

Università di Catania  
Corso di laurea in ingegneria civile strutturale e geotecnica

## **Costruzioni in zona sismica**

Edifici con struttura in acciaio

9-10 gennaio 2013

Aurelio Ghersi

# Tipologie strutturali

- Strutture intelaiate
  - La risposta ad azioni sismiche è prevalentemente flessionale
  - I collegamenti trave-colonna devono trasmettere momento flettente
  - La struttura può essere molto duttile (diffusa plasticizzazione delle sezioni)
  - La struttura è molto deformabile

# Tipologie strutturali

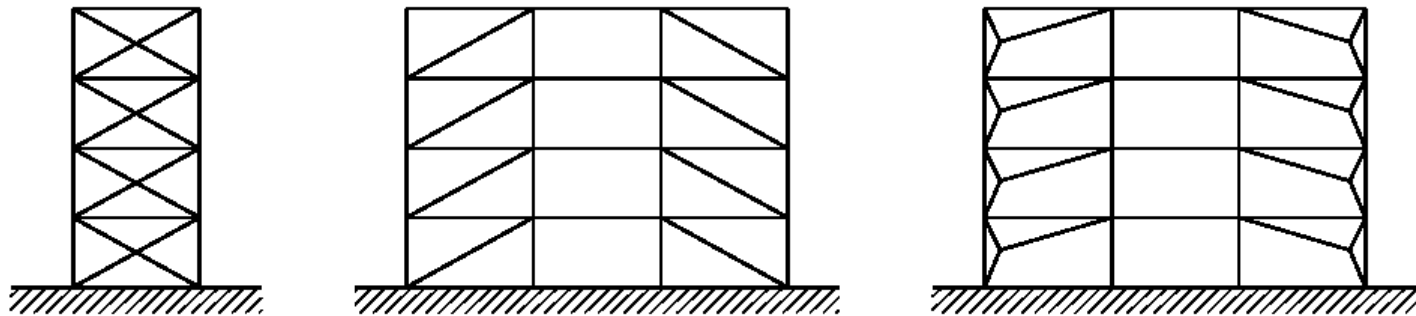
- Strutture con controventi concentrici
  - Sono aggiunte diagonali
  - La risposta ad azioni sismiche è prevalentemente estensionale
  - I collegamenti trave-colonna possono essere (e in genere sono) a cerniera
  - La struttura non è molto duttile (si plasticizzano solo le diagonali)
  - La struttura è adeguatamente rigida

# Tipologie strutturali

- Strutture con controventi concentrici

Possibili schemi strutturali:

- Controventi a croce (o a X) o schemi equivalenti



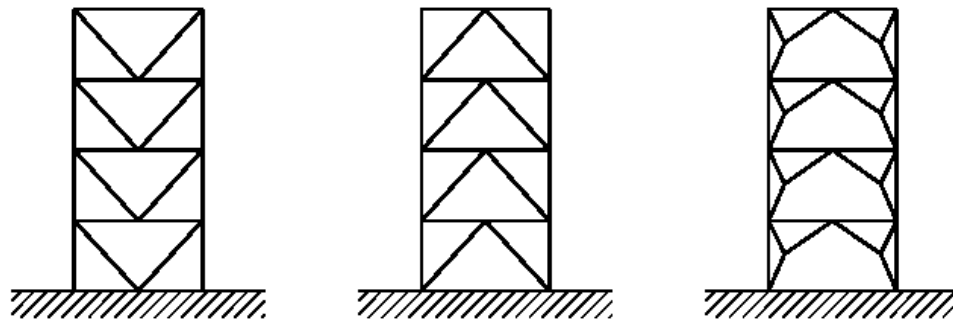
La resistenza alle azioni orizzontali e la capacità dissipativa è affidata solo alle diagonali tese

# Tipologie strutturali

- Strutture con controventi concentrici

Possibili schemi strutturali:

- Controventi a V



La resistenza alle azioni orizzontali è affidata sia alle diagonali tese che a quelle compresse

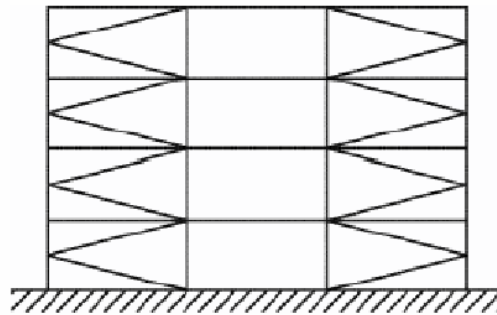
L'instabilizzazione delle diagonali compresse provoca flessione nella trave

# Tipologie strutturali

- Strutture con controventi concentrici

Nota. Non sono considerati dissipativi:

- Controventi a K



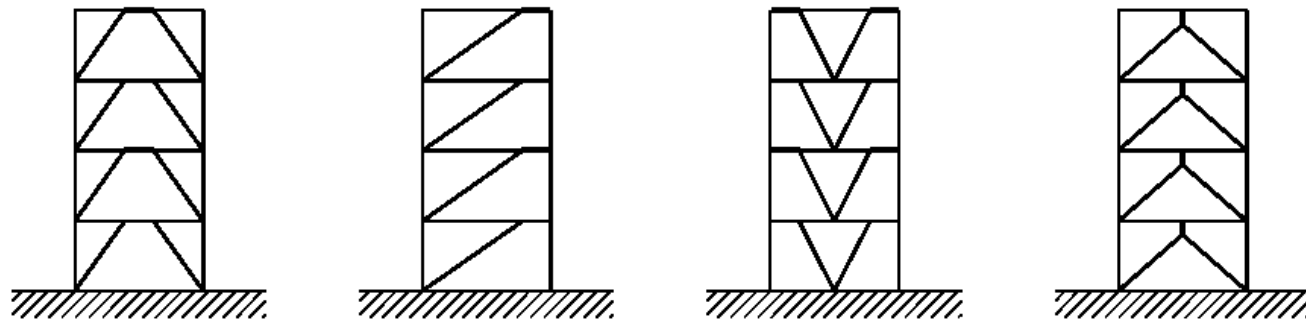
L'instabilizzazione delle diagonali compresse provoca flessione nella colonna e quindi un meccanismo di collasso non dissipativo

# Tipologie strutturali

- Strutture con controventi eccentrici
  - Le diagonali non convergono nel nodo
  - Rimangono tratti soggetti a flessione e taglio (link)
  - La risposta ad azioni sismiche è sia estensionale che flessionale
  - La struttura è duttile (i link si plasticizzano e dissipano energia)
  - La struttura è sufficientemente rigida

# Tipologie strutturali

- Strutture con controventi eccentrici  
Possibili schemi strutturali:



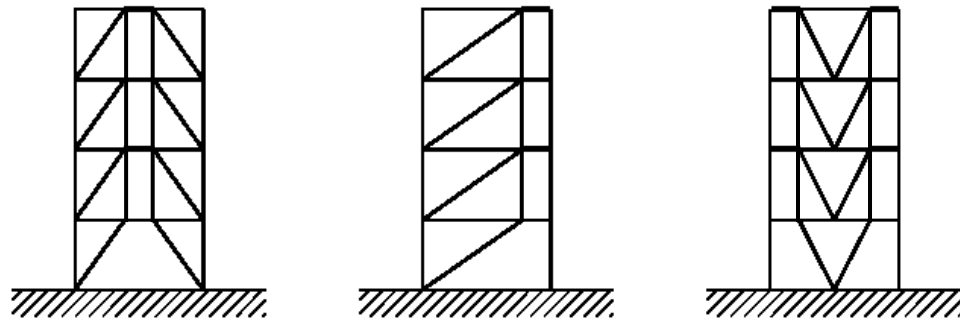
La plasticizzazione dei link a un piano riduce fortemente la rigidezza e cambia il comportamento dinamico (meccanismo di piano soffice)

Ma questo può avvenire anche per telai con controventi concentrici



# Tipologie strutturali

- Strutture con controventi eccentrici  
Possibili schemi strutturali:
  - un'alternativa



L'aggiunta di aste verticali (tie) impedisce la formazione di meccanismi di piano

# Tipologie strutturali

- Altre tipologie strutturali
  - Strutture a pendolo capovolto
  - Strutture "duali", con telai resistenti a flessione accoppiati a controventi
  - Strutture con telai resistenti a flessione accoppiate a tamponamenti rigidi
  - Strutture con nuclei in cemento armato (che portano sostanzialmente l'azione sismica)

Strutture (intelaiate) in acciaio:  
comportamento e verifiche richieste

# SLV: buon comportamento dissipativo

Occorre garantire:

- **Duttilità locale**  
Le zone dissipative devono potersi deformare plasticamente senza riduzione di resistenza, fino ad elevati valori della deformazione plastica
- **Duttilità globale**  
Si deve raggiungere il collasso secondo il modello di comportamento previsto  
Le zone dissipative si devono plasticizzare, mentre le altre devono rimanere in campo elastico

# Duttilità locale

Dipende da:

- Duttilità del materiale

La duttilità è garantita da prescrizioni su limiti minimi del rapporto  $f_u/f_y$  e del valore di  $\epsilon_u$

$$\frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1.2 \qquad \epsilon_u \geq 0.20$$

Nelle connessioni bullonate (per gli elementi sismoresistenti) occorre usare bulloni di classe 8.8 o 10.9

Non so bene cosa c'entri con la duttilità



EC8, punto 6.2 (9)

# Duttilità locale

Dipende da:

- Duttilità del materiale
- Comportamento della sezione

Occorre evitare l'instabilità locale. Quindi:

- Si devono usare sezioni di classe 1 e 2

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura $q_0$	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

# Duttilità locale

Dipende da:

- Duttilità del materiale
- Comportamento della sezione

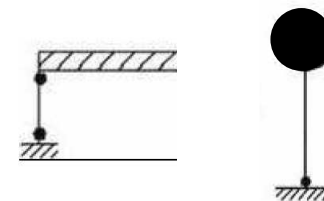
Occorre evitare l'instabilità locale. Quindi:

- Si deve limitare lo sforzo normale

$$N_{Ed} \leq 0.3 N_{pl,Rd}$$

Questa indicazione si riferisce alle sezioni in cui si svolge essenzialmente la dissipazione:

- Travi (se ci sono controventi di piano)
- Colonne (solo per particolari meccanismi di collasso)



# Duttilità locale

Dipende da:

- Duttilità del materiale
- Comportamento della sezione
- Comportamento della sezione in presenza di fori

La resistenza ultima della sezione in corrispondenza ai fori deve essere maggiore della resistenza a plasticizzazione della sezione non forata

per asta tesa

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \frac{f_{yk}}{f_{uk}}$$

Nota: analoga condizione si deve imporre alle aste inflesse



# Duttilità locale

Dipende da:

- Duttilità del materiale
- Comportamento della sezione
- Comportamento della sezione in presenza di fori
- Resistenza dei collegamenti

Il collegamento deve essere a completo ripristino di resistenza (cioè la resistenza ultima del collegamento deve essere maggiore della resistenza a plasticizzazione della sezione, in modo che sia la sezione e non il collegamento a dissipare energia)

$$R_{j,d} \geq 1.1 \gamma_{Rd} R_{pl,Rd}$$

NTC08, punto 7.5.3.3

$$R_{j,d} \geq 1.1 \gamma_{ov} R_{pl,Rd}$$

L'EC8, punto 6.5.3 (9), consente plasticizzazioni nelle connessioni

NTC13, punto 7.5.1

# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Caratteristiche del materiale

Per un buon comportamento globale occorre evitare una eccessiva sovraresistenza

$$f_{y,max} \leq 1.2 f_{yk}$$

$$f_{y,max} \leq 1.1 \gamma_{ov} f_{yk}$$

EC8, punto 6.2 (3)

Nei calcoli si terrà conto di questa possibile sovraresistenza mediante il coefficiente di sovraresistenza

$$\gamma_{Rd} = f_{y,m} / f_{yk}$$

$\gamma_{ov}$  per EC8

NTC08, punto 11.3.4.9

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

Attenzione: questo  $\gamma_{Rd}$  crea confusione, perché già usato con altro significato

# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Caratteristiche del materiale

Per un buon comportamento globale occorre evitare una eccessiva sovraresistenza

- La normativa italiana richiede di tenere espressamente conto del coefficiente di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  nel calcolo
- La normativa europea consente di:
  - Tenere conto di  $\gamma_{ov}$  nel calcolo
  - Effettuare il calcolo con un unico valore di  $f_y$ , tenendo conto di  $\gamma_{ov}$  solo per i collegamenti, e poi usare nelle zone non dissipative un acciaio con  $f_y$  più grande del valore  $f_{y,max}$  che si ha nelle zone dissipative

# Duttilità globale

## Occorre controllare:

- Caratteristiche del materiale

La distribuzione delle proprietà del materiale, quali la tensione di snervamento e la tenacità, nella struttura deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione

- Controllare che  $f_{y,max}$  nelle zone dissipative sia  $\leq 1.1 \gamma_{ov} f_{yk}$  con  $\gamma_{ov}=1.25$  per S235, S275, S355
- Se è definito un valore  $f_{y,max}$  nelle zone dissipative, imporre nelle zone non dissipative  $f_{yk} > f_{y,max}$
- Ricavare sperimentalmente  $f_{y,max}$  ( $f_{y,act}$ ) nelle zone dissipative e assumere  $\gamma_{ov} = f_{y,act} / f_{yk}$

# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza delle travi

Non deve essere ridotta dalla presenza di sforzo normale e momento flettente

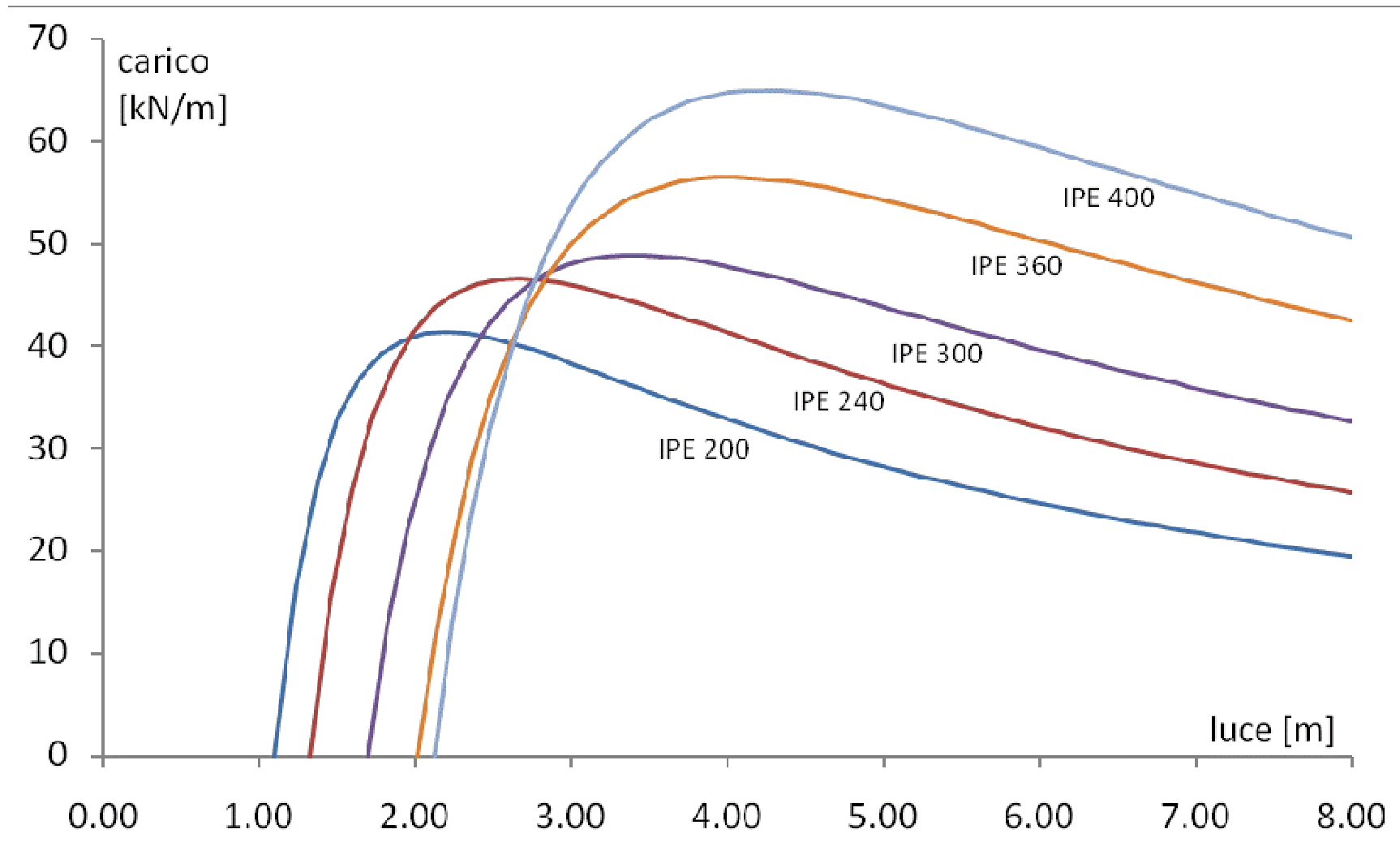
$$N_{Ed} \leq 0.15 N_{pl,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

- La prima condizione è in genere rispettata (ma attenzione nel caso di controventi di piano)
- La seconda condizione potrebbe condizionare la scelta della sezione, in funzione del carico, tenendo presente che

$$V_{Ed} = \frac{q l}{2} + \frac{2 M_{pl,Rd}}{l}$$

## Travi: carico massimo in funzione della luce



# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza delle colonne

Le NTC08 e l'EC8 forniscono una indicazione specifica, diversa da quella contenuta nella parte generale

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

dove

$G$  indica l'effetto dei carichi verticali

$E$  indica l'effetto delle azioni sismiche di calcolo

$\Omega$  è il valore minimo di  $M_{pl,Rd} / M_{Ed}$  per le travi

**Cosa vuol dire?**

Nota:

$$\gamma_{Rd} = f_{y,m} / f_{yk}$$

$$1.1 = f_{uk} / f_{yk}$$

NTC08, punto 7.5.4.2

EC8, punto 6.6.3

# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza delle colonne

Che significato hanno le espressioni indicate?

