

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Progetto di aste e collegamenti in acciaio**

2 - Problematiche generali; analisi strutturale;  
stati limite di esercizio

Spoletto  
2-4 febbraio 2012  
Aurelio Ghersi

# 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

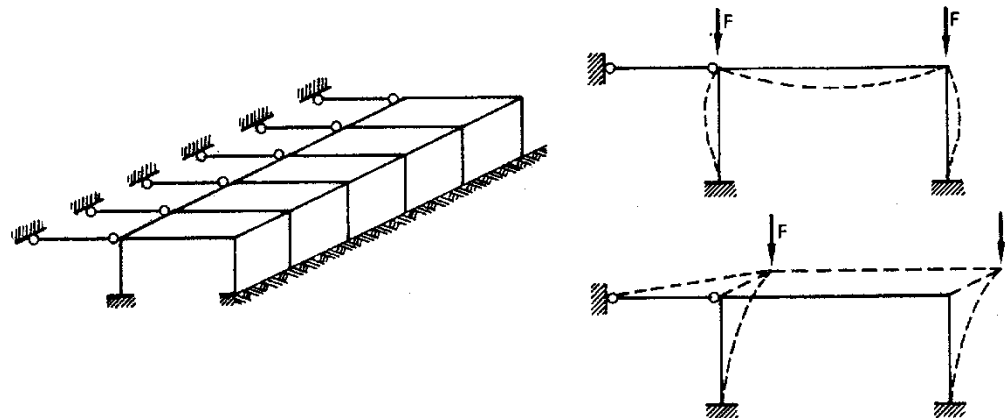
# Problematiche generali

## 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



# 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

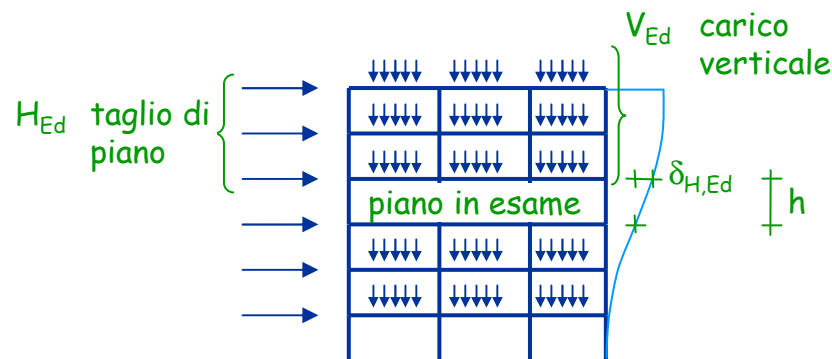
# Analisi strutturale

## 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

# 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; Circolare, punto C4.2.3.4

# 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;
  - se  $\alpha_{cr} > 10$  eseguire l'analisi del primo ordine
  - altrimenti incrementare gli effetti delle azioni ottenuti  
dall'analisi lineare mediante il coefficiente

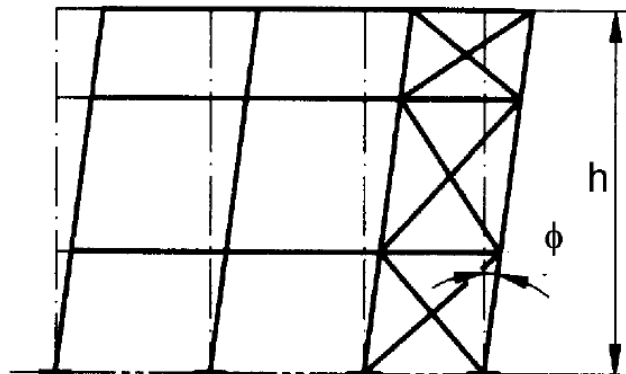
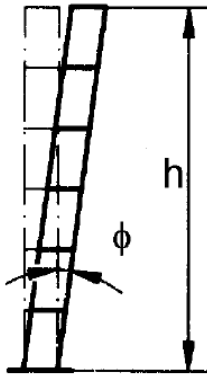
$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

Si veda anche NTC08, punto 7.3.1  
(per zona sismica)

