

# Strutture Controventate

# Strutture controventate

## Definizione

Strutture in cui le forze orizzontali  
sono sostanzialmente assorbite  
da poche sottostrutture verticali

Il termine "poche" deve essere inteso come  
"poche rispetto al numero totale di sottostrutture  
verticali del sistema".

Ciò implica che le sottostrutture controventate sono  
molto più rigide delle altre sottostrutture esistenti  
nell'edificio.

# Strutture controventate

## Definizione

I sistemi controventati resistono alle forze laterali principalmente attraverso forze assiali nelle aste delle sottostrutture controventate.

Solo una piccola percentuale (o nulla) delle forze laterali è portata per flessione nelle connessioni delle aste.

# Strutture controventate

## Definizione

Le sottostrutture controventate possono essere :

- **A PARETE PIENA**  
(ad es. pareti in conglomerato cementizio armato)
- **RETICOLARI**  
(ad es. telai controventati in acciaio)

# Strutture controventate

## Caratteristiche principali

### Vantaggi

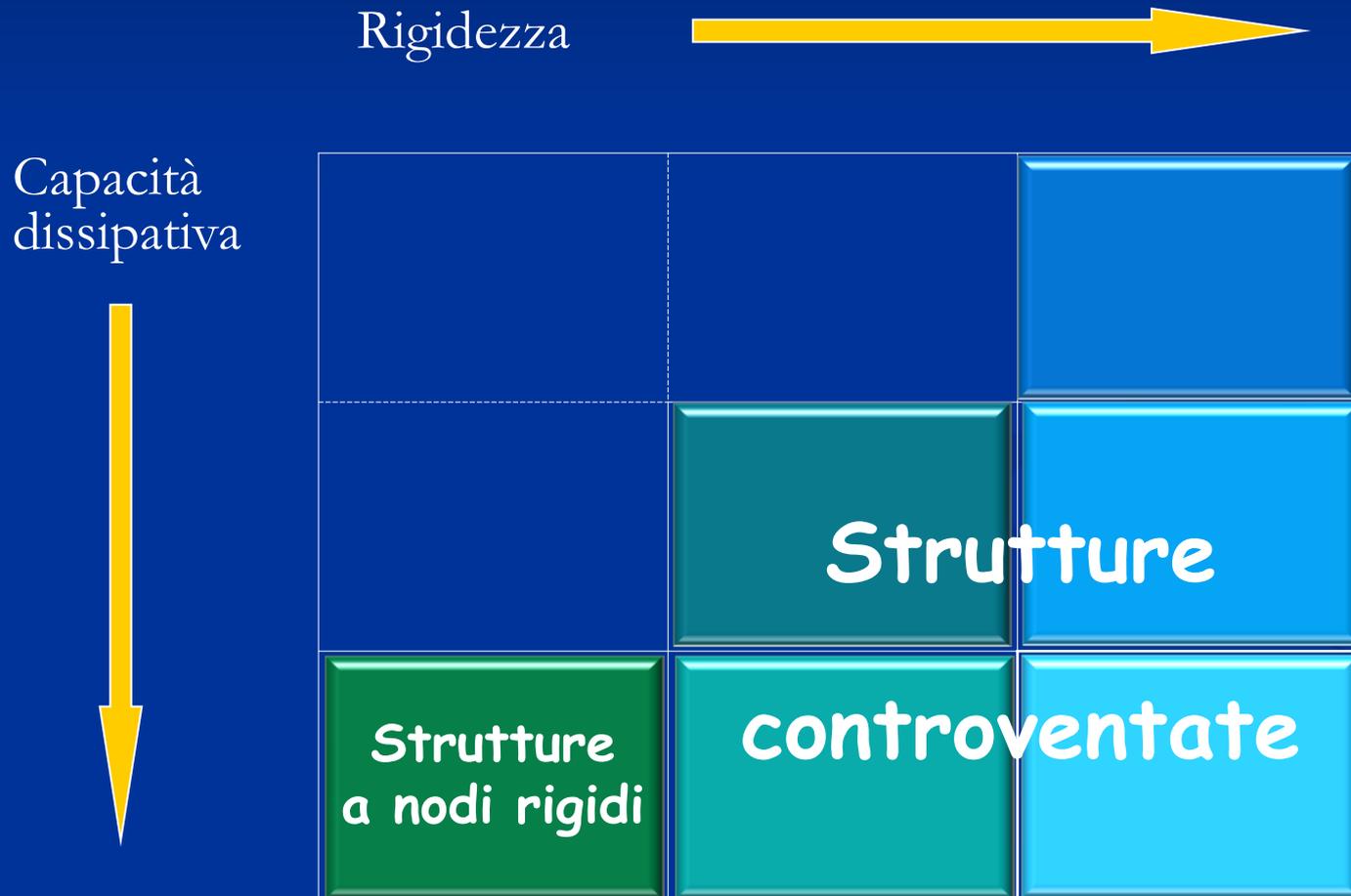
- Elevata resistenza alle azioni laterali
- Riduzione degli spostamenti di interpiano

### Svantaggi

- Impedimento alle aperture
- Modesta duttilità globale

# Strutture controventate

## Caratteristiche principali



# Strutture controventate

## Problematiche principali

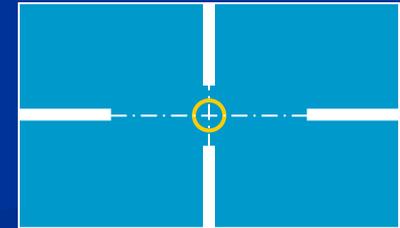
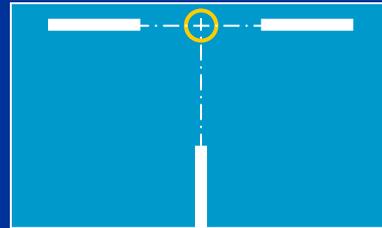
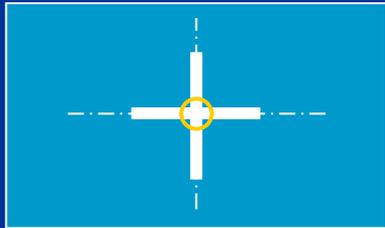
Una riduzione degli elementi verticali resistenti all'azione sismica può comportare diversi problemi :

- Effetti torsionali in fase elastica o inelastica
- Elevate sollecitazioni e deformazioni nell'impalcato
- Elevate sollecitazioni applicate alle fondazioni delle sottostrutture controventate

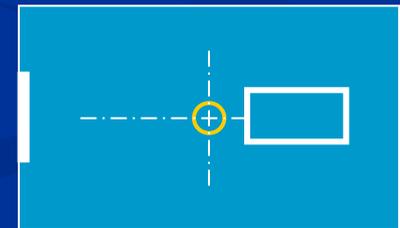
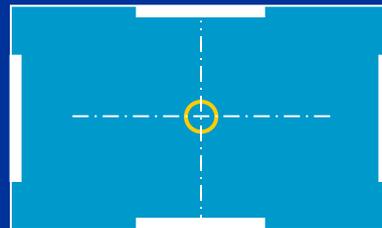
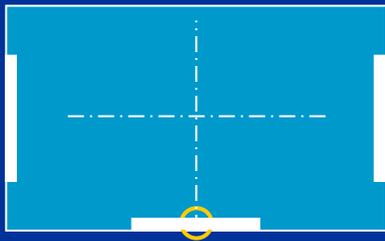
# Strutture controventate

Stabilità torsionale

## Sistemi instabili



## Sistemi stabili



**Strutture con  
controventi concentrici  
tradizionali**

# Strutture controventate

## Classificazione controventi in acciaio

### 1. STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Il controvento è costituito da un telaio controventato con diagonali che convergono in :

- nodi trave-pilastro
- punti di travi o pilastri in cui convergono altre diagonali.

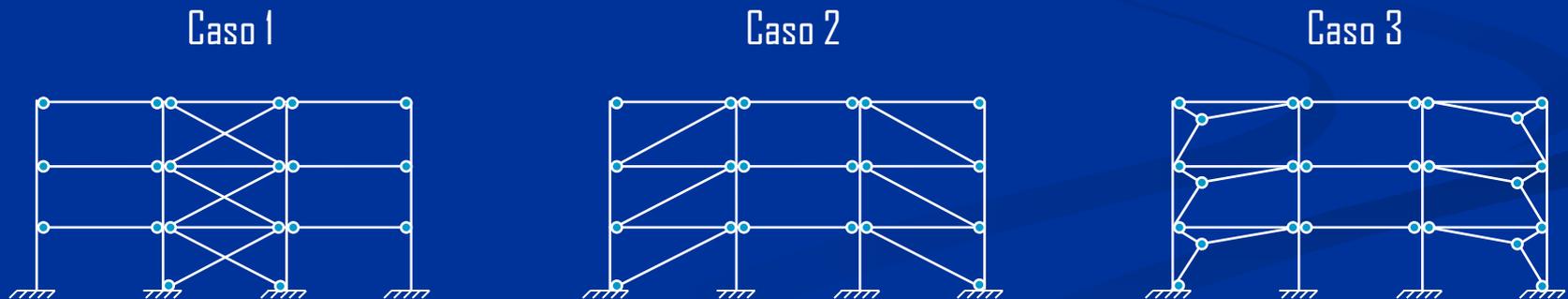
# Strutture controventate

## Controventi concentrici

I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti categorie :

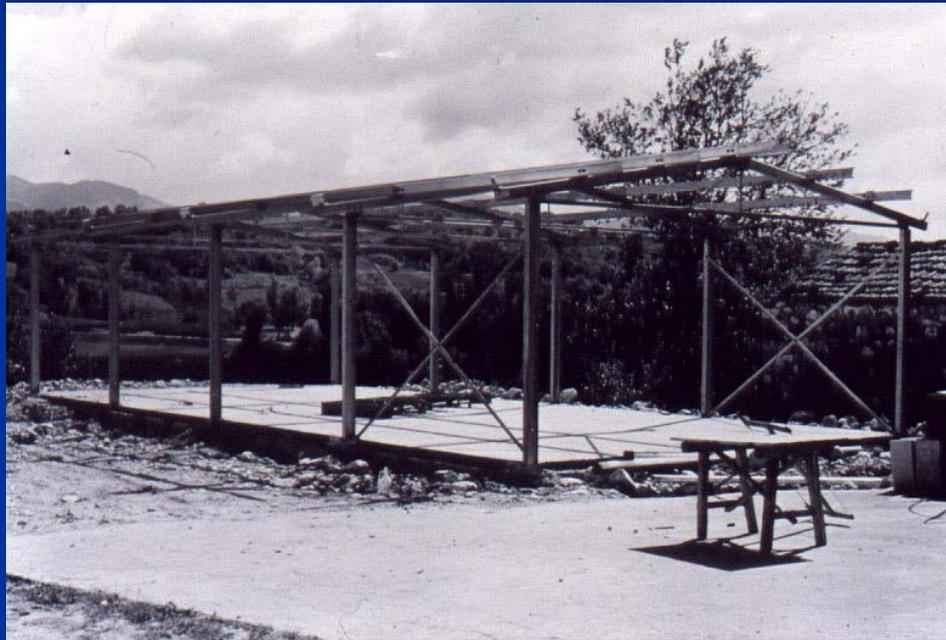
### ➤ CONTROVENTI CON DIAGONALE TESA ATTIVA

la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione



# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Struttura con controventi concentrici ad X  
(Caso I)

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Struttura con controventi concentrici ad X  
realizzata con profili scatolari  
(Caso I)

Struttura con controventi concentrici ad X  
realizzata con profili angolari  
(Caso I)

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Strutture con controventi concentrici  
(Caso 2)

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Strutture con controventi concentrici ad X  
a due piani e due campate

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Visitor centre, Limerick, Ireland.  
(architetti: Murray O'Laoire Associates)

# Strutture controventate

## Controventi concentrici

Reliance Controls, Swindon,  
con pannelli controventati multipli  
(architetti: Foster and Partners)  
(Caso 1)



# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Campata controventata con profili a doppio T  
(Caso 2)

Campata controventata con profili scatolari  
(Caso 2)

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Campata controventata  
con profili scatolari rotondi  
(Caso 2)



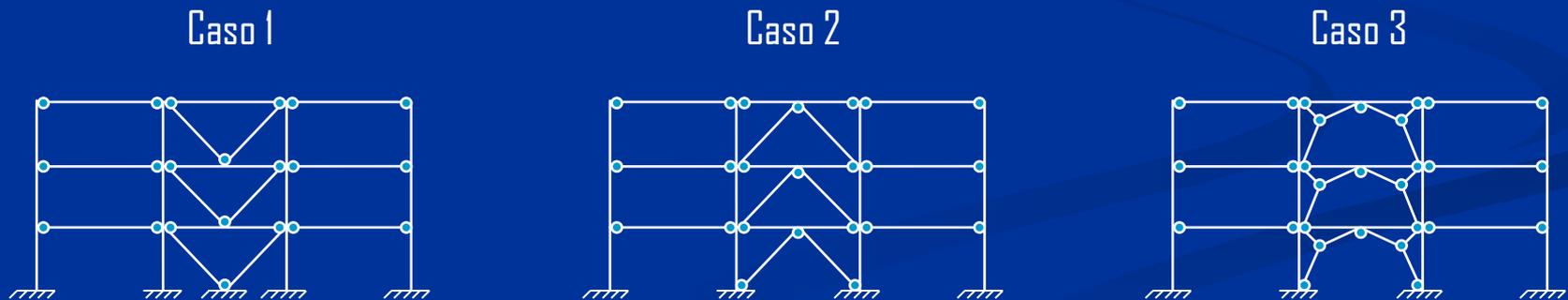
# Strutture controventate

## Controventi concentrici

### ➤ CONTROVENTI A V

Le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse.

Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua



# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Struttura controventata  
con controventi concentrici a V invertita  
(Caso 2)

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Strutture controventata  
con controventi concentrici a V invertita  
(Caso 2)

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Strutture controventate  
con controventi concentrici a V a due piani  
(Caso 2)

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Particolari di collegamento  
dei controventi concentrici a V  
alla trave di piano  
(Caso 2)



# Strutture controventate

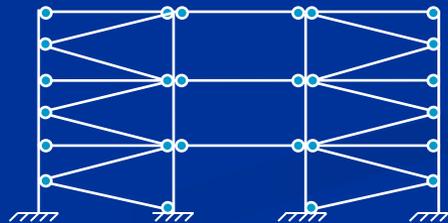
## Controventi concentrici

### ➤ CONTROVENTI A K

Il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna.

### Attenzione !

Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.



# Il singolo controvento

*Comportamento in occorrenza di azioni assiali cicliche*

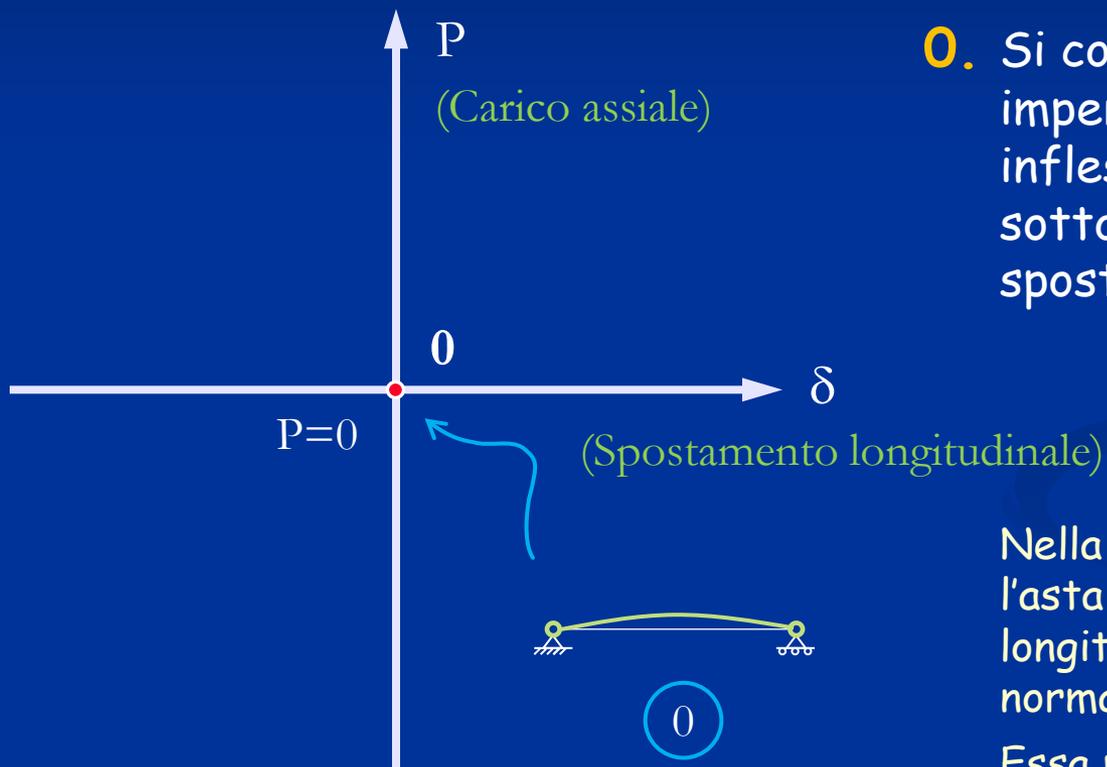
# Strutture con controventi concentrici

Criteria fondamentali di progetto

Ragione dell'importanza  
del comportamento inelastico dei controventi:

nelle strutture con controventi concentrici,  
le diagonali rappresentano gli elementi destinati a  
sviluppare il comportamento inelastico e dunque a dissipare  
energia.

# Comportamento del controvento concentrico

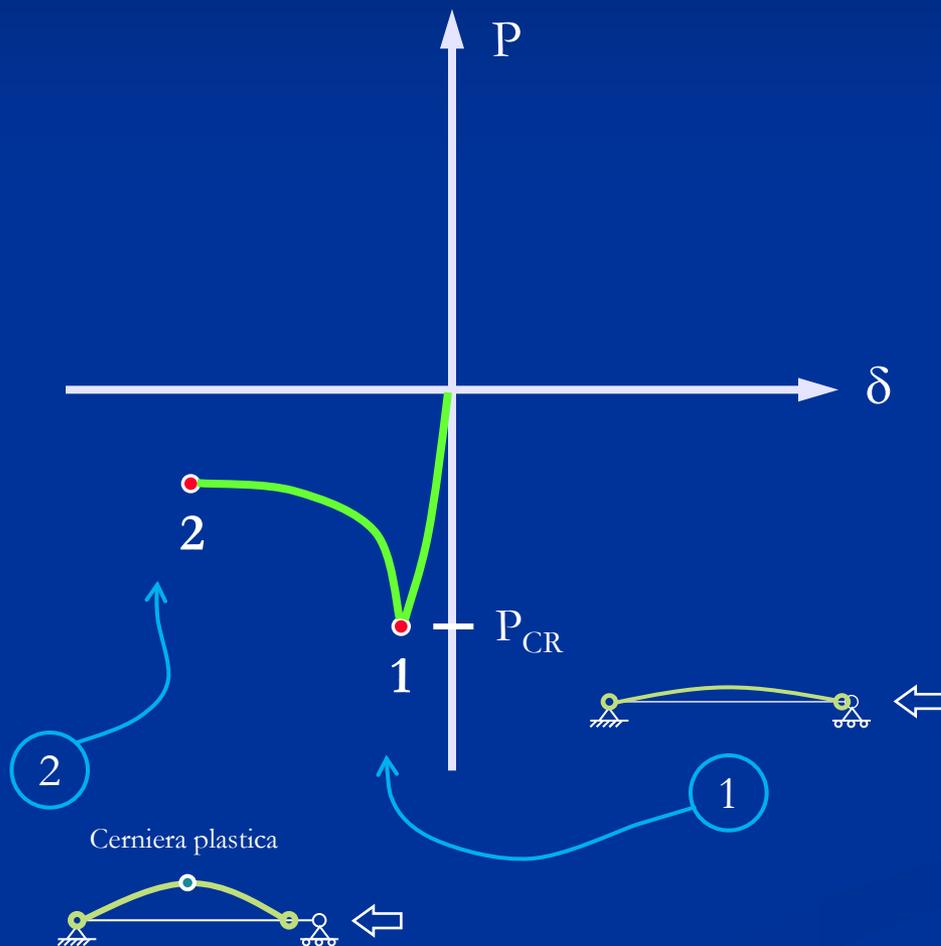


0. Si consideri un'asta imperfetta, ovvero dotata di inflessione iniziale, sottoposta ad un ciclo di spostamenti longitudinali

Nella configurazione iniziale l'asta non presenta spostamenti longitudinali e quindi sforzo normale.

Essa presenta, tuttavia, uno spostamento trasversale in mezzera.

# Comportamento del controvento concentrico



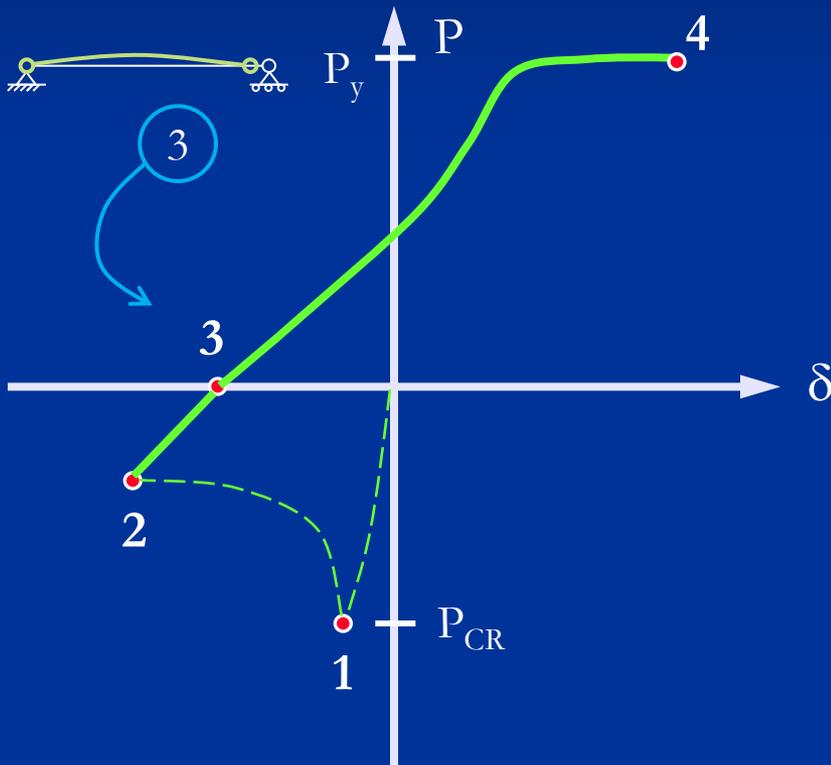
1. Sottoposta ad un accorciamento crescente, l'asta si instabilizza.

Lo sforzo normale corrispondente all'attivazione del fenomeno di instabilizzazione e' detto "carico critico".

2. Se si aumenta l'accorciamento dell'asta, lo sforzo normale decade rapidamente.

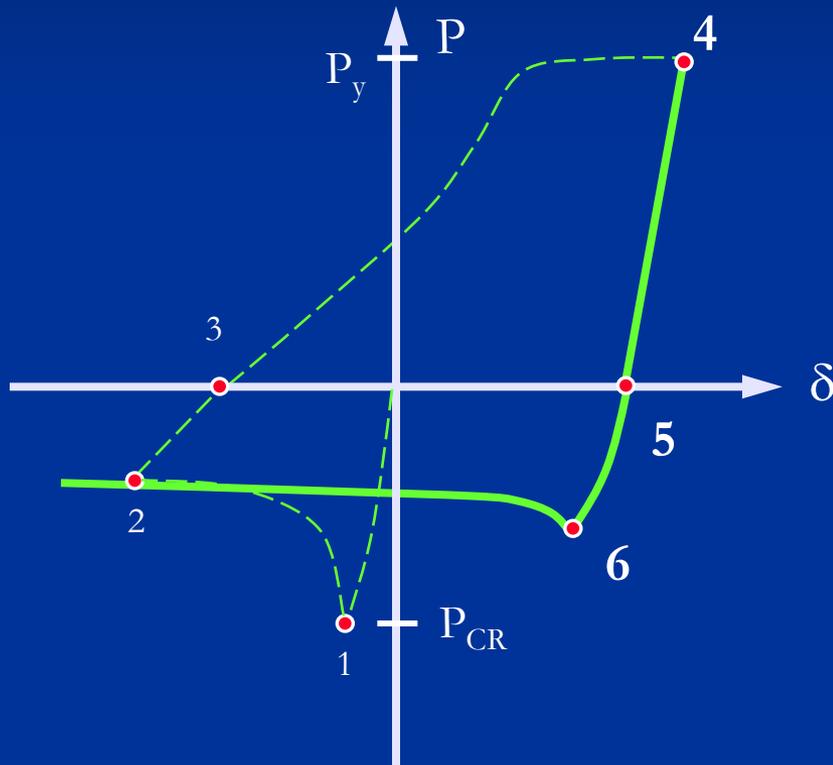
Gradualmente si forma una cerniera plastica in mezzeria, in virtù del momento flettente che nasce per effetto dell'inflexione dell'asta.

# Comportamento del controvento concentrico



3. Se si riduce l'accorciamento dell'asta, si nota che ad un sforzo normale nullo corrispondono deformazioni permanenti non nulle.
4. Sollecitata a trazione, l'asta giunge alla plasticizzazione.

# Comportamento del controvento concentrico



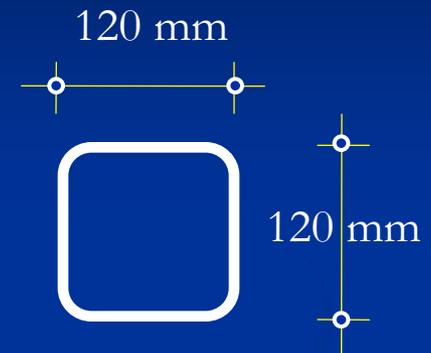
5. Se si riduce l'allungamento dell'asta, si nota che ad un sforzo normale nullo corrispondono deformazioni permanenti non nulle.
6. Sollecitata a compressione, l'asta perviene all'instabilità in corrispondenza di un carico inferiore a quello di prima instabilizzazione.