Ritengo che  $\Omega$  sia da intendersi come il moltiplicatore del sisma che porta alla prima plasticizzazione delle travi

Ma allora, più correttamente

$$\Omega = \text{Min} \left( \frac{M_{pl,Rd} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E}} \right)_{\text{travi}} \quad \text{NTC13 conferma questo}$$

In questo modo, i valori di calcolo nelle colonne sono quelli che corrispondono alla prima plasticizzazione delle travi

Nota: Oltre a trovare il minimo, sarebbe importante esaminare la distribuzione dei valori di  $\Omega$  nella struttura



# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza delle colonne

L'Ordinanza 3431 indicava

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega' N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \Omega' M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \Omega' V_{Ed,E}$$

con

$$\Omega' = \text{Min} \left( \frac{1.1 \gamma_{Rd} M_{pl,Rd} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E}} \right)_{\text{travi}}$$

dove  $\Omega'$  sarebbe il moltiplicatore che porta alla resistenza massima della trave (ipotizzando analisi lineare)

# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza delle colonne
  - Si richiede inoltre che

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

Si noti che questa prescrizione è riferita al valore di calcolo  $V_{Ed}$  e non al valore massimo possibile ( $2 M_{N,Rd} / l$ )

- La norma prescrive anche che
  - "Nelle colonne in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, le sollecitazioni devono essere calcolate nell'ipotesi che nelle cerniere plastiche il momento flettente sia pari a  $M_{pl,Rd}$ " (NTC08)
  - "La verifica consideri che in queste cerniere plastiche il momento sollecitante sia uguale a  $M_{pl,Rd}$ " (EC8)

Cosa vuol dire?  $M_{pl,Rd}$  è probabilmente il valore che si ha per  $N \leq 0.5$  a  $N_{pl,Rd}$ . Equivale allora ad una limitazione di  $N$ ?

# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza delle colonne

Occorre applicare il principio generale di gerarchia delle resistenze

$$\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \sum M_{b,pl,Rd}$$

con  $\gamma_{RD} = 1.3$  o  $1.1$  (per classe A o B)

Notare la confusione di simboli (nella parte generale si usa a questo scopo  $\gamma_{Rd}$  che qui ha un altro significato)

Questa regola è un doppione della prima indicazione (e in genere è più gravosa)

# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza delle colonne

Riflessione:

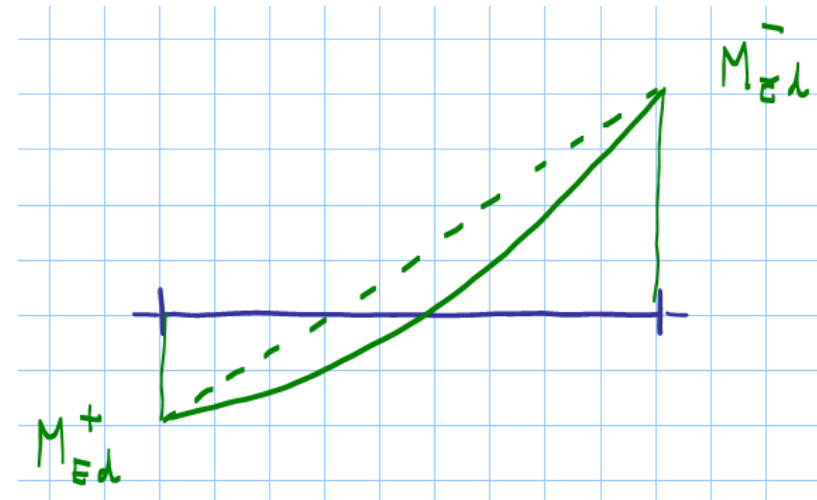
Tipico diagramma di  $M$  ( $q+F$ )

Nelle strutture in c.a. si mette l'armatura strettamente necessaria, quindi

$$M_{Rd}^+ < M_{Rd}^-$$

Gli estremi della trave si possono plasticizzare contemporaneamente

$$\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \sum M_{b,pl,Rd}$$



# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza delle colonne

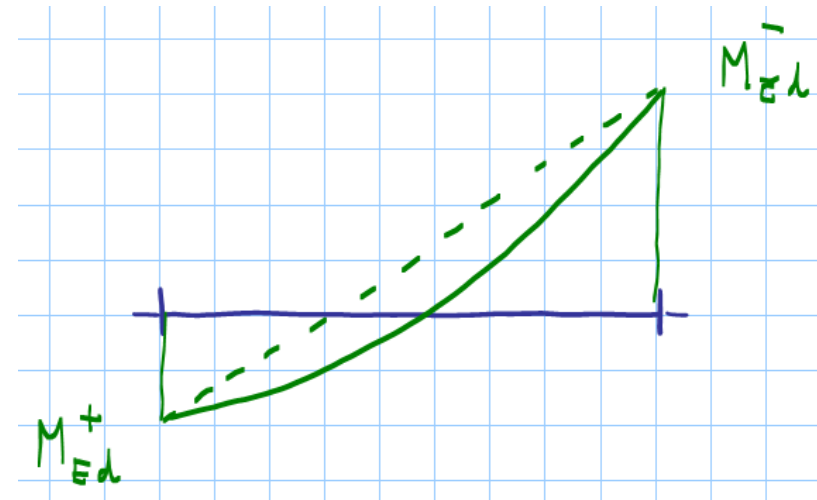
Riflessione:

Tipico diagramma di  $M$  ( $q+F$ )

Nelle strutture in acciaio si ha sempre

$$M_{Rd}^+ = M_{Rd}^-$$

$$\sum M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \sum M_{b,pl,Rd}$$



Un estremo della trave si plasticizza parecchio dopo l'altro

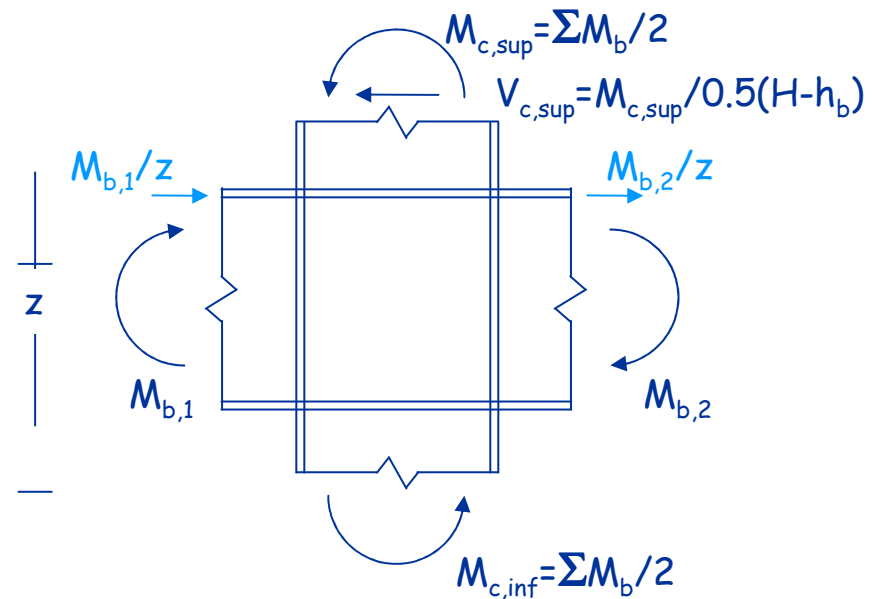
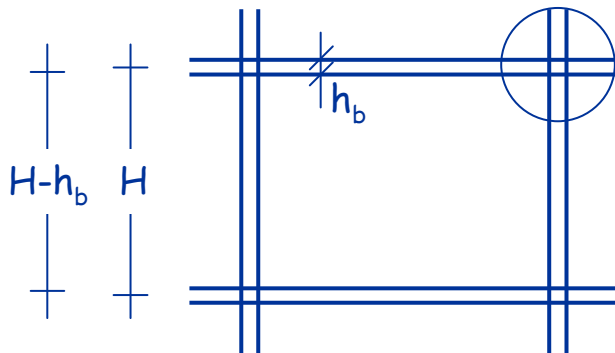
# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza dei pannelli nodali

Occorre valutare la sollecitazione nel pannello nodale e verificarne la resistenza per plasticizzazione e per instabilità

- Sollecitazione



# Duttilità globale

Occorre controllare:

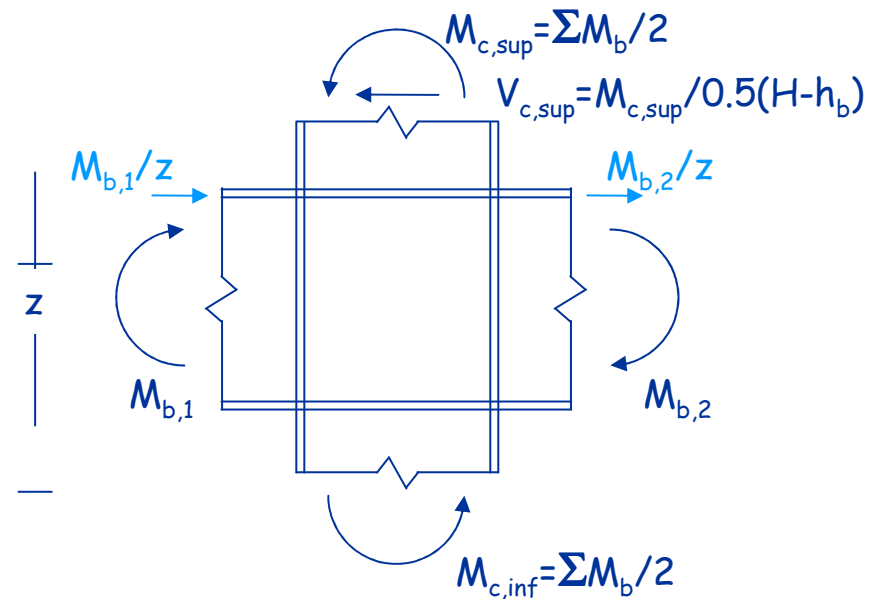
- Resistenza dei pannelli nodali

Occorre valutare la sollecitazione nel pannello nodale e verificarne la resistenza per plasticizzazione e per instabilità

- Sollecitazione

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b,1}}{z} + \frac{M_{b,2}}{z} - V_{c,sup} =$$

$$= \underbrace{\sum M_b}_{\gamma_{Rd} \sum M_{b,pl,Rd}} \left( \frac{1}{z} - \frac{1}{H-h_b} \right)$$



Circolare, punto C7.5.4.5

# Duttilità globale

Occorre controllare:

- Resistenza dei pannelli nodali

Occorre valutare le sollecitazioni nel pannello nodale e verificarne la resistenza per plasticizzazione e per instabilità

- Resistenza a plasticizzazione

Criterio di Von Mises

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_y \quad \Rightarrow \quad \tau \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2}$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_{vc} \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2}$$



# Strutture intelaiate in acciaio:

## impostazione della struttura

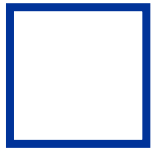
# Impostazione della carpenteria sezioni e collegamenti

Scelte preliminari:

- Posizione delle colonne e orditura delle travi
- Tipo di sezione per le colonne  
HE (più diffuse) oppure scatolari ?
- Orientamento delle colonne (se HE)
- Collegamento trave-colonna

# Tipo di sezione per le colonne

- Con rigidezza e resistenza uguali nei due piani



scatolare  
(quadrato)

buon comportamento  
problemi di collegamento



coppia di  
profili HE

buon comportamento  
profilo da realizzare ad hoc

- Con rigidezza e resistenza diverse nei due piani



profilo HE

molto diffuso in Italia  
problemi legati alla differenza  
di resistenza nei due piani

# Collegamenti

- Se la sezione della colonna ha rigidezza e resistenza uguali nei due piani

È opportuno realizzare un collegamento incastro in entrambi i piani

- Se la sezione della colonna ha rigidezza e resistenza diverse nei due piani

Si possono prevedere collegamenti differenziati (incastro/cerniera) nei due piani

# Telai con colonne di sezione HE

- Tutti collegamenti incastro
  - Utile per limitare le frecce da carichi verticali nelle travi
  - Possibili problemi per la gerarchia delle resistenze
  - Le colonne lato debole danno comunque un contributo all'assorbimento del sisma, anche se modesto
- Incastro nel piano rigido - cerniera nell'altro
  - Più semplice da realizzare
  - Possibili problemi per le frecce da carichi verticali
  - Si rinuncia al contributo delle colonne lato debole, che però è modesto

# Collegamenti: dove e come?

- In Italia non si usano strutture interamente saldate in opera

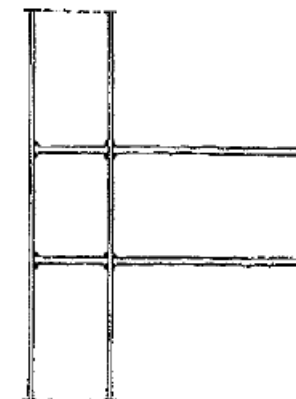
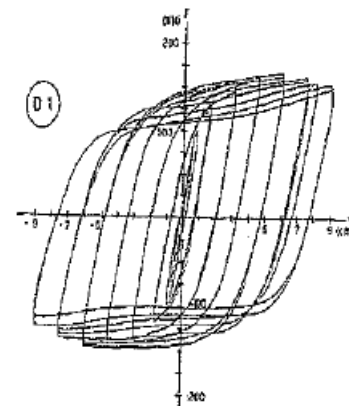
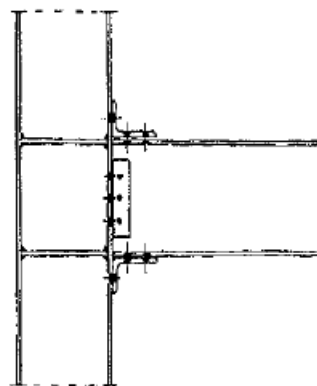
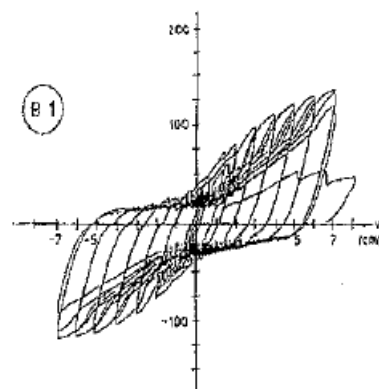
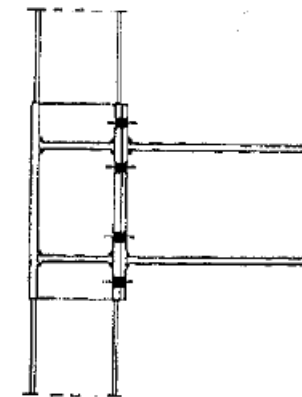
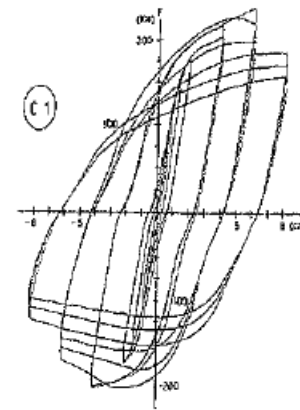
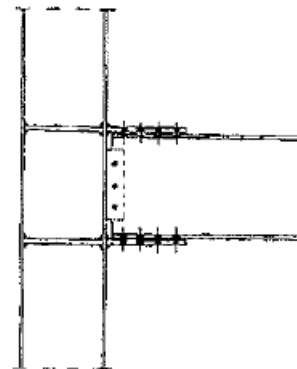
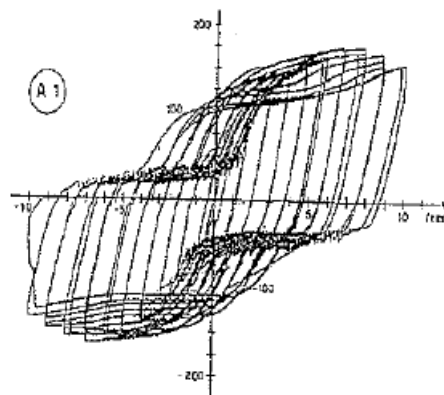