EC3-1-1, punto 5.2; Circolare, punto C4.2.3.4

# Analisi strutturale imperfezioni di montaggio

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



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

$$\phi_0 = 1/200$$

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

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

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

$m$  = colonne di piano con  $N_{Ed} > 0.5 N_{Ed,med}$

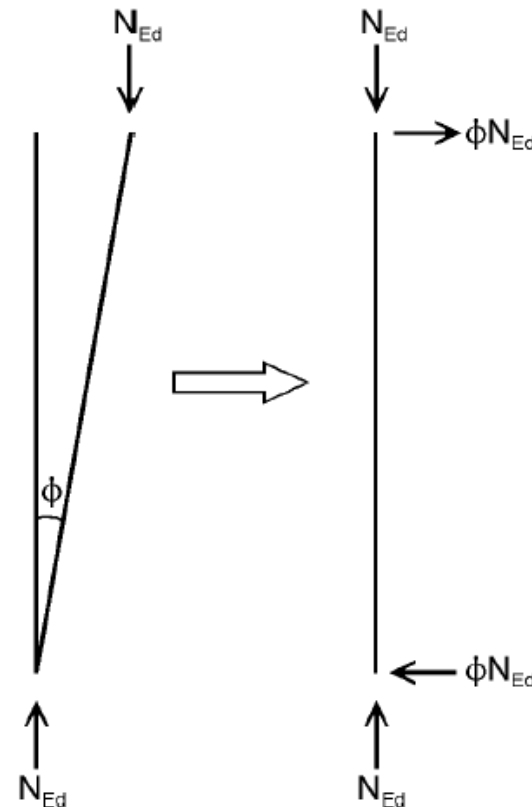
EC3-1-1, punto 5.3; Circolare, punto C4.2.3.5

# 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 travature 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.

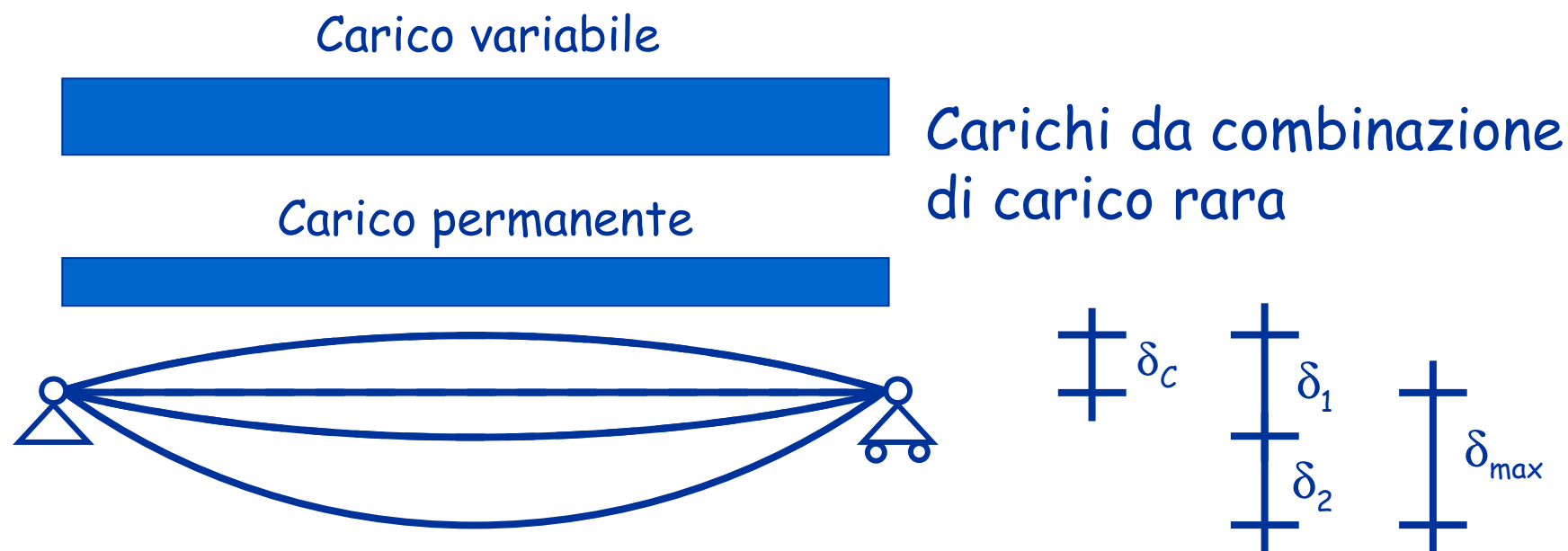
Come evitare il raggiungimento di uno stato limite di esercizio?

