

Problematiche generali delle strutture in acciaio

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

Cemento armato

realizzazione monolitica;
in genere strutture fortemente iperstatiche

Acciaio

assemblaggio di elementi;
possibilità di definire il vincolo fornito dal collegamento;
in genere strutture isostatiche o poco iperstatiche

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

Cemento armato

strutture progettate essenzialmente per la resistenza;
verifica di deformazione facilmente soddisfatta

Acciaio

la scelta della sezione è spesso condizionata più dai limiti di deformabilità che dai limiti di resistenza

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

- Problemi di instabilità

Acciaio

l'instabilità è fortemente condizionante

- instabilità globale, dell'intera struttura
- instabilità dell'asta
- instabilità locale, delle parti compresse della sezione

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

- Problemi di instabilità

Acciaio

l'instabilità è fortemente condizionante
attenzione alla spazialità del fenomeno

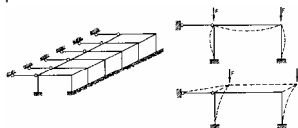


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

- Problemi di instabilità

- Diversa influenza del peso proprio

Acciaio

peso proprio della struttura quasi trascurabile;
vantaggi in zona sismica e per grandi luci;
rischio di inversione del carico per depressione da vento

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
 - Problemi di deformabilità
 - Problemi di instabilità
 - Diversa influenza del peso proprio
 - Diverso comportamento a trazione e compressione

Cemento armato

lavora meglio a compressione

Acciaio

lavora meno bene a compressione, per problemi di instabilità

Analisi strutturale per le strutture in acciaio

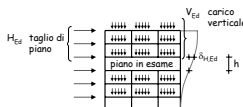
Analisi strutturale metodi di analisi

- **Analisi elastica lineare**
è quella comunemente adottata
- **Analisi non lineare (plastica)**
tiene conto della non linearità meccanica mediante l'introduzione di cerniere plastiche
- **Analisi non lineare (elasto-plastica)**
tiene conto del legame momento-curvatura non lineare di tutte le sezioni
- **Modelli rigido-plastici**
citati solo dall'Eurocodice 3

NTC08, punto 4.2.3.3 - EC3-1-1, punto 5.4

Analisi strutturale non linearità geometrica

- **Analisi del primo ordine**
è quella comunemente adottata - trascura queste non linearità
- **Analisi del secondo ordine**
tiene conto della non linearità geometrica
- **Approccio semplificato**
per telai: valutare il moltiplicatore critico dei carichi verticali saggiando la deformabilità del telaio mediante forze orizzontali



$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}}$$

EC3-1-1, punto 5.2

Analisi strutturale non linearità geometrica

- **Analisi del primo ordine**
è quella comunemente adottata - trascura queste non linearità
- **Analisi del secondo ordine**
tiene conto della non linearità geometrica
- **Approccio semplificato**
per telai: valutare il moltiplicatore critico dei carichi verticali saggiando la deformabilità del telaio mediante forze orizzontali; incrementare i risultati dell'analisi lineare mediante il coefficiente

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

EC3-1-1, punto 5.2

Analisi strutturale imperfezioni di montaggio

- Per telai: considerare imperfezioni per non perfetta ortogonalità delle aste



$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m = numero di piani

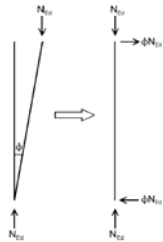
EC3-1-1, punto 5.3

Analisi strutturale imperfezioni di montaggio

- Per telai: considerare imperfezioni per non perfetta ortogonalità delle aste
- Le imperfezioni possono essere sostituite da forze orizzontali equivalenti

Le forze così valutate sono importanti se non ve ne sono altre; sono in genere modeste rispetto alle azioni di vento o sisma

Analoghe indicazioni sono fornite per travi reticolari ed altri schemi strutturali