- Necessità di individuare
  - Elementi preassemblati con saldature
  - Zone da collegare mediante bullonature

Nota:

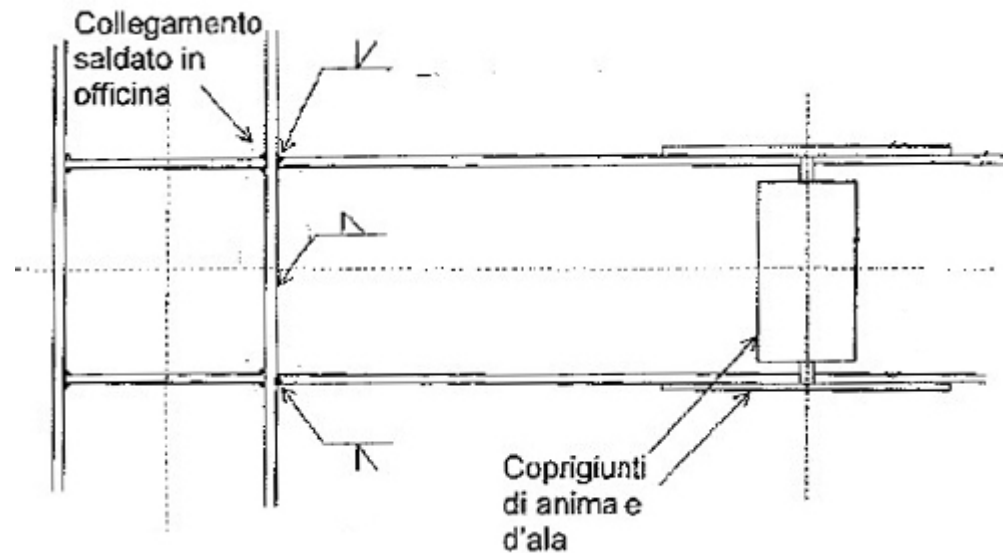
- Il comportamento ciclico del nodo è molto influenzato dalle modalità di collegamento trave-colonna

# Comportamento ciclico del nodo



## Collegamenti: dove e come?

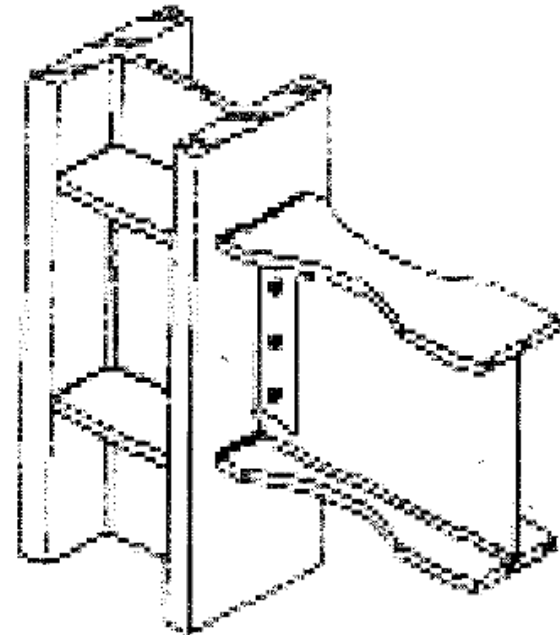
- Sarebbe preferibile realizzare il collegamento trave-colonna mediante saldature
- Si può spezzare la trave, spostando il collegamento bullonato in una zona meno sollecitata





## Collegamenti: dove e come?

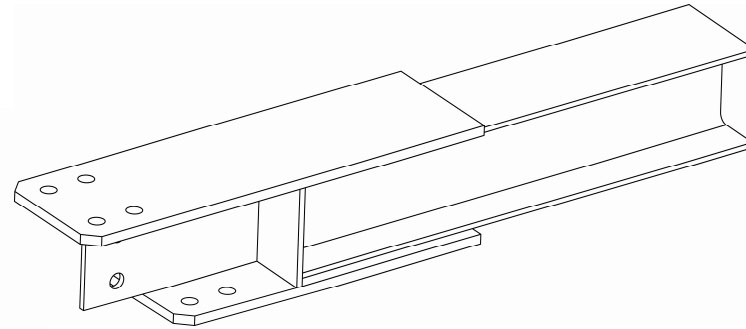
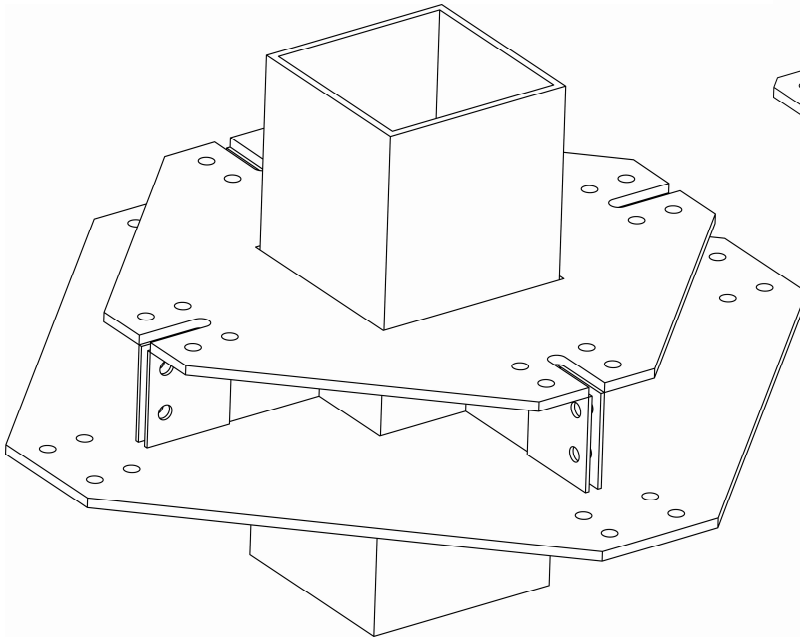
- Sarebbe preferibile realizzare il collegamento trave-colonna mediante saldature
- Si può spezzare la trave, spostando il collegamento bullonato in una zona meno sollecitata
- Per ridurre le sollecitazioni nel collegamento trave-colonna si può indebolire localmente la trave (dog bone)



# Collegamenti: dove e come?

- Altre possibilità: nodi pre-assemblati

PARTE A

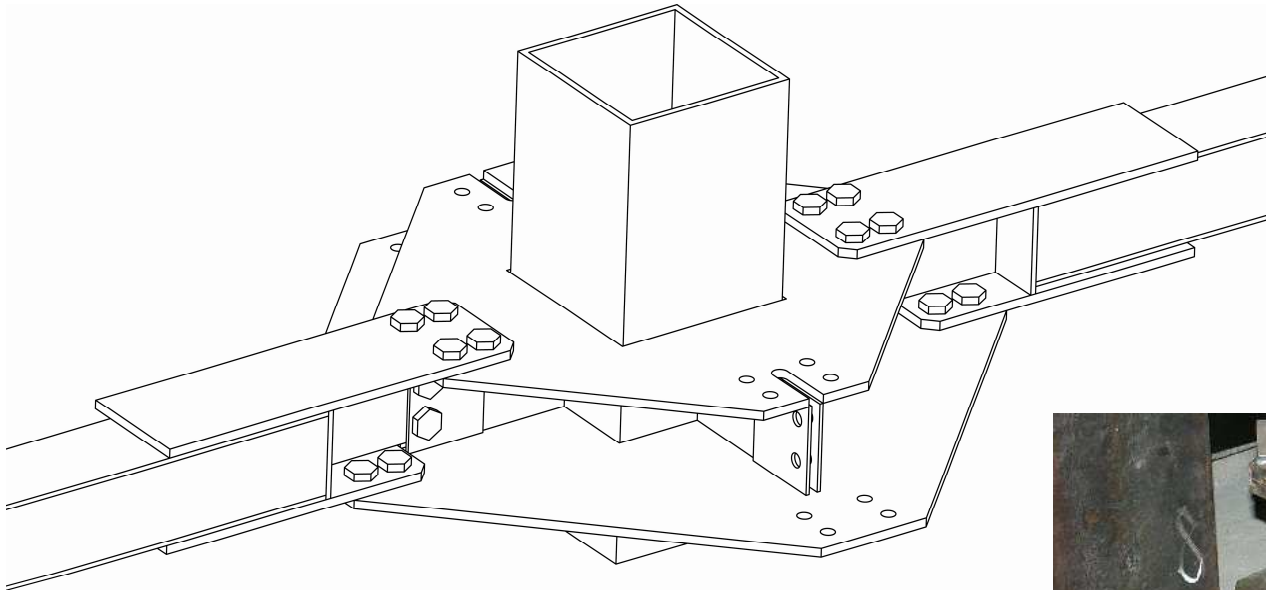


PARTE B

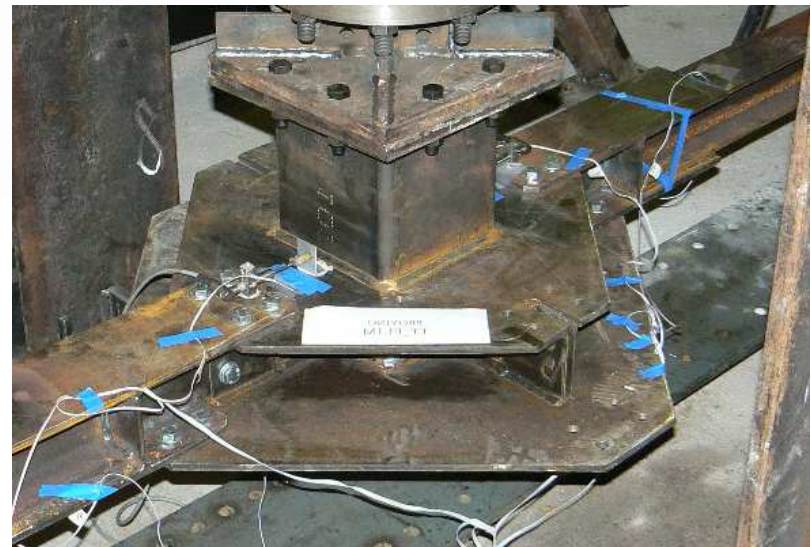
Brevetto Carannante:  
nodo in acciaio che consente  
di collegare travi e pilastri  
mediante bullonatura da  
realizzare in opera

# Collegamenti: dove e come?

- Altre possibilità: nodi pre-assemblati

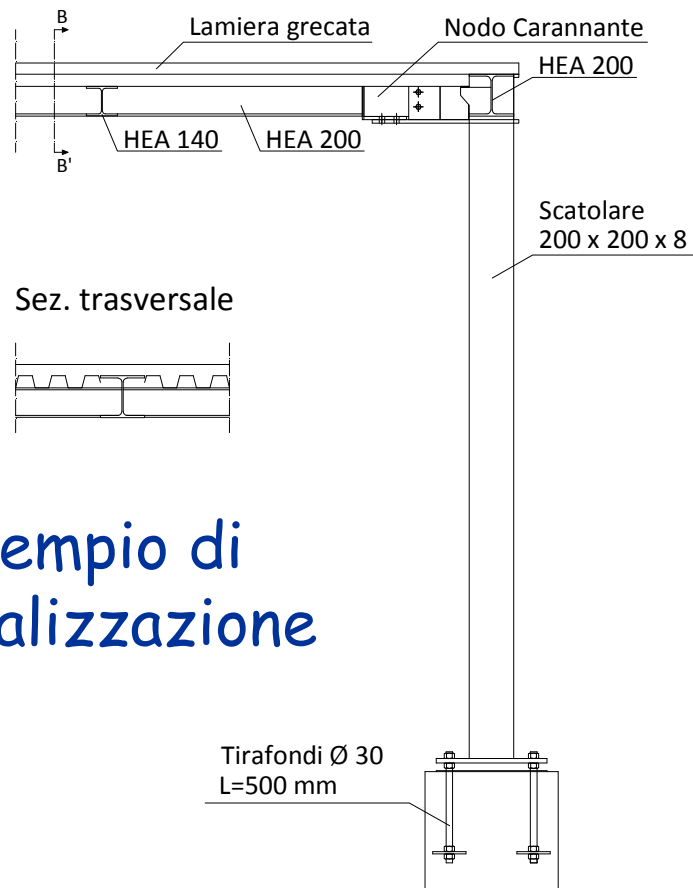


Il nodo realizza un collegamento a completo ripristino di resistenza, che consente la plasticizzazione dell'estremo della trave



# Collegamenti: dove e come?

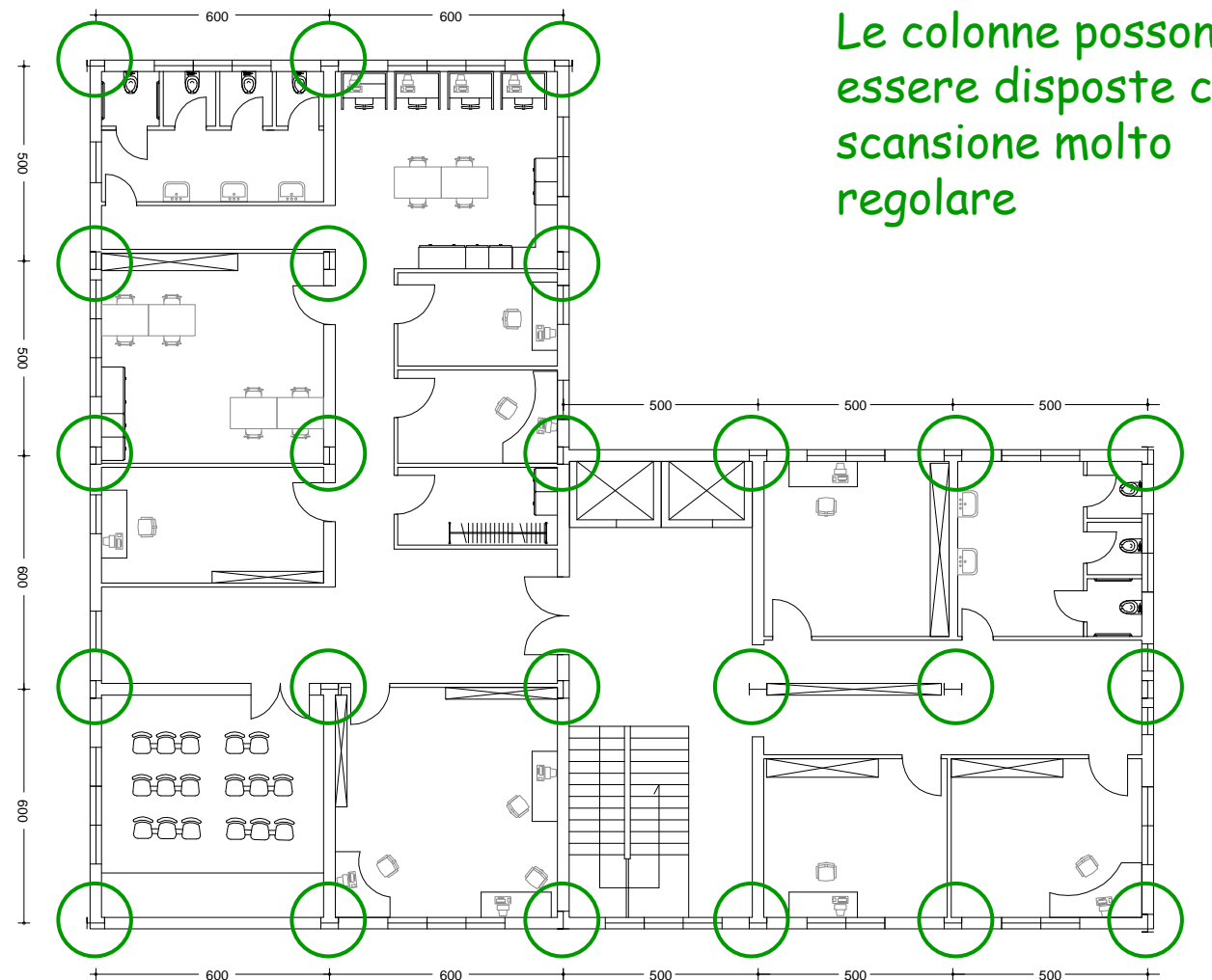
- Altre possibilità: nodi pre-assemblati



