

**Sussidi didattici per il corso di
PROGETTAZIONE, COSTRUZIONI E IMPIANTI**

Prof. Ing. Francesco Zanghì

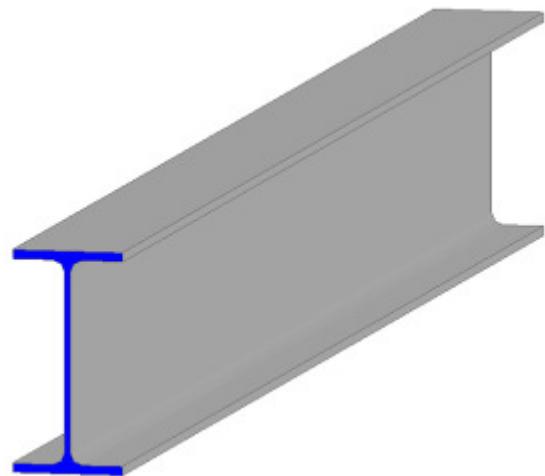
STRUTTURE IN ACCIAIO

D. M. 14/01/2008 – NTC2008 - EUROCODICE 3 – EC3

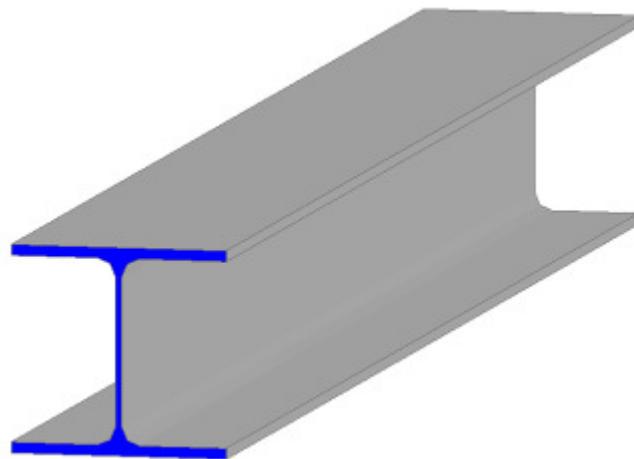


[AGGIORNAMENTO 12/02/2014](#)

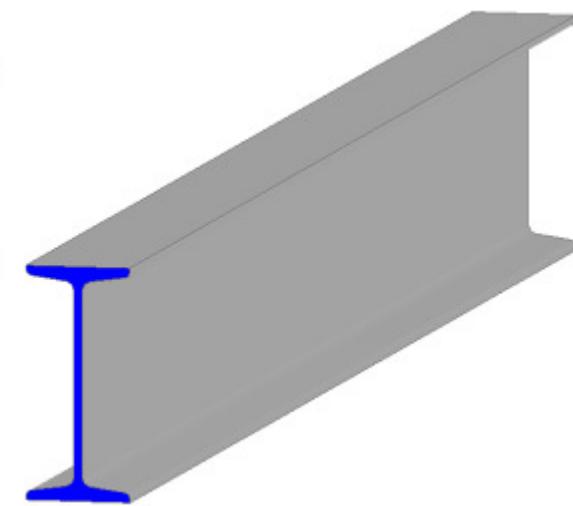
PROFILI SEMPLICI



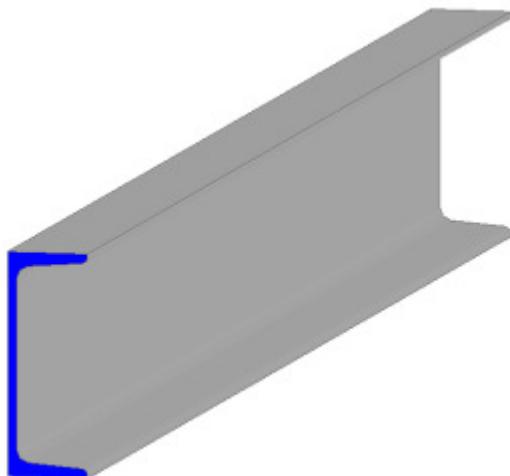
IPE



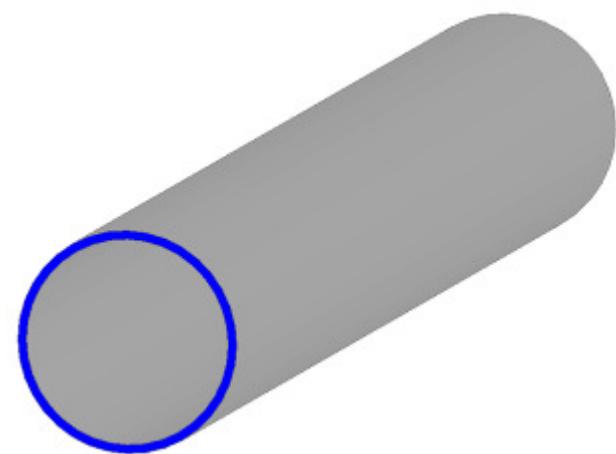
HE



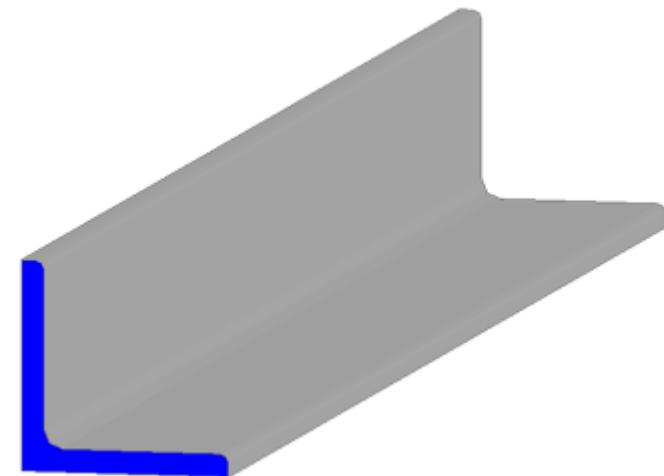
IPN



UPN

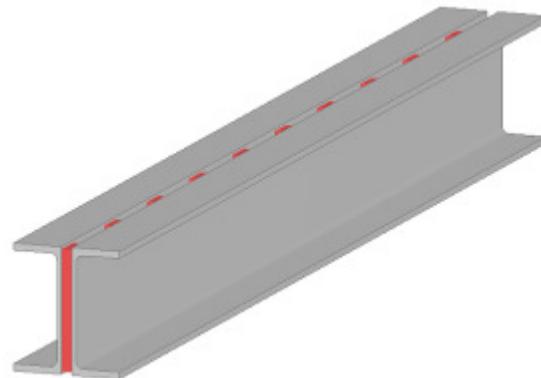


TUBOLARI

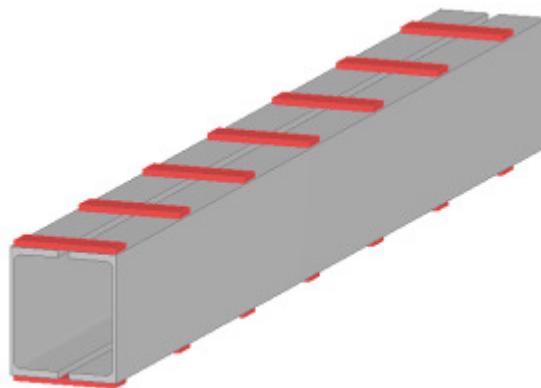


L

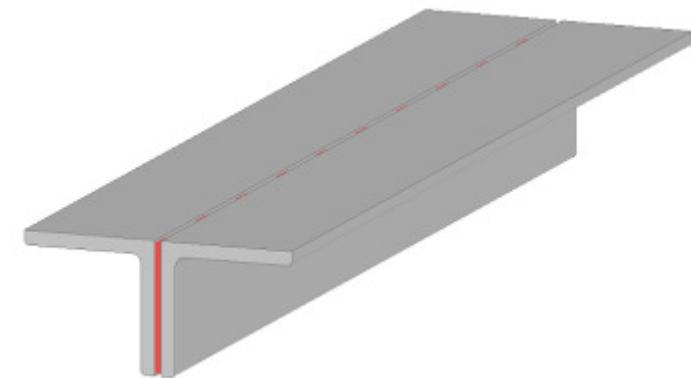
PROFILI COMPOSTI



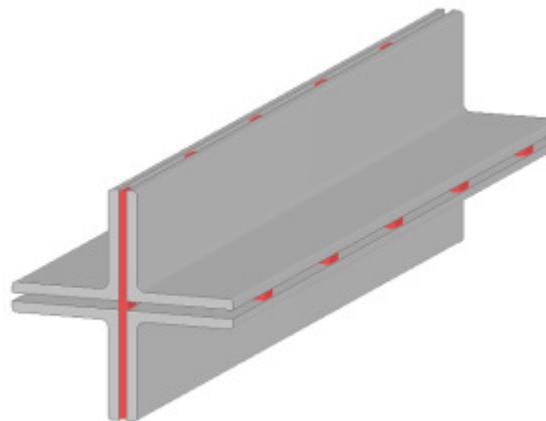
2C ACCOPPIATI DI SPALLA



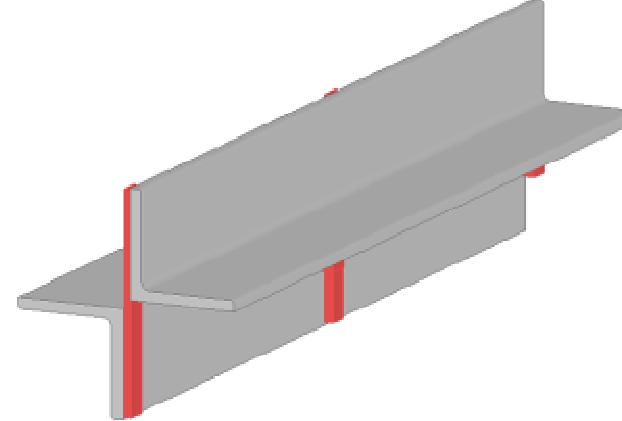
2C ACCOPPIATI DI FRONTE



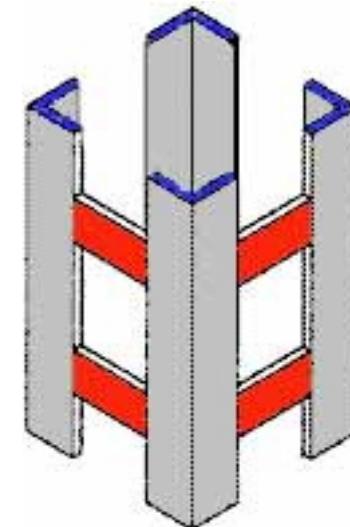
2L ACCOPPIATI DI SPALLA



4L ACCOPPIATI A CROCE



2L ACCOPPIATI A FARFALLA

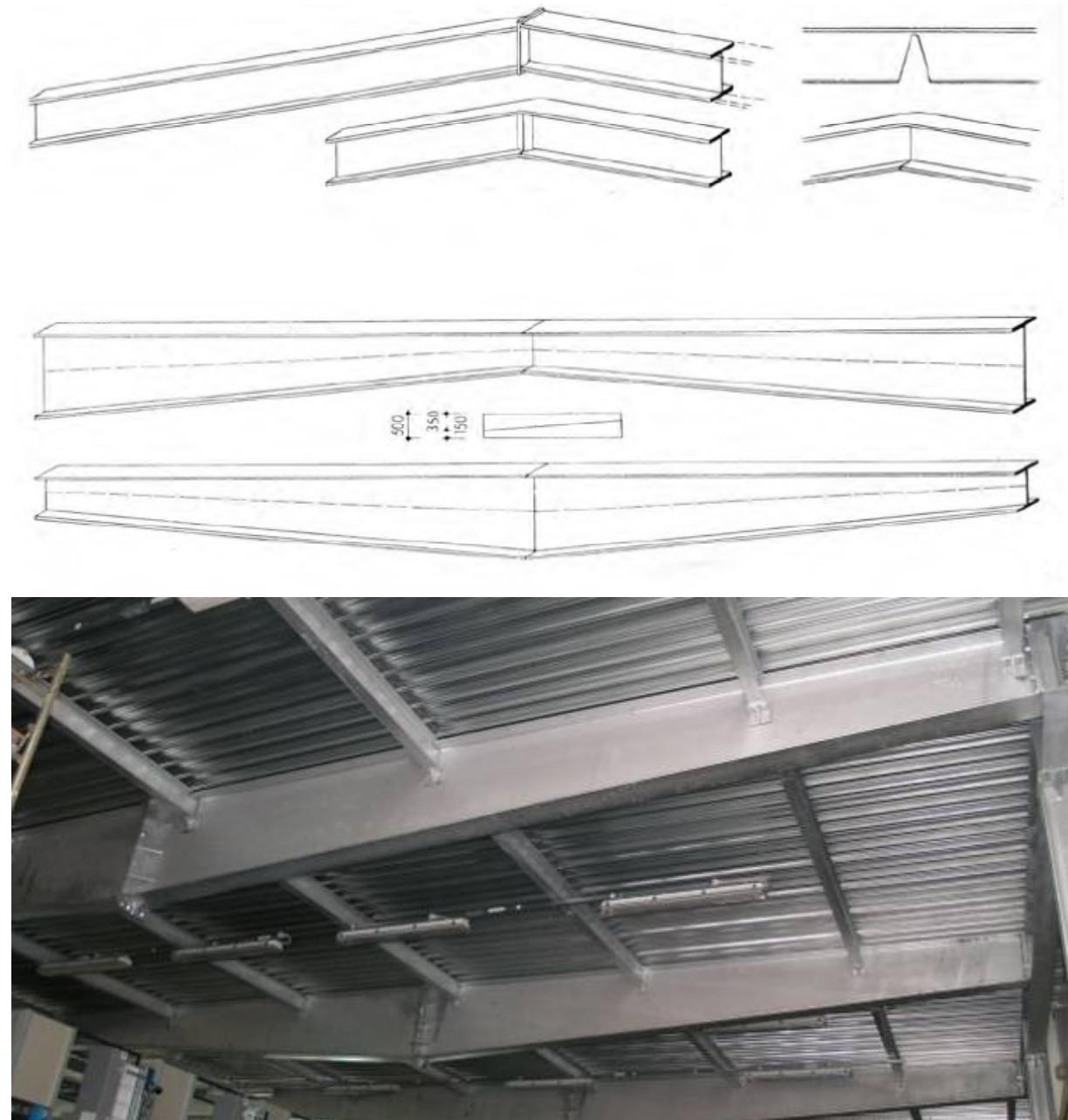


4L CALASTRELLATI

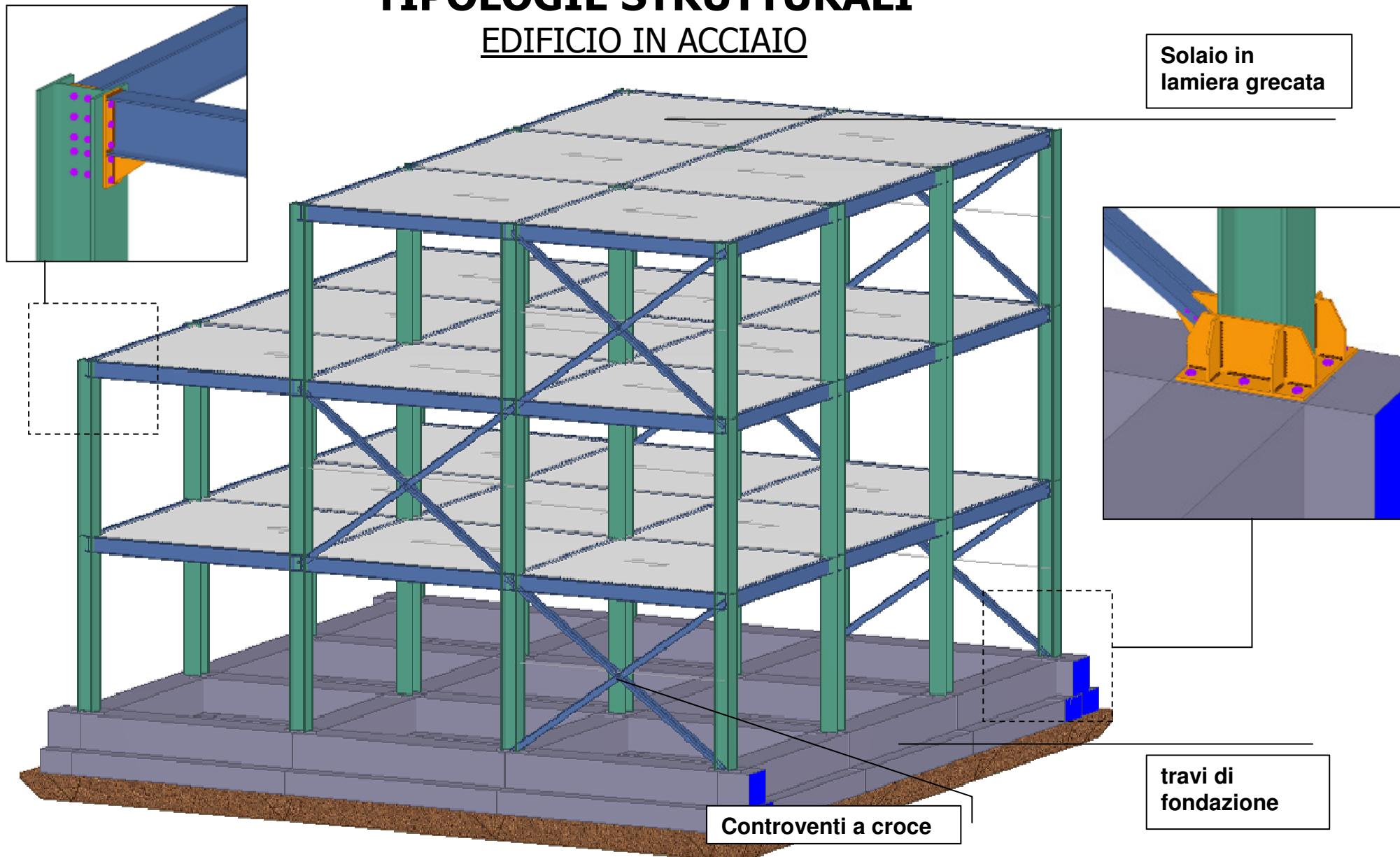
TRAVI SAGOMATE

Le travi con “assi a direzione variabile” possono essere ottenute tagliando e saldando tra loro il profilo in acciaio con l’eventuale aggiunta di un irrigidimento.