EC3-1-1, punto 5.3

Stati limite di esercizio

Stati limite di esercizio

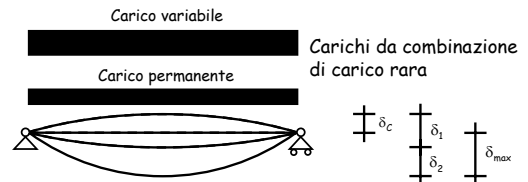
Problema: evitare

deformazioni o spostamenti che compromettono l'aspetto esteriore o l'uso efficiente della struttura;
vibrazioni e oscillazioni che creano fastidio agli occupanti degli edifici o danno ai suoi contenuti;
danni alle finiture o agli elementi non strutturali dovuti a deformazioni, spostamenti o oscillazioni.

Come evitare il raggiungimento di uno stato limite di esercizio?

Verifica degli spostamenti

Verifica degli spostamenti Calcolo degli spostamenti verticali



δ_c	Contromonta
δ_1	Effetto dei carichi permanenti
δ_2	Effetto dei carichi variabili
δ_{max}	Spostamento complessivo ($\delta_1 + \delta_2 - \delta_0$)

Verifica degli spostamenti Valori massimi di spostamento verticale

Condizioni	δ_{max}	δ_2
Coperture in generale	L/200	L/250
Coperture praticate frequentemente da personale diverso da quello della manutenzione	L/250	L/300
Solai in generale	L/250	L/300
Solai che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	L/250	L/350
Solai che supportano colonne	L/400	L/500
Dove δ_{max} può compromettere l'aspetto dell'edificio	L/250	

NTC08, punto 4.2.4.2.1

Progetto - stato limite di esercizio

1 - Invertendo le espressioni di verifica si ottengono formule di progetto per la sezione.

$$\delta_{max} \leq (\delta_{max})_{limite}$$

$$\delta_2 \leq (\delta_2)_{limite}$$



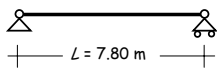
I momento d'inerzia.

2 - Si sceglie il profilato.

Esempio

Dati:

$G_k + Q_k$ oppure Q_k



Trave di copertura che non porta elementi fragili

G_k 0.38 kN/m
 Q_k 1.54 kN/m
 $G_k + Q_k$ 1.92 kN/m

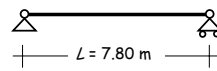
$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^4}{E I} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 200 (G_k + Q_k) L^3}{384 E}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{Q_k L^4}{E I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 250 Q_k L^3}{384 E}$$

Esempio

Dati:

$G_k + Q_k$ oppure Q_k



Trave di copertura che non porta elementi fragili

G_k 0.38 kN/m
 Q_k 1.54 kN/m
 $G_k + Q_k$ 1.92 kN/m

$$I \geq \frac{5 \times 200 (G_k + Q_k) L^3}{384 E} = \frac{1000}{384} \frac{1.92 \times 7800^3}{210000} \times 10^{-4} = 1129 \text{ cm}^4$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 Q_k L^3}{384 E} = \frac{1250}{384} \frac{1.54 \times 7800^3}{210000} \times 10^{-4} = 1133 \text{ cm}^4$$