# Controvento singolo

## Esempio

Scatolare quadrato 120X4

Raggio d'inerzia 46.96 mm



### Caso 1

Lunghezza 2404.4 mm

Snellezza 51.19

Snellezza limite plastico 93.01

Snellezza adimensionalizzata 0.55

### Caso 2

Lunghezza 4590.3 mm

Snellezza 97.03

Snellezza limite plastico 93.01

Snellezza adimensionalizzata 1.05

### Caso 3

Lunghezza 8961.9 mm

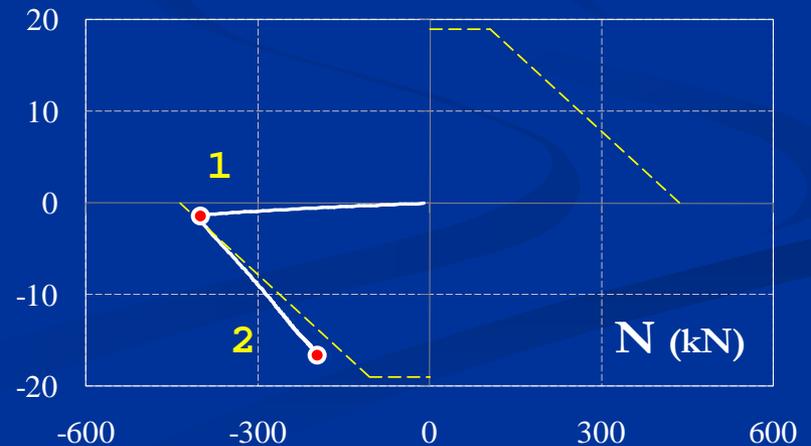
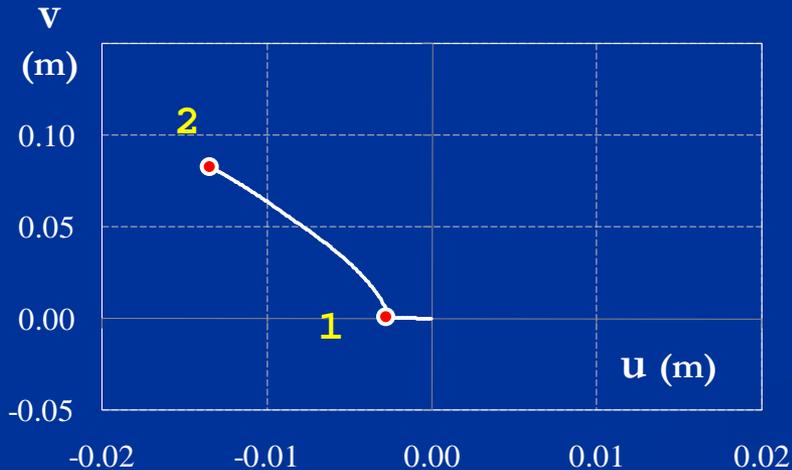
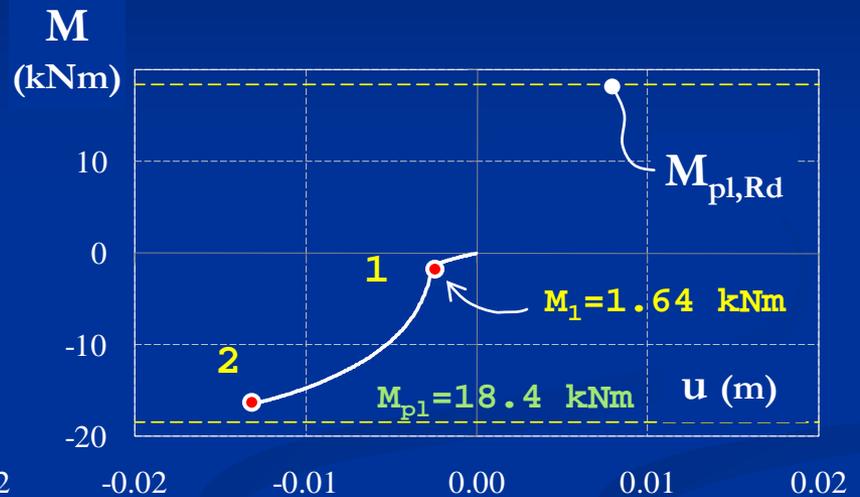
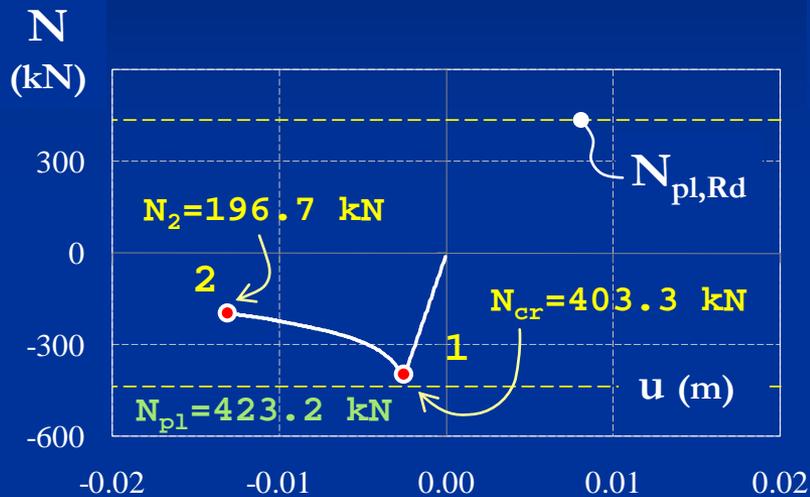
Snellezza 190.81

Snellezza limite plastico 93.01

Snellezza adimensionalizzata 2.05

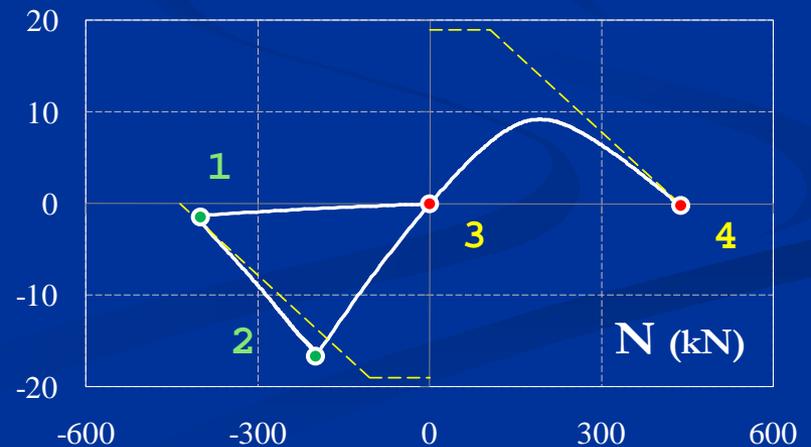
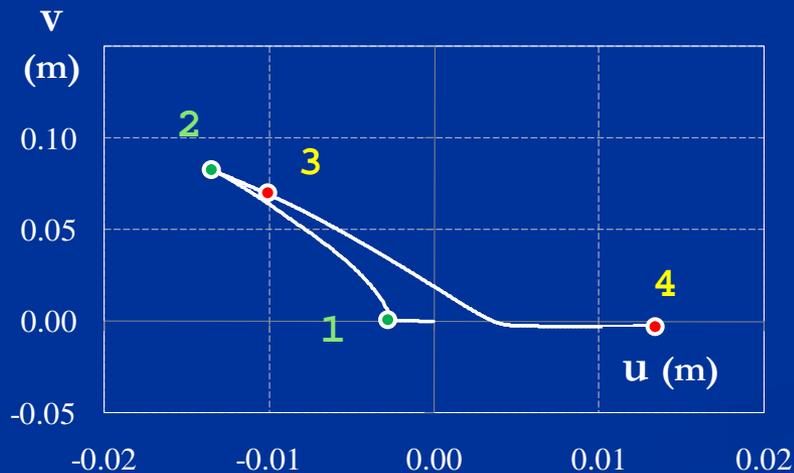
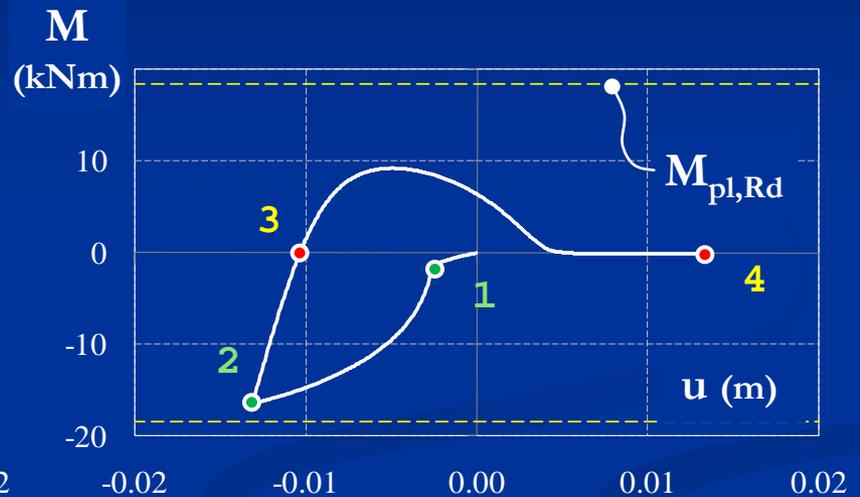
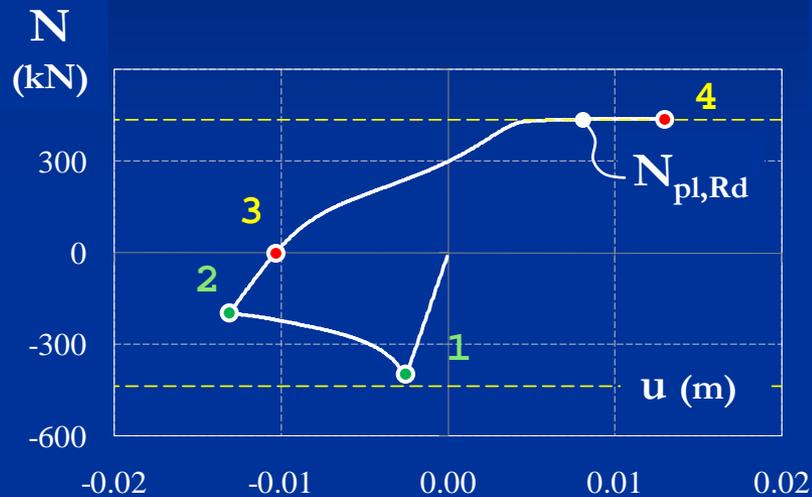
# Comportamento scatolare 120X4

(snellezza norm. 0.55)



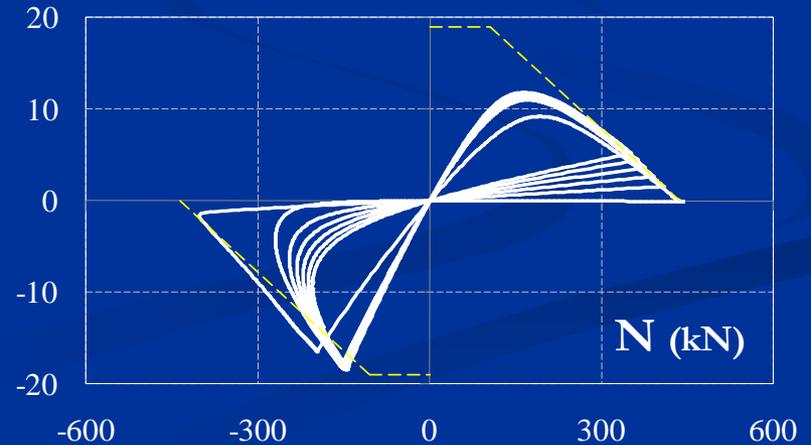
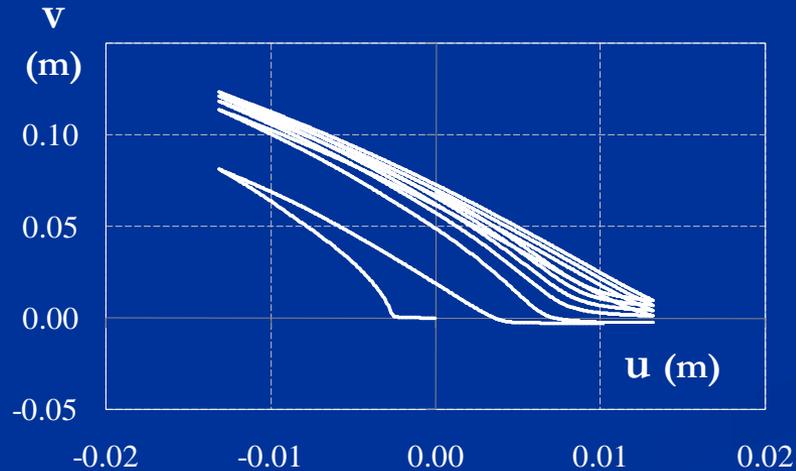
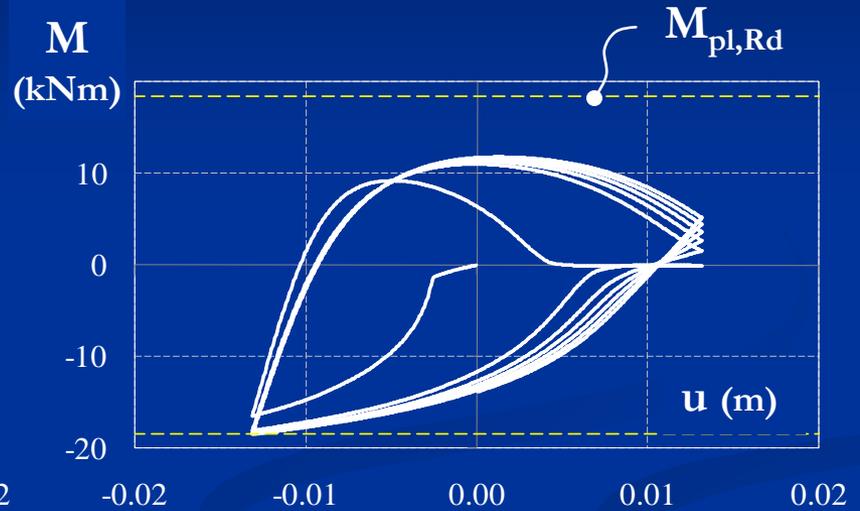
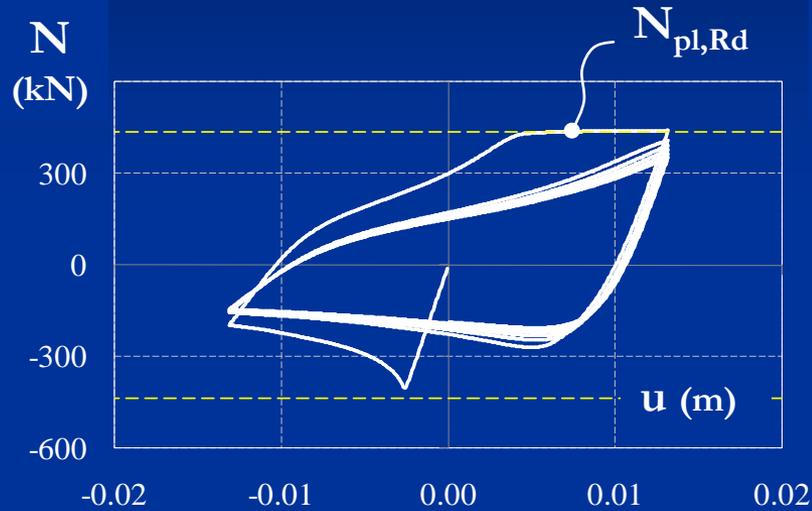
# Comportamento scatolare 120X4