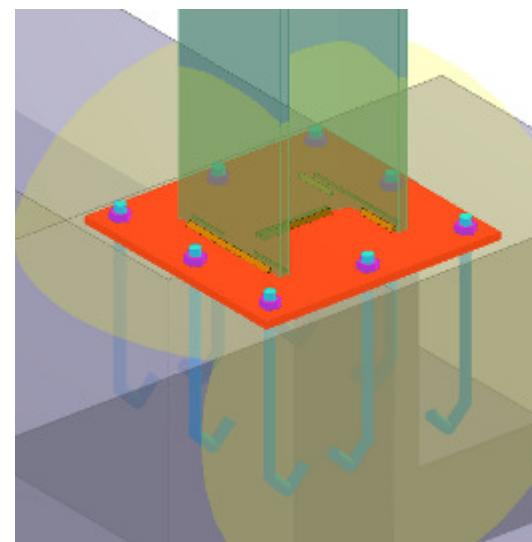
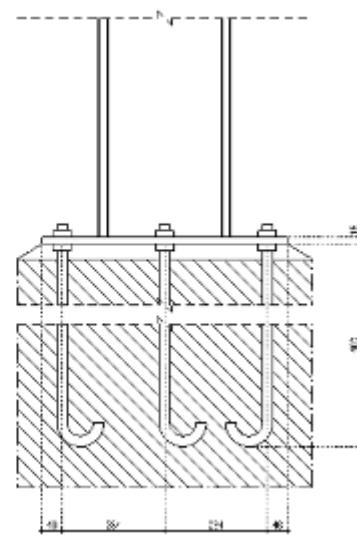
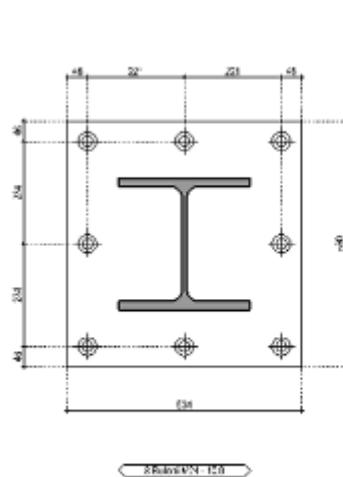
Le travi ad altezza variabile possono essere ottenute saldando le ali ad un’anima opportunamente sagomata.



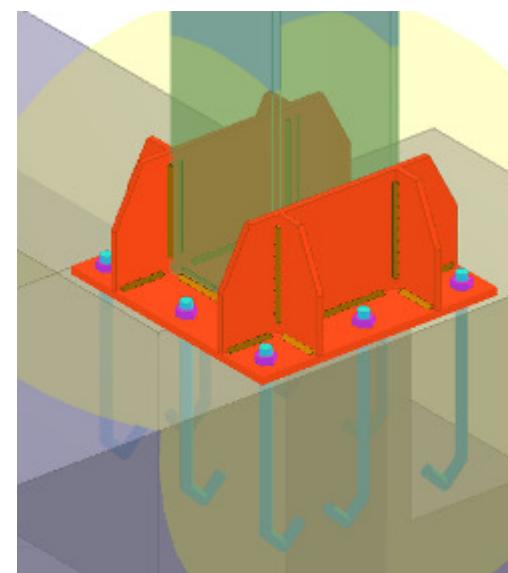
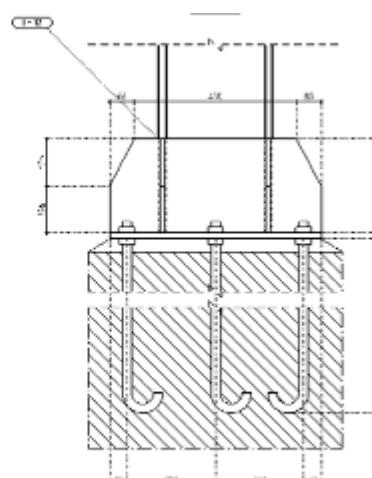
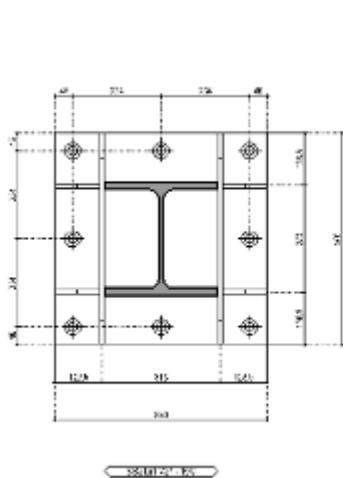
TIPOLOGIE STRUTTURALI EDIFICIO IN ACCIAIO



Tipologie di collegamento colonna-fondazione

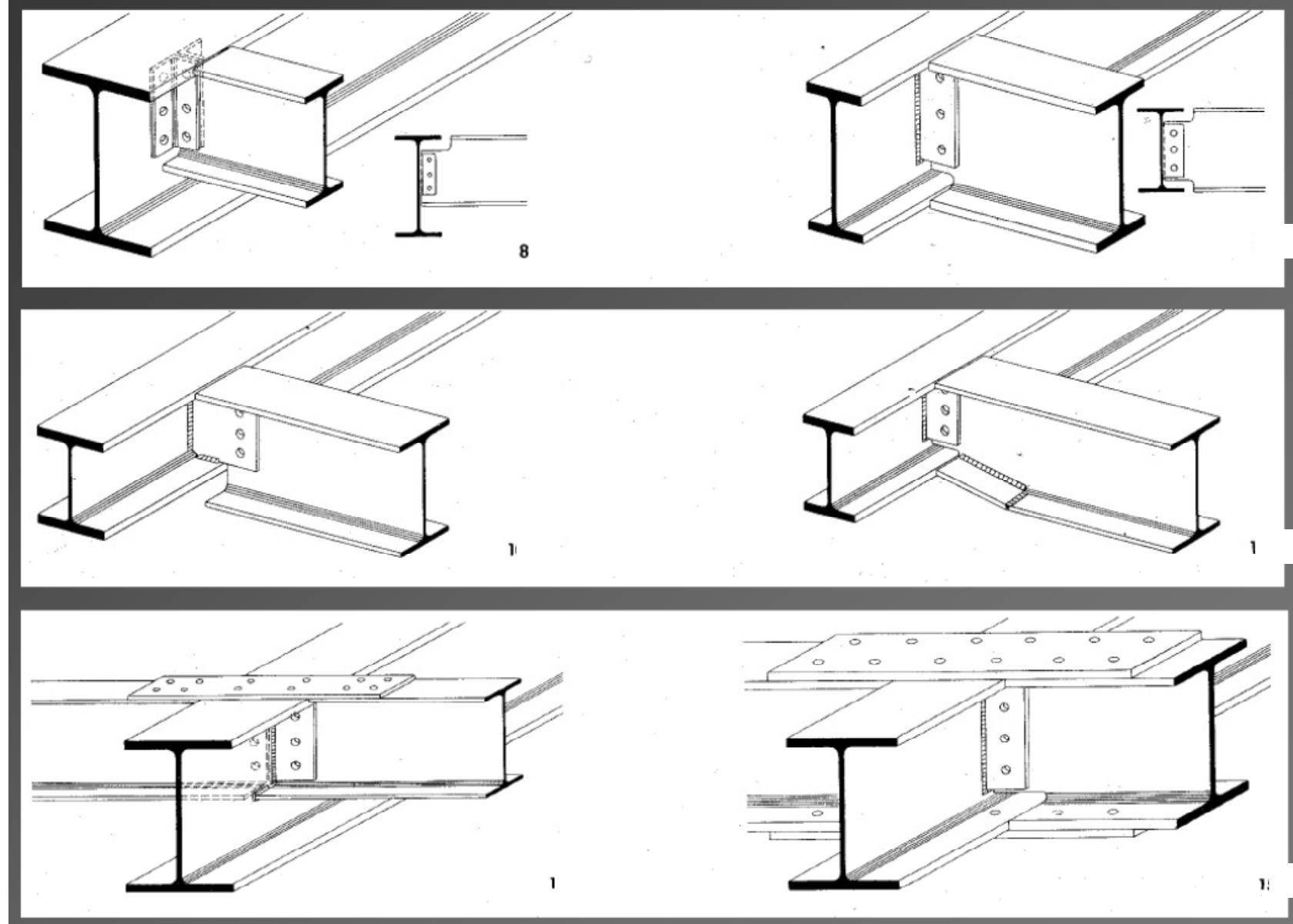


Tirafondi a uncino

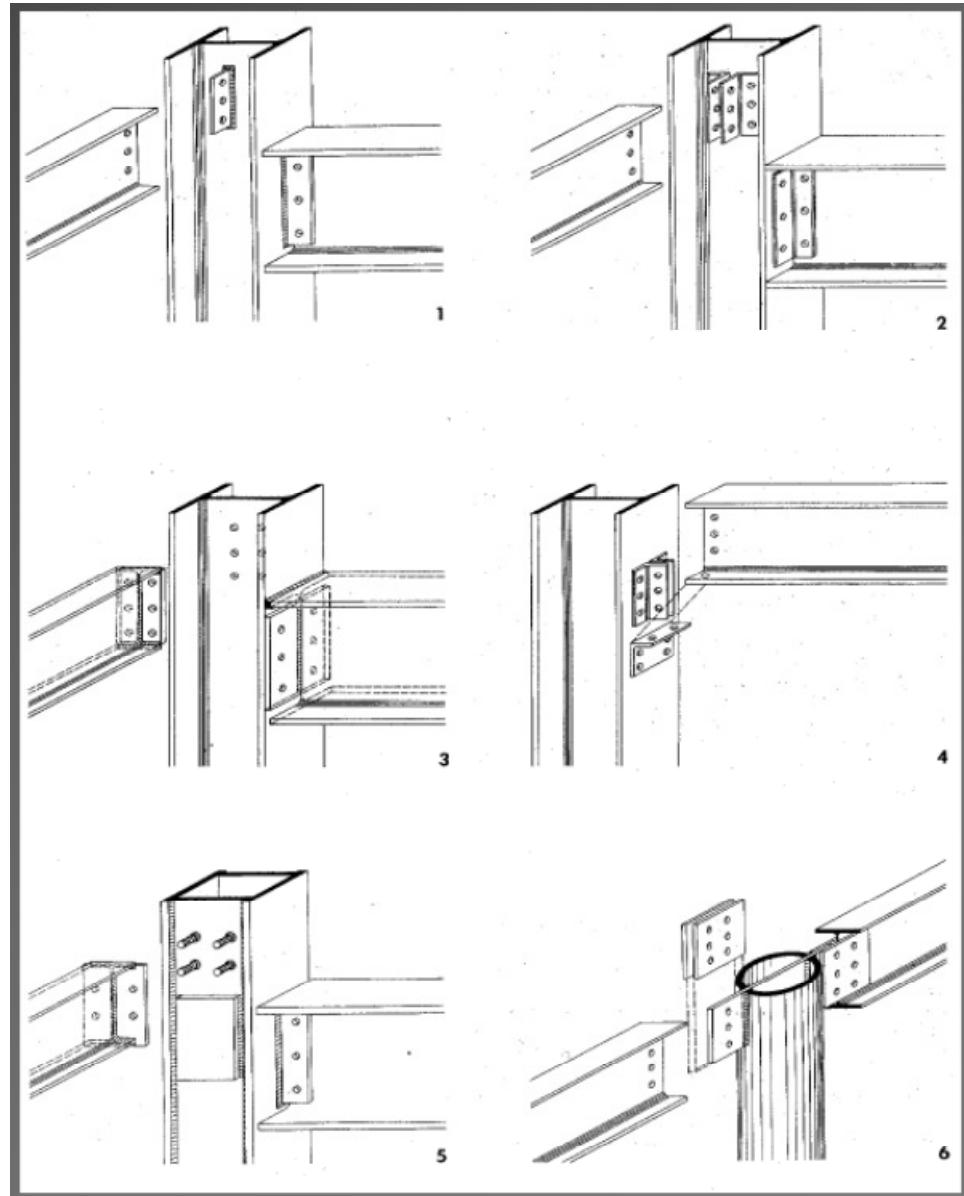


Tirafondi a uncino con costole laterali e ali

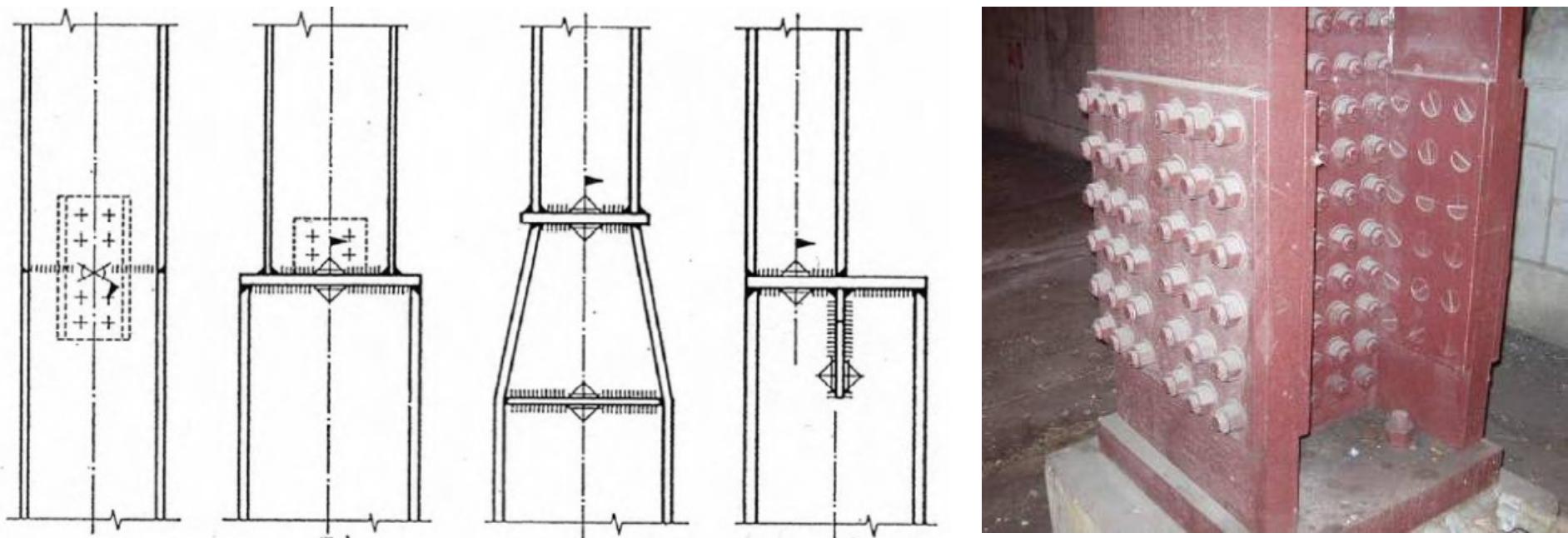
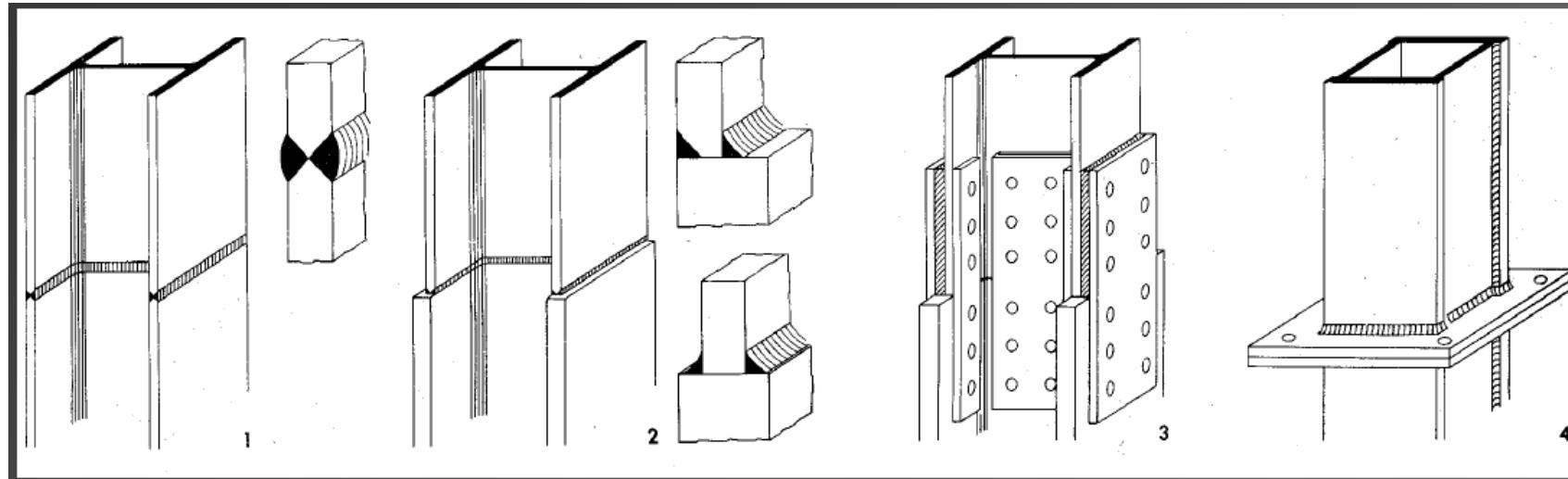
Tipologie di collegamento **trave principale - trave secondaria**