Verifica degli spostamenti



# Verifica degli spostamenti

## Calcolo degli spostamenti verticali



$\delta_c$  Contromonta

$\delta_1$  Effetto dei carichi permanenti

$\delta_2$  Effetto dei carichi variabili

$\delta_{max}$  Spostamento complessivo ( $\delta_1 + \delta_2 - \delta_0$ )

# Verifica degli spostamenti

## Valori massimi di spostamento verticale

Condizioni	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
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 $\delta_{\max}$ può compromettere l'aspetto dell'edificio	L/250	

# Progetto - stato limite di esercizio

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

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

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



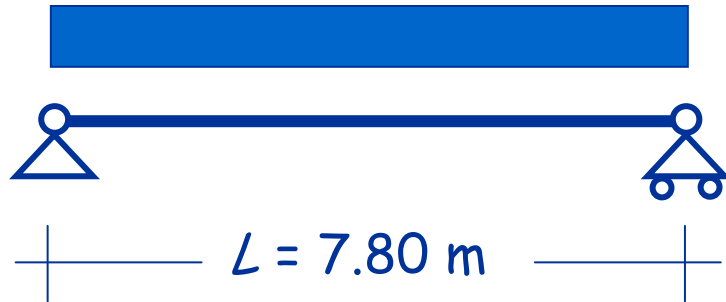
$I$  momento d'inerzia.

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

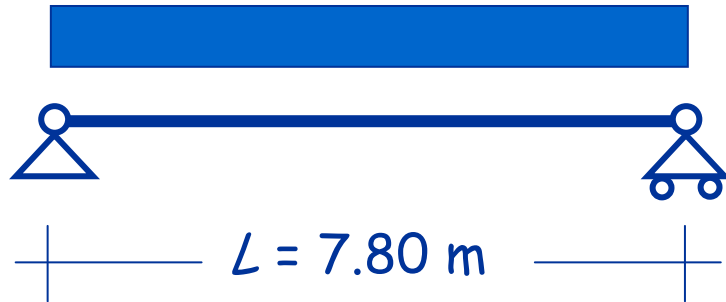
$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^4}{E I} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 200}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^3}{E}$$

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

# 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

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

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

# 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

Peso: 0.188 kN/m



Désignation Designation Bezeichnung	G kg/m	Valeurs statiques / Section pro					
		axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					
		$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{ely}$ cm <sup>3</sup>	$W_{ply}$ ♦ cm <sup>3</sup>	$i_y$ cm	$A_{vz}$ cm <sup>2</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>
IPE A 100	6.9	141.2	28.81	32.98	4.01	4.44	13.12
IPE 100	8.1	171.0	34.20	39.41	4.07	5.08	15.92
IPE A 120	8.7	257.4	43.77	49.87	4.83	5.41	22.39
IPE 120	10.4	317.8	52.96	60.73	4.90	6.31	27.67
IPE A 140	10.5	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42
IPE 140	12.9	541.2	77.32	88.34	5.74	7.64	44.92
IPE A 160	12.7	689.3	87.81	99.09	6.53	7.80	54.43
IPE 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	68.31
IPE A 180	15.4	1063	120.1	135.3	7.37	9.20	81.89
IPE 180	18.8	1317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9
IPE O 180	21.3	1505	165.4	189.1	7.45	12.70	117.3
IPE A 200	18.4	1591	161.6	181.7	8.23	11.47	117.2
IPE 200	22.4	1943	194.3	220.6	8.26	14.00	142.4
IPE O 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  
 Peso: 0.337 kN/m