(snellezza norm. 0.55)



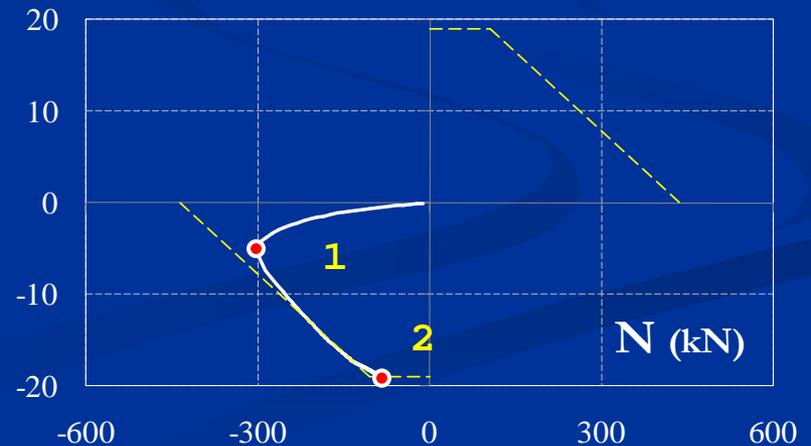
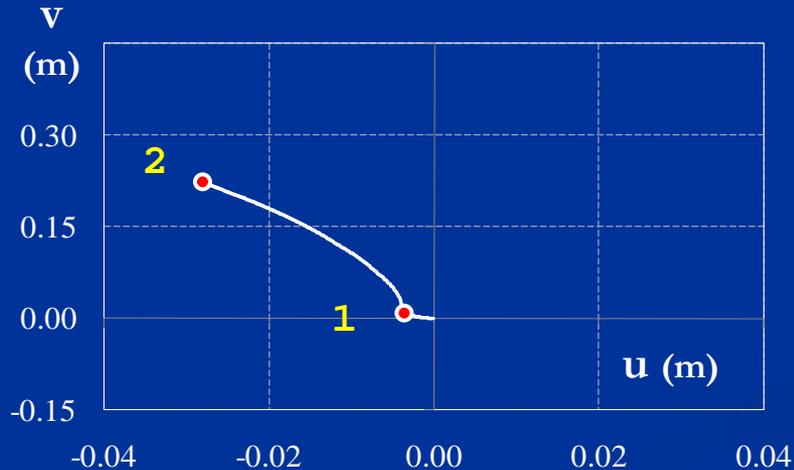
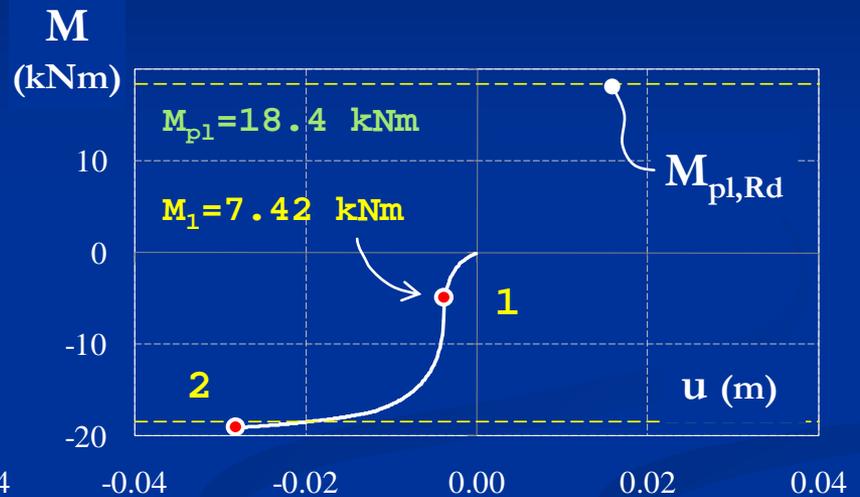
# Comportamento scatolare 120X4

(snellezza norm. 0.55)



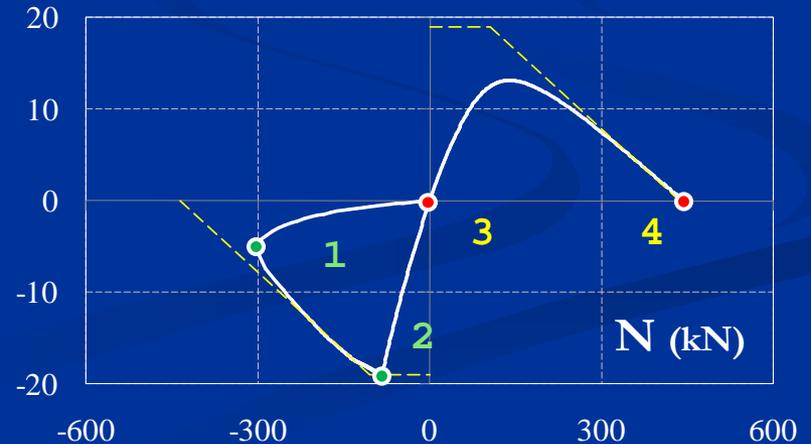
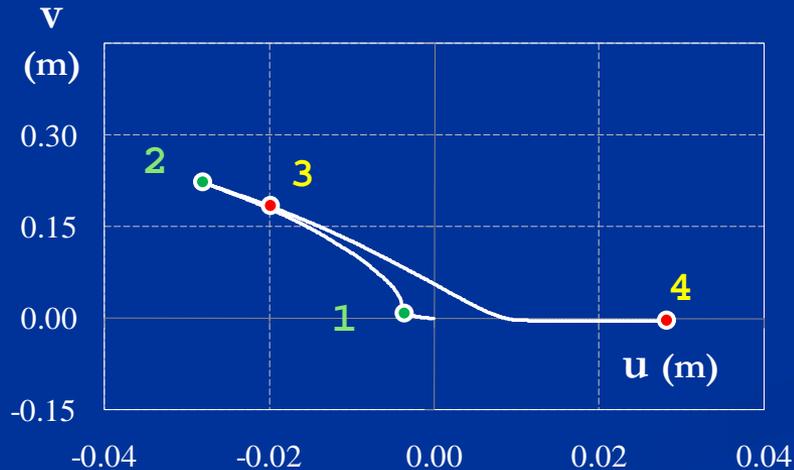
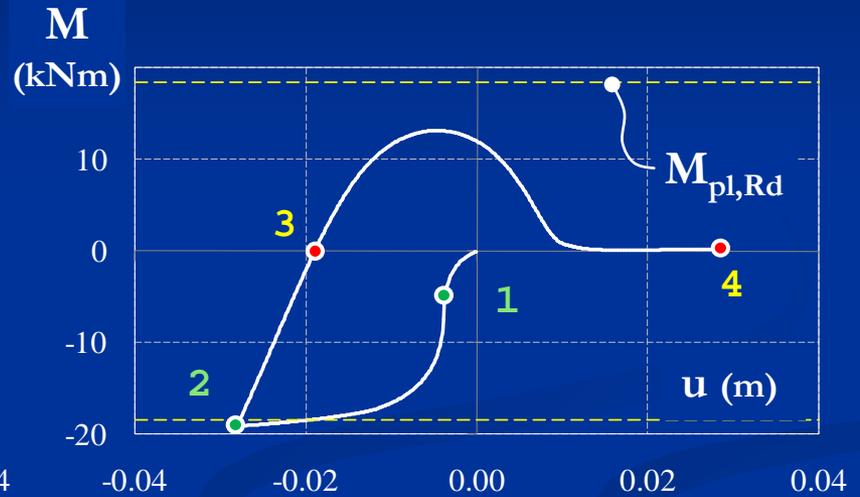
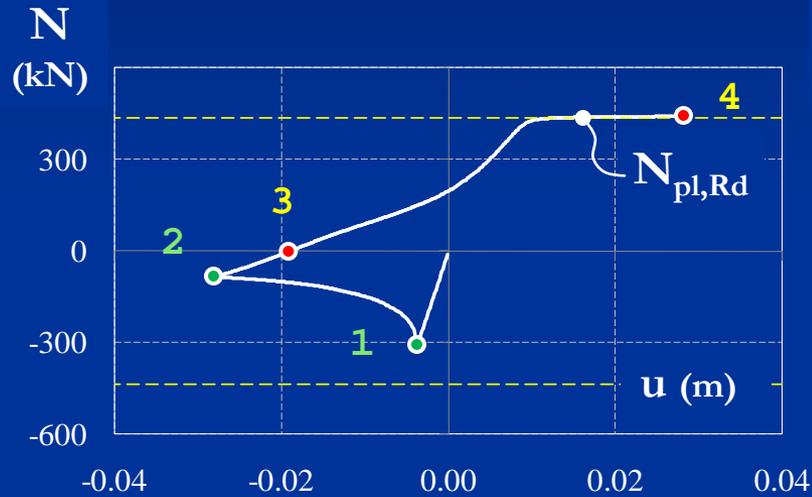
# Comportamento scatolare 120X4

(snellezza norm. 1.05)



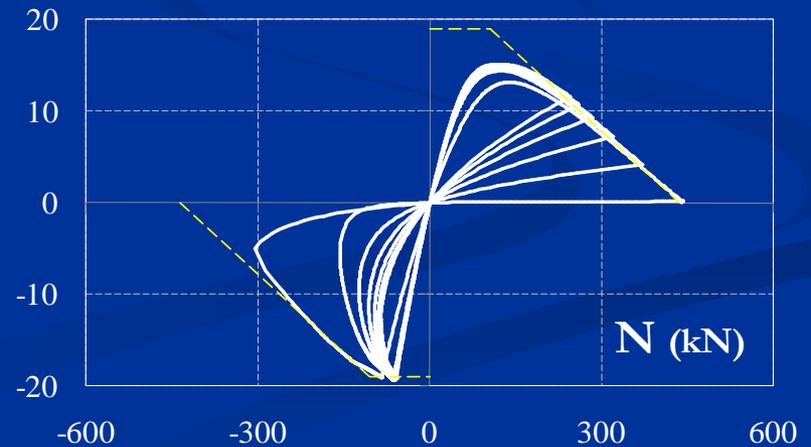
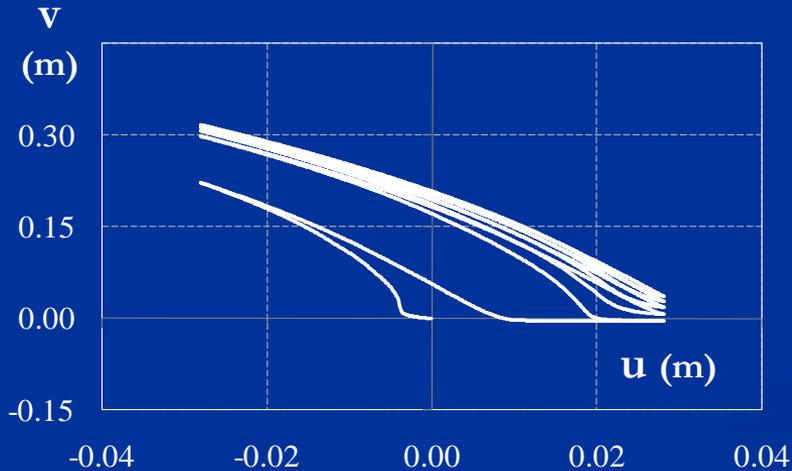
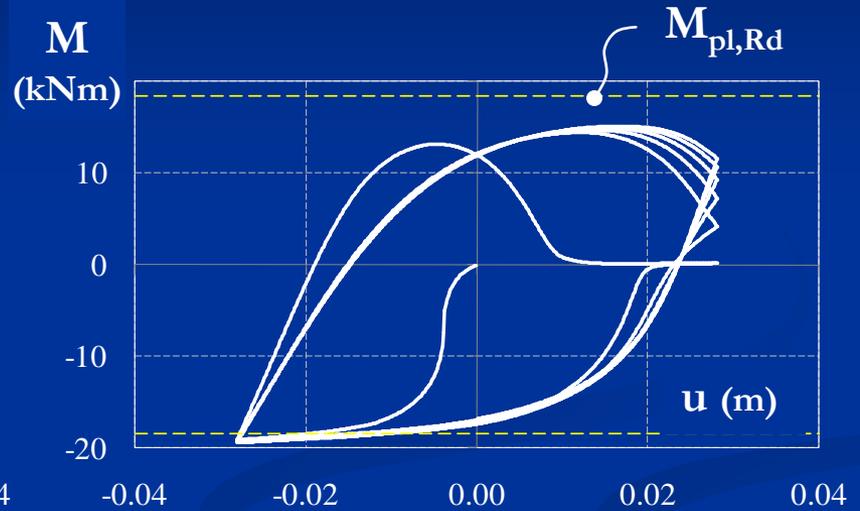
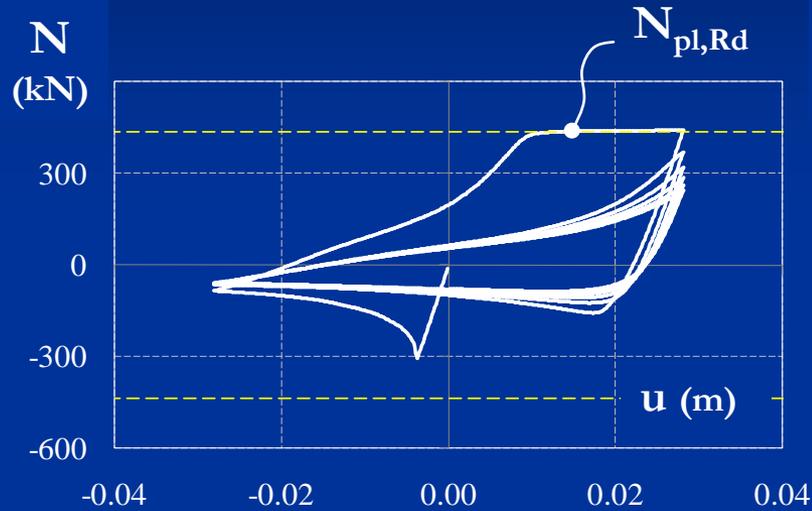
# Comportamento scatolare 120X4