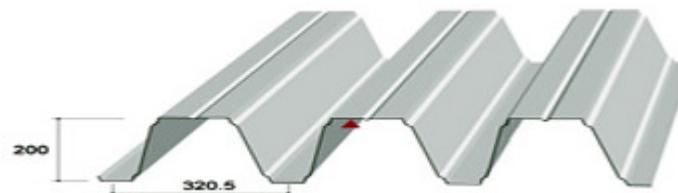
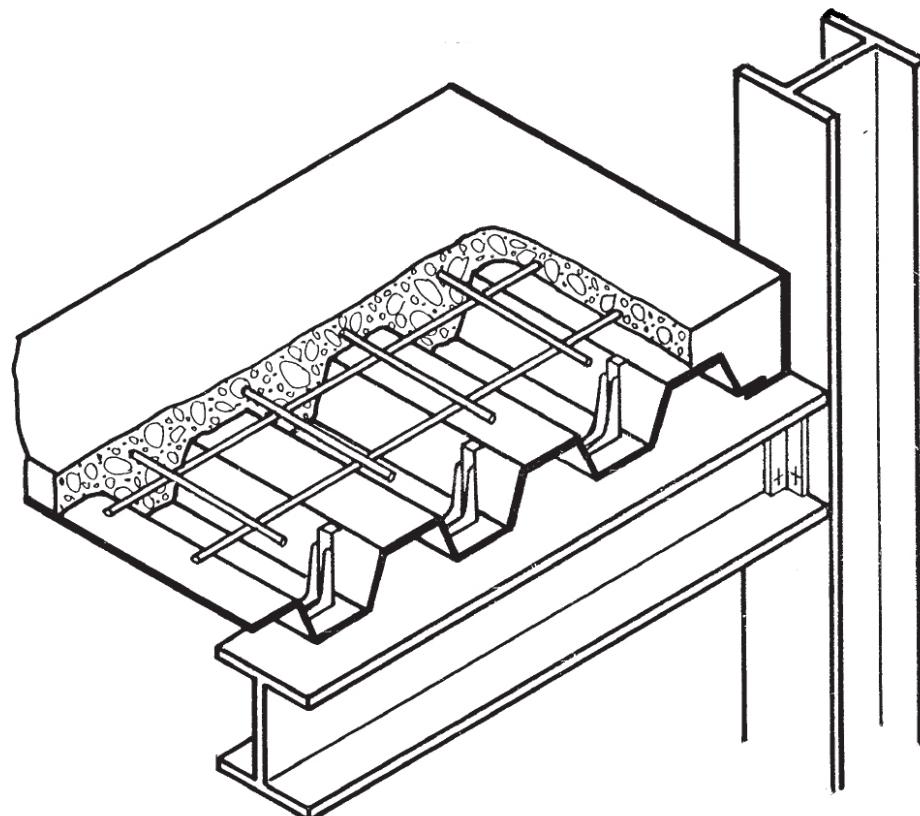
Tipologie di collegamento trave - colonna



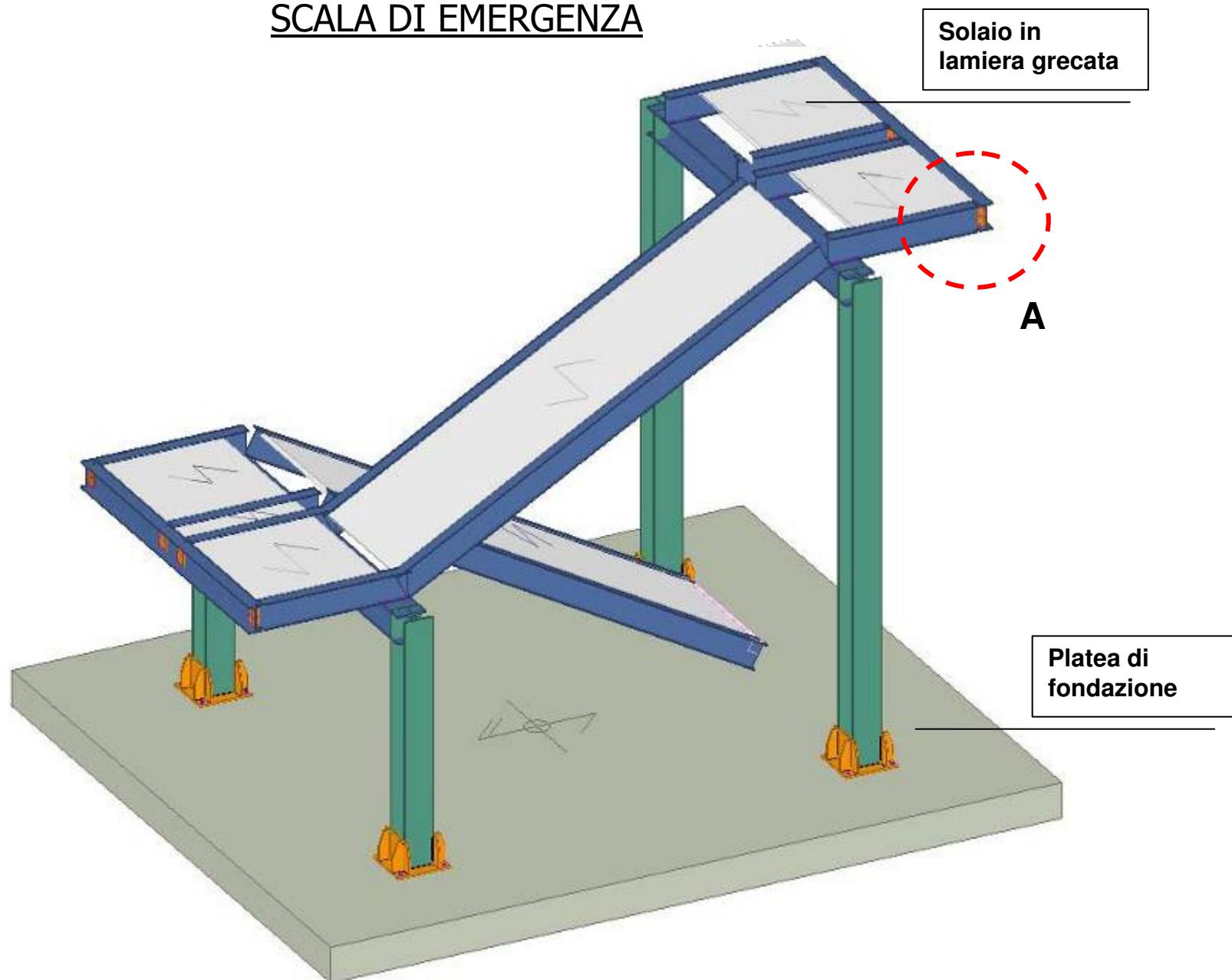
Tipologie di collegamento colonna – colonna



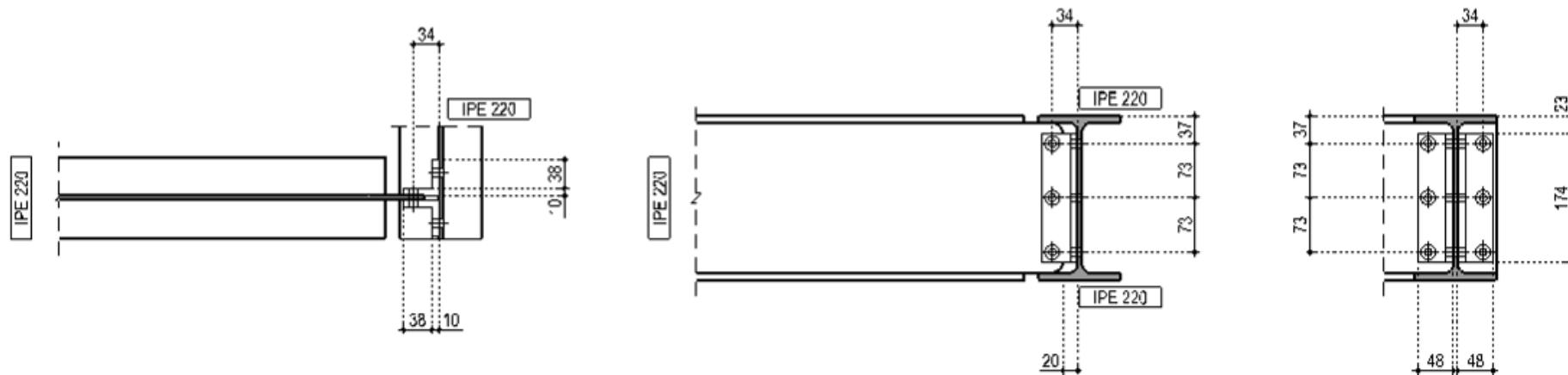
Tipologia di solai in lamiera grecata



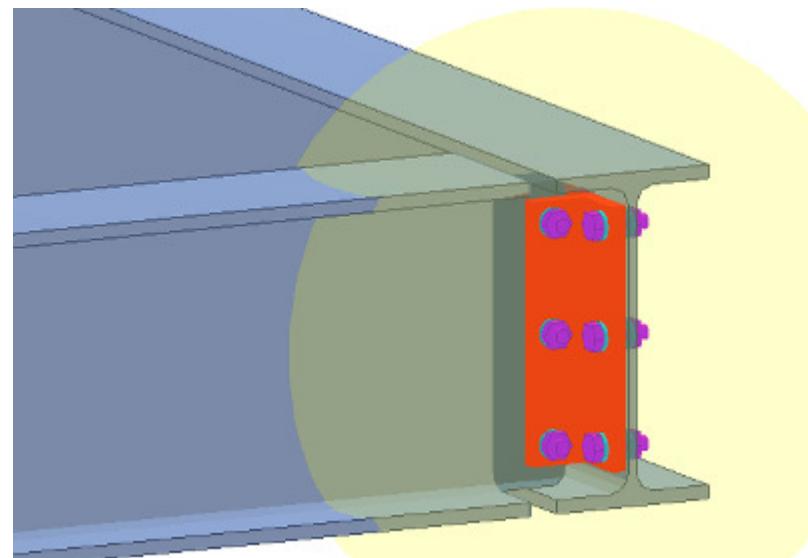
SCALA DI EMERGENZA



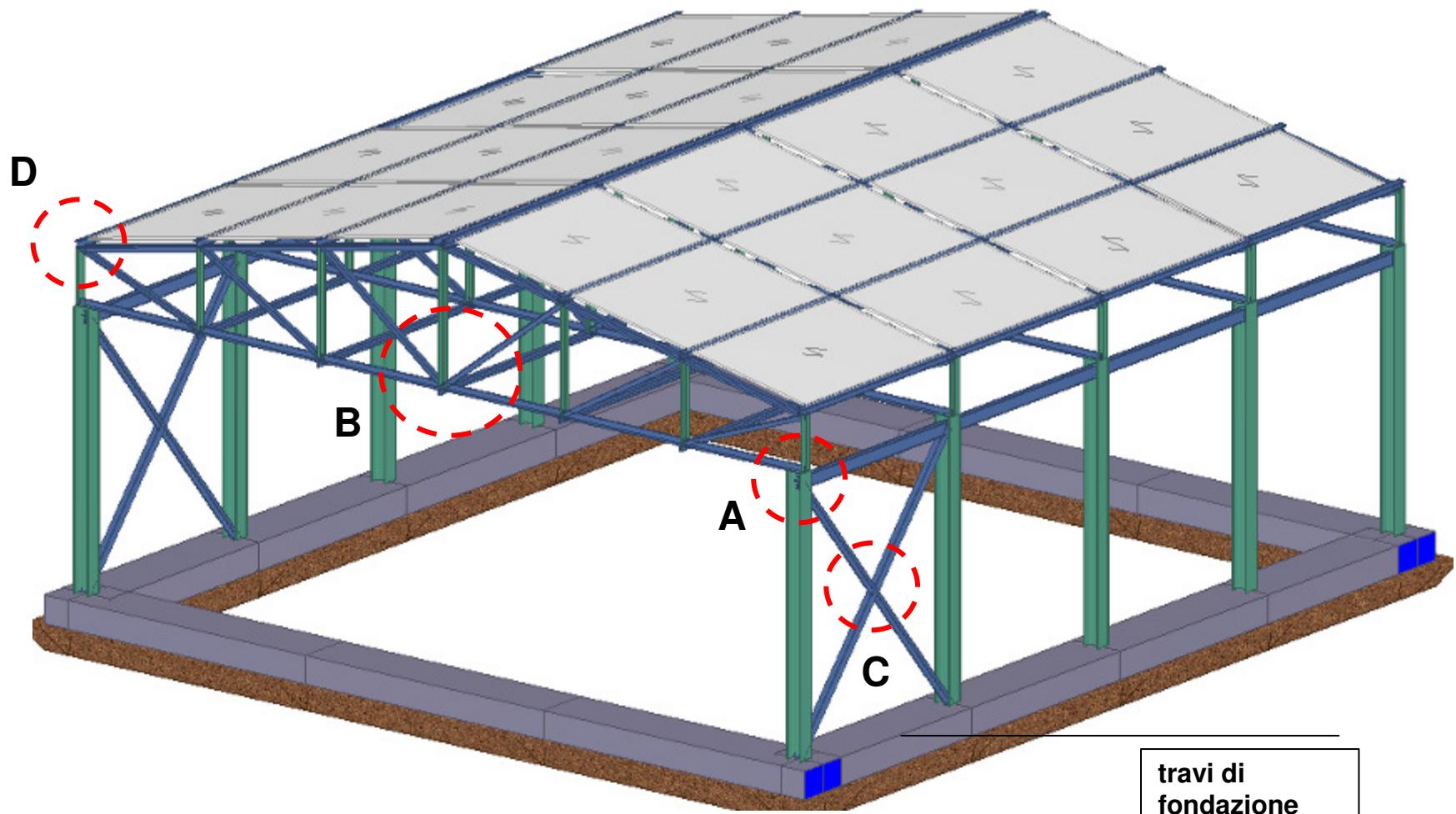
Dettaglio collegamento A



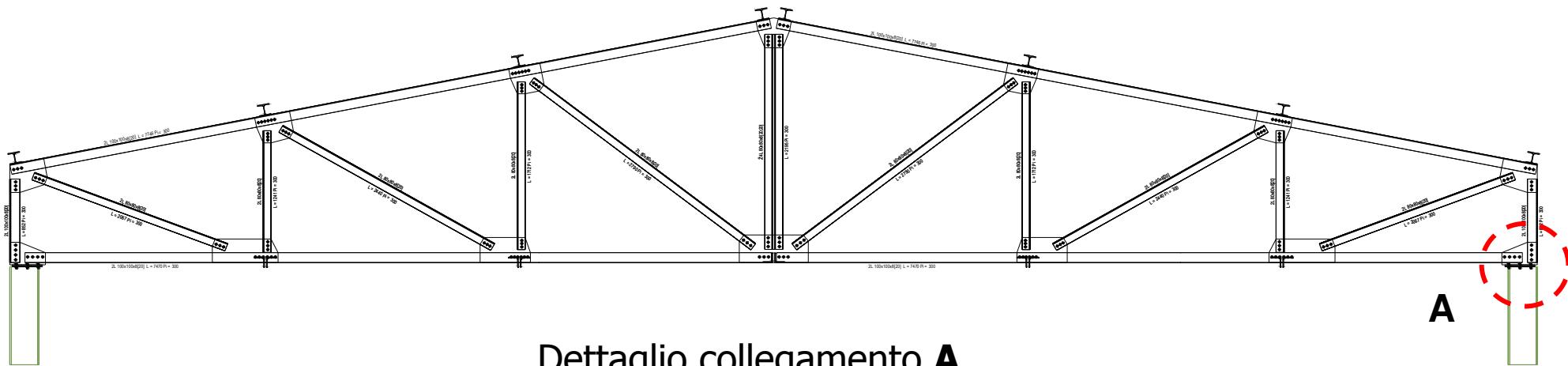
9 Bulloni M10 - 10.9



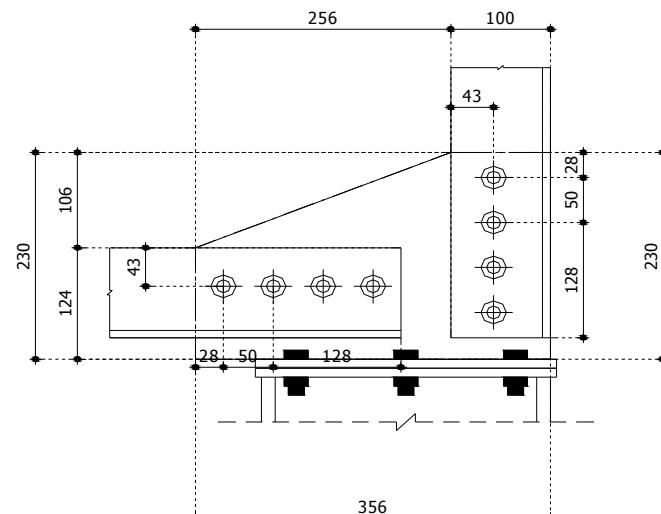
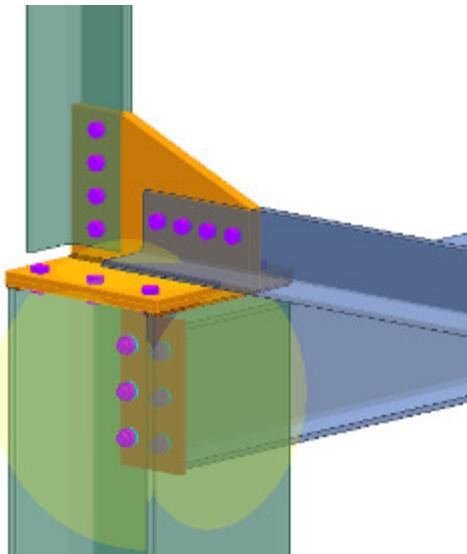
CAPANNONE INDUSTRIALE