Scelta del profilato

Deve essere

$$I \geq 1133 \text{ cm}^4$$

Si può usare un IPE 180

$$I = 1317 \text{ cm}^4$$

Massa: 18.8 kg/m

Designation Designation Bezeichnung	Values in kg/m						
	I_x	I_y	I_{xy}	I_{xx}	I_{yy}	I_{xy}	I_{xx}
HE A 100	6.9	147.2	28.81	12.98	4.01	4.44	13.12
HE A 100	8.1	171.0	34.20	15.40	4.07	5.08	15.92
HE A 120	8.7	257.4	43.37	49.87	4.83	5.41	22.39
HE A 120	10.4	307.8	52.96	60.73	4.90	6.21	27.67
HE A 140	10.5	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42
HE A 140	12.9	547.2	77.32	88.36	5.76	7.04	44.92
HE A 160	12.7	689.3	87.01	99.88	6.53	7.88	54.43
HE A 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.68	68.21
HE A 180	15.4	1084	120.1	155.3	7.37	9.28	81.88
HE A 180	18.1	1327	142.2	184.4	7.42	11.25	100.9
HE A 180	21.3	1556	163.4	208.9	7.45	13.78	117.3
HE A 200	16.4	1381	147.6	181.7	8.20	13.42	117.2
HE A 200	22.4	1943	184.3	221.6	8.26	14.08	142.4
HE A 200	25.1	2211	218.9	249.4	8.32	15.45	168.9

Scelta del profilato

Deve essere

$$I \geq 1133 \text{ cm}^4$$

Oppure un HE 140 B

$$I = 1509 \text{ cm}^4$$

o anche un HE 160 A

$$I = 1673 \text{ cm}^4$$

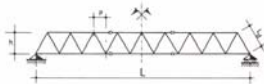
Massa: 33.7 kg/m

Massa: 30.4 kg/m

Designation Designation Bezeichnung	Values in kg/m						
	I_x	I_y	I_{xy}	I_{xx}	I_{yy}	I_{xy}	I_{xx}
HE 100 AA	12.2	236.5	51.98	58.36	3.89	4.15	62.08
HE 100 A	16.7	300.2	72.76	83.07	4.46	7.56	113.9
HE 100 B	20.4	440.5	89.91	104.2	4.16	9.04	147.2
HE 100 M	41.8	1143	195.4	225.8	4.43	18.04	286.2
HE 120 AA	14.6	413.4	75.85	84.12	4.72	6.90	158.8
HE 120 A	19.9	606.2	106.3	119.5	4.89	8.48	220.9
HE 120 B	26.7	864.4	146.3	165.2	5.44	10.96	275.5
HE 120 M	52.1	2018	288.2	350.6	5.51	21.55	502.8
HE 140 AA	18.1	719.5	112.4	128.8	5.59	7.82	224.8
HE 140 A	24.7	1031	151.4	173.5	5.73	10.12	280.3
HE 140 B	31.1	1509	175.6	245.4	5.93	13.08	340.7
HE 140 M	61.2	3037	411.4	483.8	6.39	24.48	714.6
HE 160 AA	23.4	1041	171.4	180.4	6.50	10.39	478.7
HE 160 A	31.1	1509	205.3	245.3	6.57	13.21	616.4
HE 160 B	42.6	2100	311.5	354.0	6.78	17.59	889.2
HE 160 M	76.2	5098	565.5	824.6	7.25	38.01	1759

Verifica degli spostamenti Influenza dei giunti

- Nel calcolo degli spostamenti occorre tener conto degli spostamenti relativi che si hanno in corrispondenza dei giunti



$$v = v_{el} + v_c + v_d$$

$$v_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (\phi - d)$$

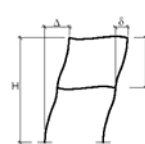
$$v_d = \frac{L}{p} \frac{L_d}{h} (\phi - d)$$

n = numero di giunti nei correnti

$\phi - d$ = gioco foro bullone

Verifica degli spostamenti Spostamenti orizzontali

- Gli spostamenti laterali provocati dai carichi (combinazione rara) non devono superare i limiti di seguito indicati



Condizioni	δ	Δ
Edifici industriali monopiano senza carroponete	$h/150$	
Altri edifici monopiano	$h/300$	
Edifici multipiano	$h/300$	$H/500$

Verifica e progetto di sezioni allo SLU

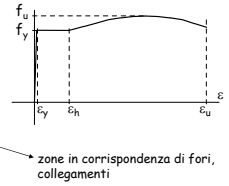
Criteri generali

Tensione di snervamento f_y o tensione ultima f_u ?