(snellezza norm. 1.05)



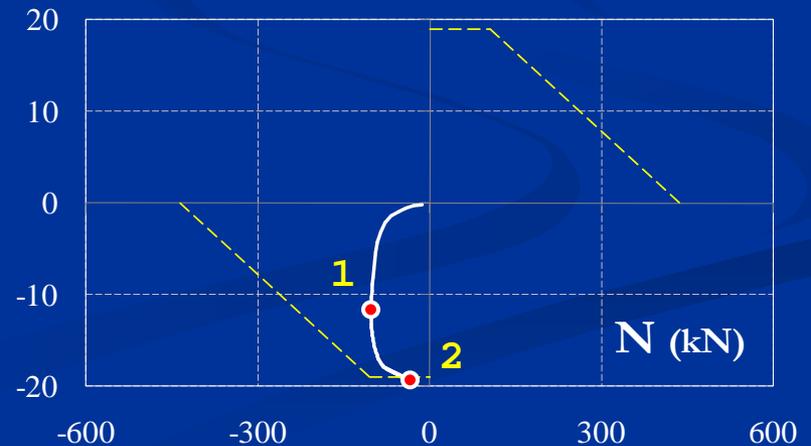
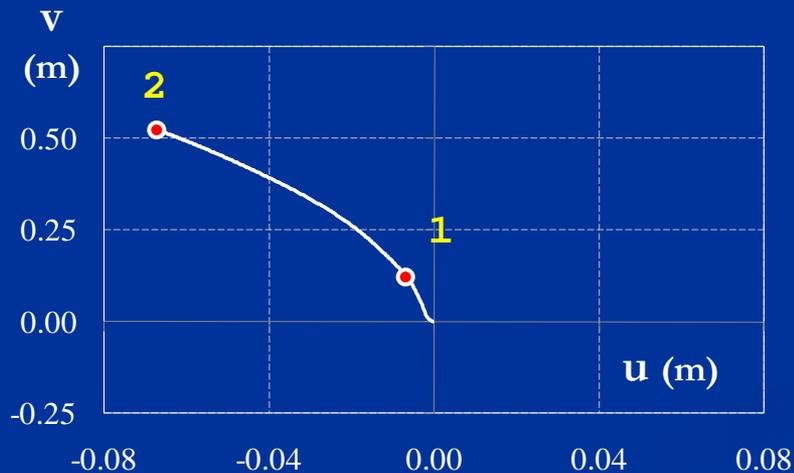
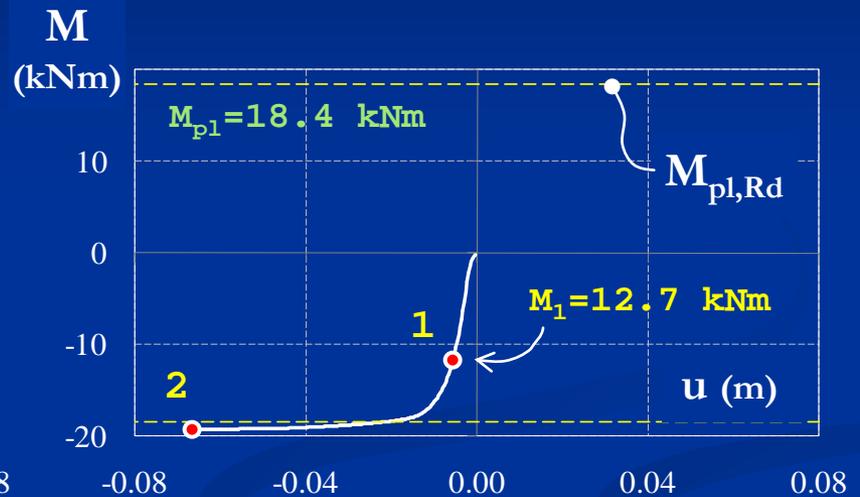
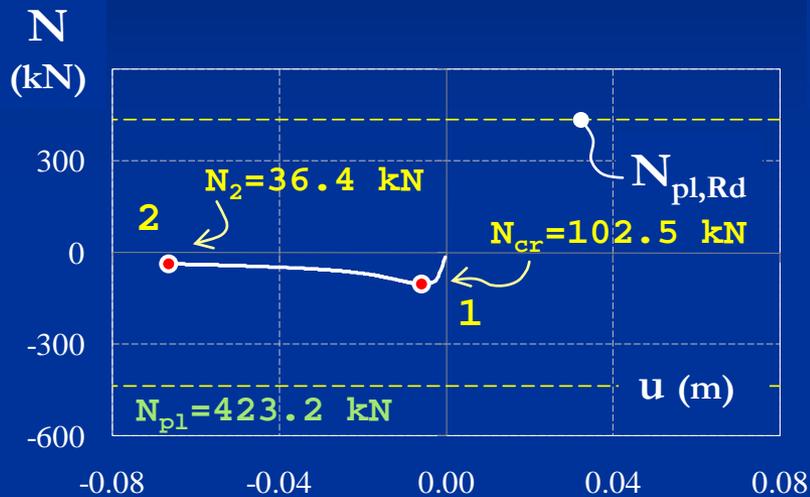
# Comportamento scatolare 120X4

(snellezza norm. 1.05)



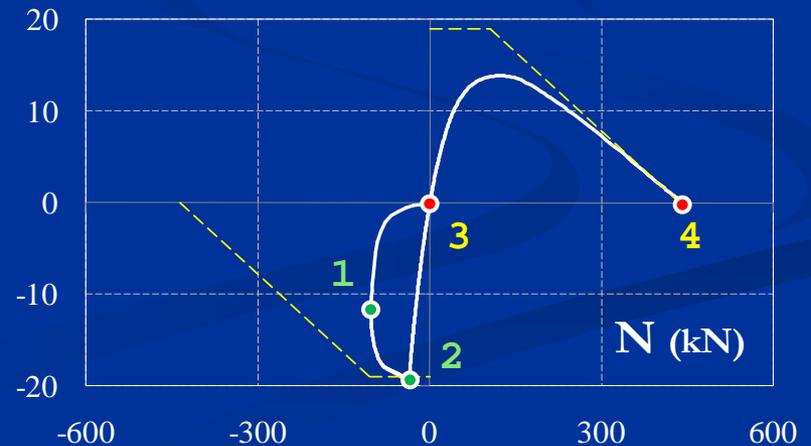
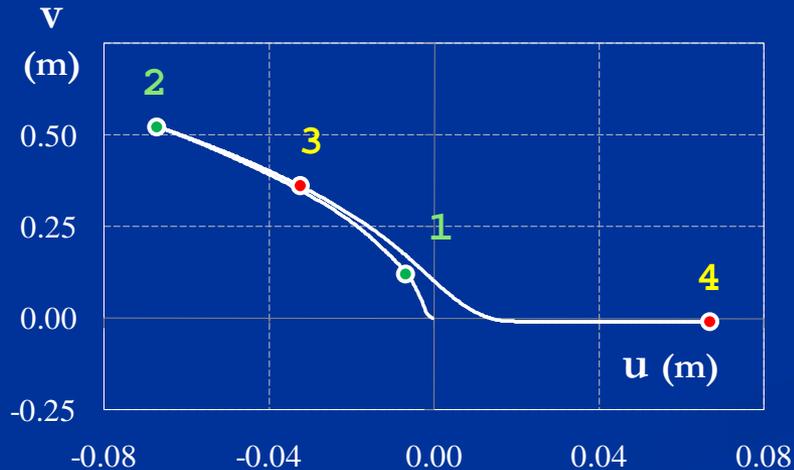
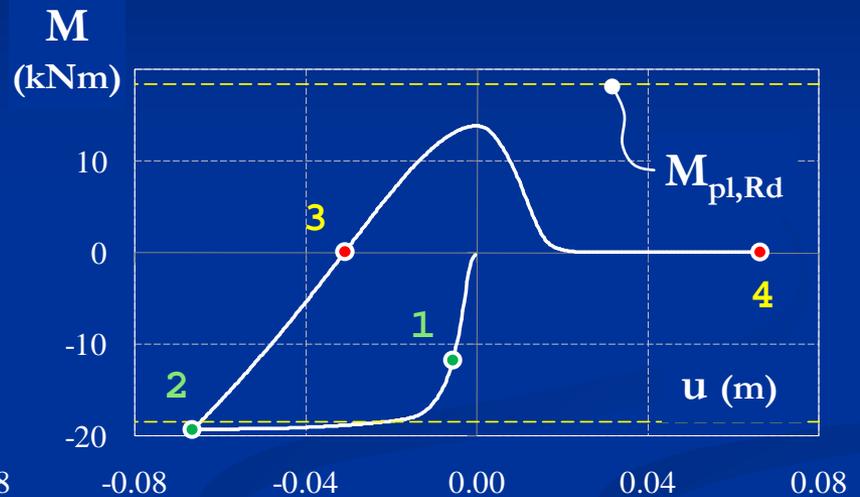
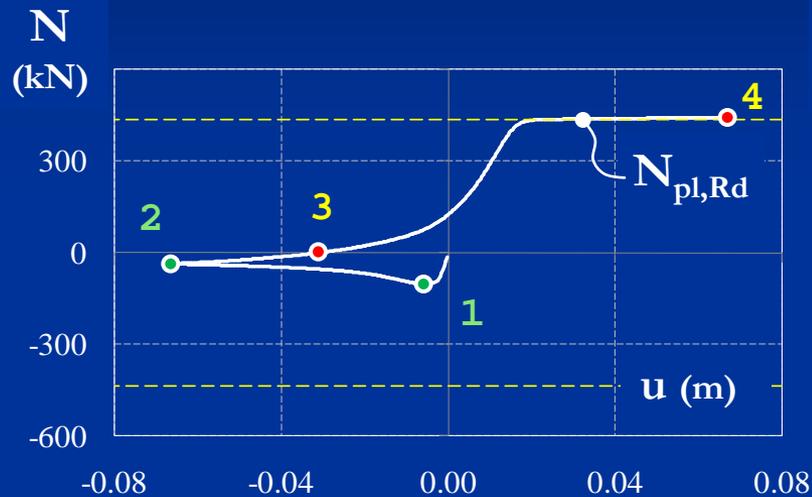
# Comportamento scatolare 120X4

(snellezza norm. 2.05)