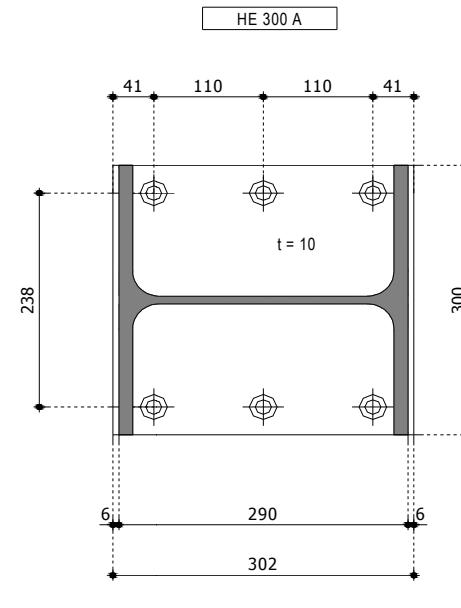
Dettaglio Capriata



Dettaglio collegamento A

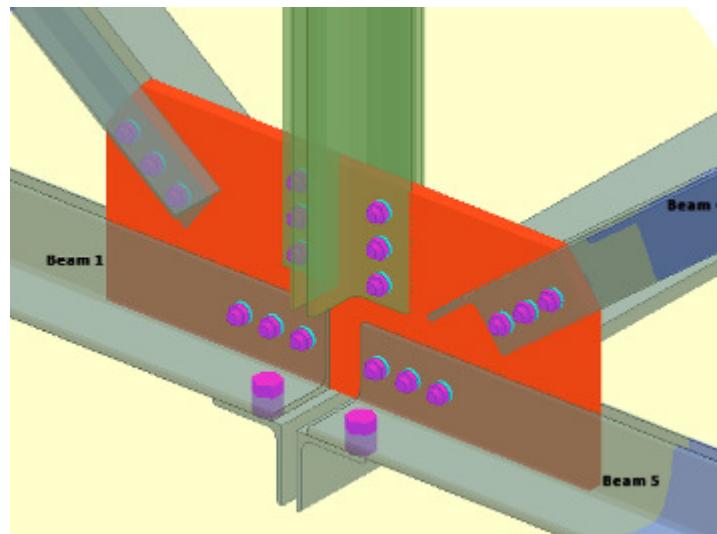
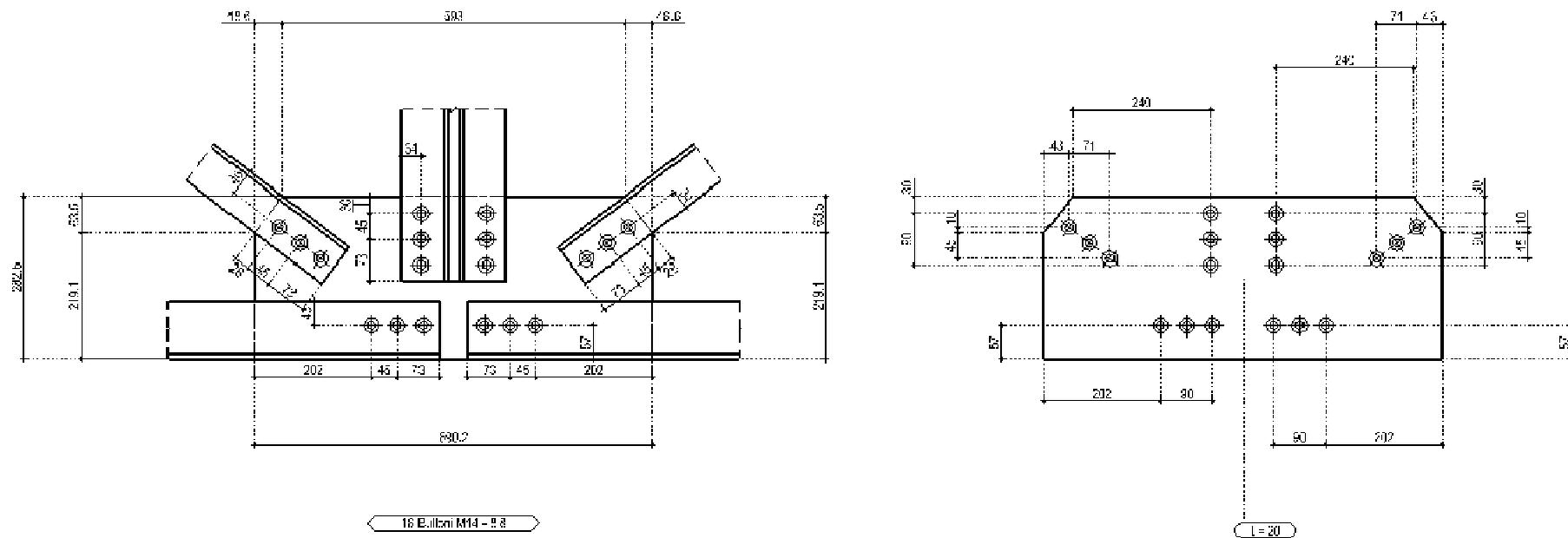


8 Bulloni M14 - 8.8

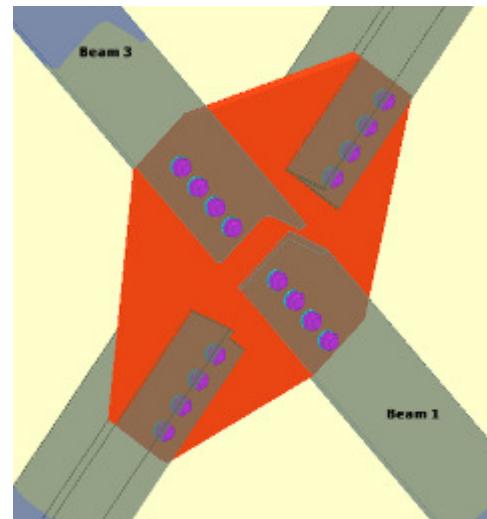
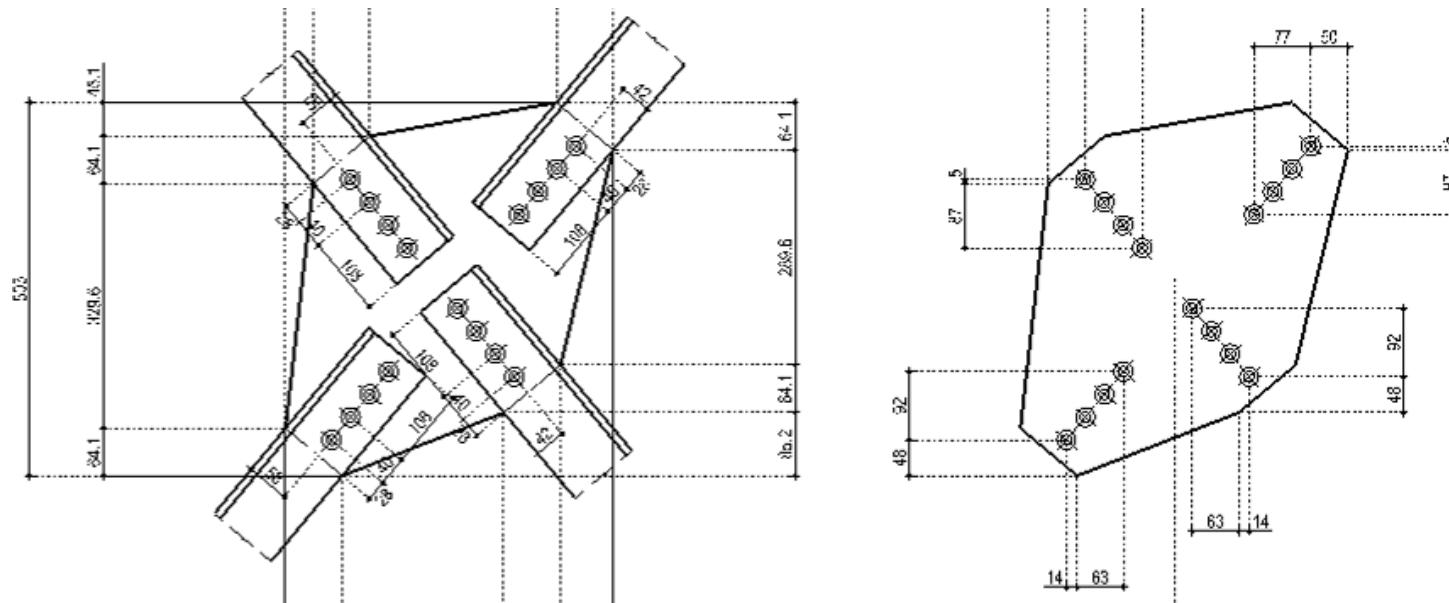


6 Bulloni M16 - 8.8

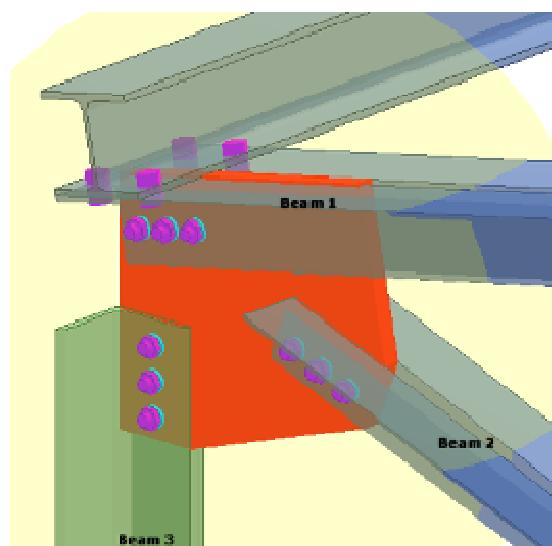
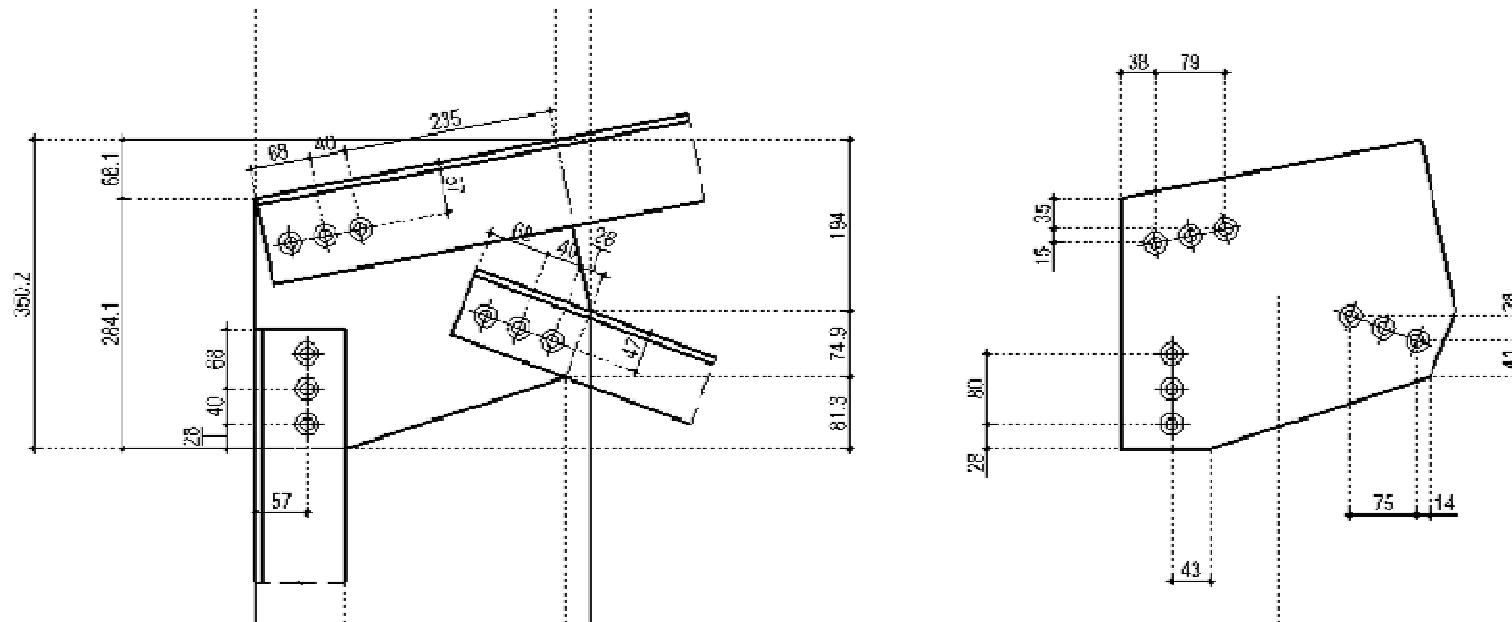
Dettaglio collegamento **B**



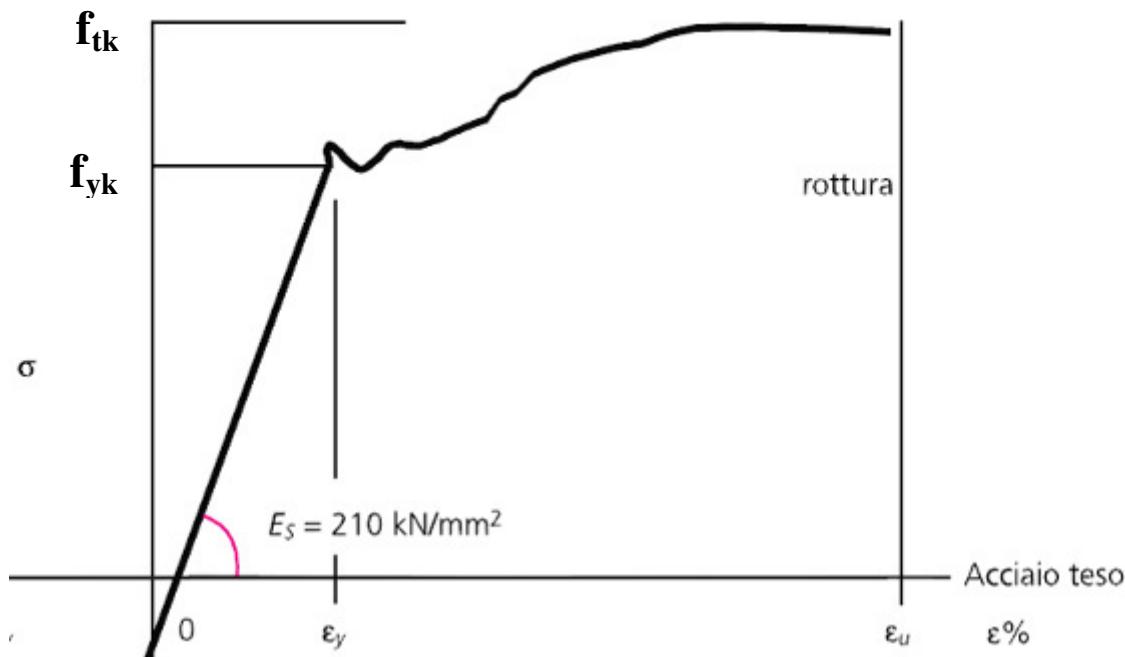
Dettaglio collegamento C



Dettaglio collegamento D



CARATTERISTICHE DEI MATERIALI



Peso specifico	γ	78.5	kN/m^3
Modulo di elasticità longitudinale	E	210000	MPa
Modulo di elasticità tangenziale	G	80769	MPa

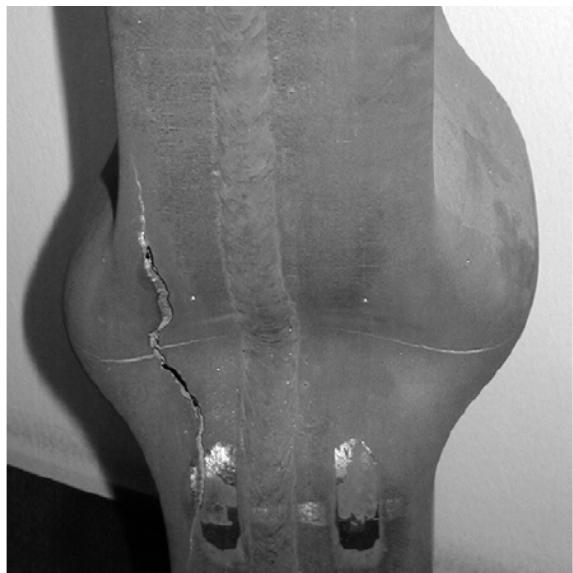
SIGLA	TIPO DI ACCIAIO	$F_{y k} [\text{MPa}]$	$F_{t k} [\text{MPa}]$	$F_{y k} [\text{MPa}]$	$F_{t k} [\text{MPa}]$
		$t \leq 40 \text{ mm}$	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$		
S 235	Acciaio laminato a caldo per profili aperti (t = spessore nominale dell'elemento)	235	360	215	360
S 275		275	430	255	410
S 355		355	510	335	470
S 450		440	550	420	550

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

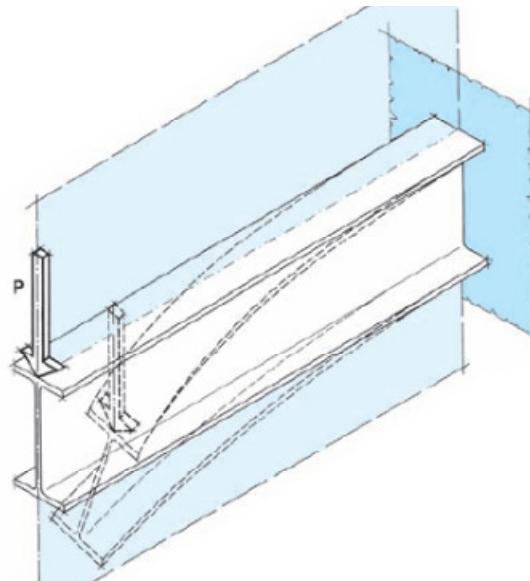
Lo scopo della classificazione delle sezioni in acciaio è quello di quantificare l'influenza dei fenomeni di instabilità locale sulla loro resistenza e sulla loro capacità deformativa.

