \quad \text{per la trave appoggiata} \\ = 1/12 \quad \text{per la trave incastrata}$$

$$f_{max} = k_f q_{d,SLE} L^4 / EI \quad \text{dove } k_f = 5/384 \quad \text{per la trave appoggiata} \\ = 1/384 \quad \text{per la trave incastrata}$$

le verifiche diventano

$$M_{Ed} = k_M q_{d,SLU} L^2 = \alpha \cdot M_{Rd} = \alpha \cdot f_{yd} \cdot W_{pl} = \alpha \cdot f_{yd} \cdot \psi_{pl} \cdot W_{el} = \alpha \cdot f_{yd} \cdot \psi_{pl} \cdot I / (h/2)$$

$$f_{max} = k_f q_{d,SLE} L^4 / EI = \alpha \cdot L / N$$

$\psi_{pl} = \text{coeff. di adattamento plastico}$
 $h = \text{altezza della sezione}$

semplificando

$$k_M q_{d,SLU} L^2 = \alpha \cdot f_{yd} \cdot \psi_{pl} \cdot I / (h/2)$$

$$k_f q_{d,SLE} L^3 / EI = \alpha / N$$

dividendo membro a membro la seconda equazione per la prima si ottiene

$$k_f / k_M q_{d,SLE} / q_{d,SLU} L / EI = h/2 / (N f_{yd} \cdot \psi_{pl} \cdot I) \quad \text{si può semplificare il mom.di inerzia } I$$

riarrangiando i termini si ottiene

$$L / h = 1/2N \cdot k_M / k_f \cdot q_{d,SLU} / q_{d,SLE} \cdot E / f_{yd} \cdot 1/\psi_{pl}$$

k_M / k_f dipende dallo schema statico: trave appoggiata $1/8 \cdot 384/5 = 48/5$
trave incastrata $1/12 \cdot 384/1 = 32$

$q_{d,SLU} / q_{d,SLE}$ dipende dai coefficienti γ_G e γ_Q e dal rapporto permanente/variabile

$$(\gamma_G q_{perm} + \gamma_Q q_{var}) / (q_{perm} + q_{var}) = (\gamma_G + \gamma_Q q_{var}/q_{perm}) / (1 + q_{var}/q_{perm})$$

nel nostro caso si ottiene $q_{d,SLU} / q_{d,SLE} = 1.45$

E / f_{yd} dipende dal materiale utilizzato, per l'acciaio S235 si ha $206000/224 = 919$

ψ_{pl} per le travi IPE è circa 1.14

raggruppando i coefficienti per la trave appoggiata

$$L / h = 1/(2 \cdot 250) \cdot 48/5 \cdot 1.45 \cdot 919 / 1.14 = 22.4$$

coefficiente che avevamo già individuato nell'esercizio

se la trave è incastrata agli estremi cambia il rapporto k_M / k_f e si otterrebbe 75, ma l'incastro perfetto è difficilmente realizzabile (meglio non superare 30-35)

se si cambia materiale occorre aggiornare E / f_{yd} e ψ_{pl}

acciaio ad alta resistenza: il rapporto L/h di bilanciamento cambia come $235 / f_y$
e quindi più alta è la resistenza e più tozza è la trave
per la quale c'è il bilanciamento resistenza / freccia

legno lamellare $E = 12.000$ (ma la viscosità può raddoppiare la deformazione)

$f_d = 15 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza a flessione da moltiplicare per W_{el}

quindi non si considera il coeff. di adattamento ψ_{pl}

quindi $E / f_{yd} / \psi_{pl} = 800$ (molto simile all'acciaio S235)

ma se si considera la viscosità il coefficiente può anche dimezzarsi

riassumendo alcuni valori pratici di L / h
per il prorpozionamento degli elementi inflessi

(rispettandoli la verifica di resistenza garantisce anche quella di deformabilità)

travi in acciaio	semplice appoggio	20
	iperstatica	25-30

travi reticolari in acciaio	12-16
-----------------------------	-------

travi in calcestruzzo	in spessore	16
	fuori spessore	12
	solai	25
	piastre	30

travi in legno	12-16
----------------	-------

EN 1993 - sezione 6.2.4

Compressione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

valore di progetto della forza di compressione N_{Ed} < design compression resistance $N_{t,Rd}$

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 1, 2 or 3 cross-sections}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 4 cross-sections}$$

i fori dei collegamenti non devono essere depurati per gli elementi compressi, purché vi sia inserito il bullone (e con l'eccezione dei fori maggiorati o asolati)

Nel caso di sezioni di classe 4 asimmetriche, deve essere considerato il momento aggiuntivo ΔM_{Ed} dovuto all'eccentricità dell'asse baricentrico della sezione efficace

EN 1993 - sezione 6.3.1

Instabilità degli elementi soggetti a compressione semplice

valore di progetto della forza di compressione N_{Ed} < resistenza di progetto all'instabilità $N_{b,Rd}$ $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{for Class 1, 2 and 3 cross-sections}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{for Class 4 cross-sections}$$

dove χ è il fattore di riduzione per il modo di instabilizzarsi considerato

instabilità = bucking

Curve di instabilità

$\chi = f$ (snellezza dell'elemento, resistenza del materiale, tipo di sezione)