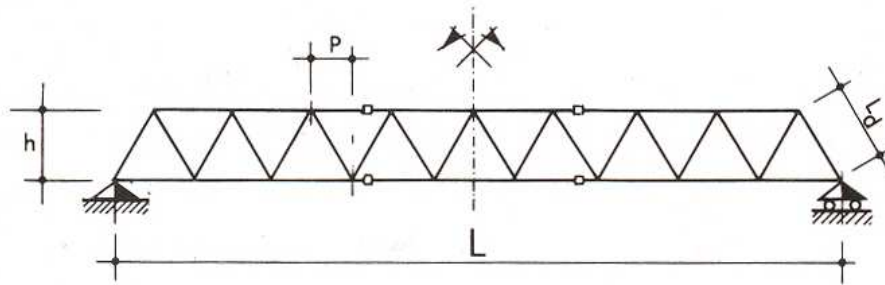
Massa: 30.4 kg/m  
 Peso: 0.304 kN/m

Désignation Designation Bezeichnung	G kg/m	Valeurs statiques / Section pro					
		axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					
		$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{ely}$ cm <sup>3</sup>	$W_{ply}$ cm <sup>3</sup>	$i_y$ cm	$A_{vz}$ cm <sup>2</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>
HE 100 AA	12.2	236.5	51.98	58.36	3.89	6.15	92.06
HE 100 A	16.7	349.2	72.76	83.01	4.06	7.56	133.8
HE 100 B	20.4	449.5	89.91	104.2	4.16	9.04	167.3
HE 100 M	41.8	1143	190.4	235.8	4.63	18.04	399.2
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	8.46	230.9
HE 120 B	26.7	864.4	144.1	165.2	5.04	10.96	317.5
HE 120 M	52.1	2018	288.2	350.6	5.51	21.15	702.8
HE 140 AA	18.1	719.5	112.4	123.8	5.59	7.92	274.8
HE 140 A	24.7	1033	155.4	173.5	5.73	10.12	389.3
HE 140 B	33.7	1509	215.6	245.4	5.93	13.08	549.7
HE 140 M	63.2	3291	411.4	493.8	6.39	24.46	1144
HE 160 AA	23.8	1283	173.4	190.4	6.50	10.38	478.7
HE 160 A	30.4	1673	220.1	245.1	6.57	13.21	615.6
HE 160 B	42.6	2492	311.5	354.0	6.78	17.59	889.2
HE 160 M	76.2	5098	566.5	674.6	7.25	30.81	1759