L'acciaio è un materiale con legame costitutivo simmetrico a trazione e compressione, ma un elemento strutturale in acciaio può risentire dei fenomeni di instabilità che si possono manifestare nelle sue parti comprese oppure nei pannelli che realizzano le anime delle travi. L'instabilità che interessa i profili in acciaio può essere distinta in:

- **instabilità globale**: che interessa l'elemento in tutta la sua lunghezza;
- **instabilità locale**: che interessa le parti compresse della sezione trasversale dell'elemento.



INSTABILITÀ LOCALE



INSTABILITÀ GLOBALE

Classe	Caratteristiche della sezione	Sezione
1	 <p>La sezione è in grado di plasticizzarsi completamente senza riduzione della resistenza dovuta a fenomeni di instabilità. Lo stato limite di riferimento è quello di completa plasticizzazione.</p>	DUTTILE
2	 <p>La sezione ha le stesse caratteristiche della classe 1 ma la capacità rotazionale è limitata da effetti di instabilità locale.</p>	COMPATTA
3	 <p>La sezione è in grado di raggiungere lo stato limite di inizio snervamento ma l'instabilità locale le impedisce di plasticizzarsi completamente.</p>	SEMI-COMPATTA
4	 <p>La resistenza della sezione viene determinata considerando l'instabilità locale. Essa sarà inferiore alla forza che provoca la sua completa plasticizzazione. Lo stato limite di riferimento è sempre quello di inizio snervamento ma considerando solo una parte della sezione.</p>	SNELLA

Nelle seguenti tabelle vengono riportate le classi di appartenenza dei profili più comuni nel caso di sollecitazione esterna di compressione o flessione.

Profilo	Compressione					Flessione				
	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460
IPE 80	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IPE 100	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IPE 120	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
IPE 140	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1
IPE 160	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1
IPE 180	1	1	2	2	3	1	1	1	1	1
IPE 200	1	1	2	2	3	1	1	1	1	1
IPE 220	1	1	2	3	4	1	1	1	1	1
IPE 240	1	2	2	3	4	1	1	1	1	1
IPE 270	2	2	3	4	4	1	1	1	1	1
IPE 300	2	2	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 330	2	3	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 360	2	3	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 400	3	3	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 450	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 500	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 550	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1
IPE 600	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1

Profilo	Compressione					Flessione				
	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460
HEA 100	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEA 120	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEA 140	1	1	1	1	2	1	1	1	1	2
HEA 160	1	1	1	2	2	1	1	1	2	2
HEA 180	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HEA 200	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HEA 220	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HEA 240	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HEA 260	1	1	3	3	3	1	1	3	3	3
HEA 280	1	2	3	3	3	1	2	3	3	3
HEA 300	1	2	3	3	3	1	2	3	3	3
HEA 320	1	1	2	3	3	1	1	2	3	3
HEA 340	1	1	1	2	3	1	1	1	2	3
HEA 360	1	1	1	2	2	1	1	1	2	2
HEA 400	1	1	2	2	2	1	1	1	1	1
HEA 450	1	1	2	3	3	1	1	1	1	1
HEA 500	1	2	3	4	4	1	1	1	1	1
HEA 550	2	2	4	4	4	1	1	1	1	1
HEA 600	2	3	4	4	4	1	1	1	1	1
HEA 650	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
HEA 700	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
HEA 800	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1
HEA 900	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1
HEA1000	4	4	4	4	4	1	1	1	1	2

Profilo	Compressione					Flessione				
	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460
HEB 100	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 120	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 140	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 160	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 180	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 200	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 220	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 240	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 260	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 280	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 300	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 320	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 340	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 360	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 400	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
HEB 450	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1
HEB 500	1	1	2	2	2	1	1	1	1	1
HEB 550	1	1	2	3	3	1	1	1	1	1
HEB 600	1	2	3	3	4	1	1	1	1	1
HEB 650	2	2	3	4	4	1	1	1	1	1
HEB 700	2	2	4	4	4	1	1	1	1	1
HEB 800	3	3	4	4	4	1	1	1	1	1
HEB 900	3	4	4	4	4	1	1	1	1	1
HEB1000	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1

TRAZIONE



- **VERIFICA ALLO SLU**

La verifica di un elemento soggetto a trazione semplice assiale risulta soddisfatta quando la forza sollecitante esterna risulta minore o uguale al valore della forza resistente calcolata come segue:

SEZIONE PIENA

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}^p = \frac{A \cdot f_{yk}}{1.05}$$

RESISTENZA PLASTICA DELLA SEZIONE LORDA

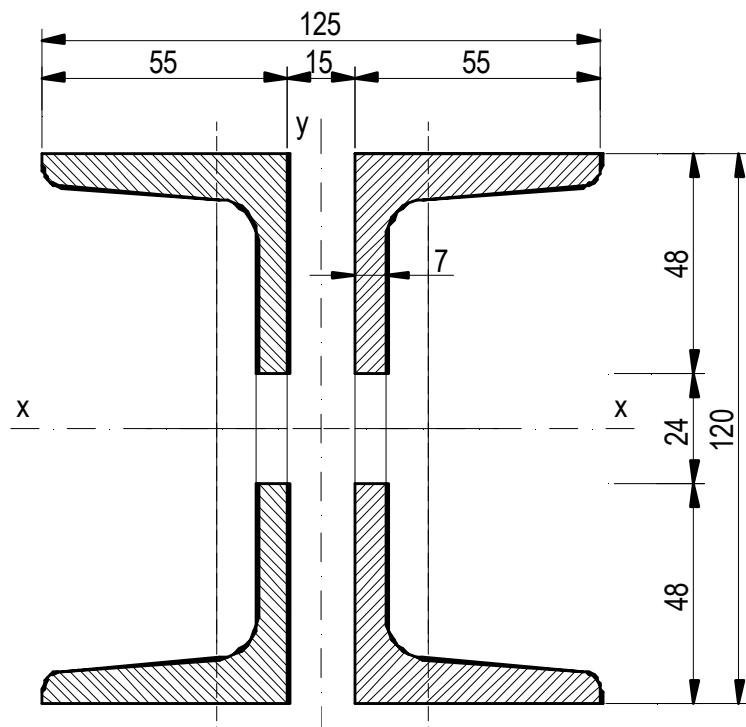
SEZIONE CON FORI

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}^u = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{1.25}$$

RESISTENZA A ROTTURA DELLA SEZIONE NETTA

ESEMPIO N°1

Verificare la sezione dell'asta di una trave reticolare, costituita da sue profili UPN120 in acciaio S235 accoppiati di spalla, posti ad una distanza di 15 mm, sottoposta ad uno sforzo di trazione di progetto pari a $N_{Ed}=700 \text{ kN}$. I profili sono collegati da una fila di bulloni $\Phi 24$ disposta sull'asse x dei profilati.



$$\text{Area linda: } A = 2 \cdot 1700 = 3400 \text{ mm}^2$$

$$\text{Area netta: } A_{net} = 3400 - 2 \cdot 24 \cdot 7 = 3064 \text{ mm}^2$$

Resistenza plastica della sezione linda:

$$N_{Rd}^p = \frac{A \cdot f_{yk}}{1.05} = \frac{3400 \cdot 235}{1.05} = 760.952 \text{ N} \approx 761 \text{ kN}$$

Resistenza a rottura della sezione netta:

$$N_{Rd}^u = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{1.25} = \frac{3064 \cdot 360}{1.25} = 794.189 \text{ N} \approx 794 \text{ kN}$$

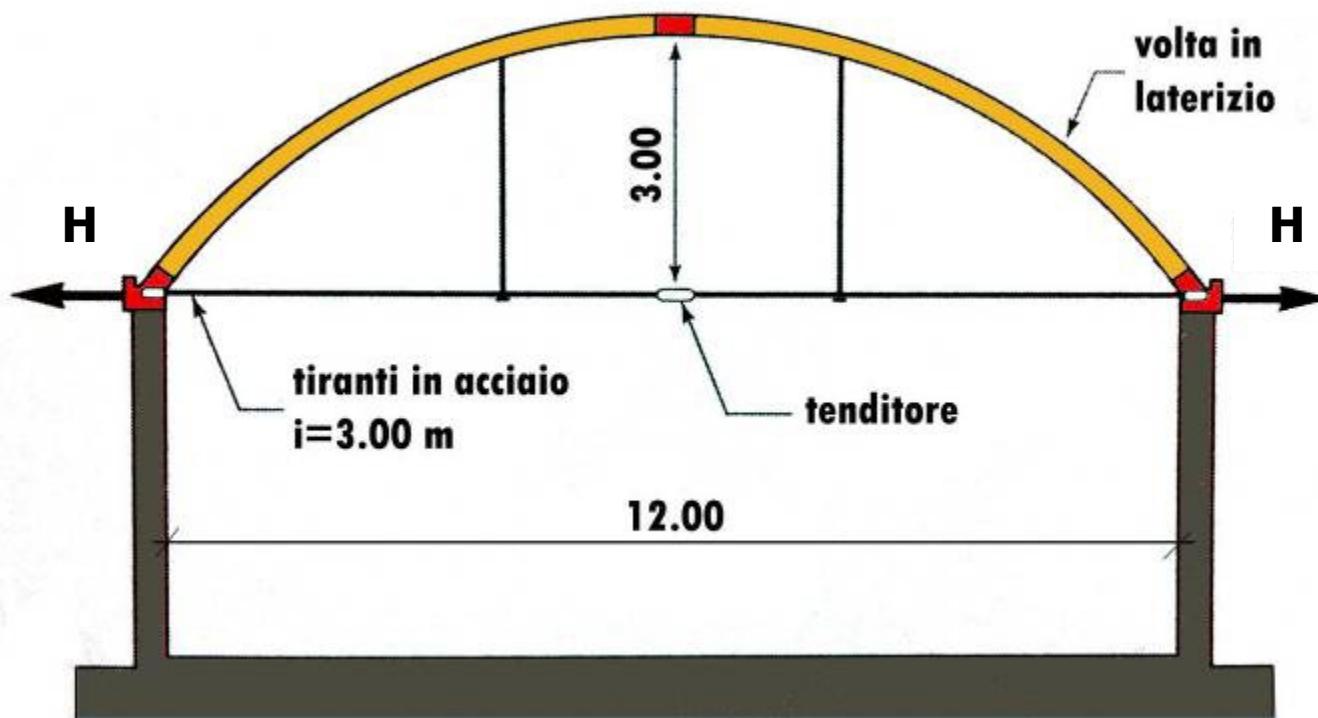
$$N_{Ed} = 700 \text{ kN} < 761 \text{ kN} \quad \underline{\text{VERIFICA SODDISFATTA}}$$

Poiché, inoltre:

$N_{Rd}^p < N_{Rd}^u$ La sezione ha un comportamento **DUTTILE** (Gerarchia delle resistenze)

ESEMPIO N°2

Progettare la sezione circolare del tirante di una volta in laterizi, rappresentata in figura, in cui la spinta complessiva vale $H=25 \text{ kN/m}$. Tale spinta è dovuta per il 60% ai carichi permanenti e per il restante 40% ai carichi variabili.



1. Calcolo della forza sollecitante di progetto

L'azione sollecitante, con riferimento alla combinazione fondamentale allo SLU, si ricava combinando le azioni permanenti e variabili tenendo conto dei coefficienti parziali di sicurezza (vedi dispensa: *Impostazione del calcolo strutturale*).

$$g = 0.60 \cdot 25 = 15.00 \text{ kN/m} ; \quad q = 0.40 \cdot 25 = 10.00 \text{ kN/m}$$

I carichi su ciascun tirante si ottengono moltiplicando i valori ricavati per l'interasse:

$$G = 15.00 \cdot 3.00 = 45.00 \text{ kN} ; \quad q = 10.00 \cdot 3.00 = 30.00 \text{ kN}$$

Combinazione SLU- A1 STR

$$N_{sd} = \gamma_{G1} \cdot G + \gamma_{Q1} \cdot Q = 1.3 \cdot 45.00 + 1.5 \cdot 30.00 = 58.50 + 45.00 = 103.50 \text{ kN}$$

2. Calcolo della sezione resistente

La sezione non presenta nessun foro pertanto, adottando acciaio **S235**, dalla formula relativa al calcolo della resistenza plastica della sezione linda ricaviamo l'area:

$$N_{sd} = N_{Rd}^p = \frac{A \cdot f_{yk}}{1.05} = 103.50 \text{ kN} ; \quad \frac{A \cdot 235}{1.05} = 103500 \text{ N} \quad \text{si ricava:}$$

$$A = \frac{103500 \cdot 1.05}{235} = 462.45 \text{ mm}^2$$

Si adotta una sezione circolare di diametro **$\Phi=25 \text{ mm}$** ($A=491 \text{ mm}^2$) .

COMPRESSEIONE



- **VERIFICA ALLO SLU**

La verifica di un elemento soggetto a compressione semplice assiale risulta soddisfatta quando la forza sollecitante esterna risulta minore o uguale al valore della forza resistente calcolata come segue:

PER SEZIONI DI CLASSE 1,2 E 3

$$N_{sd} \leq N_{Rd}^p = \frac{A \cdot f_{yk}}{1.05}$$

RESISTENZA PLASTICA DELLA SEZIONE LORDA

PER SEZIONI DI CLASSE 4

$$N_{sd} \leq N_{Rd}^p = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{1.05}$$

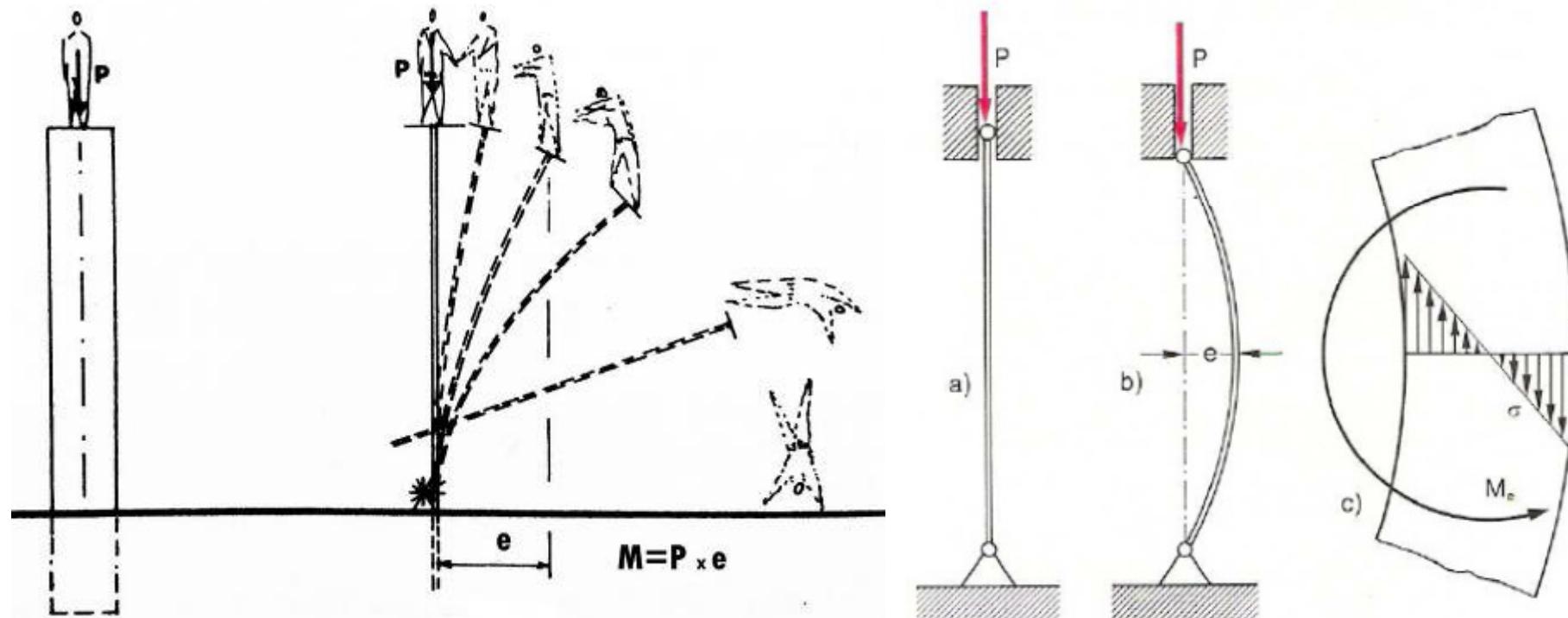
RESISTENZA PLASTICA DELLA SEZIONE EFFICACE

Gli eventuali fori per i collegamenti non vengono considerati, purché non risultino maggiorati rispetto al gambo della vite, o asolati.