Esempio di  
realizzazione

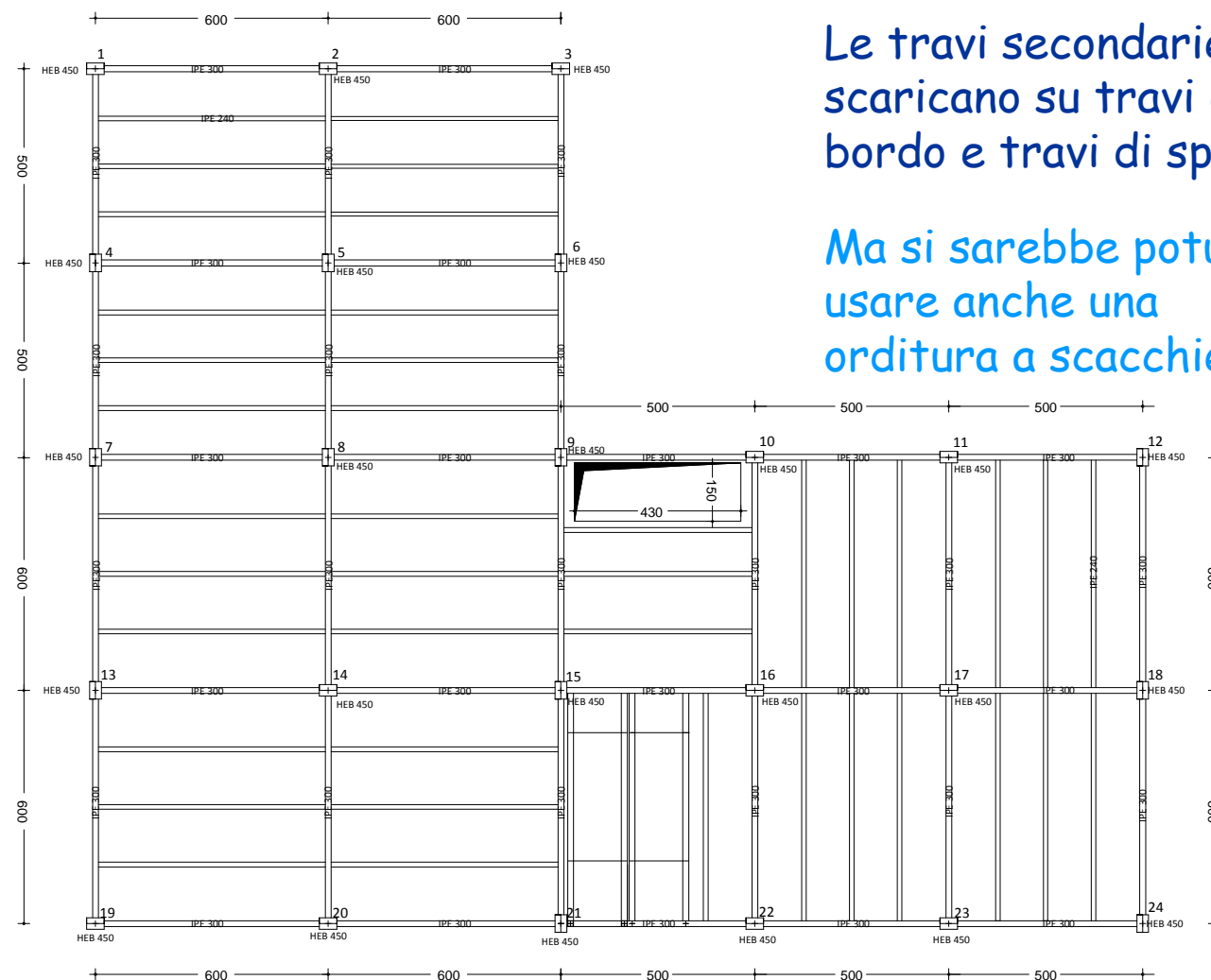


# Esempio - pianta architettonica



Le colonne possono essere disposte con scansione molto regolare

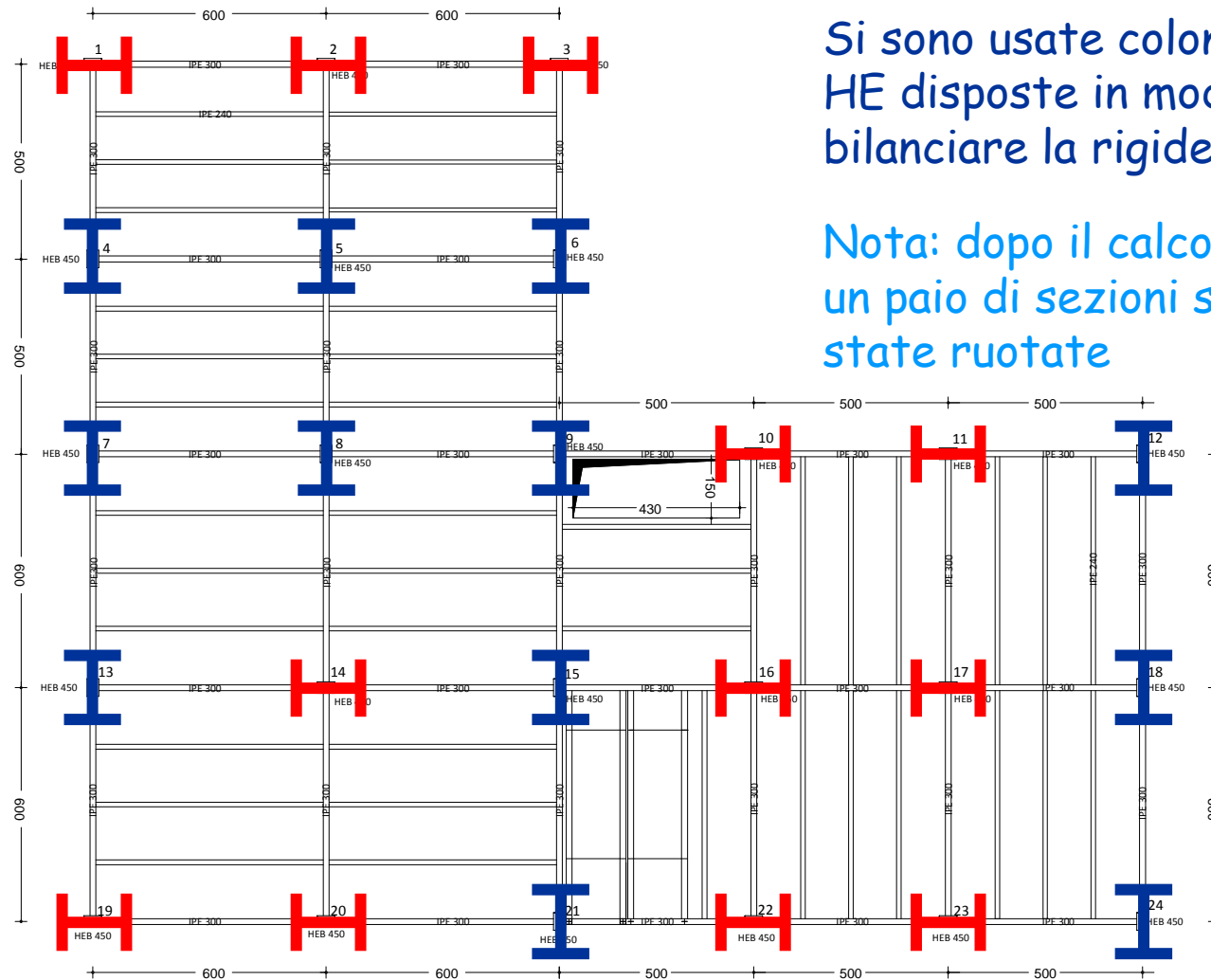
# Esempio - carpenteria



Le travi secondarie  
scaricano su travi di  
bordo e travi di spina

Ma si sarebbe potuto  
usare anche una  
orditura a scacchiera

## Esempio - carpenteria

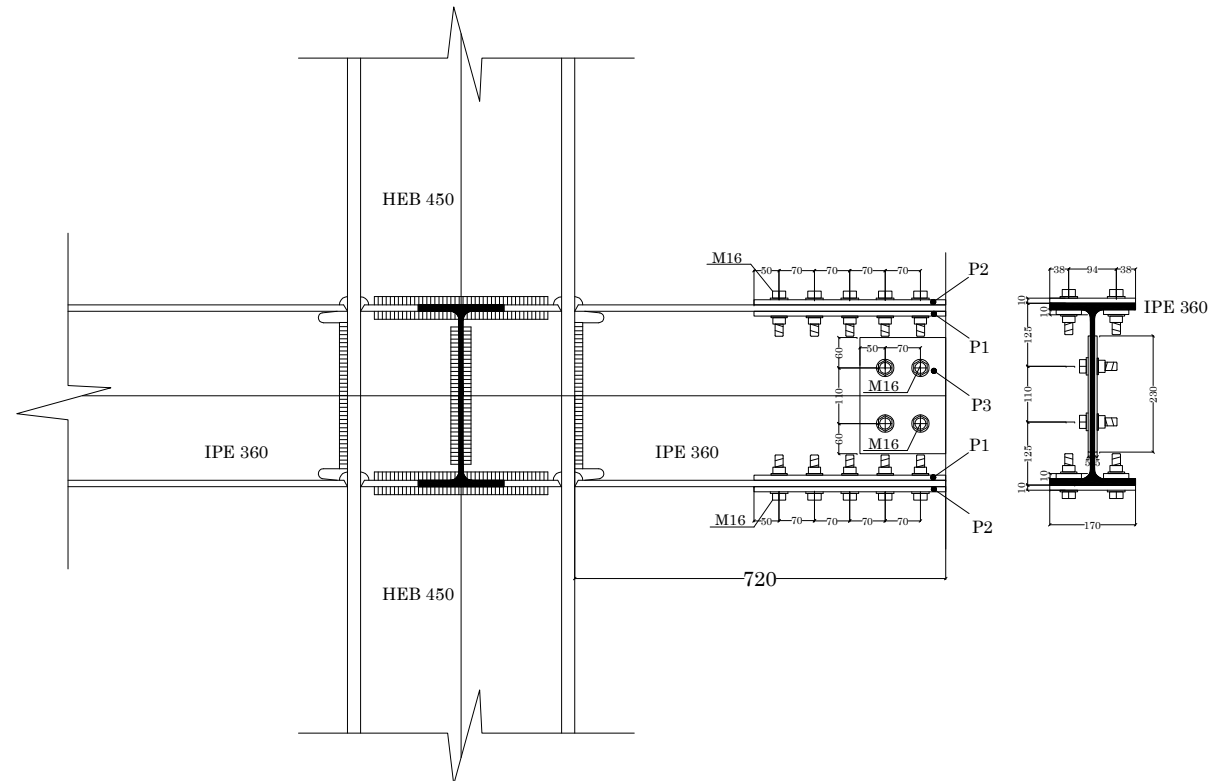


Si sono usate colonne  
HE disposte in modo da  
bilanciare la rigidezza

Nota: dopo il calcolo  
un paio di sezioni sono  
state ruotate

# Esempio - collegamenti

- Si è scelta la soluzione con tutti nodi incastro
- Si sono previsti spezzoni di trave saldati alla colonna, da bullonare in opera al resto della trave



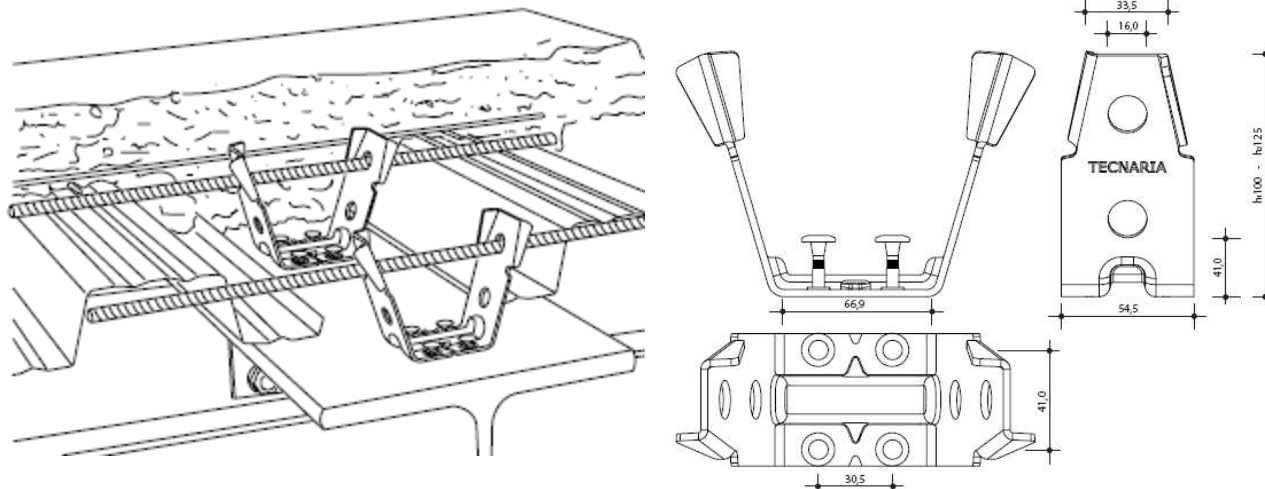


# Impalcato

Per realizzare un impalcato sufficientemente rigido:

- Controventi di piano in acciaio
- oppure
- Solaio in lamiera grecata con soletta di almeno 4 cm armata con rete in acciaio e con connettori

Si è scelta questa seconda via



# Strutture intelaiate in acciaio:

## criteri di dimensionamento

# Problematiche specifiche

Le strutture intelaiate in acciaio sono molto deformabili. Di conseguenza:

- La verifica per lo SLD può condizionare fortemente il dimensionamento strutturale

- Limiti per gli spostamenti allo SLD

$d_r \leq 0.005 h$       Per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura

$d_r \leq d_{rp} \leq 0.010 h$       Per tamponamenti progettati in modo da non subire danni per spostamento  $d_{rp}$

# Problematiche specifiche

Le strutture intelaiate in acciaio sono molto deformabili. Di conseguenza:

- La verifica per lo SLD può condizionare fortemente il dimensionamento strutturale
- Gli effetti del secondo ordine possono influire in modo rilevante sulle sollecitazioni per SLV
  - Il rapporto  $\theta$  tra carico verticale agente  $P$  e carico critico globale può essere stimato dagli spostamenti relativi  $d_r$  prodotti da forze orizzontali (taglio)  $V$ , come  $\theta = \frac{P d_r}{V h}$
  - $\theta \leq 0.1 \rightarrow$  effetti del secondo ordine trascurabili
  - $0.1 \leq \theta \leq 0.2 \rightarrow$  amplificare risultati di  $\frac{1}{1 - \theta}$
  - $\theta \geq 0.3 \rightarrow$  ridimensionare struttura

NTC08, punto 7.3.1

# Problematiche specifiche

Le strutture intelaiate in acciaio sono molto deformabili. Di conseguenza:

- La verifica per lo SLD può condizionare fortemente il dimensionamento strutturale
- Gli effetti del secondo ordine possono influire in modo rilevante sulle sollecitazioni per SLV
- Il periodo proprio, e quindi gli spostamenti per SLD e soprattutto le sollecitazioni per SLV, sono fortemente dipendenti dal dimensionamento strutturale

# Un primo dimensionamento

- Le indicazioni da rispettare sono molte ed occorre almeno un calcolo di massima per verificarle

Indicazioni minime, che possono servire a un dimensionamento iniziale:

- Le travi devono essere in grado di portare i carichi verticali in assenza di sisma:
  - Verifica SLU per  $q_{\max}$
  - Verifica SLE deformazioni
- Le colonne devono essere in grado di portare un momento flettente maggiore delle travi nonché lo sforzo normale

# Dimensionamento carichi unitari, stima

		$\gamma g1$	1.3	$\gamma g2, \gamma q$	1.5			
						Totale		
Categ.		g1k	g2k	qk	$\psi 2$	in assenza di sisma	in presenza di sisma	
A	solaio piano tipo	3.55		3.0	0.3	9.12	4.45	kN/m <sup>2</sup>
	solaio tipo, incid. tramezzi		0.6			0.90	0.60	kN/m <sup>2</sup>
C2	scala	4.0		4.0	0.6	11.20	6.40	kN/m <sup>2</sup>
	tamponature	6.0				7.80	6.00	kN/m
	p.p. trave	0.6				0.74	0.57	kN/m
	verde	valori di normativa						
	blu	valori stimati						