La tensione ultima f_u si raggiunge con deformazioni plastiche molto elevate

Se la zona plasticizzata è molto piccola, queste hanno scarso effetto globale:
si può accettare di raggiungere f_u

Se la zona plasticizzata è estesa, le deformazioni plastiche non sono accettabili:
ci si deve fermare a f_y



Criteri generali

Coefficienti parziali di sicurezza per il materiale

Vengono usati valori diversi, a seconda del problema

- resistenza di sezioni $\gamma_{M0} = 1.05$
- resistenza di aste all'instabilità $\gamma_{M1} = 1.05$
- resistenza ultima di sezioni
resistenza di bulloni, saldature $\gamma_{M2} = 1.25$
- resistenza di collegamenti a scorrimento
per SLU $\gamma_{M3} = 1.25$
per SLE $\gamma_{M3,ser} = 1.10$

Criteri generali

Classificazione delle sezioni

Le parti compresse di una sezione sono soggette al rischio di instabilità (instabilità locale)

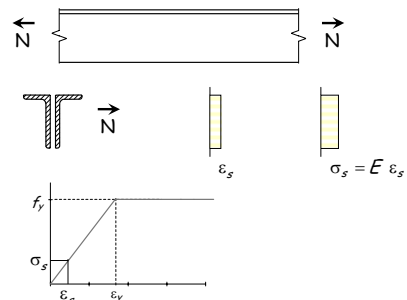
Le sezioni sono divise in 4 classi, in base a come l'instabilità locale ne condiziona il comportamento

- classe 1 - massima resistenza, massima duttilità
- classe 2 - massima resistenza, limitata duttilità
- classe 3 - resistenza limitata al raggiungimento della prima plasticizzazione
- classe 4 - instabilità precoce che avviene prima dello snervamento

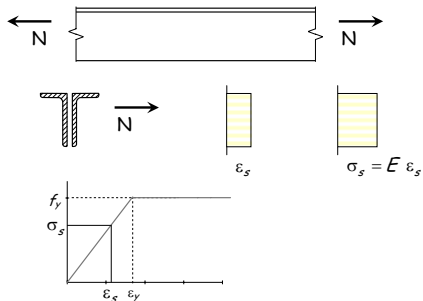
Verranno presentate in seguito

Sforzo normale Trazione

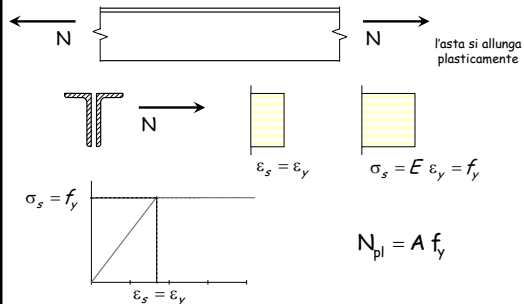
Comportamento al crescere delle deformazioni



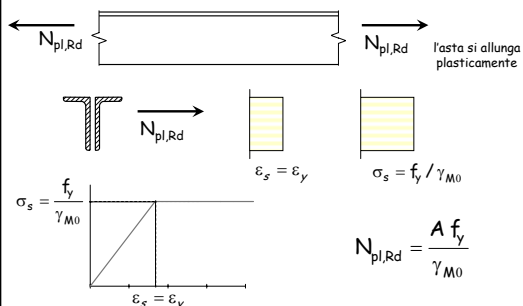
Comportamento al crescere delle deformazioni



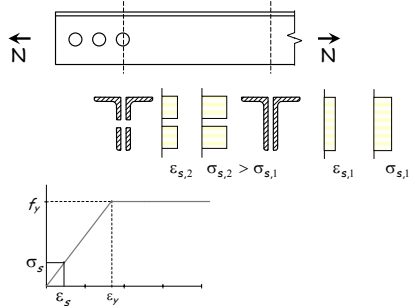
Comportamento al crescere delle deformazioni