CARICO DI PUNTA

Quando l'asta è sollecitata da una forza di **compressione** ed è snella, cioè presenta una lunghezza relativamente grande rispetto alla dimensione minore della sezione trasversale, tende a manifestare fenomeni di instabilità alla flessione laterale, dovuti a diverse circostanze:

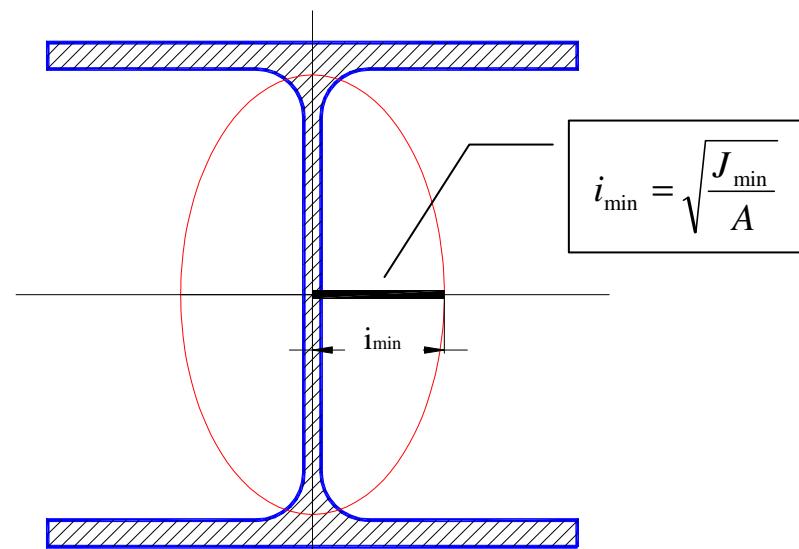
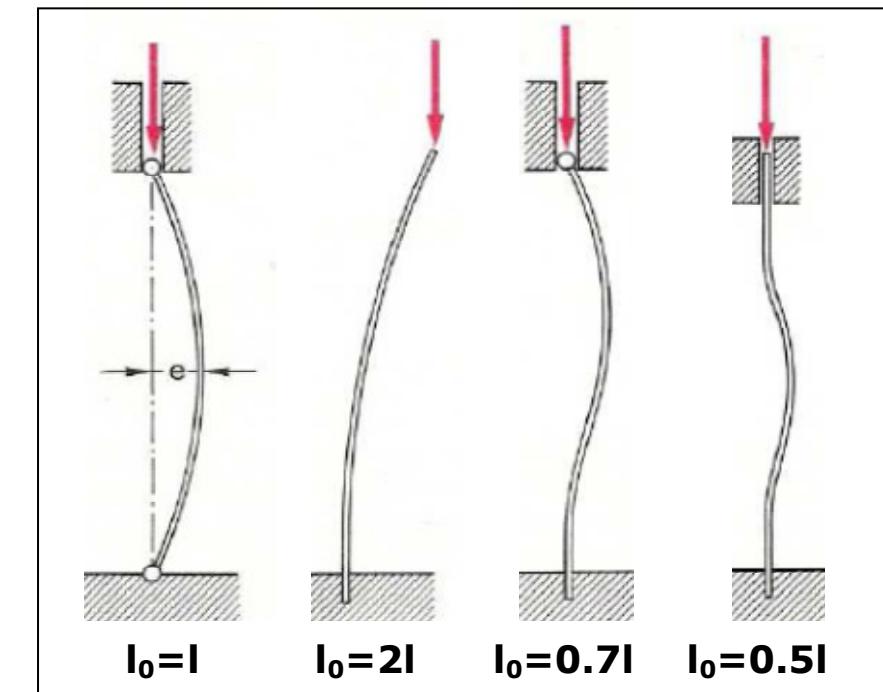
- Il carico, in realtà, non è mai perfettamente assiale per cui è sufficiente una pur piccola eccentricità per destare deformazioni flessionali che, una volta innescate, si intensificano sempre più facendo crescere progressivamente anche l'eccentricità;
- Il materiale non è mai perfettamente isotropo pertanto una piccola disomogeneità a livello molecolare è sufficiente a far insorgere fenomeni di instabilità laterale.



Per le aste ad asse rettilineo, a sezione costante, soggette a compressione assiale occorre controllare che la forza sollecitante allo stato limite ultimo sia minore, non solo della resistenza plastica della sezione linda (vedi paragrafo precedente), ma anche, e soprattutto, della forza che porta a collasso per carico di punta.

Si definisce SNELLEZZA (λ) il rapporto tra la lunghezza libera di inflessione (l_0) e il raggio minimo di inerzia della sezione (= semiasse minore dell'ellisse centrale d'inerzia).

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}}$$



La snellezza deve rispettare le seguenti limitazioni:

$\lambda \leq$	STRUTTURE		AZIONI
	PRINCIPALI	SECONDARIE	
	200	250	STATICHE
	150	200	DINAMICHE

Nota λ si ricava la **snellezza adimensionale $\underline{\lambda}$** , in funzione del tipo di acciaio utilizzato:

$$\mathbf{S235} \rightarrow \underline{\lambda} = \lambda / 93.9$$

$$\mathbf{S275} \rightarrow \underline{\lambda} = \lambda / 86.8$$

$$\mathbf{S355} \rightarrow \underline{\lambda} = \lambda / 76.4$$

Nota $\underline{\lambda}$, dalla **tabella 2** riportata di seguito, si ricava il valore del coefficiente χ (chi) scegliendolo all'interno di una delle quattro colonne, a,b,c e d, definite curve di stabilità.

La scelta della colonna dipende dal tipo di profilo adottato. Per le sezioni più comuni la **tabella 1** fornisce i criteri di scelta della curva di stabilità.

TABELLA 1 – Scelta della curva di stabilità

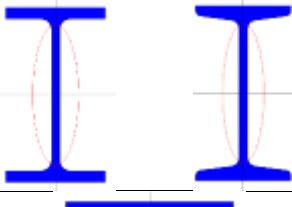
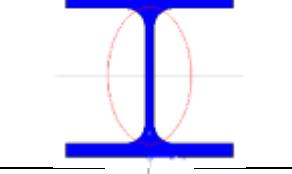
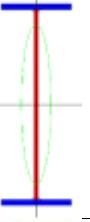
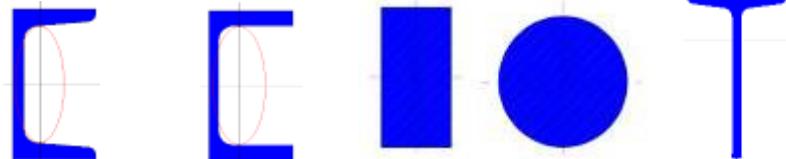
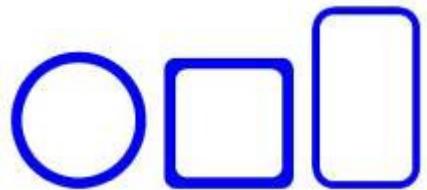
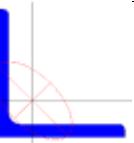
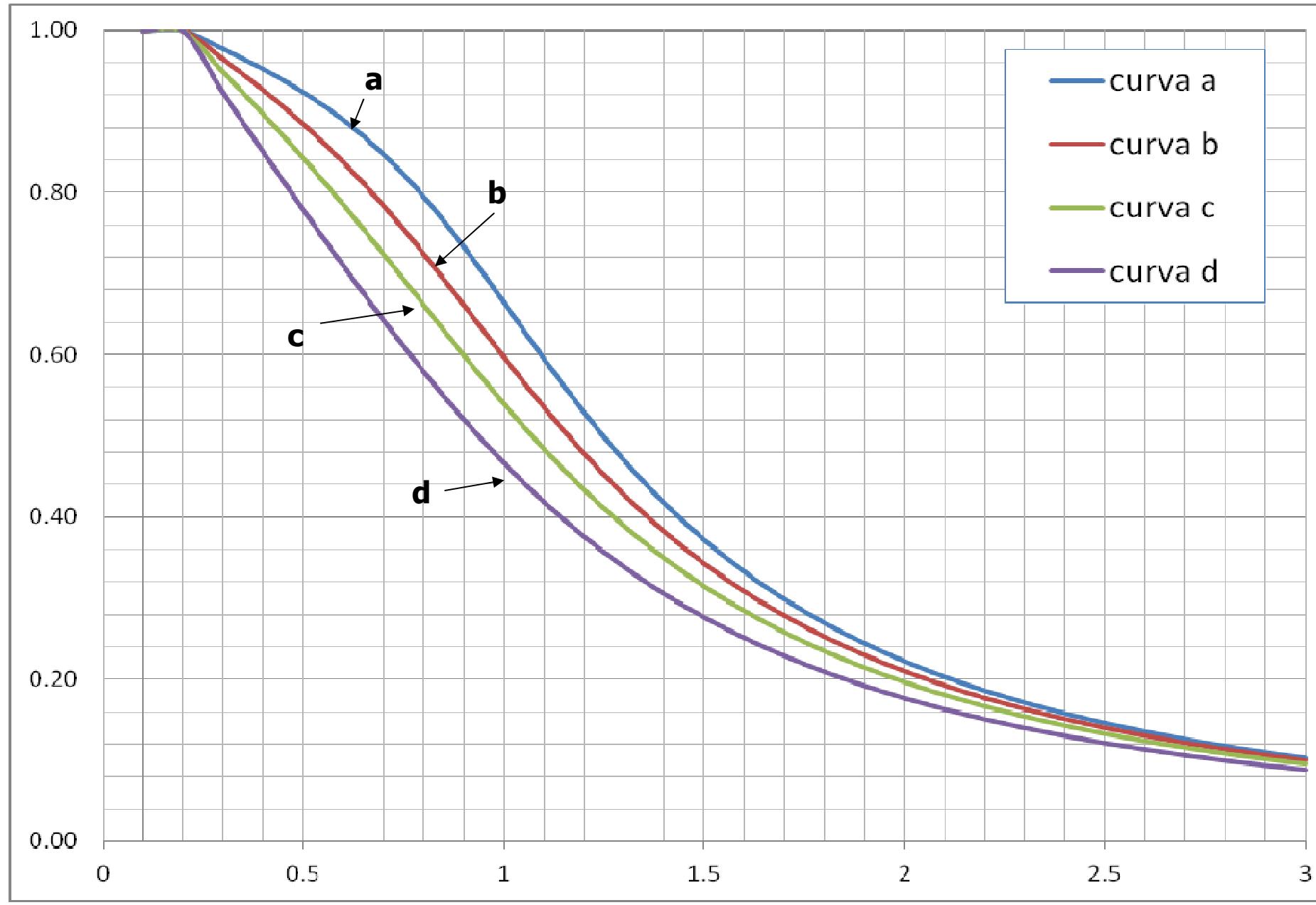
SEZIONE TRASVERSALE		CURVA
IPE IPN		b
HE		c
saldate ISE, HS		c
UPN UAP PIENE, T		c
CAVE laminate a caldo		a
L		b

TABELLA 2 – Scelta del coefficiente χ

λ	Coefficiente χ			
	a	b	c	d
0.1	1.000	1.000	1.000	1.000
0.2	1.000	1.000	1.000	1.000
0.3	0.977	0.964	0.949	0.923
0.4	0.953	0.926	0.897	0.850
0.5	0.924	0.884	0.843	0.779
0.6	0.890	0.837	0.785	0.710
0.7	0.848	0.784	0.725	0.643
0.8	0.796	0.724	0.662	0.580
0.9	0.734	0.661	0.600	0.521
1	0.666	0.597	0.540	0.467
1.1	0.596	0.535	0.484	0.419
1.2	0.530	0.478	0.434	0.376
1.3	0.470	0.427	0.389	0.339
1.4	0.418	0.382	0.349	0.306
1.5	0.372	0.342	0.315	0.277
1.6	0.333	0.308	0.284	0.251
1.7	0.299	0.278	0.258	0.229
1.8	0.270	0.252	0.235	0.209
1.9	0.245	0.229	0.214	0.192
2	0.223	0.209	0.196	0.177
2.1	0.204	0.192	0.180	0.163
2.2	0.187	0.176	0.166	0.151
2.3	0.172	0.163	0.154	0.140
2.4	0.159	0.151	0.143	0.130
2.5	0.147	0.140	0.132	0.121
2.6	0.136	0.130	0.123	0.113
2.7	0.127	0.121	0.115	0.106
2.8	0.118	0.113	0.108	0.100
2.9	0.111	0.106	0.101	0.094
3	0.104	0.099	0.095	0.088



• VERIFICA ALLO SLU

La verifica di un elemento, uniformemente compresso, nei confronti dell'instabilità flessionale a carico di punta risulta soddisfatta quando la forza sollecitante esterna risulta minore o uguale al valore della forza resistente calcolata come segue:

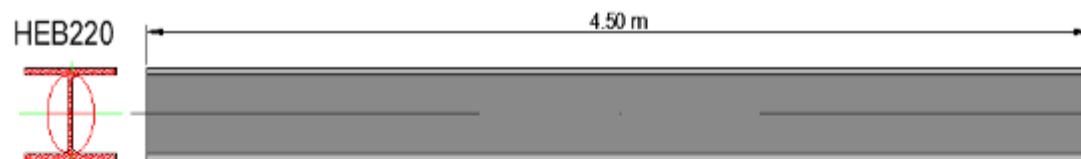
$$N_{sd} \leq N_{Rd}^b = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{1.05}$$

AZIONE DI COMPRESSIONE CRITICA

ESEMPIO N°3

Verificare la stabilità di un'asta HEB220, in acciaio S235, di lunghezza $l=4.50\text{ m}$, incornierata alle due estremità, soggetta ai seguenti carichi assiali di compressione:

- Carichi permanenti strutturali: $G_1=150\text{ kN}$
- Carichi permanenti non strutturali: $G_2=200\text{ kN}$
- Carichi variabili $Q_1=350\text{ kN}$



1. Caratteristiche della sezione

Classe: 1

Geometria

B	220.0	mm
H	220.0	mm

Spessori

anima	9.5	mm
ali	16.0	mm

Caratteristiche Elastiche

Peso	71.48	daN/m
Area	91.05	cm ²
ix	9.4	cm
iy	5.6	cm

Momenti d'inerzia

Jx	8091.78	cm ⁴
Jy	2843.29	cm ⁴

2. Calcolo della forza sollecitante di progetto

L'azione sollecitante, con riferimento alla combinazione fondamentale allo SLU, si ricava combinando le azioni permanenti e variabili tenendo conto dei coefficienti parziali di sicurezza.

Combinazione SLU- A1 STR

$$N_{sd} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{Q1} \cdot Q = 1.3 \cdot 150 + 1.5 \cdot 200 + 1.5 \cdot 350 = 1020 \text{ kN}$$

3. Verifica di instabilità nella direzione di minore inerzia (y-y)

Lunghezza libera di inflessione (cerniera-cerniera): $l_0 = l = 450 \text{ cm}$

Snellezza effettiva: $\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{450}{5.6} = 80.50$

Snellezza adimensionale per acciaio S235: $\underline{\lambda} = \frac{\lambda}{93.9} = \frac{80.50}{93.9} = 0.857$

Dalla Tabella 2, per la curva di stabilità c, per interpolazione si ricava:

$\underline{\lambda}$	Coefficiente χ			
	a	b	c	d
0.8	0.796	0.724	0.662	0.580
0.9	0.734	0.661	0.600	0.521

$\underline{\lambda}_1$ = valore inferiore $\underline{\lambda}_2$ = valore superiore $\underline{\lambda}$ = valore di progetto

χ_1 = Coefficiente relativo a $\underline{\lambda}_1$ χ_2 = Coefficiente relativo a $\underline{\lambda}_2$ χ = Coefficiente incognito

$$\chi = \chi_1 + (\chi_2 - \chi_1) \times (\underline{\lambda} - \underline{\lambda}_1) / (\underline{\lambda}_2 - \underline{\lambda}_1)$$

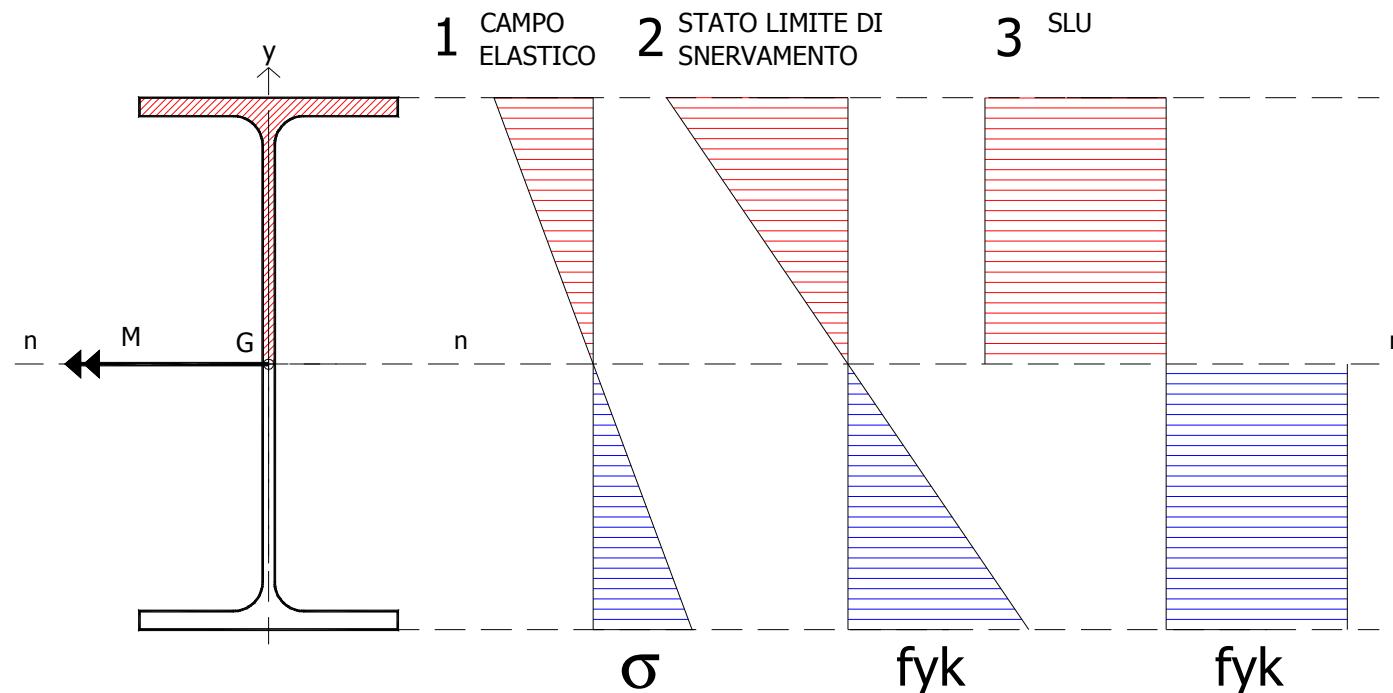
$$\chi = 0.662 + (0.600 - 0.662) \cdot \frac{(0.857 - 0.8)}{(0.9 - 0.8)} = 0.627$$

Azione di compressione critica: $N_{Rd}^b = \frac{0.627 \cdot 9105 \cdot 235}{1.05} = 1.28 \cdot 10^6 \text{ N} = 1280 \text{ kN} > N_{Sd} = 1020 \text{ kN}$

VERIFICA SODDISFATTA

FLESSIONE

- Quando la sezione è sollecitata da un **momento flettente** relativamente piccolo, essa rimane in **campo elastico** in quanto le tensioni sono inferiori alla tensione di snervamento. Il diagramma delle tensioni ha la classica forma a farfalla. Le tensioni si calcolano con la formula di Navier.
- Se il momento flettente continua a crescere, arriveremo al punto in cui la fibra estrema raggiunge la tensione di snervamento. La sezione è in crisi imminente e ha raggiunto lo **stato limite di snervamento**.
- Superata la tensione di snervamento, il momento può ancora crescere ma la tensione rimane costante e comincia ad estendersi al resto delle fibre della sezione. Lo **stato limite ultimo di plasticizzazione** si raggiunge quando tutte le fibre raggiungono la tensione di snervamento.