# Dimensionamento carichi sulle travi e momento flettente, stima

<b>Carichi verticali</b>									
Stima dei momenti flettenti nelle travi per effetto dei carichi verticali									
<b>stima q</b>									
	sviluppo	g1k	g2k+qk		Acciaio adottato		S275		
solaio	6.00	21.3	21.6		fy	275	MPa		
p.p. trave		0.6			E	210000	MPa		
Totale		21.9	21.6						
gd+qd	60.83	kN/m							
<b>stima M</b>					<b>limiti freccia</b>				
q	60.83	kN/m			per g+q	L/ 250	24.0	mm	
l trave	6.00				per q	L/ 350	17.1	mm	
q l2 / 10	219.0	kNm							



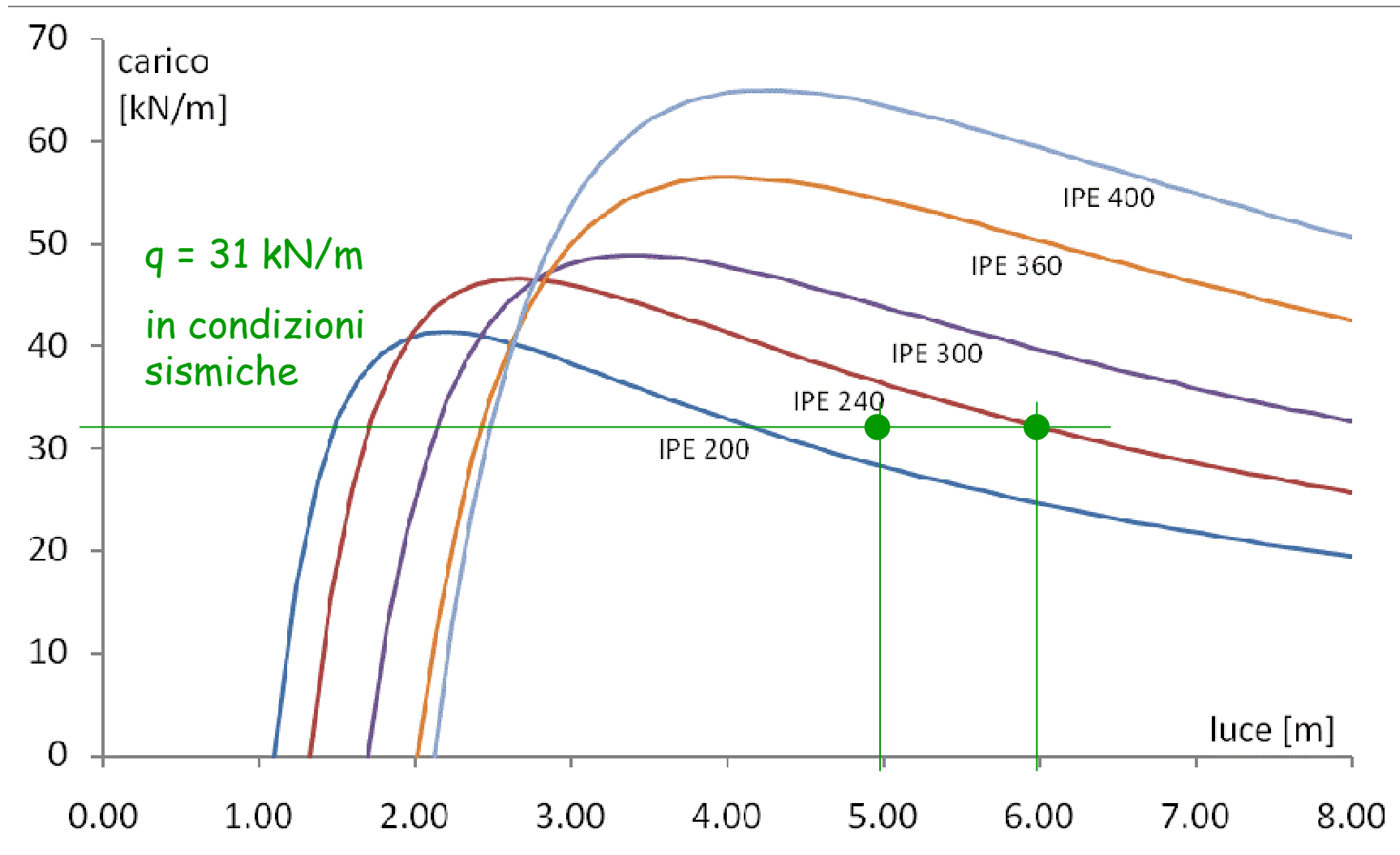
# Dimensionamento scelta della sezione della trave

stima M					limiti freccia						
q	60.83	kN/m			per g+q	L/ 250	24.0	mm			
l trave	6.00				per q	L/ 350	17.1	mm			
q l <sup>2</sup> / 10	219.0	kNm									
					Controllo freccia				Controllo momento		
					appoggiata		incastata				
		$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	fr. g+q	freccia q	fr. g+q	freccia q		$W_{pl,x}$ [cm <sup>3</sup> ]	$M_{pl}=W_{pl} f_y / \gamma_{mo}$ [kNm]		
Ipe 300		8356	41.80	20.77	8.36	4.15		628.4		164.6	
Ipe 330		11770	29.68	14.75	5.94	2.95		804.3		210.7	
Ipe 360		16270	21.47	10.67	4.29	2.13		1019		266.9	

Si è scelta una sezione IPE 360 di acciaio S275

(forse bastava anche un acciaio S235)

## Un controllo: carico massimo in funzione della luce



# Dimensionamento

## scelta della sezione della colonna

- Occorre un profilato con resistenza flessionale maggiore, quindi con un  $W_{pl}$  maggiore
- Deve poter portare lo sforzo normale massimo, in assenza di sisma
- In presenza di sisma è bene che lo sforzo normale sia piccolo rispetto a  $N_{Rd}$  (0.3÷0.5)
- Trave IPE 360:  $W_{pl} = 1019 \text{ cm}^3$



Basterebbe HEB 260:  $W_{pl} = 1283 \text{ cm}^3$

# Dimensionamento scelta della sezione della colonna

- Sforzo normale ed area necessaria (acciaio S275)

Pilastro centrale					Pilastro scala				
	sviluppo	in assenza di sisma	in presenza di sisma			sviluppo	in assenza di sisma	in presenza di sisma	
solaio(coeff.cont.=1,15)	47.61	476.8	240.4		solaio(coeff.cont.=1,00)	18	180.3	90.9	
scala		0.0	0.0		scala	15	181.5	105.0	
trave(coeff.cont.=1,15)	13.8	10.2	7.9		trave(coeff.cont.=1,15)	11.5	8.5	6.6	
Totale		487.0	248.3	kN	Totale		370.3	202.5	kN
	al piede	2435	1241	kN		al piede	1901	1062	kN
	A nec	93	47	cm <sup>2</sup>		A nec	73	41	cm <sup>2</sup>
Pilastro laterale					Pilastro angolo				
	sviluppo	in assenza di sisma	in presenza di sisma			sviluppo	in assenza di sisma	in presenza di sisma	
solaio(coeff.cont.=1,00)	18	180.3	90.9		solaio(coeff.cont.=1,00)	18	180.3	90.9	
scala		0.0	0.0		scala		0.0	0.0	
tamponature	6	46.8	36.0		tamponature	6	46.8	36.0	
trave(coeff.cont.=1,15)	9	6.7	5.1		trave(coeff.cont.=1,15)	6	4.4	3.4	
Totale		233.7	132.0	kN	Totale		231.5	130.3	kN
	al piede	1169	660	kN		al piede	1158	652	kN
	A nec	45	25	cm <sup>2</sup>		A nec	44	25	cm <sup>2</sup>

# Dimensionamento scelta della sezione della colonna

- Sforzo normale ed area necessaria (acciaio S275)
  - In assenza di sisma  $A_{nec} = 93 \text{ cm}^2$
  - In presenza di sisma  $A_{nec} = 47 \text{ cm}^2$   
ma per lavorare a  $0.3 \div 0.5$  del massimo  
 $A_{nec} = 94 \div 157 \text{ cm}^2$



Basterebbe HEB 320:  $A = 161.3 \text{ cm}^2$

Ma occorrono tanti altri controlli

# Dimensionamento carichi unitari rigorosi

	$\gamma_{g1}$	$\gamma_{g2}$	$\gamma_q$							
	1.3	1.5	1.5							
	1	0	0							
						$G_{2d+}$		$G_{2k+}$	SLU	SLU
<b>Elemento</b>	$G_{1k}$	$G_{2k}$	$Q_k$	$\psi_2$	$G_{1d}$	$Q_d$	$G_{1k}$	$\psi_2 Q_k$	solo c.v.	sisma
Solaio del piano tipo	3.40		3.00	0.30	4.42	4.50	3.40	0.90	8.92	4.30
Incidenza tramezzi		0.60		0.30	0.00	0.90	0.00	0.60	0.90	0.60
Travi sec. IPE 240	0.15				0.20	0.00	0.15	0.00	0.20	0.15
Solaio tipo con tramezzi	3.55	0.60	3.00	0.30	4.62	5.40	3.55	1.50	10.02	5.05
Solaio di copertura	4.00		2.00	0.30	5.20	3.00	4.00	0.60	8.20	4.60
Solaio torrino scala	3.40		0.50	0	4.42	0.75	3.40	0.00	5.17	3.40
Sbalzo copertura, cornicione	3.90		0.50	0	5.07	0.75	3.90	0.00	5.82	3.90
Scala	4.00		4.00	0.60	5.20	6.00	4.00	2.40	11.20	6.40
Travi IPE 360	0.57				0.74	0.00	0.57	0.00	0.74	0.57
Pareti di tamponamento	6.00				7.80	0.00	6.00	0.00	7.80	6.00
Tramezzi	3.00				3.90	0.00	3.00	0.00	3.90	3.00
Colonne HEB 450	1.71				2.22	0.00	1.71	0.00	2.22	1.71
Colonne scala HEB 140	0.25				0.32	0.00	0.25	0.00	0.32	0.25

# Dimensionamento carichi sulle travi rigorosi

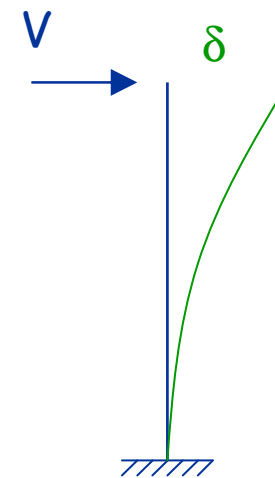
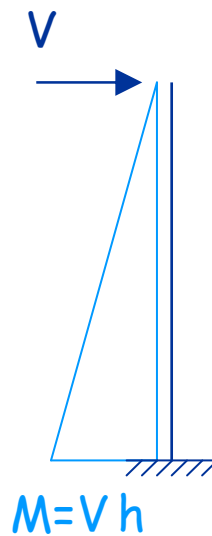
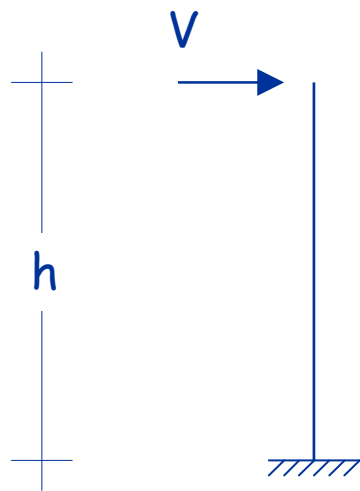
RIEPILOGO	V impalcato				IV-III-II impalcato				I impalcato			
	$g1k$	$g2k+\psi2 \text{ qk}$	$g1d +$ $g2d+qd$	$g1k +$ $g2k+\psi2 \text{ qk}$	$g1k$	$g2k+\psi2 \text{ qk}$	$g1d +$ $g2d+qd$	$g1k +$ $g2k+\psi2 \text{ qk}$	$g1k$	$g2k+\psi2 \text{ qk}$	$g1d +$ $g2d+qd$	$g1k +$ $g2k+\psi2 \text{ qk}$
19-20, 20-21	6.47	0.30	10.66	6.77	7.75	0.75	12.77	8.50	7.75	0.75	12.77	8.50
21-22	21.87	7.20	47.18	29.07	17.97	7.20	41.36	25.17	17.97	7.20	41.36	25.17
22-23, 23-24	16.47	1.80	31.16	18.27	16.62	4.50	37.81	21.12	16.62	4.50	37.81	21.12
13-14, 14-15	4.57	0.60	8.94	5.17	4.12	1.50	10.76	5.62	4.12	1.50	10.76	5.62
15-16	14.57	8.40	39.94	22.97	14.57	8.40	39.94	22.97	14.57	8.40	39.94	22.97
16-17, 17-18	29.37	4.32	59.78	33.69	26.13	10.80	72.85	36.93	26.13	10.80	72.85	36.93
7-8, 8-9	4.57	0.60	8.94	5.17	4.12	1.50	10.76	5.62	4.12	1.50	10.76	5.62
9-10	12.47	1.20	19.96	13.67	8.57	1.20	14.14	9.77	8.57	1.20	14.14	9.77
10-11, 11-12	16.47	1.80	31.16	18.27	16.02	4.50	37.03	20.52	16.62	4.50	37.81	21.12
4-5, 5-6	4.57	0.60	8.94	5.17	4.12	1.50	10.76	5.62	4.12	1.50	10.76	5.62
1-2, 2-3	6.47	0.30	10.66	6.77	7.75	0.75	12.77	8.50	7.75	0.75	12.77	8.50
19-13, 13-7	16.47	1.80	31.16	18.27	16.62	4.50	37.81	21.12	16.62	4.50	37.81	21.12
7-4, 4-1	16.47	1.80	31.16	18.27	16.62	4.50	37.81	21.12	16.62	4.50	37.81	21.12
20-14, 14-8	28.17	4.14	57.32	32.31	25.07	10.35	69.85	35.42	25.07	10.35	69.85	35.42
8-5, 5-2	28.17	4.14	57.32	32.31	25.07	10.35	69.85	35.42	25.07	10.35	69.85	35.42
15-21	18.57	1.80	33.14	20.37	17.22	4.50	38.59	21.72	17.22	4.50	38.59	21.72
15-9	29.57	8.58	64.84	38.15	28.09	11.55	70.83	39.64	28.09	11.55	70.83	39.64
9-6, 6-3	16.47	1.80	31.16	18.27	12.72	2.85	26.79	15.57	12.72	2.85	26.79	15.57
22-16	10.57	1.50	18.24	12.07	9.15	1.95	17.59	11.10	9.15	1.95	17.59	11.10
16-10	18.57	6.30	40.64	24.87	17.15	6.75	39.99	23.90	17.15	6.75	39.99	23.90
23-17, 17-11	4.57	0.60	8.94	5.17	4.12	1.50	10.76	5.62	4.12	1.50	10.76	5.62
24-18, 18-12	6.47	0.30	10.66	6.77	7.75	0.75	12.77	8.50	7.75	0.75	12.77	8.50