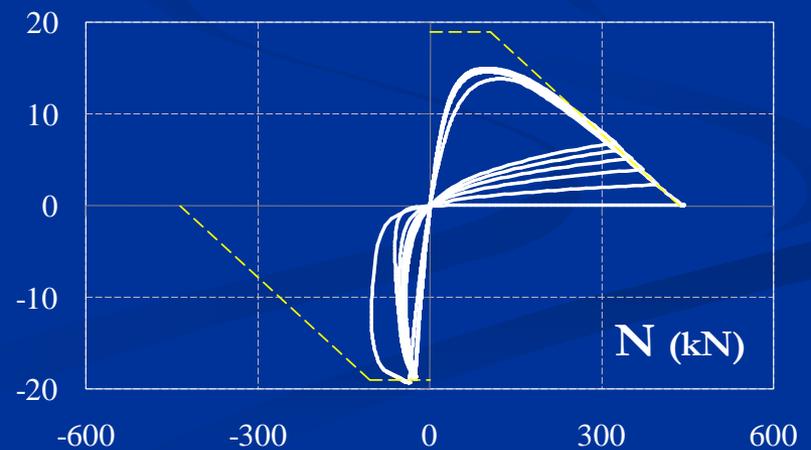
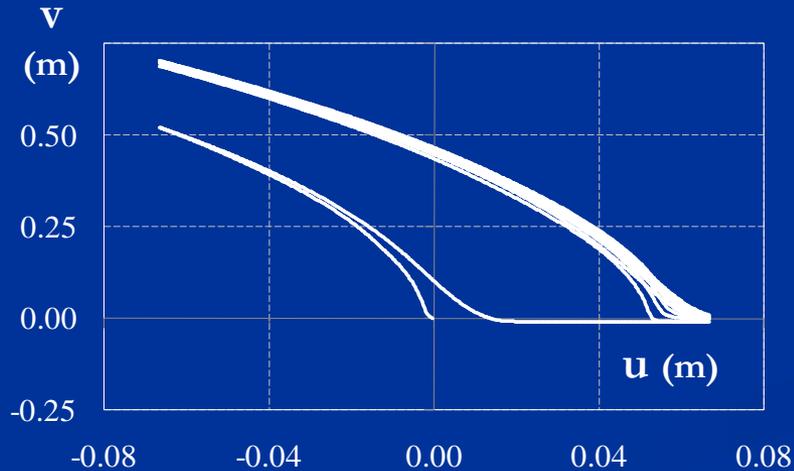
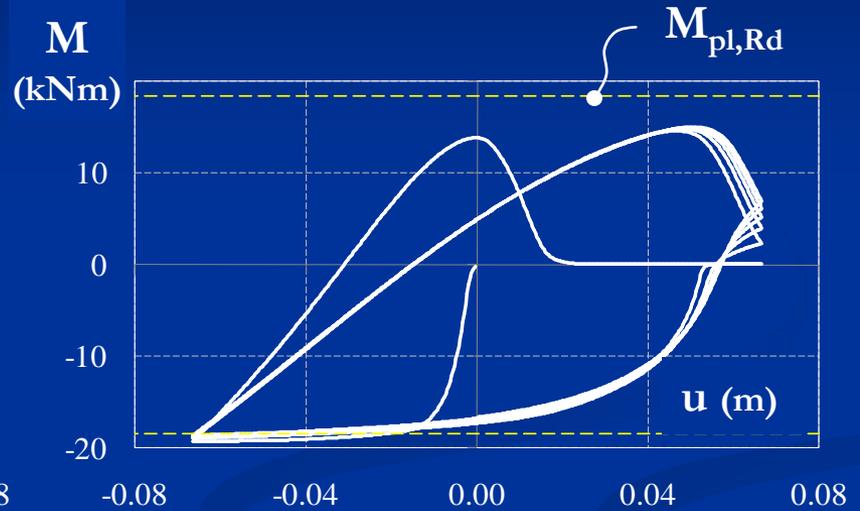
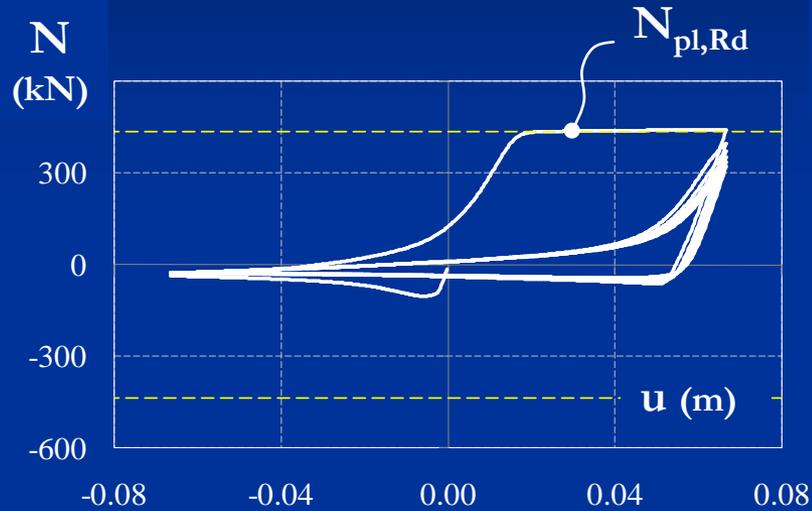
# Comportamento scatolare 120X4

(snellezza norm. 2.05)



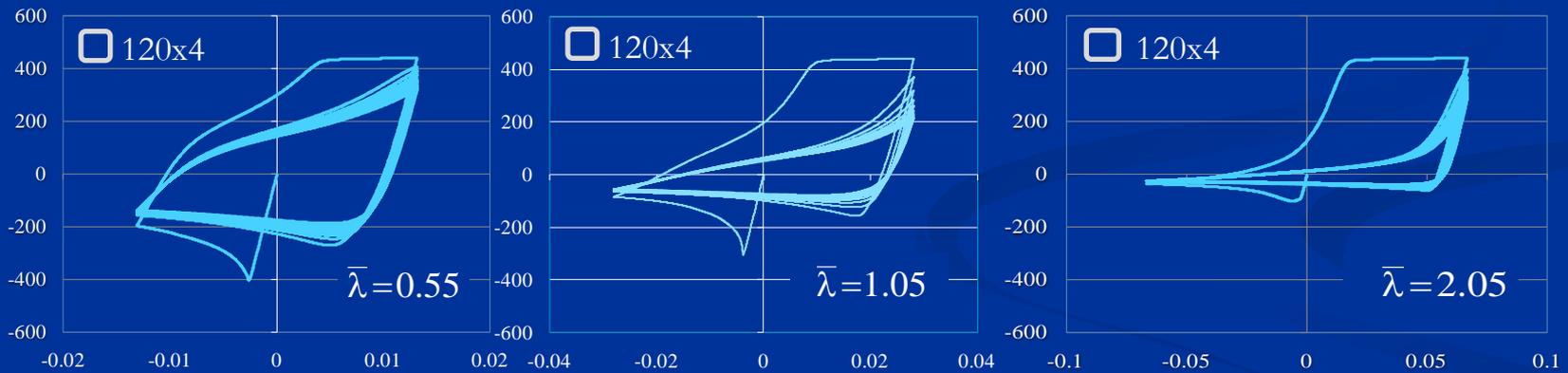
# Comportamento scatolare 120X4

(snellezza norm. 2.05)



# Comportamento del controvento concentrico

Scatolari 120x4  
di diversa snellezza



# Comportamento del controvento

## Sforzo normale critico

Lo sforzo normale di progetto corrispondente all'instabilità dell'asta è valutato dall'Eurocodice 3 e dalle norme Tecniche per le Costruzioni mediante le relazioni:

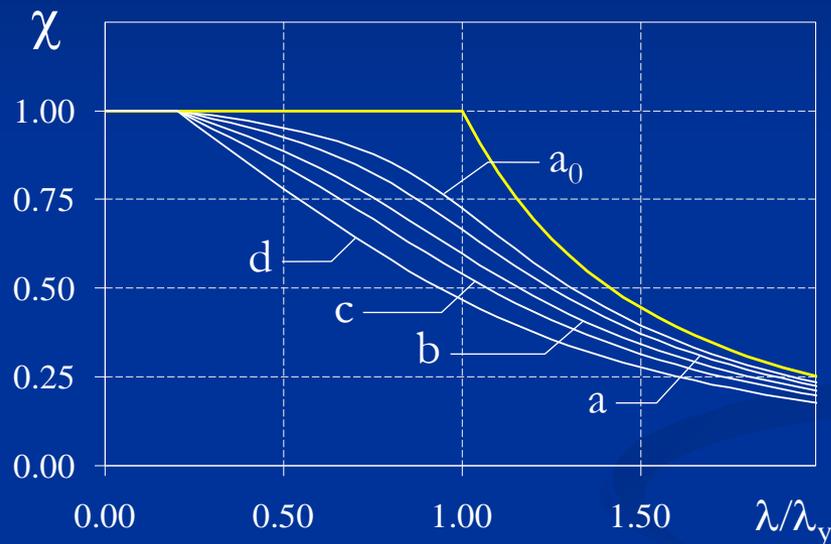
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{per sezioni di classe 4}$$

dove il fattore di riduzione  $\chi$  dipende dalla snellezza normalizzata e dal fattore di imperfezione.

# Comportamento del controvento

## Sforzo normale critico

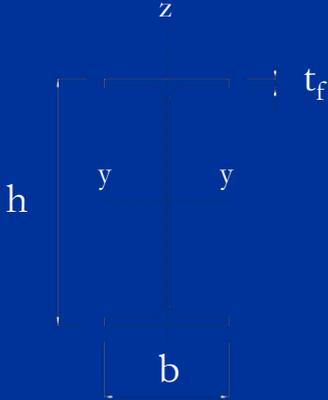


Curve d'instabilità considerate  
dalle Norme Tecniche per le Costruzioni

Curva d'instabilità	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

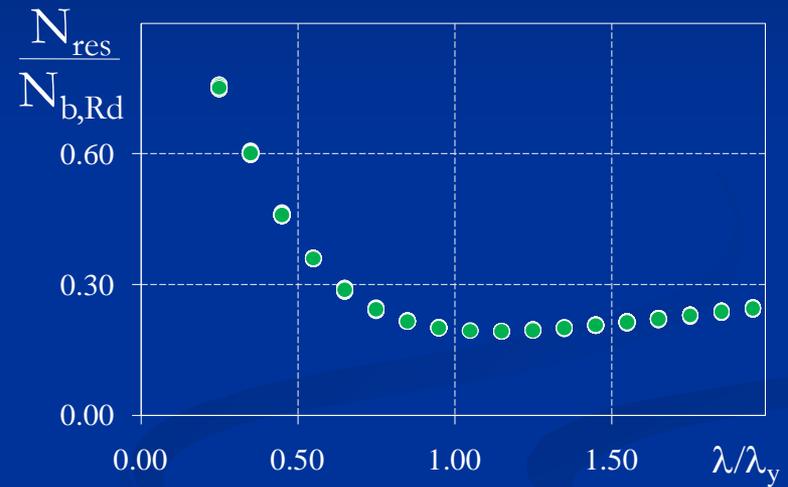
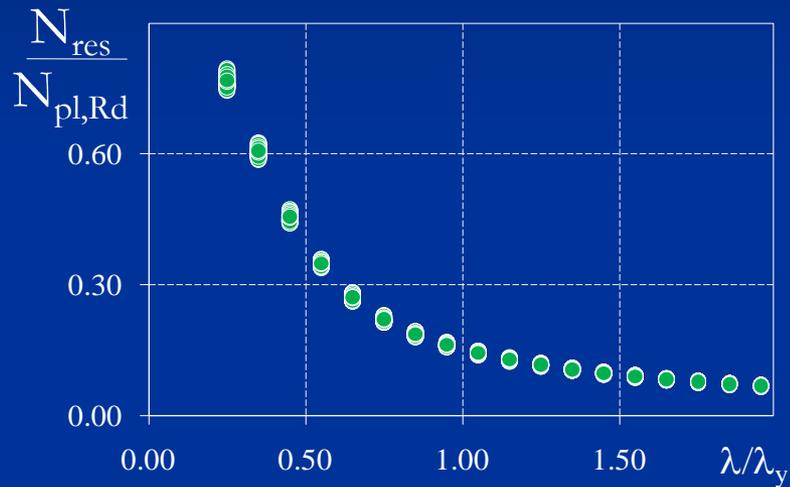
# Comportamento del controvento

## Sforzo normale critico

Sezione trasversale		Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva d'instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y	a	$a_0$
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	z-z	b	$a_0$
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y	b	a
				z-z	c	a
			$t_f > 100$ mm	y-y	d	c
				z-z	d	c
Sezioni Cave		Sezione formata a caldo	qualunque	a	$a_0$	
		Sezione formata a freddo	qualunque	c	c	

# Comportamento del controvento

## Sforzo normale residuo



Sforzi normali residui dopo cinque cicli di spostamento  
di ampiezza massima pari allo spostamento disponibile del controvento

Scatolari quadrati  
(80X3 – 400X12)

# Strutture con controventi concentrici

## Spessori limiti dei profili dei controventi

Elevate deformazioni si sviluppano generalmente all'atto dell'instabilità locale nelle regioni di spigolo della sezione trasversale. La prima lesione si forma in queste zone e gradualmente si propaga attraverso la sezione in occorrenza di carichi ciclici ripetuti.

L'attivazione dell'instabilità locale e della rottura è influenzata dal rapporto tra larghezza e spessore delle singole parti della sezione trasversale, così come dalla storia di carico. C'è anche una dipendenza dalla snellezza dell'asta, dal momento che per un dato livello di deformazione le maggiori curvature insorgono in cerniere plastiche nelle aste con bassa snellezza.



Instabilità' locale nella zona centrale di un controvento a sezione scatolare

# Strutture con controventi concentrici

## Instabilità dell'asta



Per avere una discreta duttilità di piano è opportuno che le sezioni di estremità del controvento possano ruotare pressoché liberamente fuori piano



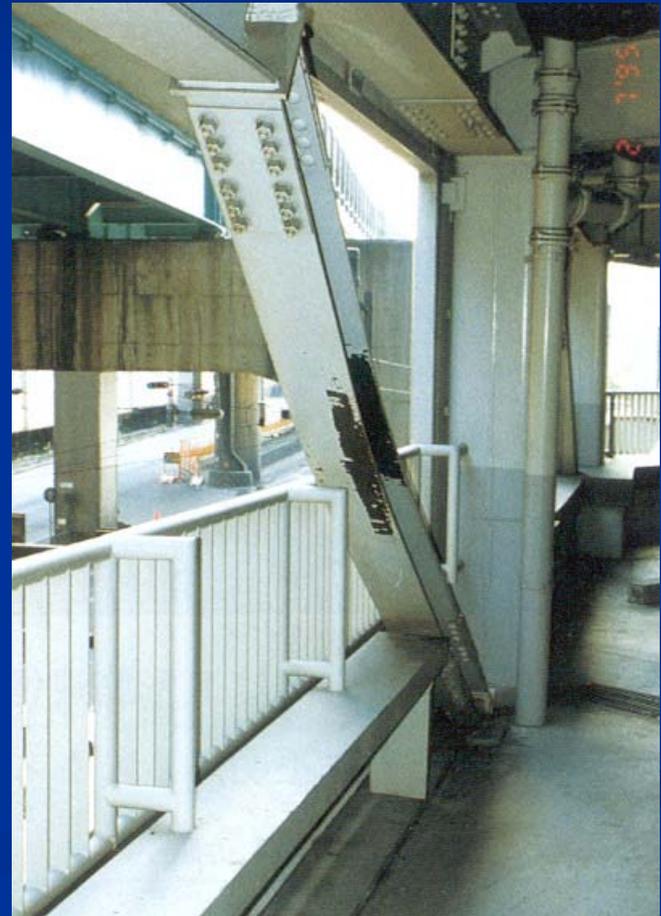
# Strutture con controventi concentrici

Esempi di instabilità dell'asta



# Strutture con controventi concentrici

Esempi di instabilità dell'asta

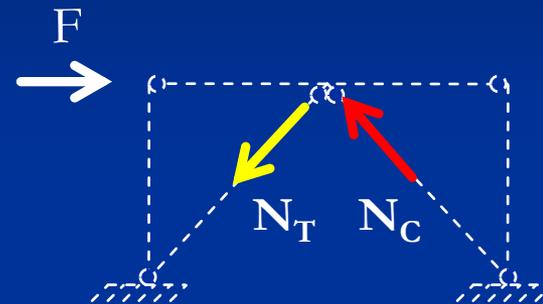
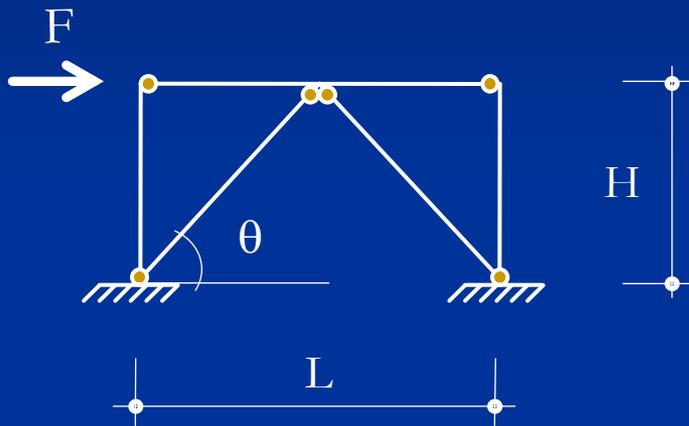