• VERIFICA ALLO SLU

PER SEZIONI DI CLASSE 1,2

Per le sezioni di classe 1 e 2 si può fare affidamento sulla completa plasticizzazione pertanto, se si vuole spingere la sezione a lavorare nel campo plastico, la verifica è soddisfatta se:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}^p = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{1.05}$$

MOMENTO DI COMPLETA PLASTICIZZAZIONE

$W_{pl} = 2S_{n1/2}$ è il **MODULO DI RESISTENZA PLASTICO**, pari al doppio del momento statico di metà sezione rispetto all'asse neutro (vedi prontuario).

Per le sezioni di classe 1 e 2 si può fare affidamento sulla completa plasticizzazione

PER SEZIONI DI CLASSE 3

Non potendo fare affidamento sulla completa plasticizzazione, in quanto non sono in grado di sviluppare una resistenza plastica, è necessario farle lavorare entro il limite di elasticità pertanto la verifica è soddisfatta quando:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{1.05}$$

MOMENTO DI SNERVAMENTO

- **VERIFICA ALLO SLE**

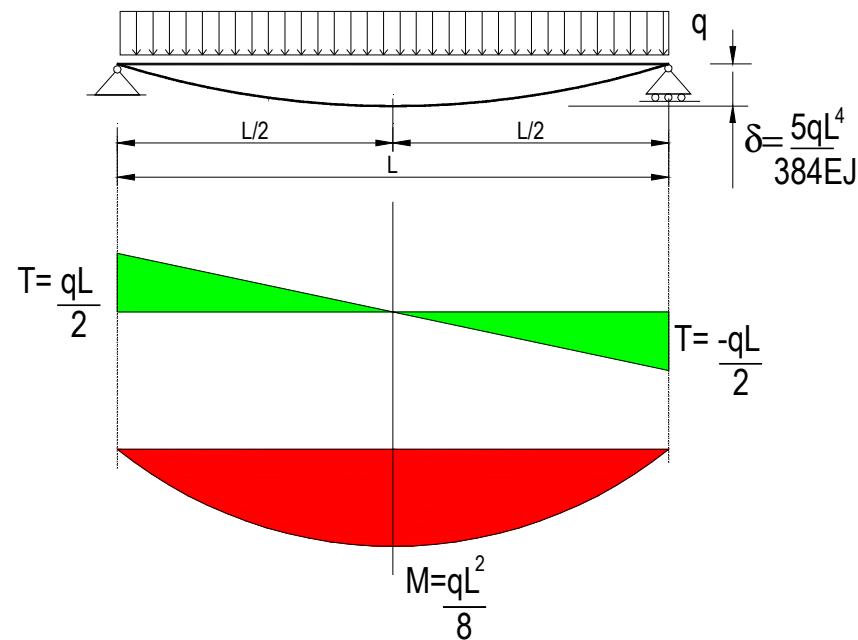
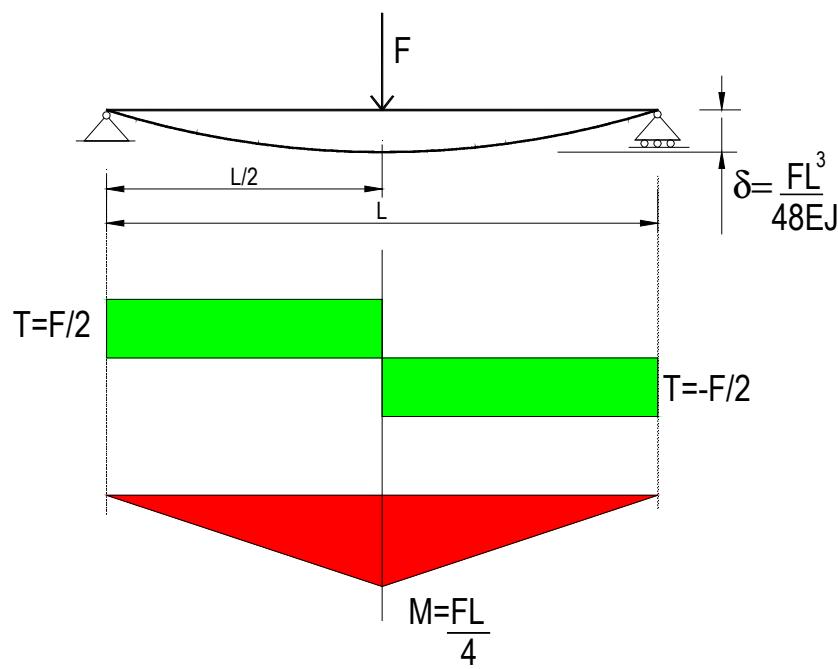
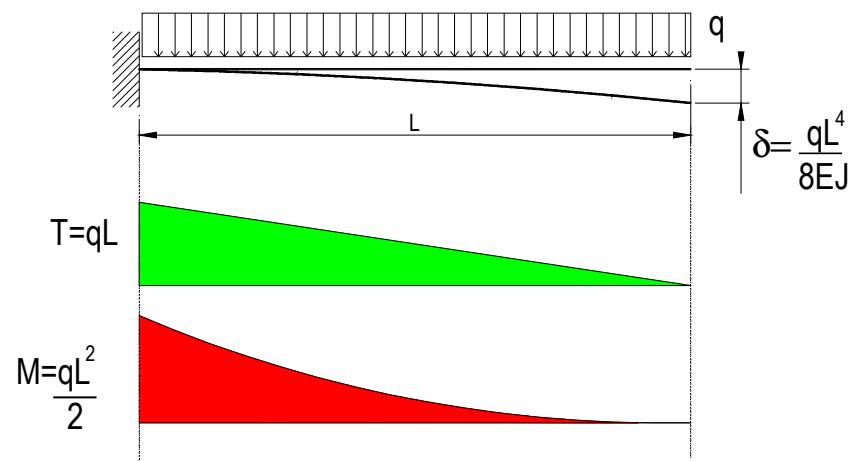
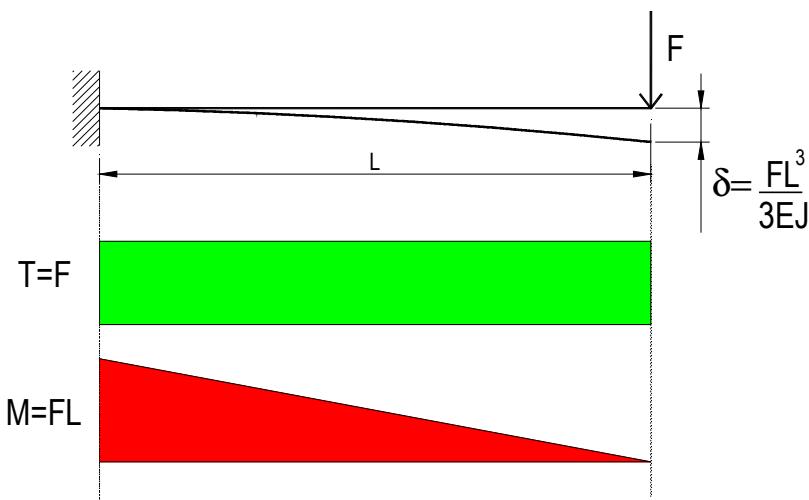
Per le strutture in acciaio è estremamente importante verificare l'entità delle **deformazioni** in esercizio. Quasi sempre tale verifica è predominante rispetto alle verifiche di resistenza e determinante per il dimensionamento degli elementi strutturali.

Nel caso di travi inflesse, calcoleremo la **freccia**, cioè l'abbassamento massimo nella sezione di mezzeria come somma del contributo δ_1 , dovuto ai soli carichi permanenti, δ_2 dovuto ai carichi variabili. A tale valore verrà sottratta un'eventuale **premonta** δ_0 (contro freccia di montaggio).

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

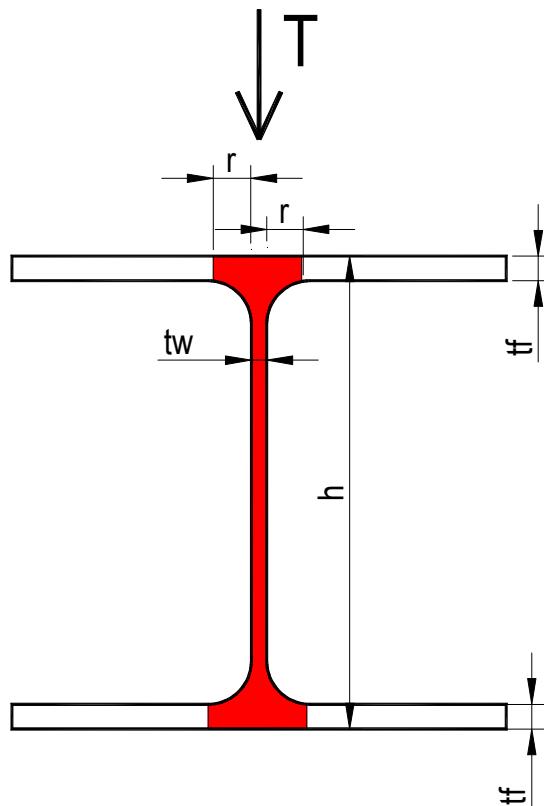
Gli abbassamenti dovranno essere contenuti entro i limiti riportati nella tabella seguente.

Elementi strutturali	δ	δ_2
Coperture in generale	L/200	L/250
Coperture praticabili	L/250	L/300
Solai in generale	L/250	L/300
Solai con tramezzi	L/250	L/350
Solaio che supportano colonne	L/400	L/500



TAGLIO

Per le sezioni a T, tipo IPE o HE, si ipotizza che la plasticizzazione interessa l'anima, parallela alla forza di taglio con esclusione, pertanto delle ali ad eccezione dei tratti all'attacco con l'anima per un'estensione pari al raggio di raccordo.



L'area resistente al taglio vale, pertanto:

$$A = h \cdot t_w + 4 \cdot r \cdot t_f$$

La verifica è soddisfatta se:

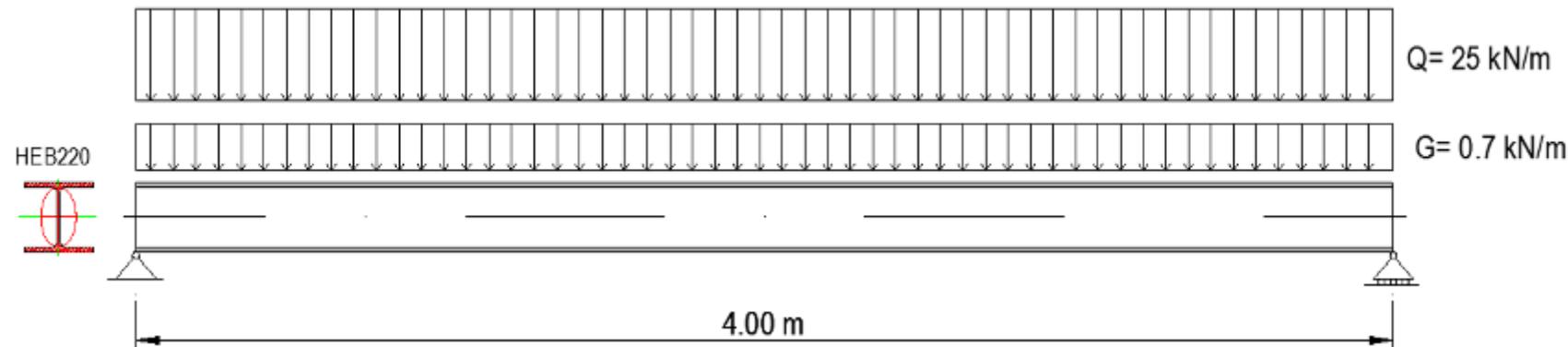
$$V_{Sd} \leq V_{Rd}^p = \frac{A \cdot f_{yk}}{1.05 \cdot \sqrt{3}}$$

TAGLIO RESISTENTE

ESEMPIO N°4

Verificare una trave di copertura in acciaio S235, di lunghezza $l=4.00\text{ m}$, costituita da un profilo HEB220, appoggiata agli estremi, soggetta ai seguenti carichi verticali distribuiti:

- Carichi permanenti strutturali: $G_1=0.7\text{ kN/m}$
- Carichi variabili $Q_1=25\text{ kN/m}$



1. Caratteristiche della sezione

Classe: 1

Geometria

$$\begin{aligned} B &= 220.0 \text{ mm}; & H &= 220.0 \text{ mm} \\ tw &= 9.5 \text{ mm}; & tf &= 16 \text{ mm}; & r &= 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

Spessori

$$\text{anima } 9.5 \text{ mm}; \quad \text{ali } 16.0 \text{ mm}$$

Caratteristiche Plastiche

$$W_{pl,x}=827.00 \text{ cm}^3; W_{pl,y}=393.90 \text{ cm}^3$$

Caratteristiche Elastiche

$$\begin{aligned} \text{Peso} &= 71.48 \text{ daN/m}; & \text{Area} &= 91.05 \text{ cm}^2 \\ W_x &= 735.50 \text{ cm}^3; & W_y &= 258.50 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Momenti d'inerzia

$$J_x = 8091.78 \text{ cm}^4; \quad J_y = 2843.29 \text{ cm}^4$$

2. Caratteristiche dei materiali

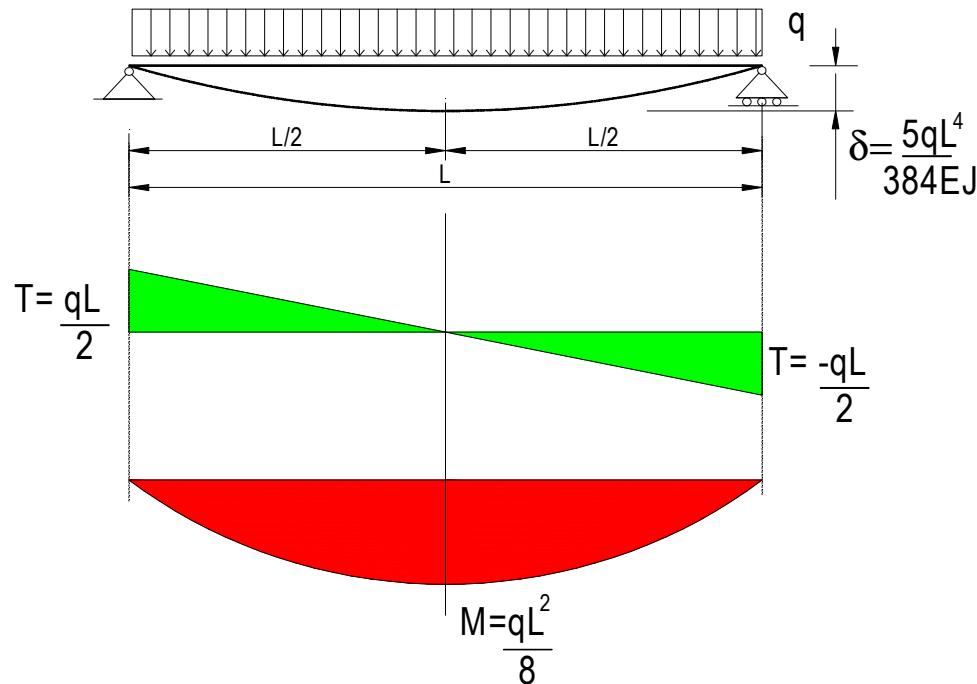
Acciaio S235 (ex fe360):

$f_yk = 235 \text{ MPa}$
 $E = 200000 \text{ MPa}$

3. Combinazione di carico A1-STR allo stato limite ultimo

$$q = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 = (1.3 \cdot 0.7) + (1.5 \cdot 25.00) = 38.41 \text{ kN/m}$$

4. Sollecitazioni di progetto



- Momento massimo in mezzeria:

$$M_{Sd} = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \cdot 38.41 \cdot 4^2 \approx 77 \text{ kNm}$$

- Taglio massimo all'appoggio:

$$V_{Sd} = \frac{1}{2}ql = \frac{1}{2} \cdot 38.41 \cdot 4 \approx 77 \text{ kN}$$

5. Verifica deformazioni in esercizio

- Freccia totale

$$\delta_1 = \delta_1 + \delta_1 = \frac{5}{384} \frac{(7+250) \cdot 400^4}{20000000 \cdot 8091.78} = 0.529 \text{ cm} < L/200 = 2.00 \text{ cm} \quad \underline{\text{VERIFICA SODDISFATTA}}$$