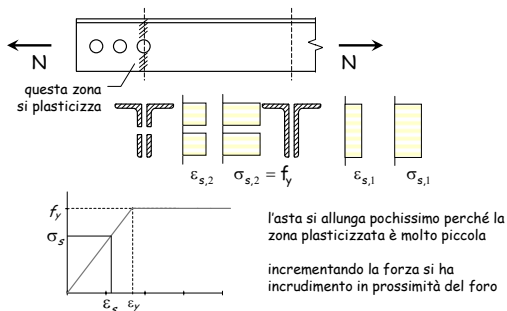
Comportamento ultimo resistenza plastica della sezione



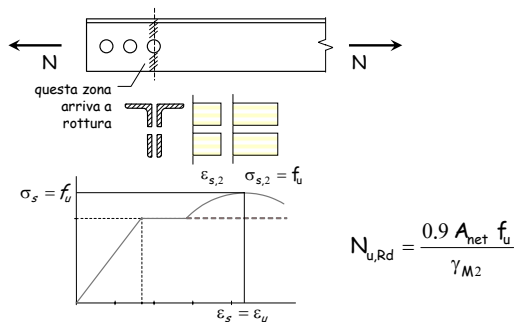
Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



Comportamento ultimo resistenza ultima della sezione forata



Verifica - stato limite ultimo

La resistenza a trazione di un'asta è pari al minore tra i valori della resistenza plastica della sezione piena e della resistenza ultima della sezione indebolita.

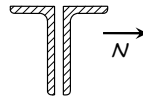
$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$$



$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$


$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

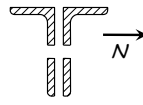
Verifica - tensioni ammissibili



$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}$$

$$N_{max} = \bar{\sigma} A \geq N$$

Inoltre, se l'asta presenta sezioni indebolite



$$\sigma = \frac{N}{A_{net}} \leq \bar{\sigma}$$

$$N_{max} = \bar{\sigma} A_{net} \geq N$$

Verifica - confronto

	Sezione piena	Sezione indebolita
TA	$N_{max} = (\bar{\sigma}_s) A$ 160 $160 \times 1.45 = 232$	$N_{max} = (\bar{\sigma}_s) A_{net}$ 160 $160 \times 1.45 = 232$
SLU	$N_{pl,Rd} = \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) A$ 235 / 1.05 = 224	$N_{u,Rd} = \left(\frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \right) A_{net}$ $0.9 \times 360 / 1.2 = 270$
Acciaio Fe 360		

Verifica - confronto

	Sezione piena	Sezione indebolita
TA	$N_{max} = (\bar{\sigma}_s) A$ 240 $240 \times 1.45 = 348$	$N_{max} = (\bar{\sigma}_s) A_{net}$ 240 $240 \times 1.45 = 348$
SLU	$N_{pl,Rd} = \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) A$ 355 / 1.05 = 338	$N_{u,Rd} = \left(\frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \right) A_{net}$ $0.9 \times 510 / 1.2 = 383$
Acciaio Fe 510		

Verifica - commento

Tenendo conto delle differenze tra i carichi agenti, la resistenza a trazione valutata allo stato limite ultimo è:

- Sostanzialmente simile a quella valutata alle tensioni ammissibili per la sezione piena;
- Sensibilmente maggiore (tra il 10 ed 15% più grande) a quella valutata alle tensioni ammissibili per la sezione indebolita.

Progetto - stato limite ultimo

- 1 - Invertendo l'espressione di verifica si ottiene la formula di progetto della sezione.

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

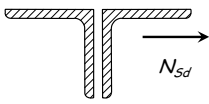
- 2 - Si sceglie il profilato.

- 3 - Se esistono sezioni indebolite (per fori, intagli, ecc.) bisogna verificare anche che:

$$N_{Ed} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

Esempio

Dati:



$N_{Ed} = 339 \text{ kNm}$
Acciaio Fe360
Bulloni M14
Fori 15 mm

1 - Determinazione dell'area necessaria.