# Coppia di controventi a V

Comportamento in occorrenza di azioni laterali

# Coppia di controventi a V

Comportamento sismico



## Campo elastico

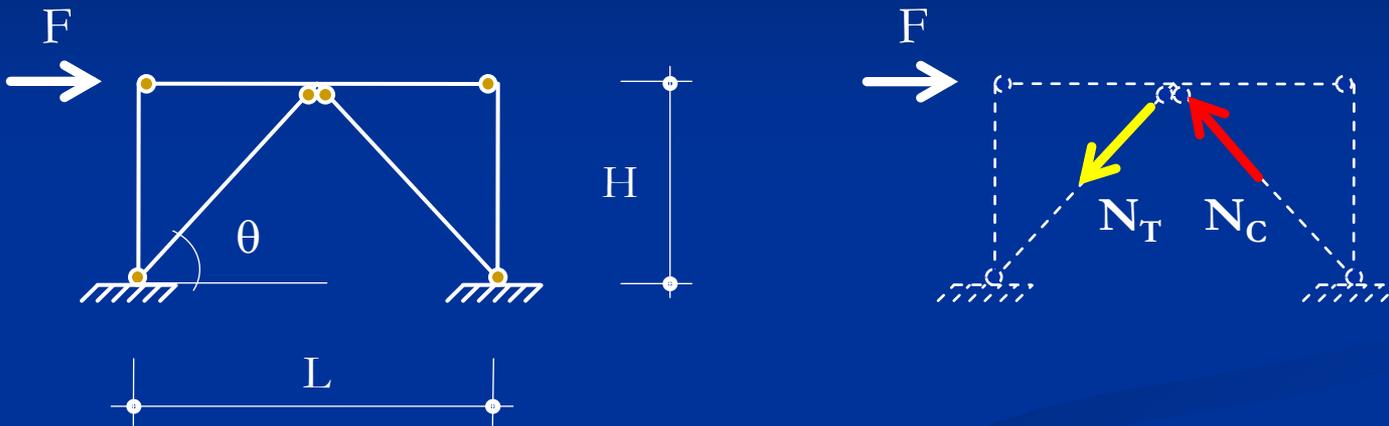
1. Le intensità delle due forze,  $N_T$  e  $N_C$ , sono eguali
2. Le componenti verticali sono eguali e contrarie

$$N_T = N_C = F / (2 \cos \theta)$$

$$V_{trave} = M_{trave} = 0$$

# Coppia di controventi a V

Comportamento sismico



Campo elastico

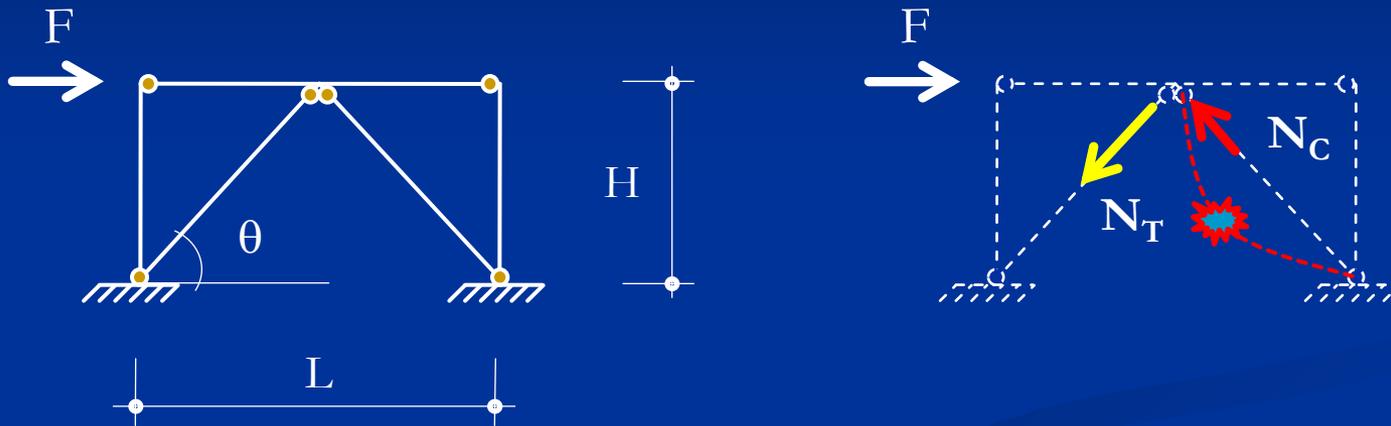
3. La rigidezza laterale di piano e'

$$K_L = 2 \left( \frac{AE}{L} \right)_{br} \cos^2 \theta = 2k_e \cos^2 \theta$$

e vede un eguale contributo da parte delle due aste diagonali

# Coppia di controventi a V

Comportamento sismico

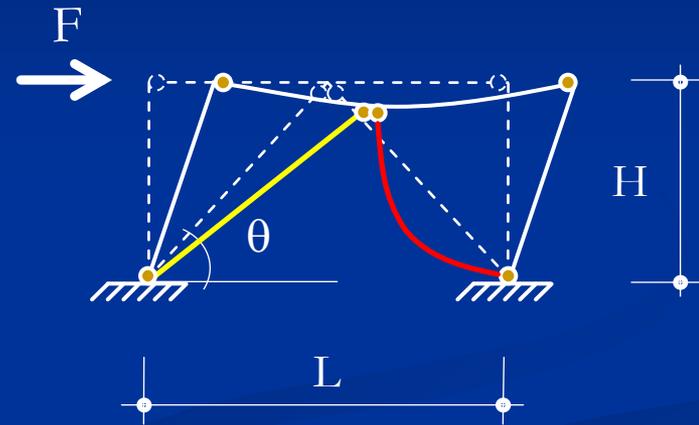
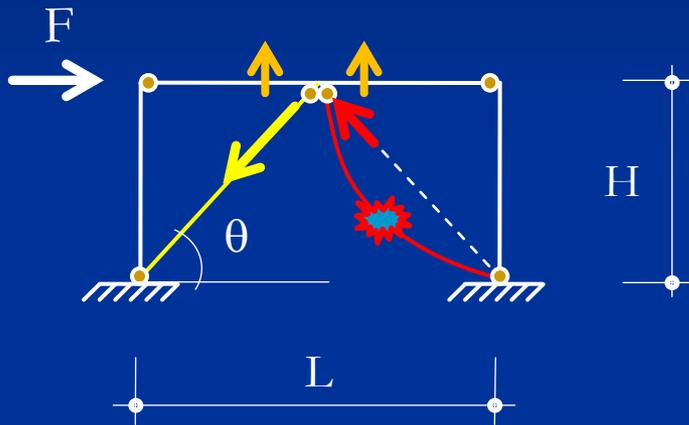


Ad instabilità avvenuta ...

1. Le intensità delle due forze,  $N_T$  e  $N_C$ , non sono più eguali  $N_T \neq N_C$
2. Si riduce il contributo alla rigidità laterale offerto dalla diagonale compressa (anzi diventa negativo)

# Coppia di controventi a V

Comportamento sismico



Ad instabilità avvenuta ...

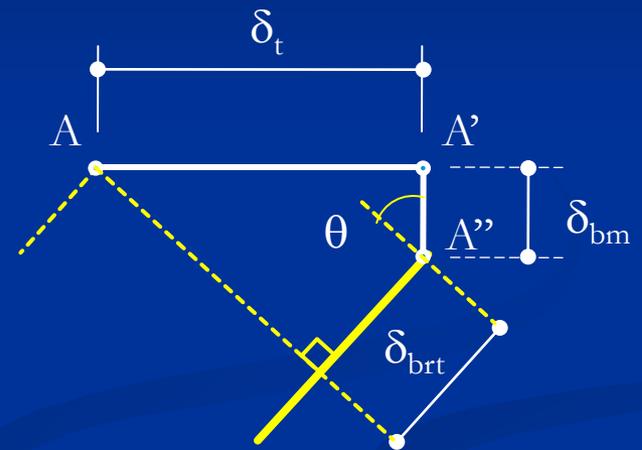
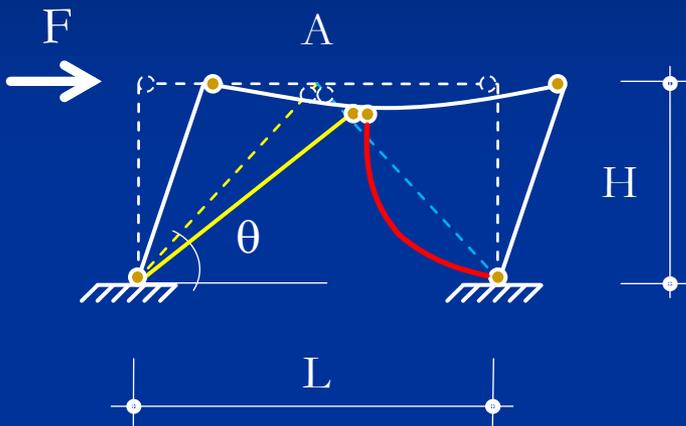
3. Le intensità delle due forze,  $N_T$  e  $N_C$ , non sono più eguali

$$V_{trave} \neq 0 ; M_{trave} \neq 0$$

4. Lo squilibrio tra le componenti verticali delle forze  $N_T$  e  $N_C$ , sollecita flessionalmente la trave

# Coppia di controventi a V

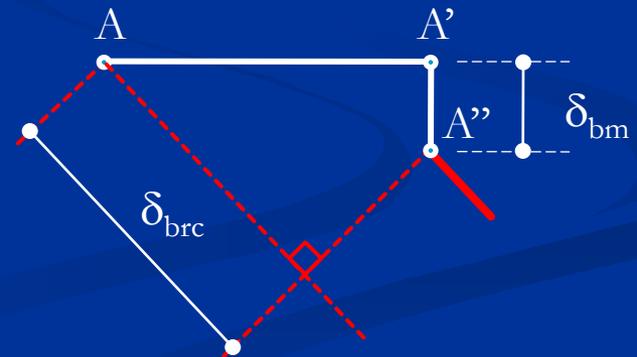
Comportamento sismico



Ad instabilità avvenuta ...

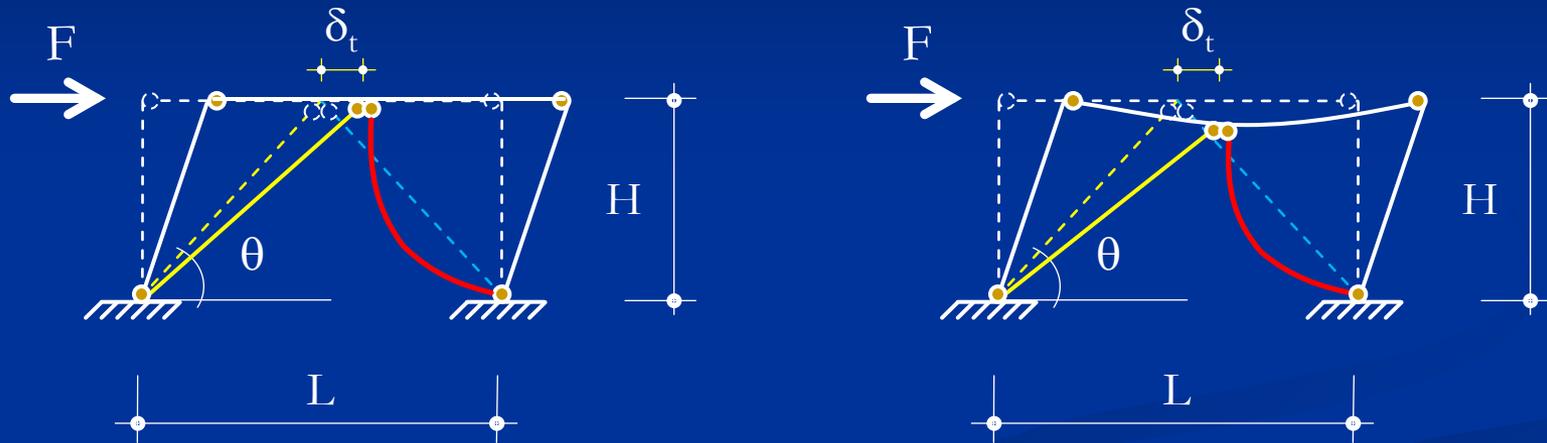
$$\delta_{brc} = \delta_t \cos \theta + \delta_{bm} \sin \theta$$

$$\delta_{brt} = \delta_t \cos \theta - \delta_{bm} \sin \theta$$



# Coppia di controventi a V

## Comportamento sismico



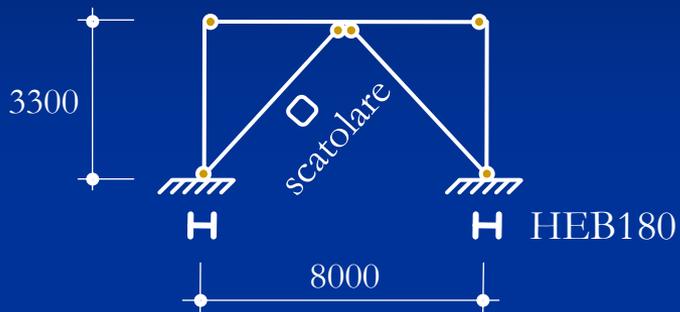
## Ad instabilità avvenuta ...