# Effetto $P-\delta$ e carico critico

in campo elastico



# Schema monopiano, comportamento elastico

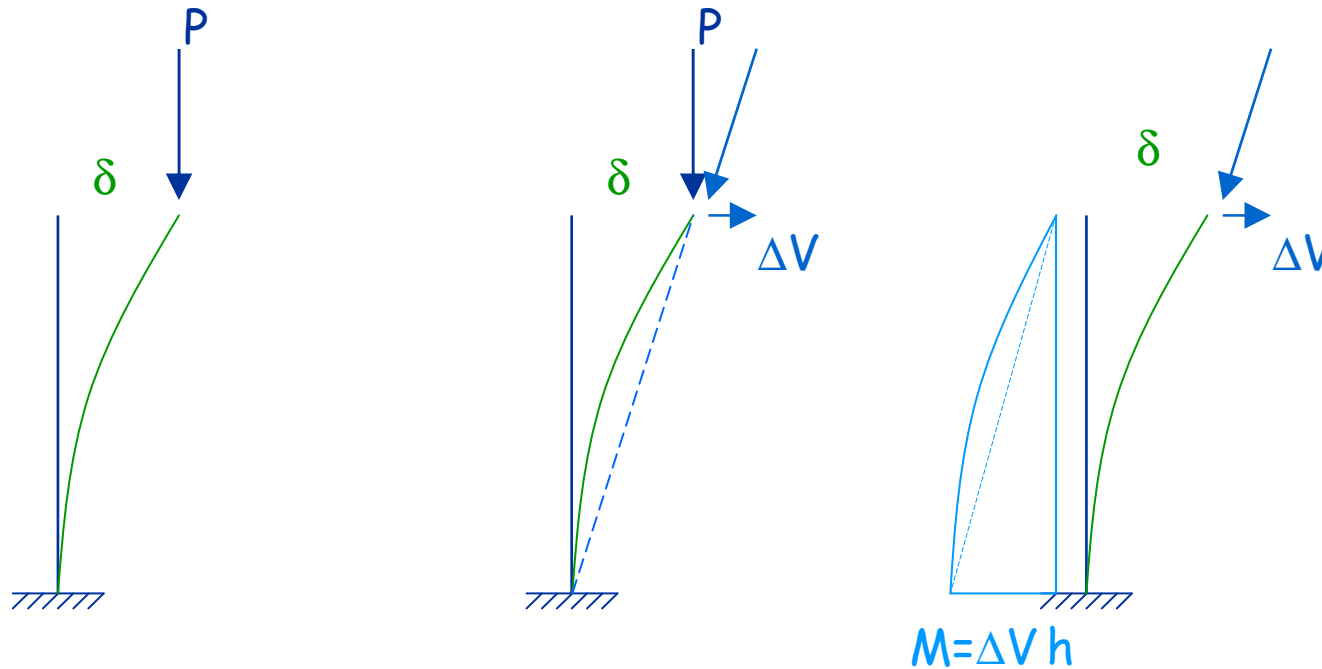


$$V = k \delta$$

$$k = \frac{3EI}{h^3}$$

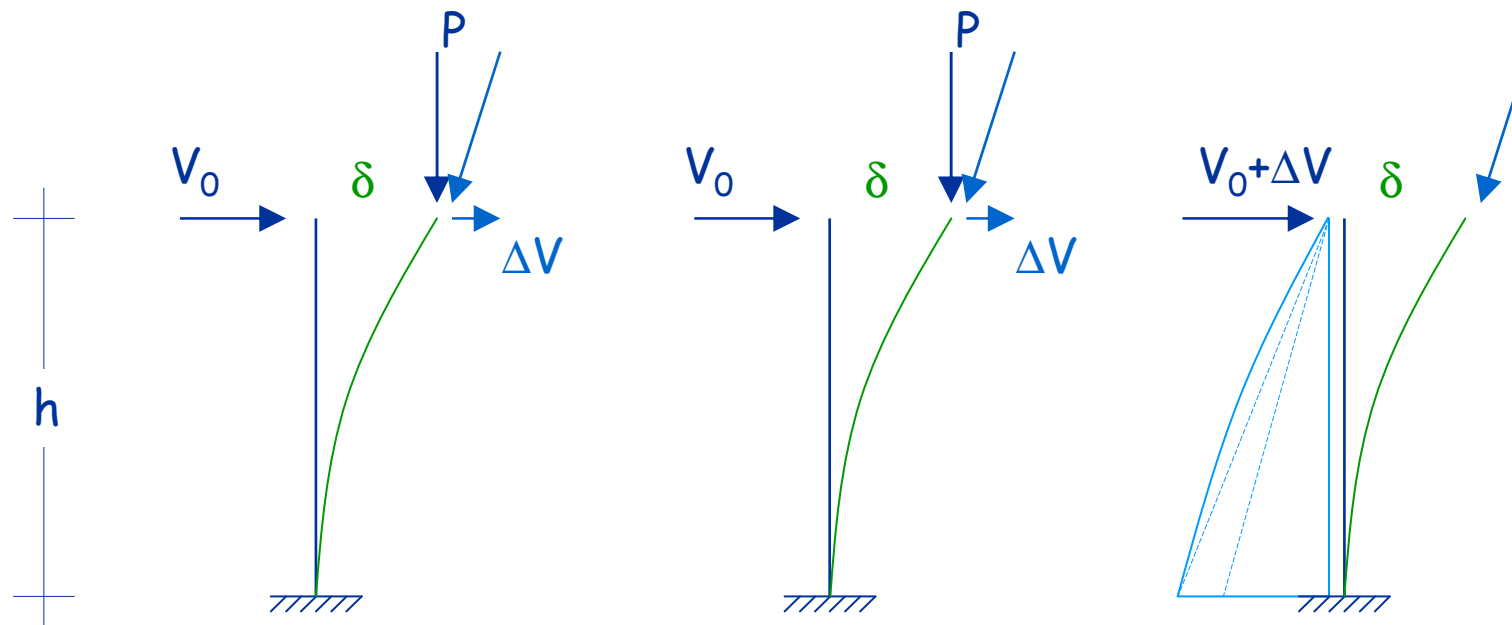
Relazione lineare tra carichi - sollecitazioni - spostamenti

# Schema monopiano, comportamento elastico



$$\Delta V = \frac{P \delta}{h}$$

# Schema monopiano, comportamento elastico

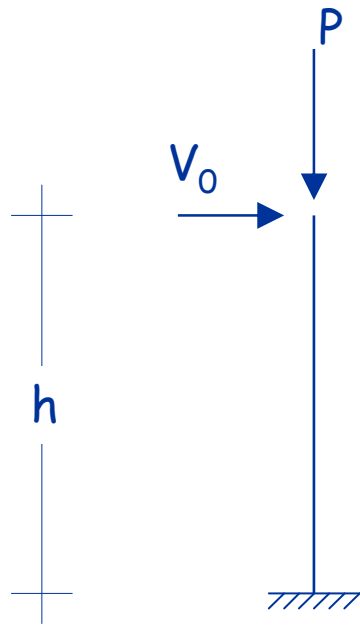


$$V = V_0 + \Delta V$$

$$M = (V_0 + \Delta V) h$$

$$\delta = \frac{V}{k}$$

## Schema monopiano, comportamento elastico



$$V = V_0 + \Delta V = V_0 + \frac{P \delta}{h}$$

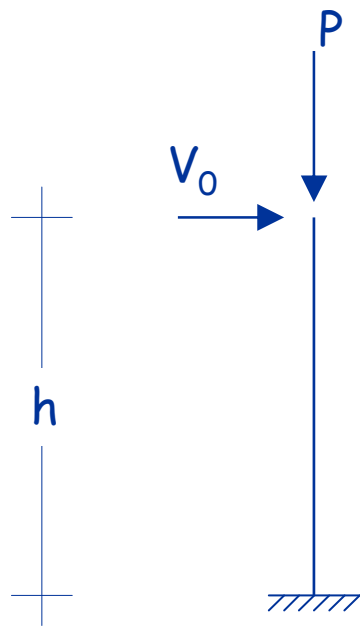
$$\delta = \frac{V}{k}$$

$$k \delta = V_0 + \frac{P \delta}{h}$$

$$\delta = \frac{V_0 / k}{1 - \frac{P}{k h}}$$

Relazione non lineare tra carichi - sollecitazioni - spostamenti

# Schema monopiano, comportamento elastico



$$\delta = \frac{V_0 / k}{1 - \frac{P}{k h}}$$

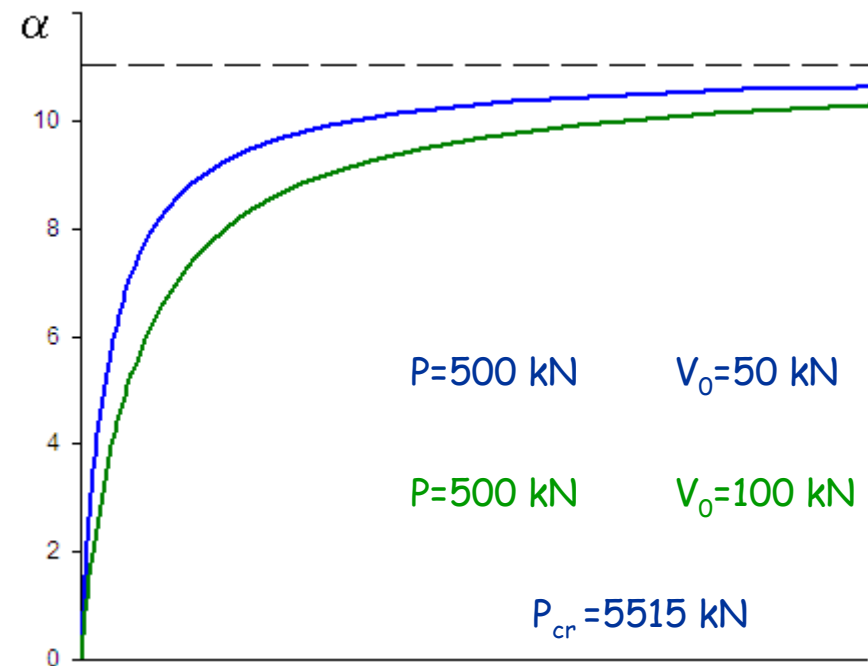
$$\delta = \frac{\alpha V_0 / k}{1 - \frac{\alpha P}{k h}}$$

Asintoto per

$$\alpha P = k h$$

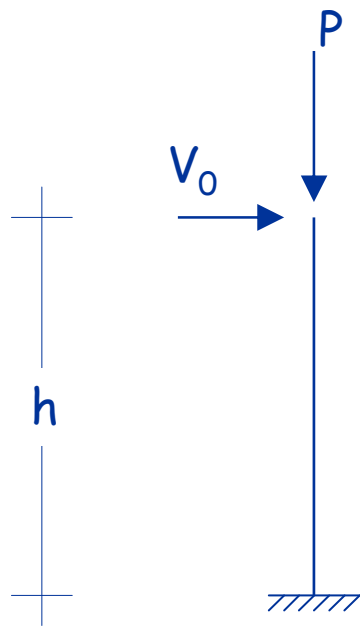
$$P_{cr} = \alpha_{cr} P = k h$$

Al crescere di  $V_0$  e  $P$   
(contemporaneamente)  
 $\alpha$  moltiplicatore di  $V_0$  e  $P$



Vedi file Excel Instabilità (mensola)

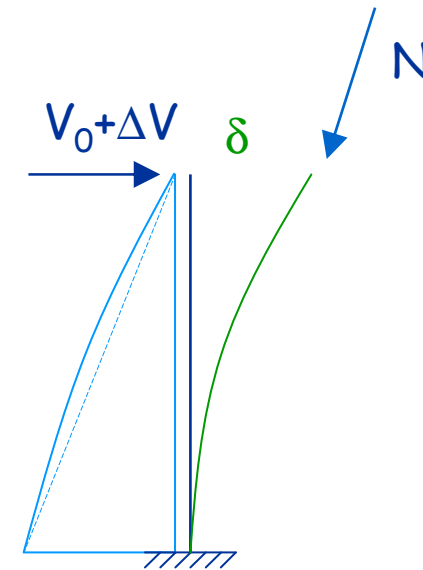
# Schema monopiano, carico critico in campo elastico



$$P_{cr} = \alpha_{cr} P = k h$$

indipendentemente da  $V_0$

ma la presenza di sforzo  
normale aumenta la  
deformazione dell'asta e  
riduce la rigidezza



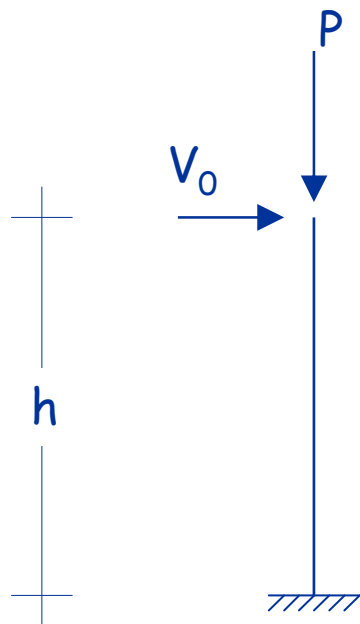
Per la mensola

$$k h = \frac{3 E I}{h^2} = \frac{12 E I}{(2h)^2}$$

ma in realtà  
(Eulero)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(2h)^2} \cong \frac{9.87 E I}{(2h)^2}$$

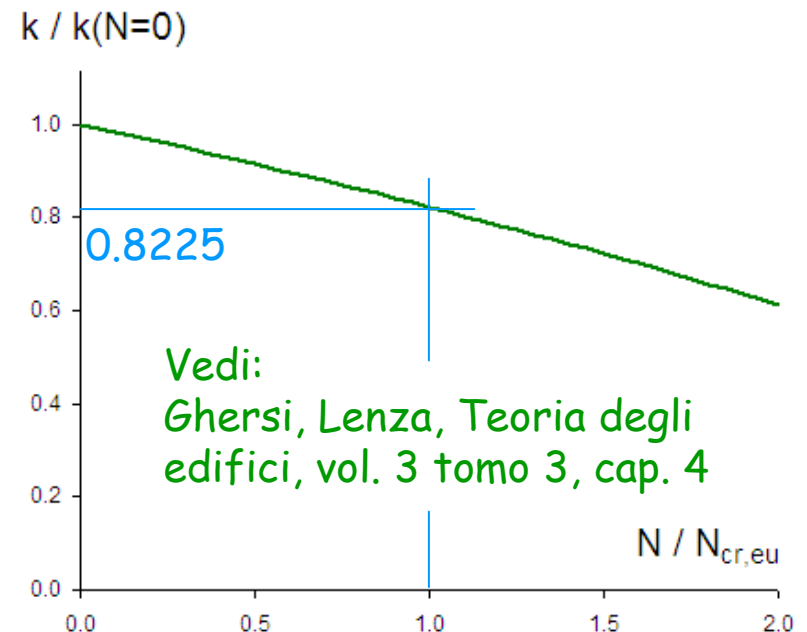
# Schema monopiano, carico critico in campo elastico



$$P_{cr} = \alpha_{cr} P = k h$$

indipendentemente da  $V_0$

ma la presenza di sforzo  
normale aumenta la  
deformazione dell'asta e  
riduce la rigidezza



Per la mensola

$$k h = \frac{3 E I}{h^2} = \frac{12 E I}{(2h)^2}$$

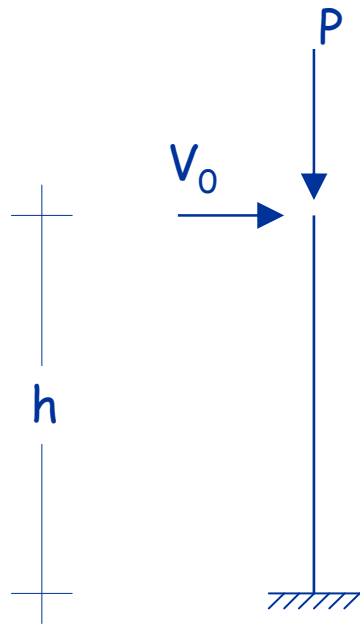
$$12 \times 0.8225 = 9.87$$

ma in realtà  
(Eulero)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(2h)^2} \cong \frac{9.87 E I}{(2h)^2}$$

variando così la rigidezza  
si ottengono i valori di Eulero

# Schema monopiano, comportamento elastico



$$\delta = \frac{V_0 / k}{1 - \frac{P}{k h}}$$

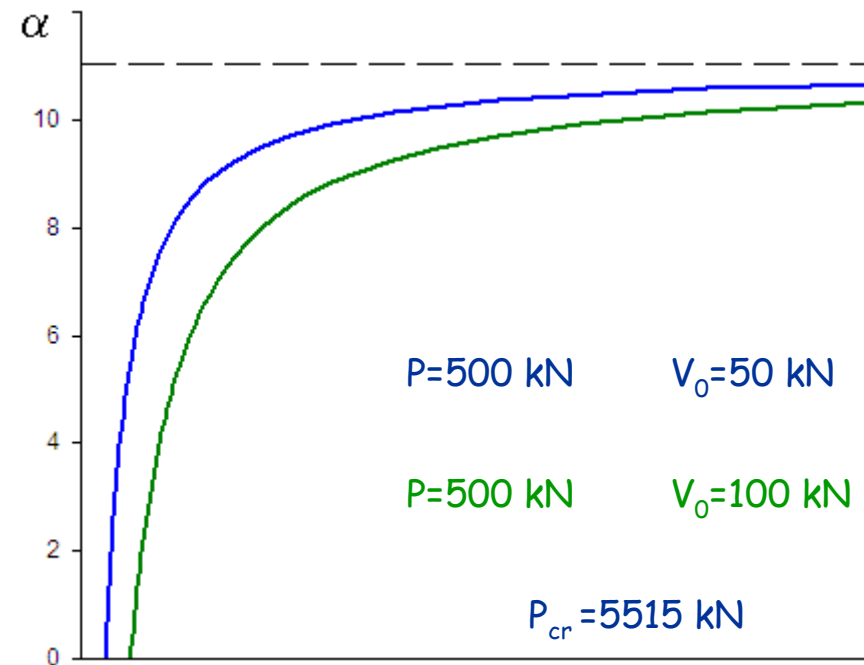
$$\delta = \frac{V_0 / k}{1 - \frac{\alpha P}{k h}}$$

Asintoto per

$$\alpha P = k h$$

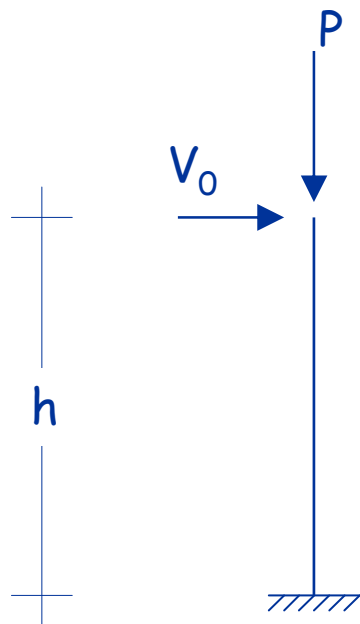
$$P_{cr} = \alpha_{cr} P = k h$$

Al crescere di  $P$   
(con  $V_0$  costante)  
 $\alpha$  moltiplicatore di  $P$