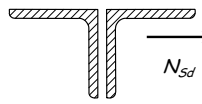
$$A = \frac{\gamma_{M0} N_{Ed}}{f_y} = \frac{339,9 \times 10^3}{235/1,05} = 1518 \text{ mm}^2$$

2 - Scelta della sezione.

Uso 2 L 65x7 $A = 1740 \text{ mm}^2$

Esempio

Dati:



$N_{Ed} = 339 \text{ kNm}$
Acciaio Fe360
Bulloni M14
Fori 15 mm

3 - Verifica della sezione indebolita.

$$A_{net} = A - A_{foro} = 1740 - 2 \times 15 \times 7 = 1530 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 360 \times 1530}{1,20 \times 10^3} = 413,1 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Anche la sezione indebolita è verificata

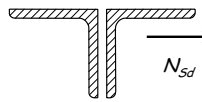
Duttilità

Il comportamento dell'asta (con fori) dipende da chi è più grande tra $N_{pl,Rd}$ e $N_{u,Rd}$

- Se $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$
si arriva alla rottura della sezione forata prima dello snervamento dell'intera asta
il comportamento complessivo è fragile
- Se $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$
si arriva allo snervamento dell'intera asta prima della rottura della sezione forata
il comportamento complessivo è duttile

Esempio - verifica di duttilità

Dati:



$N_{Ed} = 339 \text{ kNm}$
Acciaio Fe360
Bulloni M14
Fori 15 mm

2 L 65x7

$$N_{u,Rd} = 413,1 \text{ kN}$$

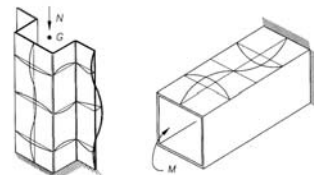
$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1740}{1,05 \times 10^3} = 389,4 \text{ kN} < N_{u,Rd}$$

L'asta è duttile

Classificazione delle sezioni in acciaio

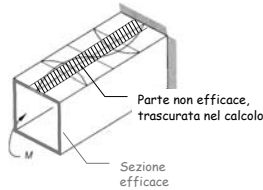
Instabilità locale (imbozzamento)

- Interessa le parti compresse della sezione trasversale dell'elemento
- Dimensione delle semionde comparabile con le dimensioni trasversali della sezione



Instabilità locale (imbozzamento)

- Interessa le parti compresse della sezione trasversale dell'elemento
- Dimensione delle semionde comparabile con le dimensioni trasversali della sezione
- Se ne può tener conto considerando efficace solo una parte della sezione compressa
- Ciò può comportare una riduzione della capacità resistente e della duttilità



Classificazione delle sezioni

La classificazione è finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse

$$C_b = \frac{I_p}{I_y} - 1$$

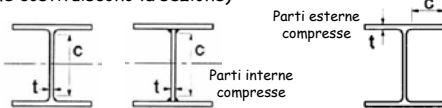
- Classe 1** - sezioni compatte $C_b \geq 3$
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica avente capacità rotazionale elevata, senza riduzione di resistenza
- Classe 2** - sezioni compatte $C_b \geq 1.5$
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica con limitata capacità rotazionale, senza riduzione di resistenza
- Classe 3** - sezioni moderatamente snelle
sezioni in cui si può raggiungere la tensione di snervamento ma l'instabilità impedisce di raggiungere il momento plastico
- Classe 4** - sezioni snelle
sezioni in cui l'instabilità avviene prima del raggiungimento della tensione di snervamento

NTC08, punto 4.2.3.1 - EC3-1-1, punto 5.5

Classificazione delle sezioni

La classificazione è finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse

La classificazione viene effettuata sulla base della geometria della sezione (rapporto c/t tra lunghezza e spessore degli elementi che costituiscono la sezione)