# Verifica degli spostamenti

## Influenza dei giunti

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



$$\delta = \delta_{el} + \delta_c + \delta_d$$

$\delta_{el}$  = Spostamento dovuto alla deformazione elastica delle aste

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

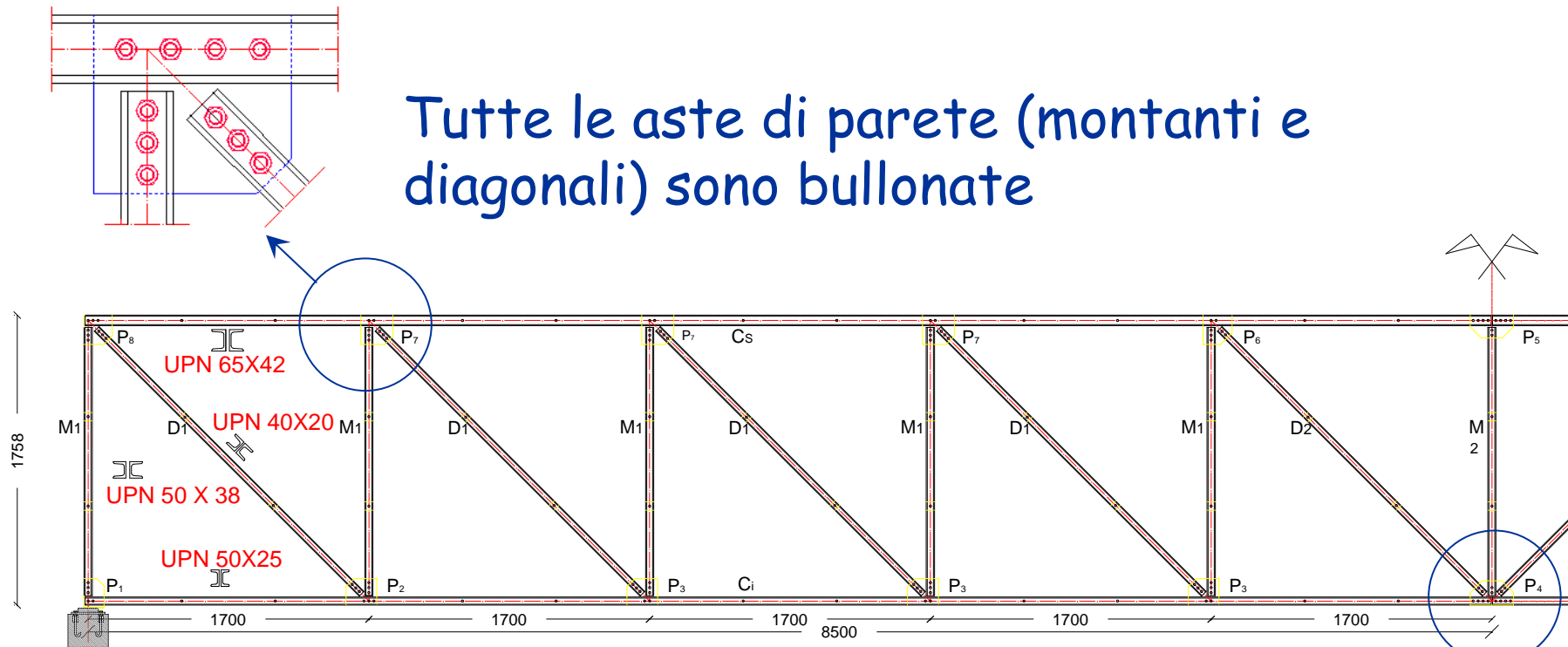
n = numero di giunti nei correnti

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

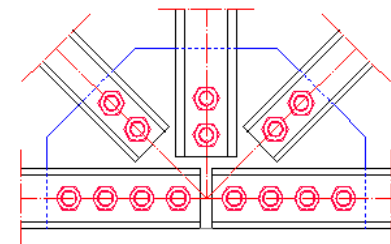
$\phi - d$  = gioco foro bullone



# Esempio



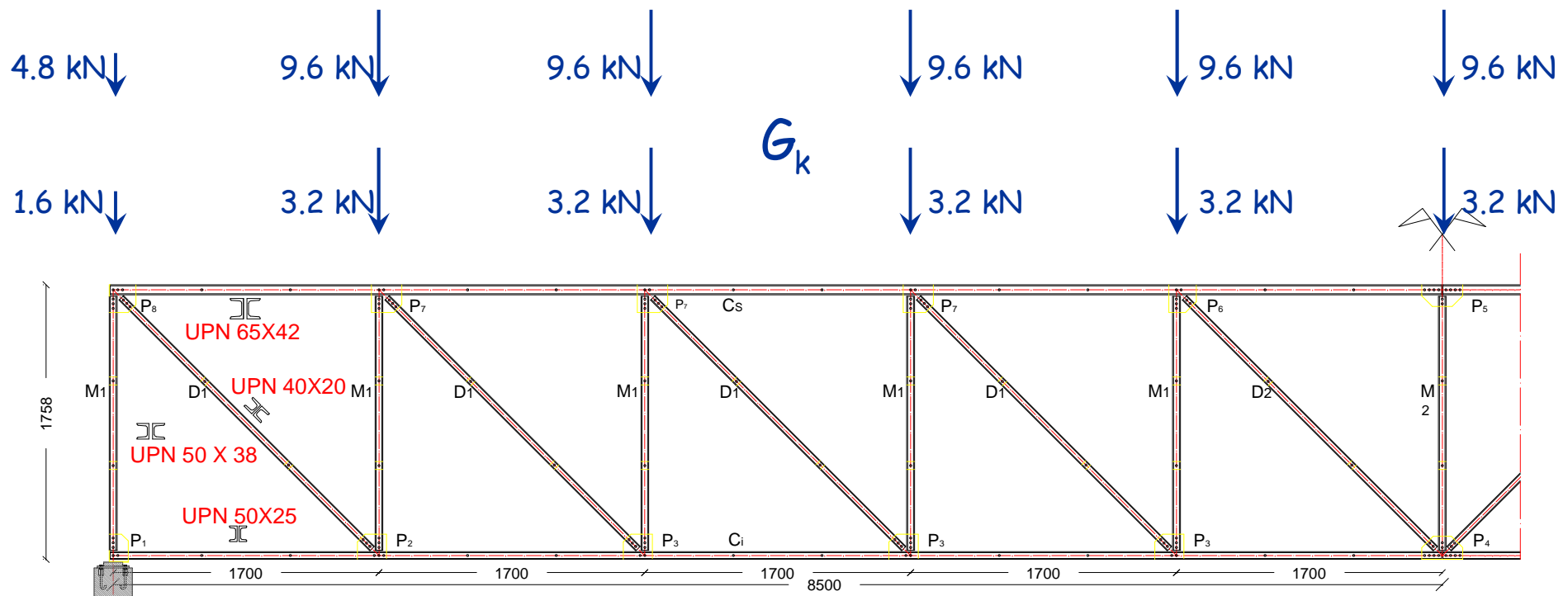
I correnti sono continui tranne che nella mezzeria della trave reticolare