- Freccia per solo carico variabile

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{(250) \cdot 400^4}{20000000 \cdot 8091.78} = 0.515 \text{ cm} < L/250 = 1.60 \text{ cm} \quad \underline{\text{VERIFICA SODDISFATTA}}$$

6. Verifica di resistenza a flessione

Trattandosi di sezione in classe 1, di tipo DUTTILE, il momento resistente vale:

$$M_{Rd}^p = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{1.05} = \frac{827000 \cdot 235}{1.05} = 185090476 \text{ Nmm} = 185 \text{ kNm} > M_{sd} = 77 \text{ kNm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

7. Verifica di resistenza a taglio

Area resistente al taglio: $A = h \cdot t_w + 4 \cdot r \cdot t_f = 22 \cdot 0.95 + 4 \cdot 1.8 \cdot 1.6 = 14.54 \text{ cm}^2$

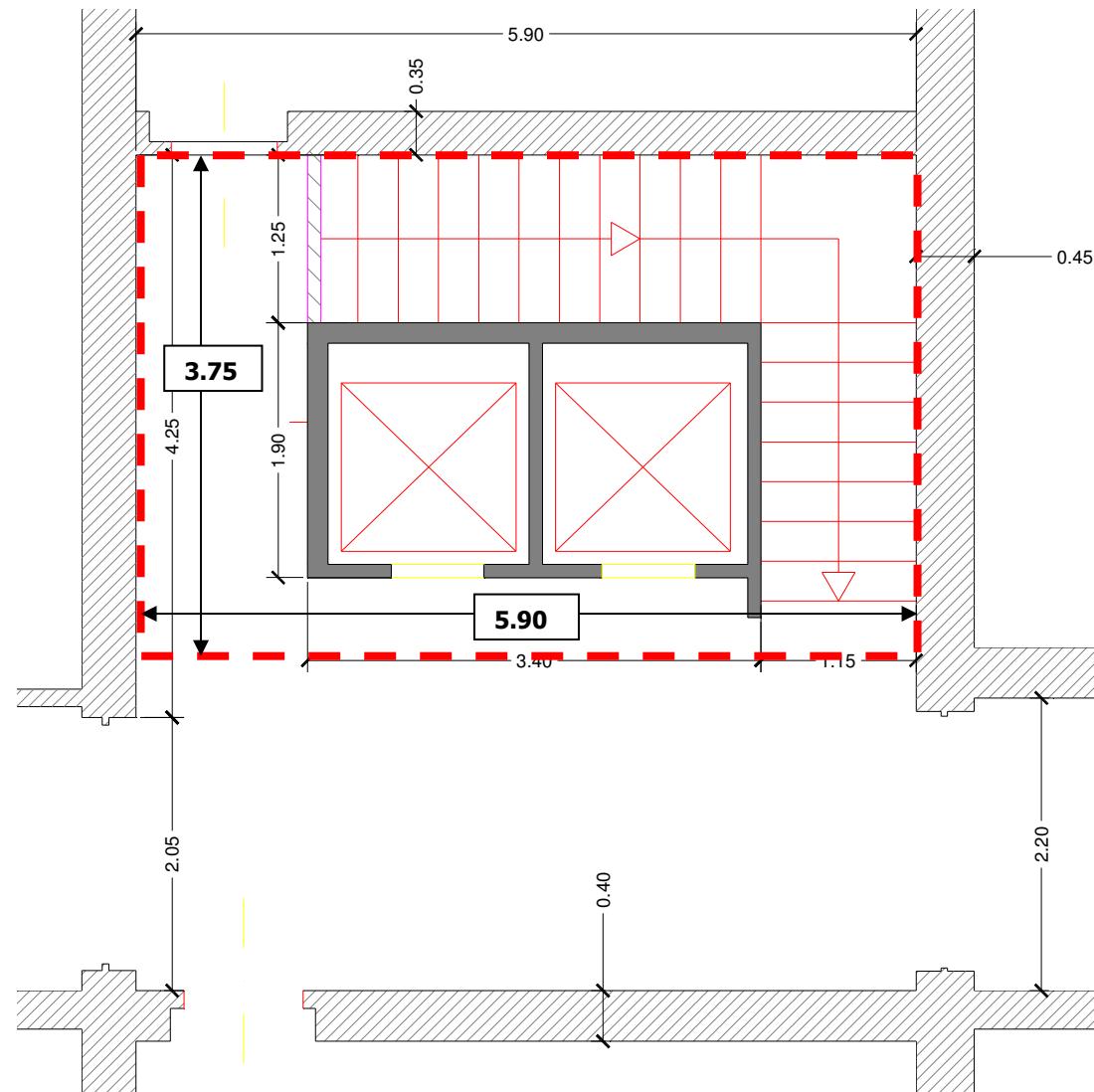
Taglio resistente: $V_{Rd}^p = \frac{A \cdot f_{yk}}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = \frac{14.54 \cdot 23500}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 188 \text{ kN} > V_{sd} = 77 \text{ kN}$

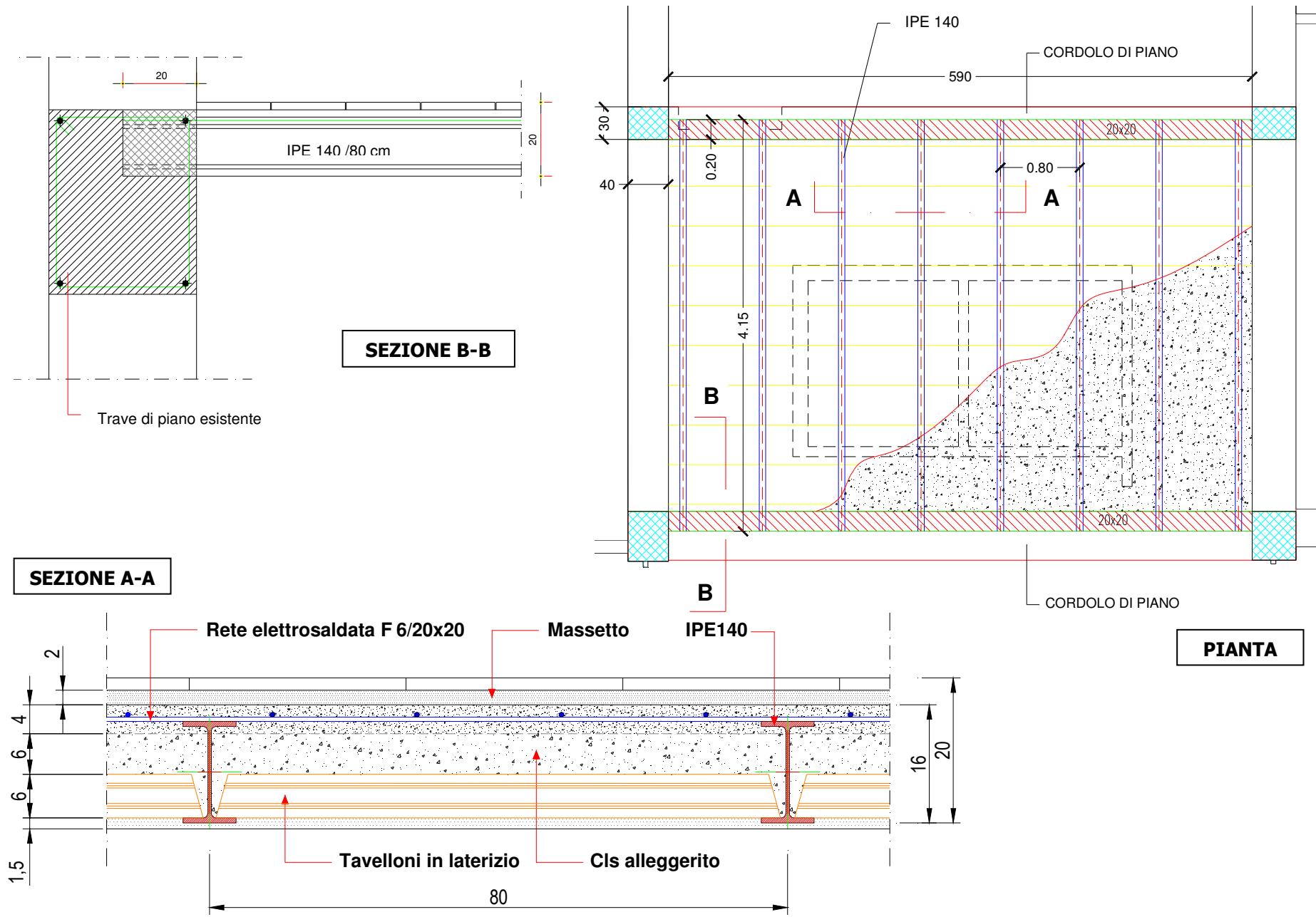
VERIFICA SODDISFATTA

ESEMPIO N°5:**Calcolo solaio in acciaio**

Nell'ambito dei lavori di ristrutturazione di un edificio destinato ad uffici aperti al pubblico, a due elevazioni fuori terra con struttura mista, in c.a. e pannelli collaboranti in muratura di mattoni pieni, in corrispondenza del vano scala centrale, dovranno essere demolite le rampe scala e i vani ascensore esistenti. Verrà realizzato un nuovo solaio, di dimensioni nette in pianta di 3.75 m x 5.90 m, da ammorsare alle travi di coronamento esistenti per una profondità pari ad almeno 20 cm.

La struttura portante sarà costituita da profili IPE140, in acciaio S235, posti ad interasse di 80 cm. Nella soletta superiore è posta una rete elettrosaldata $\Phi 6/20x20$.





✓ **Analisi dei carichi**

Carichi mq di solaio

- Permanente strutturale (G_1)

Profilati IPE 140: 0.129 kN/m / 0.80 m = **0.161** kN/mq

- Permanente non strutturale (G_2)

Tavelloni in laterizio (6 cm):	1.00 x 1.00 x 0.06 x 8	= 0.48 kN/mq
Calcestruzzo alleggerito (6 cm):	1.00 x 1.00 x 0.06 x 13	= 0.78 kN/mq
Massetto armato (4 cm):	1.00 x 1.00 x 0.04 x 25	= 1.00 kN/mq
Massetto in malta di cemento (2 cm):	1.00 x 1.00 x 0.02 x 21	= 0.42 kN/mq
Intonaco soffitto in gesso (1.5 cm):	1.00 x 1.00 x 0.015 x 12	= 0.18 kN/mq
Pavimento in ceramica:		<u>= 0.40 kN/mq</u>
		Totale
		3.26 kN/mq

- Variabile (Q_k)

Sovraccarico per uffici aperti al pubblico: = **3.00** kN/mq

✓ **Caratteristiche della sezione (Classe: 1)**

Peso = 12.90 daN/m; Area = 16.40 cm²

Geometria

B = 73 mm; H = 140 mm

tw = 4.7 mm ; tf = 6.9 mm; r = 7 mm

Moduli di resistenza

W_{pl,x} = 88.40 cm³; W_x = 77.30 cm³;

Momenti d'inerzia

J_x = 541 cm⁴; J_y = 44.90 cm⁴

✓ **Caratteristiche dei materiali**

Acciaio S235 (ex fe360): $f_y = 235 \text{ MPa}$; $E = 200000 \text{ MPa}$

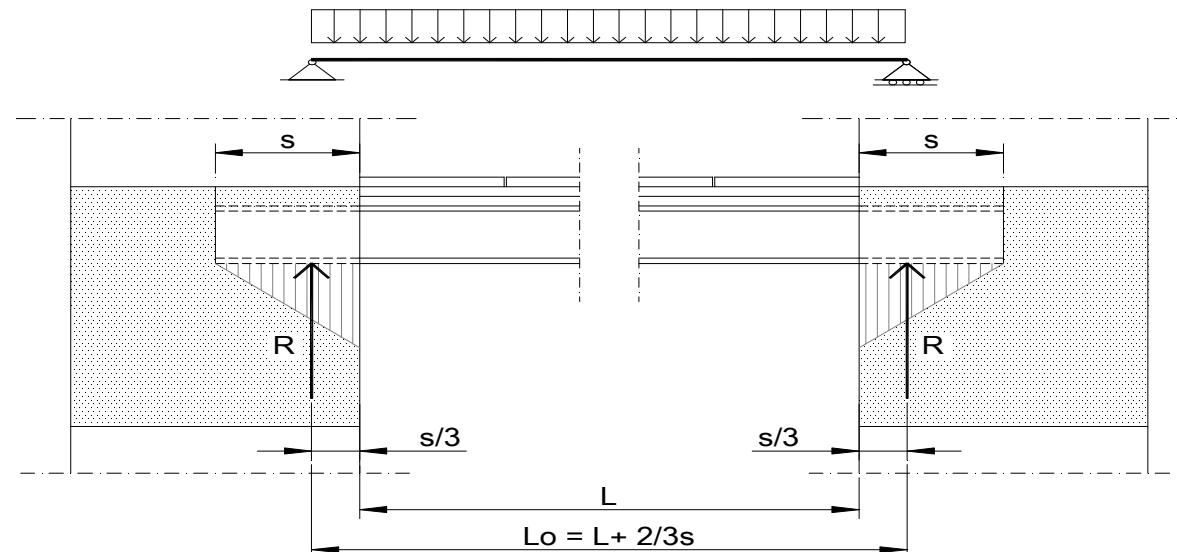
✓ **Combinazione di carico allo SLU**

$$q = (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1) \cdot i = [(1.3 \cdot 0.13) + (1.5 \cdot 3.26) + (1.5 \cdot 3.00)] \cdot 0.8 = 9.56 \cdot 0.80 = 7.65 \text{ kN/m}$$

✓ **Combinazione di carico allo SLE**

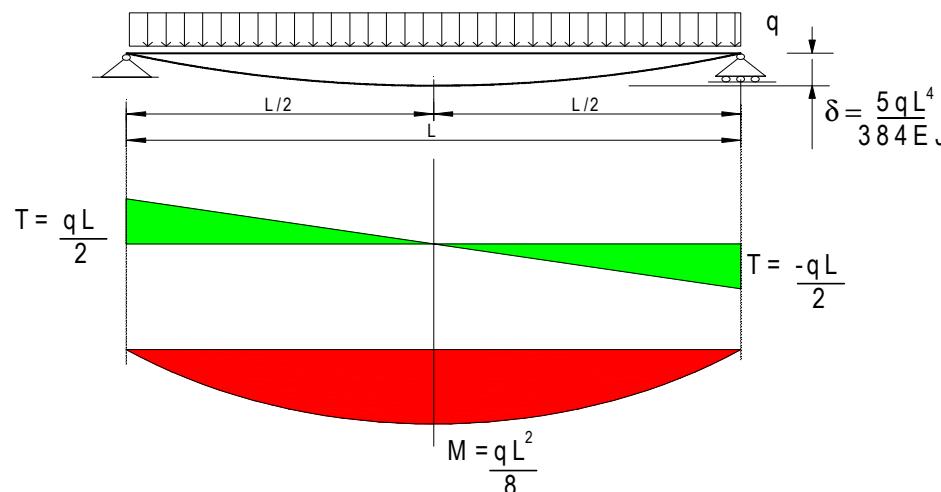
$$q = (G_1 + G_2 + Q_1) \cdot i = [0.13 + 3.26 + 3.00] \cdot 0.80 = 6.39 \cdot 0.80 = 5.12 \text{ kN/m}$$

✓ **Calcolo della luce teorica**



$$L_0 = L + \frac{2}{3}s = 3.75 + \frac{2}{3}0.2 \cong 3.90 \text{ m}$$

✓ Sollecitazioni di progetto allo SLU



- Momento massimo in mezzeria:

$$M_{sd} = \frac{1}{8} ql^2 = \frac{1}{8} \cdot 7.65 \cdot 3.90^2 \approx 14.55 \text{ kNm}$$

- Taglio massimo all'appoggio:

$$V_{sd} = \frac{1}{2} ql = \frac{1}{2} \cdot 7.65 \cdot 3.90 \approx 15 \text{ kN}$$

✓ Verifica di resistenza a flessione

Trattandosi di sezione in classe 1, di tipo DUTTILE, il momento resistente vale:

$$M_{Rd}^p = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{1.05} = \frac{88400 \cdot 235}{1.05} = 19784762 \text{ Nmm} = 19.8 \text{ kNm} > M_{sd} = 14.55 \text{ kNm} \quad \underline{\text{VERIFICA SODDISFATTA}}$$

✓ Verifica di resistenza a taglio

$$\text{Area resistente al taglio: } A = h \cdot t_w + 4 \cdot r \cdot t_f = 14 \cdot 0.47 + 4 \cdot 0.7 \cdot 0.69 = 8.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Taglio resistente: } V_{Rd}^p = \frac{A \cdot f_{yk}}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = \frac{8.51 \cdot 23.5}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 110 \text{ kN} > V_{sd} = 15 \text{ kN} \quad \underline{\text{VERIFICA SODDISFATTA}}$$

✓ **Verifica deformazioni in esercizio**

- Freccia totale

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = \frac{5}{384} \frac{(0.13+3.26+3) \cdot 0.80 \cdot 3.90^4}{200000000 \cdot 0.00000541} = 0.0142 \text{ m} = 1.423 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1.56 \text{ cm} \quad \underline{\text{VERIFICA POSITIVA}}$$

- Freccia per solo carico variabile

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{(3) \cdot 0.80 \cdot 3.90^4}{200000000 \cdot 0.00000541} = 0.0067 \text{ m} = 0.67 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 1.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{VERIFICA POSITIVA}}$$

Fonti

- A.Cirillo – Acciaio – Sistemi Editoriali
- U.Alasia – M.Pugno – *Corso di Costruzioni 4* – SEI 2010
- S.Di Pasquale, C.Messina, L.Paolini, B.Furiozzi – *Nuovo Corso di costruzioni vol.4* – Le Monnier Scuola
- D.Fois – Costruzioni - Calderini
- C. Palatella – Materiale didattico
- N.Corigliano – Materiale didattico
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
Norme tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".