# Schema monopiano, comportamento elastico

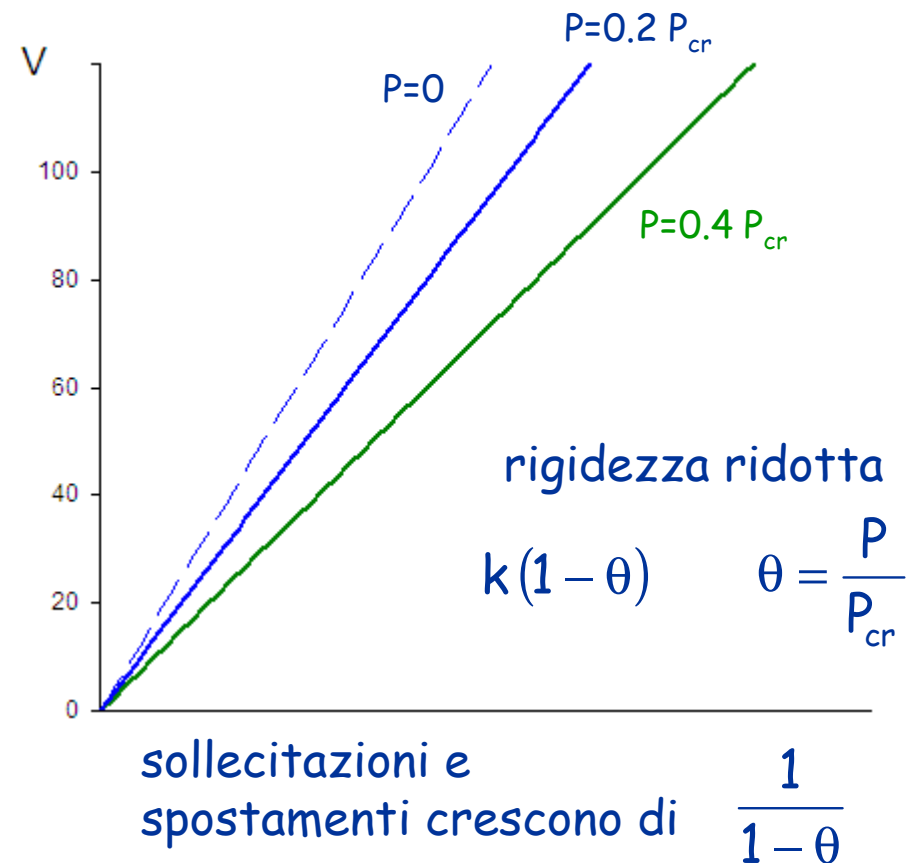


$$\delta = \frac{V_0 / k}{1 - \frac{P}{k h}}$$

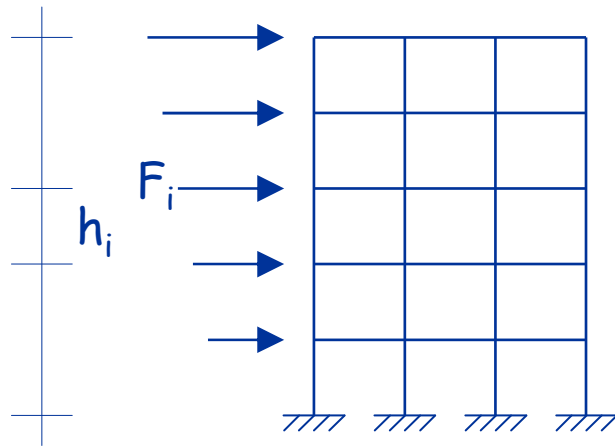
$$\delta = \frac{V / k}{1 - \frac{P}{k h}}$$

Comportamento lineare,  
ma l'effetto di  $P$  cresce in  
maniera non lineare con  $P$

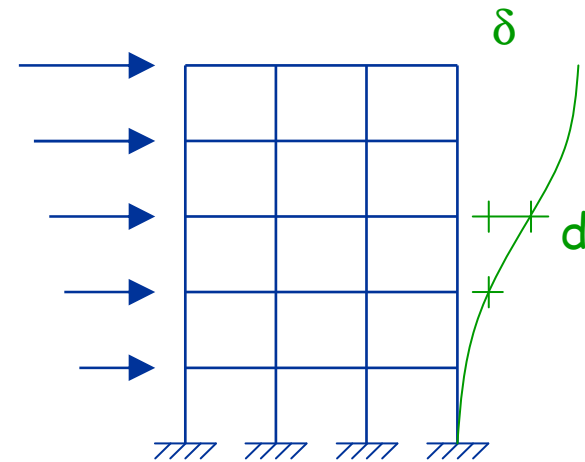
Al crescere di  $V$   
(con  $P$  costante)



# Telaio multipiano, comportamento elastico



$F_i$  forza di piano  
 $V_i$  taglio di piano (somma  
forze al di sopra)

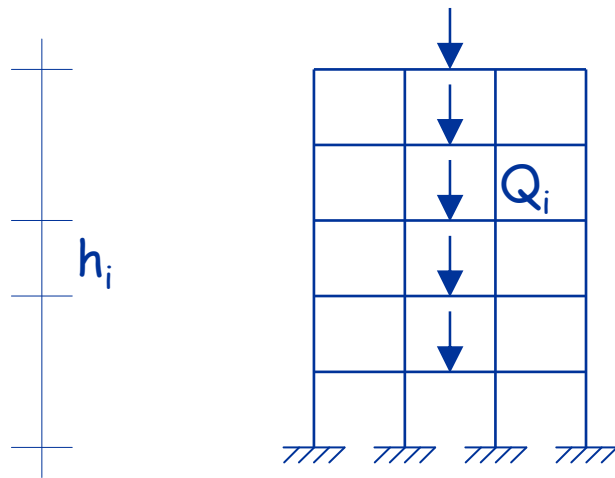


$\delta_i$  spostamenti assoluti  
 $d_i$  spostamenti relativi

$$F = k \delta$$

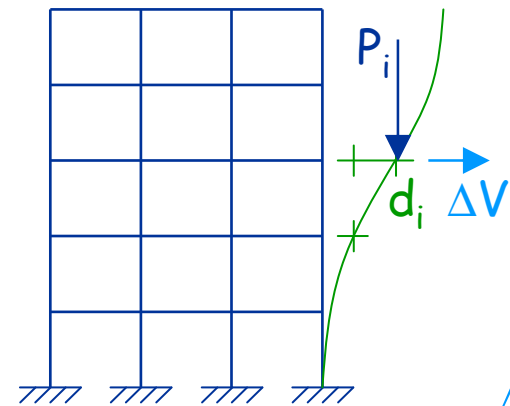
Relazione  
matriciale

# Telaio multipiano, comportamento elastico



$Q_i$  carico verticale di piano

$P_i$  carico totale  
sovrastante il piano



$$\Delta V_i = \frac{P_i d_i}{h_i}$$

Si può ottenere

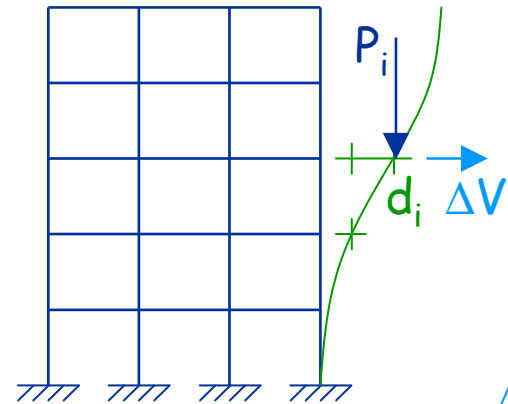
$$\Delta F = k_g \delta$$

Relazione  
matriciale

# Telaio multipiano, comportamento elastico

$$k_g = \begin{bmatrix} \times & \times & & & \\ \times & \times & \times & & \\ \times & \times & \times & & \\ & \times & \times & \times & \\ & & \times & \times & \end{bmatrix}$$

$$-\frac{P_i}{h_i} \quad \frac{P_i}{h_i} + \frac{P_{i+1}}{h_{i+1}} \quad -\frac{P_{i+1}}{h_{i+1}}$$



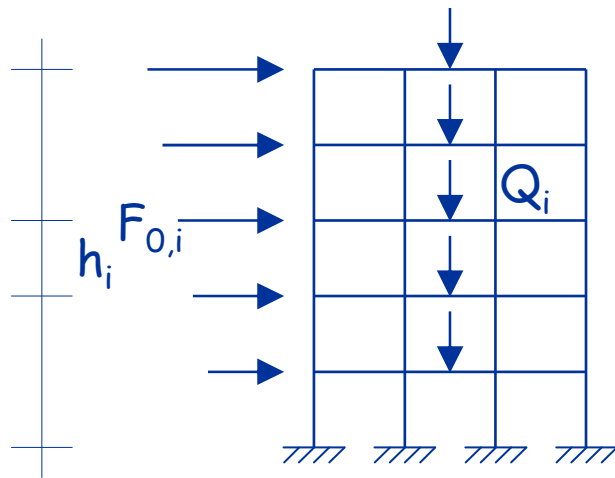
$$\Delta V_i = \frac{P_i d_i}{h_i}$$

Si può ottenere

$$\Delta F = k_g \delta$$

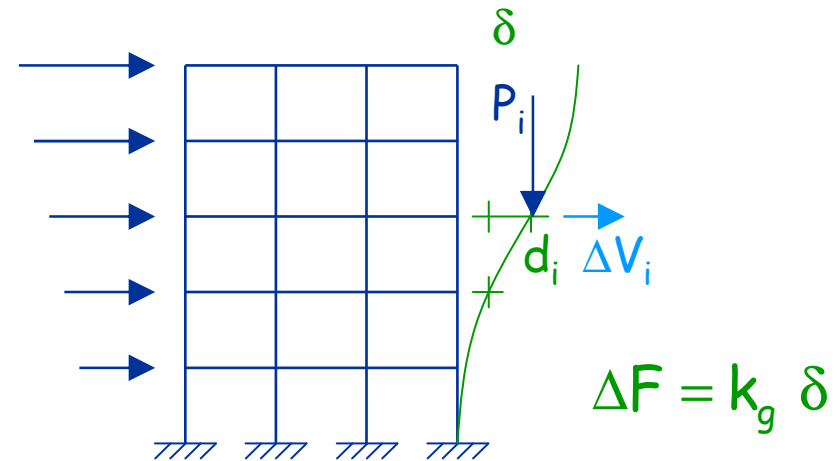
Relazione  
matriciale

# Telaio multipiano, comportamento elastico



$$F = F_0 + \Delta F = k \delta$$

Relazione  
matriciale

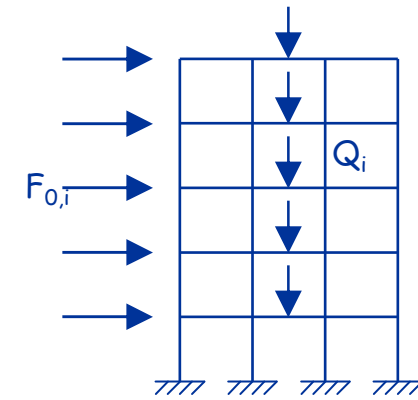


$$F_0 = F - \Delta F = k \delta - k_g \delta = (k - k_g) \delta$$

Matrice di rigidezza  
ridotta per tener  
conto dell'effetto P- $\delta$

# Telaio multipiano, comportamento elastico

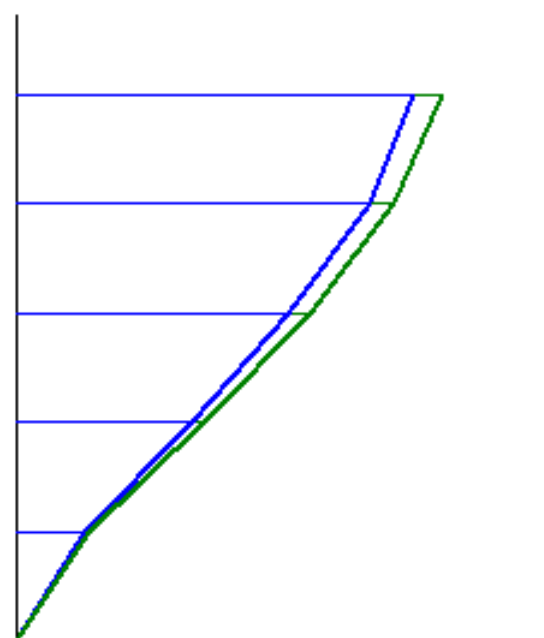
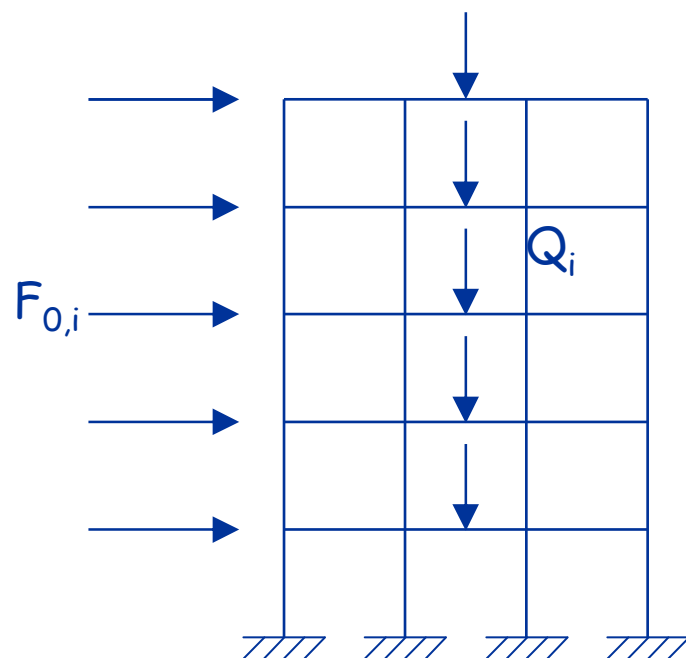
matrice rigidezza		tutti i termini sono in kN/mm		
12.378	-16.672	5.314	-1.257	0.290
-16.672	36.593	-27.821	9.577	-2.098
5.314	-27.821	53.540	-43.431	15.500
-1.257	9.577	-43.431	73.692	-55.183
0.290	-2.098	15.500	-55.183	94.120
matrice geometrica				
0.171	-0.171	0	0	0
-0.171	0.557	-0.386	0	0
0	-0.386	0.986	-0.600	0
0	0	-0.600	1.414	-0.814
0	0	0	-0.814	1.843
matrice rigidezza - geometrica				
12.207	-16.501	5.314	-1.257	0.290
-16.501	36.036	-27.435	9.577	-2.098
5.314	-27.435	52.554	-42.831	15.500
-1.257	9.577	-42.831	72.278	-54.369
0.290	-2.098	15.500	-54.369	92.277



Vedi file Excel Instabilità (telaio)

# Telaio multipiano, comportamento elastico

				senza P- $\delta$	con P- $\delta$
piano	h [m]	z [m]	F [kN]	spo [mm]	spo [mm]
5	3.50	17.50	100	145.7	155.6
4	3.50	14.00	100	129.5	138.7
3	3.50	10.50	100	99.8	107.1
2	3.50	7.00	100	64.4	69.0
1	3.50	3.50	100	24.8	26.4



## Telaio multipiano, carico critico in campo elastico

- Incrementando i carichi verticali di  $\alpha$  si ha carico critico quando non è più possibile portare forze orizzontali (le forze instabilizzanti tengono, da sole, la struttura deformata)

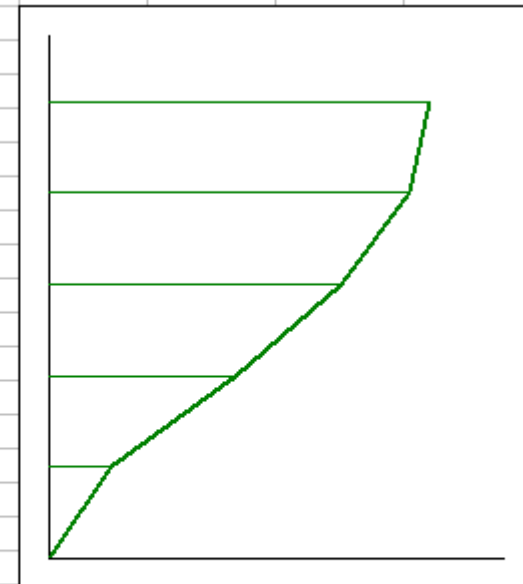
$$F_0 = (k - \alpha k_g) \delta = 0$$

- Si hanno soluzioni se  $\text{Det}(k - \alpha k_g) = 0$   
(problema di autovalori e autovettori)



## Telaio multipiano, carico critico in campo elastico

matrice rigidezza					tutti i termini sono in kN/mm				
12.378	-16.672	5.314	-1.257	0.290					
-16.672	36.593	-27.821	9.577	-2.098					
5.314	-27.821	53.540	-43.431	15.500					
-1.257	9.577	-43.431	73.692	-55.183					
0.290	-2.098	15.500	-55.183	94.120					
matrice geometrica									
0.171	-0.171	0	0	0					
-0.171	0.557	-0.386	0	0					
0	-0.386	0.986	-0.600	0					
0	0	-0.600	1.414	-0.814					
0	0	0	-0.814	1.843					
moltiplicatore critico									
$\alpha$ cr	14.77215	modificare questo valore fino ad annullare il determinante							
determinante									
6.37E-05	valore da azzerare								
matrice rigidezza - geometrica									
9.846	-14.140	5.314	-1.257	0.290	t.noto	inversa			spo cr
-14.140	28.363	-22.123	9.577	-2.098	14.140	0.108	0.131	0.093	0.033
5.314	-22.123	38.979	-34.568	15.500	-5.314	0.131	0.248	0.201	0.076
-1.257	9.577	-34.568	52.800	-43.155	1.257	0.093	0.201	0.207	0.090
0.290	-2.098	15.500	-43.155	66.897	-0.290	0.033	0.076	0.090	0.056



# Telaio multipiano, comportamento elastico

È possibile procedere in maniera approssimata, se non si ha un programma che fa l'analisi non lineare?