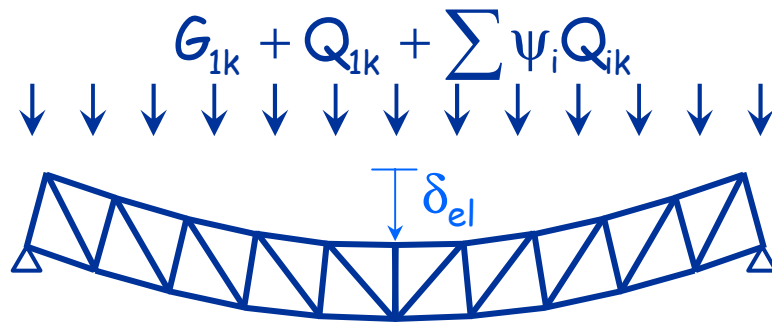
# Esempio

La trave è stata proporzionata nel rispetto delle verifiche allo stato limite ultimo e deve essere verificata per lo stato limite di esercizio

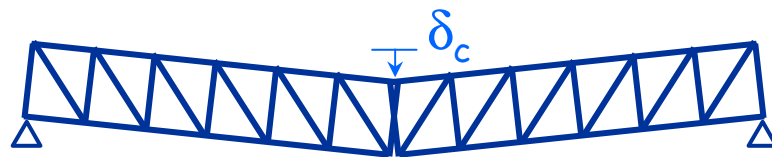
$$Q_{1k} + \sum \psi_i Q_{ik}$$



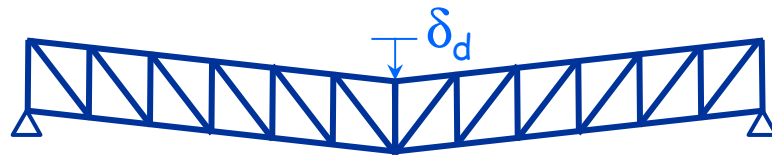
# Esempio



$$\delta_{el} = 24.7 \text{ mm}$$



$$\delta_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (\phi - d) = \frac{4}{6} \frac{17}{1.76} \times 1 = 6.4 \text{ mm}$$



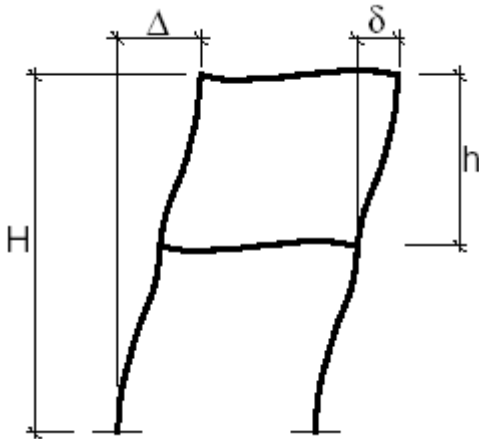
$$\delta_d = \frac{L}{p} \frac{L_d}{h} (\phi - d) = \frac{17}{1.7} \sqrt{2} \times 1 = 14.1 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max} = \delta_{el} + \delta_c + \delta_d = 45.2 \text{ mm} \leq \frac{L}{200} = \frac{17000}{200} = 85 \text{ mm}$$

# Verifica degli spostamenti

## Spostamenti orizzontali

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



Condizioni	$\delta$	$\Delta$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$h/150$	
Altri edifici monopiano	$h/300$	
Edifici multipiano	$h/300$	$H/500$