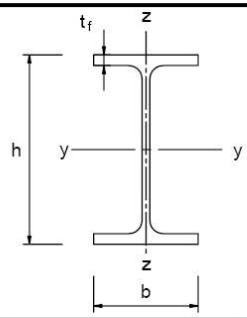
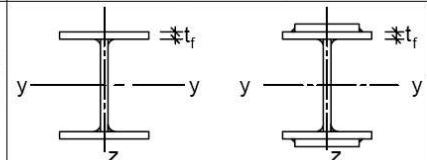
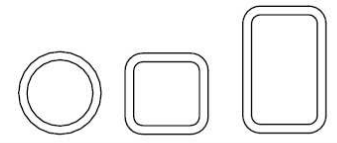
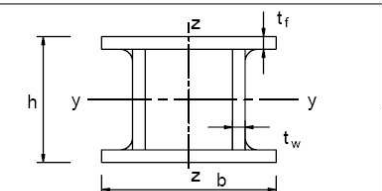
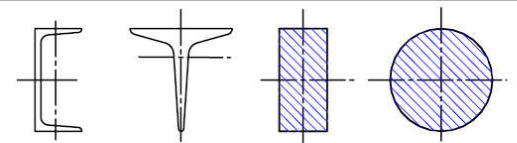
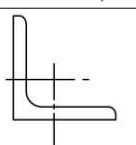
fattore di riduzione $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

snellezza adimensionale

Buckling curve	a_0	a	b	c	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Table 6.2: Selection of buckling curve for a cross-section

Cross section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Rolled sections 	$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Welded I-sections 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d	
Hollow sections 	hot finished	any	a	a ₀	
	cold formed	any	c	c	
Welded box sections 	generally (except as below)	any	b	b	
	thick welds: $a > 0.5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	any	c	c	
U-, T- and solid sections 		any	c	c	
L-sections 		any	b	b	

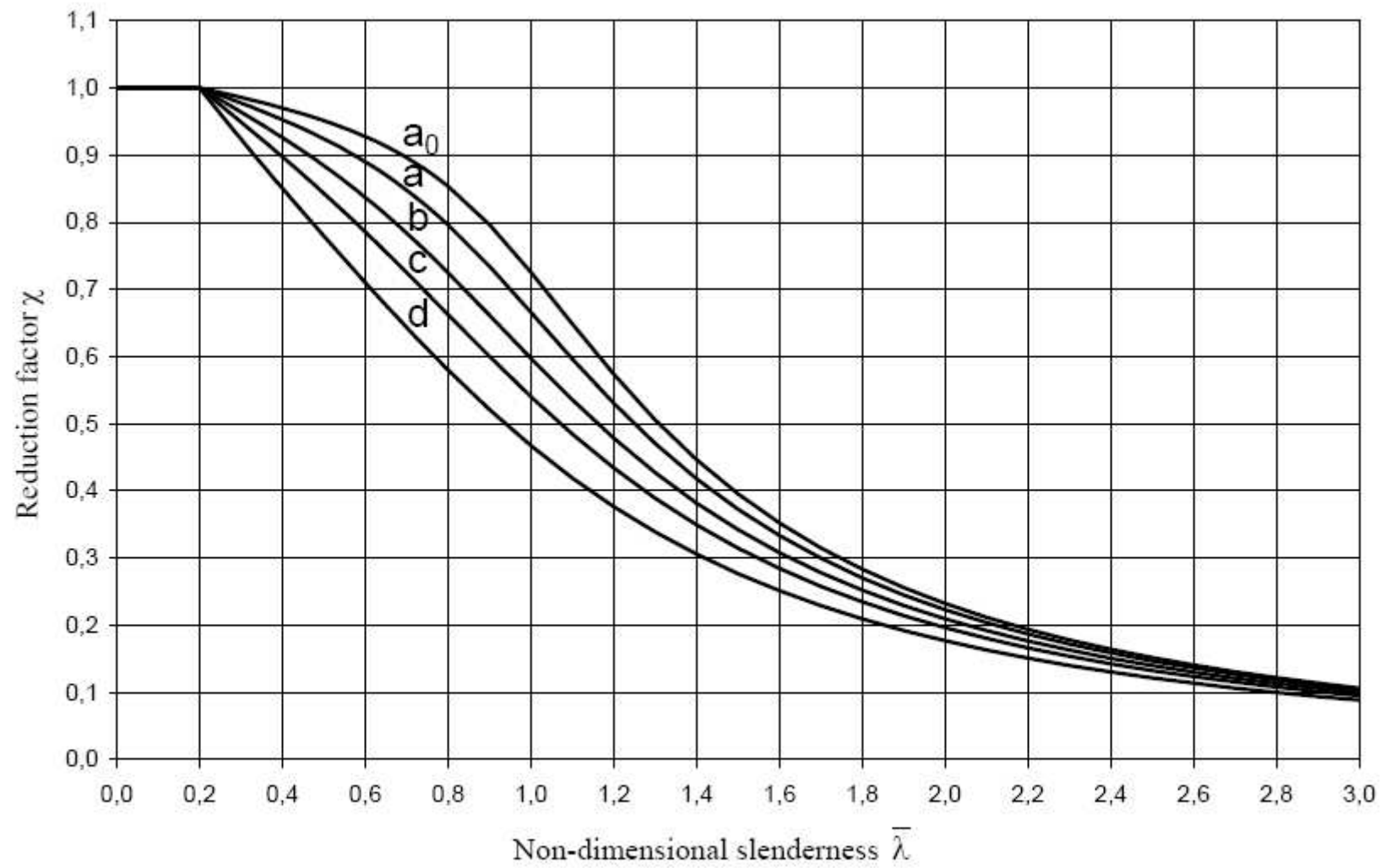


Figure 6.4: Buckling curves