## 1. Procedimento iterativo

Correzione dell'analisi lineare, iterativa									
			senza P- $\delta$		prima iterazione				
piano	F [kN]	V [kN]	spo [mm]	dr [mm]	$\Delta V$ [kN]	V' [kN]	F' [kN]	spo [mm]	dr [mm]
5	100	100	145.7	16.1	2.8	102.8	102.8	154.9	16.8
4	100	200	129.5	29.8	11.5	211.5	108.7	138.1	31.5
3	100	300	99.8	35.4	21.2	321.2	109.7	106.6	37.8
2	100	400	64.4	39.6	32.2	432.2	111.0	68.7	42.4
1	100	500	24.8	24.8	25.5	525.5	93.3	26.3	26.3

Calcolo lineare, con  
le forze assegnate

$\Delta V$

Nuove  
forze

Nuovi  
spostamenti

# Telaio multipiano, comportamento elastico

È possibile procedere in maniera approssimata, se non si ha un programma che fa l'analisi non lineare?

## 1. Procedimento iterativo

prima iterazione					seconda iterazione				
$\Delta V$ [kN]	$V'$ [kN]	$F'$ [kN]	spo [mm]	dr [mm]	$\Delta V$ [kN]	$V''$ [kN]	$F''$ [kN]	spo [mm]	$\Delta$ %
2.8	102.8	102.8	154.9	16.8	2.9	102.9	102.9	155.5	-0.03%
11.5	211.5	108.7	138.1	31.5	12.2	212.2	109.3	138.7	-0.03%
21.2	321.2	109.7	106.6	37.8	22.7	322.7	110.5	107.0	-0.03%
32.2	432.2	111.0	68.7	42.4	34.5	434.5	111.8	69.0	-0.03%
25.5	525.5	93.3	26.3	26.3	27.1	527.1	92.6	26.4	-0.03%

... iterando  
quanto occorre

$\Delta V$

Nuove  
forze

Nuovi  
spostamenti

# Telaio multipiano, comportamento elastico

È possibile procedere in maniera approssimata, se non si ha un programma che fa l'analisi non lineare?

## 2. Con determinazione approssimata del carico critico

Carico critico						senza P-δ				
piano	h [m]	z [m]	P [kN]	F [kN]	V [kN]	spo [mm]	dr [mm]	α cr	θ	1/1-θ
5	3.50	17.50	600	100	100	145.7	16.1	36.13	0.028	1.028
4	3.50	14.00	1350	100	200	129.5	29.8	17.43	0.057	1.061
3	3.50	10.50	2100	100	300	99.8	35.4	14.14	0.071	1.076
2	3.50	7.00	2850	100	400	64.4	39.6	12.41	0.081	1.088
1	3.50	3.50	3600	100	500	24.8	24.8	19.58	0.051	1.054
								α cr min	θ max	1/1-θmax
								12.41	0.081	1.088

a ogni piano si calcola  $\alpha_{cr} = \frac{V_i h_i}{P_i d_i}$  e si prende il minimo

# Telaio multipiano, comportamento elastico

È possibile procedere in maniera approssimata, se non si ha un programma che fa l'analisi non lineare?

## 2. Con determinazione approssimata del carico critico

								$\alpha_{cr \min}$	$\theta_{\max}$	$1/1-\theta_{\max}$
								12.41	0.081	1.088
Correzione dell'analisi lineare, con $\theta$										
		senza P- $\delta$	stima	con P- $\delta$						
piano	F [kN]	spo [mm]	spo [mm]	spo [mm]	$\Delta \%$					
5	100	145.7	158.4	155.6	1.8%					
4	100	129.5	140.9	138.7	1.6%					
3	100	99.8	108.5	107.1	1.4%					
2	100	64.4	70.0	69.0	1.5%					
1	100	24.8	27.0	26.4	2.1%					

$$\theta = \frac{1}{\alpha_{cr}} \quad \theta_{\max} = \frac{1}{\alpha_{cr, \min}}$$

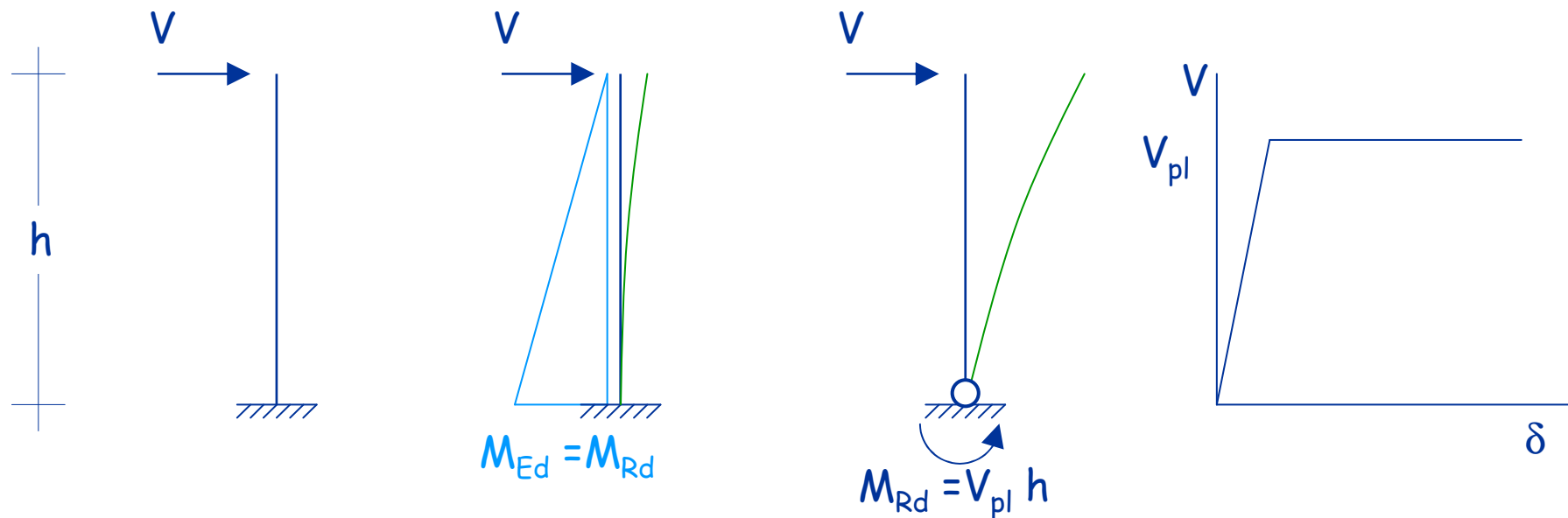
si amplificano i risultati di  $\frac{1}{1 - \theta_{\max}}$

# Effetto $P-\delta$ e carico critico

in campo plastico

# Schema monopiano, comportamento in campo plastico

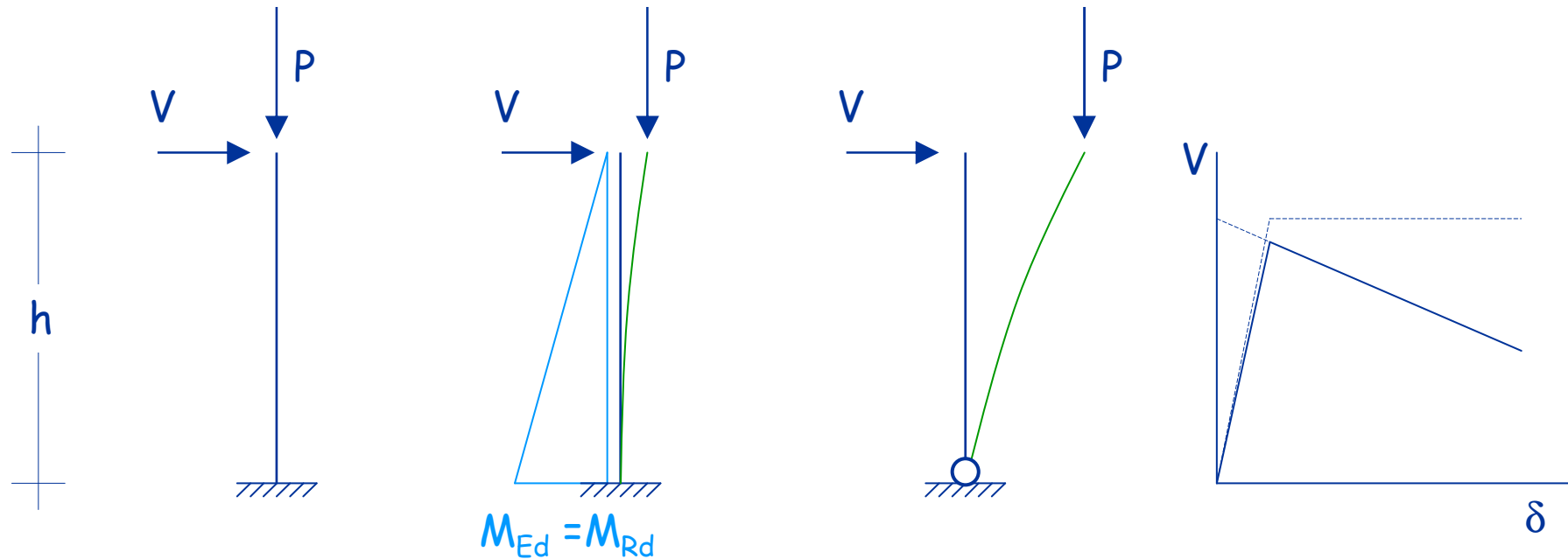
- Al crescere della forza orizzontale



Relazione non lineare tra carichi e spostamenti

# Schema monopiano, comportamento in campo plastico

- Se si considera l'effetto  $P-\delta$



Il tratto elastico lineare ha una pendenza minore

La cerniera plastica si forma per un taglio minore

Dopo la formazione della cerniera si prosegue con un tratto decrescente



# Schema monopiano, comportamento in campo plastico

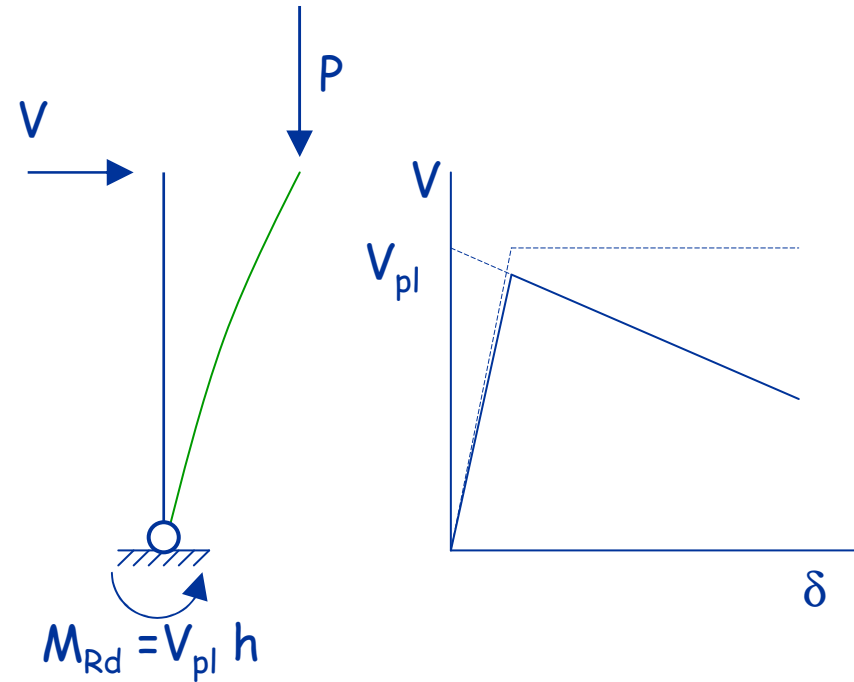
- Se si considera l'effetto P- $\delta$

Per l'equilibrio

$$V h + P \delta = V_{pl} h$$

$$V = V_{pl} - \frac{P \delta}{h}$$

(retta decrescente)



# Implicazioni per l'analisi sismica

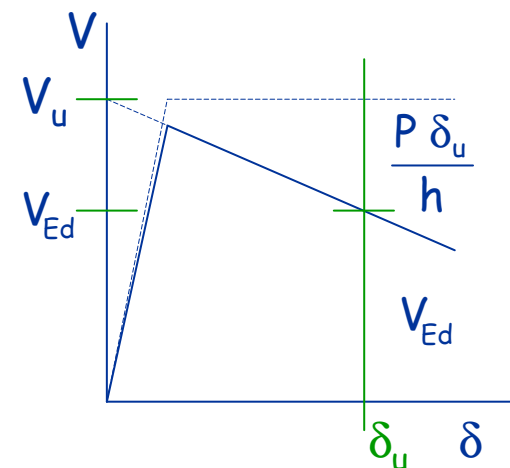
- Alla struttura sono applicate forze di calcolo  $V_{Ed}$
- La struttura in campo plastico raggiungerà uno spostamento  $\delta_u$



- La struttura deve essere in grado di portare un taglio plastico (ultimo)  $V_u$  maggiore di  $V_{Ed}$

$$\frac{V_u}{V_{Ed}} = \frac{V_u}{V_u - \frac{P \delta_u}{h}} = \frac{1}{1 - \frac{P \delta_u}{V_u h}} = \frac{1}{1 - \theta}$$

$$\text{con } \theta = \frac{P \delta_u}{V_u h}$$



# Applicazione ai telai

- Calcolare a tutti i piani il rapporto  $\theta_i = \frac{P_i d_{i,u}}{V_{i,u} h_i}$
- Determinarne il massimo  $\theta_{\max}$
- Incrementare i risultati del calcolo di  $\frac{1}{1 - \theta_{\max}}$

La normativa dice che:

- Se  $\theta_{\max} \leq 0.1$  l'effetti può essere trascurato
- Se  $0.1 < \theta_{\max} \leq 0.2$  l'incremento v  fatto cos 
- Se  $0.2 < \theta_{\max} \leq 0.3$  occorrono analisi pi  dettagliate
- Non   ammesso  $\theta_{\max} > 0.3$

# Applicazione ai telai

- Ma cosa prendere per  $d_u$  e  $V_u$ ?
- Spostamenti:
  - Il calcolo SLV è fatto con forze ridotte di  $q$  rispetto a quelle dello spettro elastico
  - Per Newmark, gli spostamenti in campo plastico sono gli stessi della struttura che rimane elastica
  - Quindi i valori di calcolo degli spostamenti devono essere incrementati di  $q$  o più precisamente, di  $S_e(T)/S_d(T)$

# Applicazione ai telai

- Ma cosa prendere per  $V_u$  e  $d_u$ ?

- Tagli:

- La prima plasticizzazione avviene per sisma incrementato di  $\Omega$

$$\Omega = \text{Min} \left( \frac{M_{pl,Rd} - M_{Ed,G}}{M_{Ed,E}} \right)_{\text{travi}}$$

- Tra prima plasticizzazione e collasso vi è un incremento di azione tagliante pari a  $\alpha_u / \alpha_1$
- Quindi i valori di calcolo del taglio devono essere incrementati di  $\Omega \alpha_u / \alpha_1$

- In definitiva si può usare l'espressione

$$\theta = \frac{P_d \frac{S_e(T)}{S_d(T)}}{V h \Omega \frac{\alpha_u}{\alpha_1}}$$