NTC08, punto 4.2.3.1 - EC3-1-1, punto 5.5

Parti interne compresse

Parti interne compresse			
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
1			
2			
3			
4			

NTC08, tab. 4.2.I

Parti esterne compresse

Plattabande esterne						
Profili laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Plattabande esterne soggette a compressione	Plattabande esterne soggette a flessione e a compressione	Con estremità in trazione			
1	<div> </div>	<div> </div>	<div> </div>			
2	<div> </div>	<div> </div>	<div> </div>			
3	<div> </div>	<div> </div>	<div> </div>			
$\lambda = \sqrt{235 \cdot f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
λ	0.00	0.02	0.03	0.05	0.07	0.10

NTC08, tab. 4.2.II

Classificazione delle sezioni

Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

Ala compressa

$$c = \frac{1}{2}(b - t_w - 2r) = 90.25 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 7.52$$

Per acciaio S 235

Classe 1



$\lambda = \sqrt{235 \cdot f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355
λ	0.00	0.02	0.03	0.05

Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	
2	
3	

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

Anima

$$c = h - 2 t_f - 2 r = 174 \text{ mm}$$

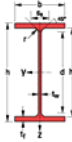
$$\frac{c}{t_w} = 23.2$$

Per acciaio S 235

Classe 1

Il profilo è di Classe 1

$t = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$	f_{yk}	235	275	355
$\frac{c}{t}$		1.00	0.92	0.83



Classe	Parte soggetta a flessione
1	$\epsilon / \rho \leq 72$ 72
2	$\epsilon / \rho \leq 86$ 83
3	$\epsilon / \rho \leq 124$ 124

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

Ala compressa

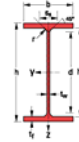
$$c = \frac{1}{2}(b - t_w - 2 r) = 90.25 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 7.52$$

Per acciaio S 355

Classe 2

$t = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$	f_{yk}	235	275	355
$\frac{c}{t}$		1.00	0.92	0.83



Classe	Parte soggetta a flessione
1	$\epsilon / \rho \leq 72$ 72
2	$\epsilon / \rho \leq 86$ 83
3	$\epsilon / \rho \leq 124$ 124

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

Anima

$$c = h - 2 t_f - 2 r = 174 \text{ mm}$$

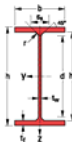
$$\frac{c}{t_w} = 23.2$$

Per acciaio S 355

Classe 1

Il profilo è di Classe 2

$t = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$	f_{yk}	235	275	355
$\frac{c}{t}$		1.00	0.92	0.83



Classe	Parte soggetta a flessione
1	$\epsilon / \rho \leq 72$ 72
2	$\epsilon / \rho \leq 86$ 83
3	$\epsilon / \rho \leq 124$ 124

Classificazione delle sezioni considerazioni (1)

- La maggior parte dei profili sono di classe 1
- Sono di classe superiore alcuni profili alleggeriti (A, AA) o profili in acciaio molto resistente
- I sagomari più recenti riportano la classificazione delle sezioni

Designation Designation (Bezeichnung)	Classification EN/ 1993-1-1			
	mm height	mm flange	mm web	mm radius
HE 100 AA	112	1	1	1
HE 100 A	167	1	1	1
HE 100 B	204	1	1	1
HE 100 M	418	1	1	1

Attenzione: vi sono state modifiche alla classificazione - i sagomari potrebbero non essere aggiornati

Classificazione delle sezioni considerazioni (2)

- La classificazione è importante per la flessione
 - la distinzione tra classe 1 e 2 riguarda solo la duttilità
 - le classi 3 e 4 hanno resistenza minore rispetto alle classi 1 e 2
- Nel caso di sforzo normale (compressione) le classi 1, 2 e 3 sono equivalenti
 - la classe 4 ha resistenza minore rispetto alle classi 1, 2 e 3
- I profili sottili appartengono alla classe 4; ma per loro ci sono regole specifiche: Eurocodice 3, parte 1-3