5. Fissato un valore dello spostamento orizzontale del traverso, l'inflessione della trave determina un accorciamento di entrambe le diagonali.

Ciò produce una riduzione dello sforzo normale nella diagonale tesa e un ulteriore accorciamento della diagonale compressa

# Coppia di controventi a V

## Esempio



Diagonale

Lunghezza

5186 mm

### Scatolare quadrato 90X4

Raggio d'inerzia 34.7 mm

Snellezza 149.42

Snellezza limite plastico 93.01

Snellezza adimensionalizzata 1.61

### Scatolare quadrato 150X8

Raggio d'inerzia 57.1 mm

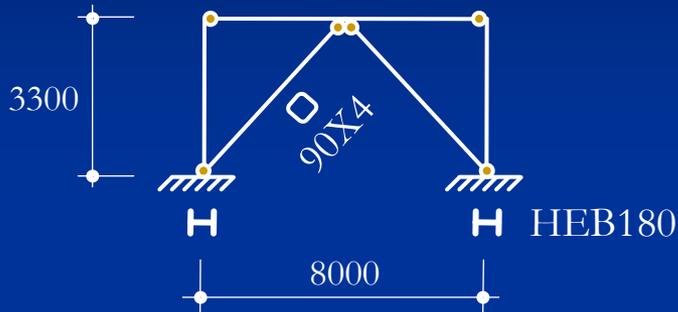
Snellezza 90.74

Snellezza limite plastico 93.01

Snellezza adimensionalizzata 0.98

# Coppia di controventi a V

Caso 1: trave infinitamente rigida



## Controvento

Snellezza adimensionalizzata

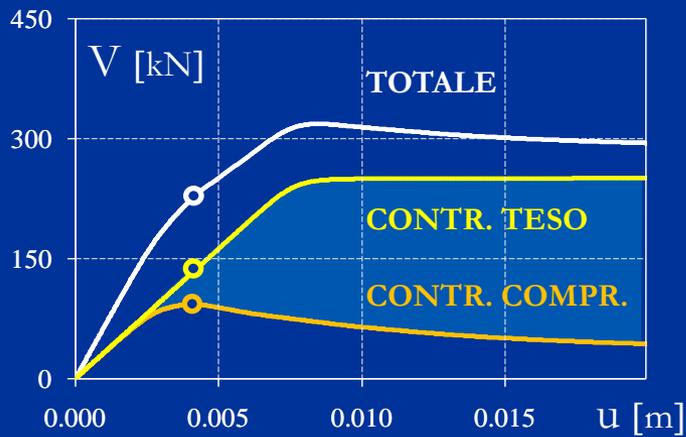
1.61

Taglio esterno di prima instabilità

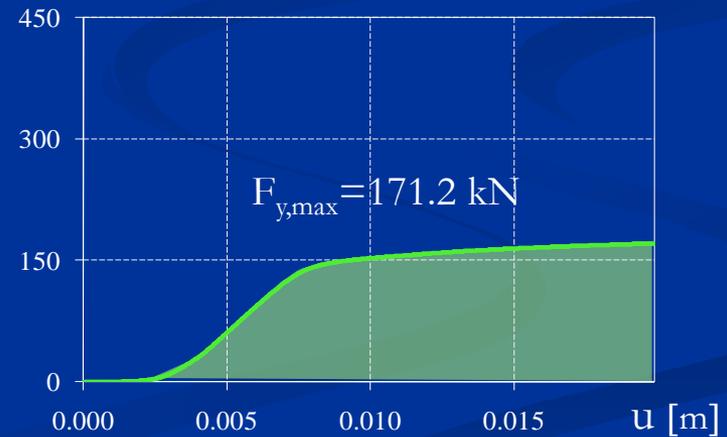
223.7 kN

Taglio esterno max

318.3 kN



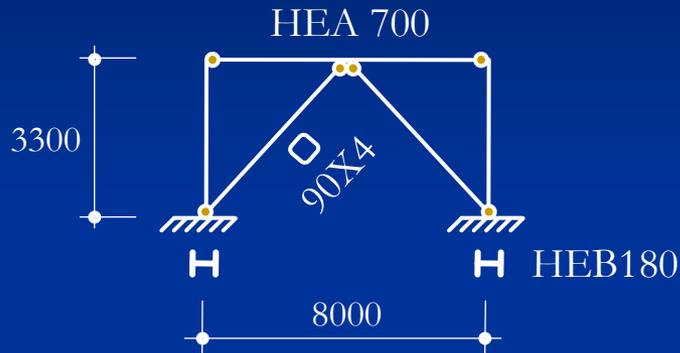
Tagli resistenti indotti dai controventi



Forza verticale squilibrata

# Coppia di controventi a V

Caso 1: trave forte



## Controvento

Snellezza adimensionalizzata

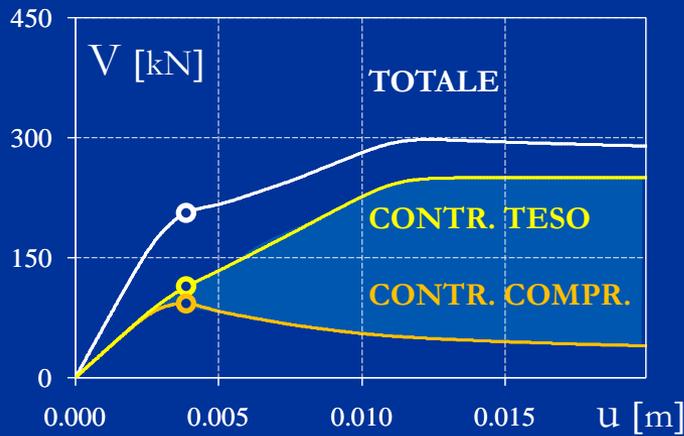
1.61

Taglio esterno di prima instabilità

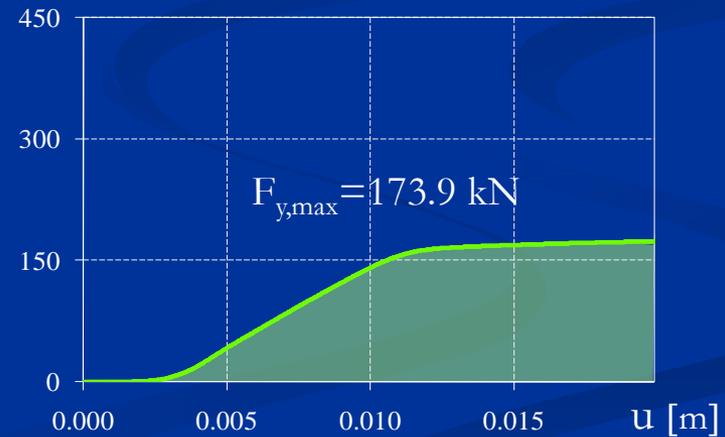
205.3 kN

Taglio esterno max

297.5 kN



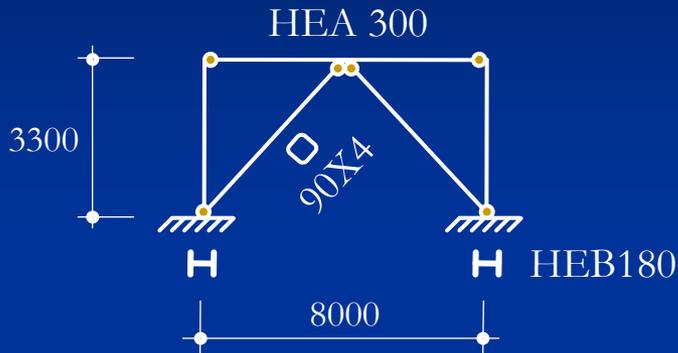
Tagli resistenti indotti dai controventi



Forza verticale squilibrata

# Coppia di controventi a V

Caso 1: trave debole



## Controvento

Snellezza adimensionalizzata

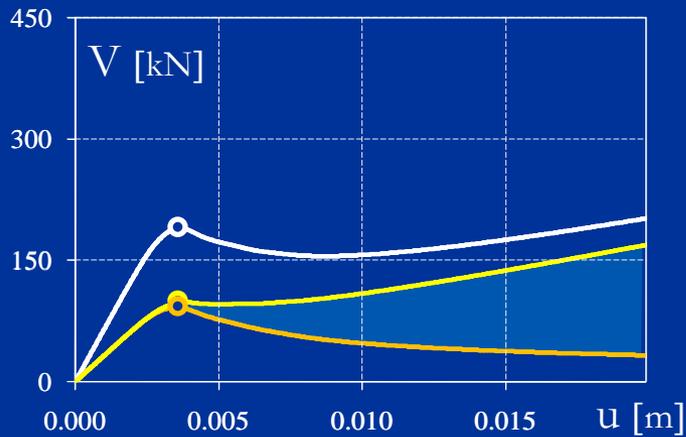
1.61

Taglio esterno di prima instabilità

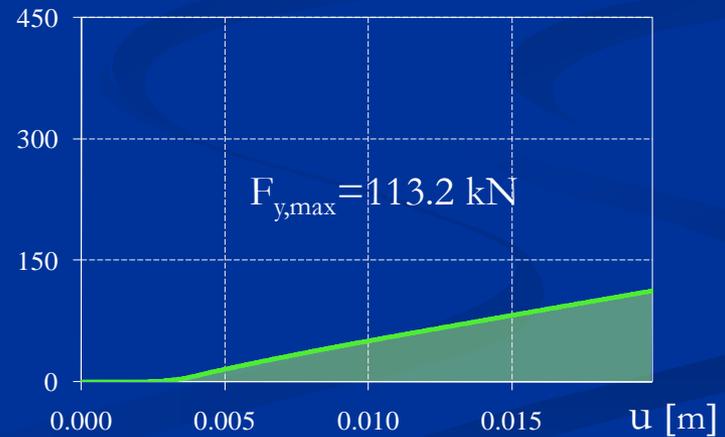
190.9 kN

Taglio esterno max

202.4 kN



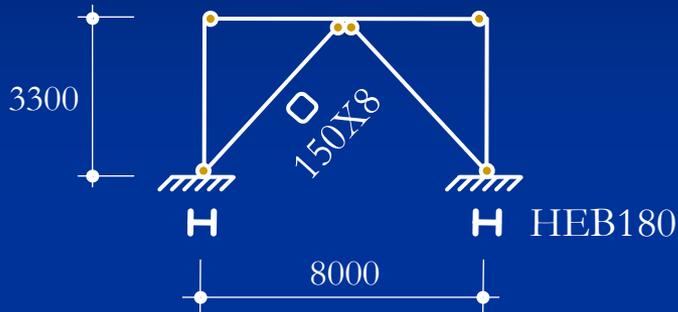
Tagli resistenti indotti dai controventi



Forza verticale squilibrata

# Coppia di controventi a V

Caso 1: trave infinitamente rigida



## Controvento

Snellezza adimensionalizzata

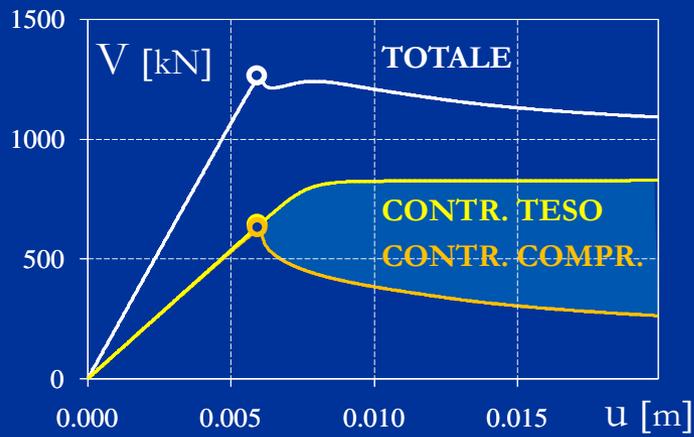
0.98

Taglio esterno di prima instabilità

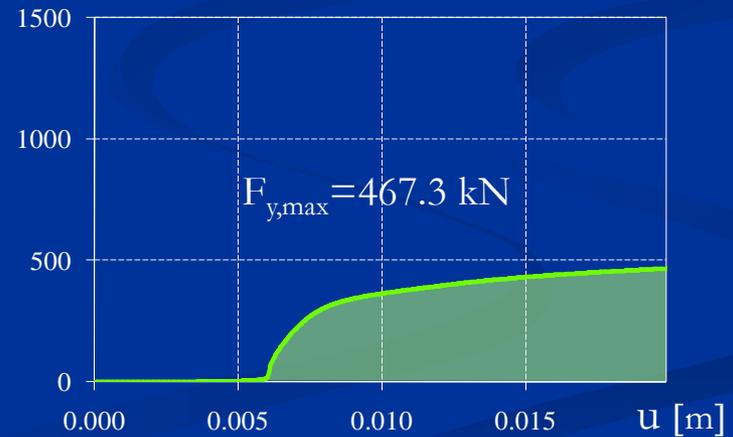
1263.3 kN

Taglio esterno max

1265.8 kN



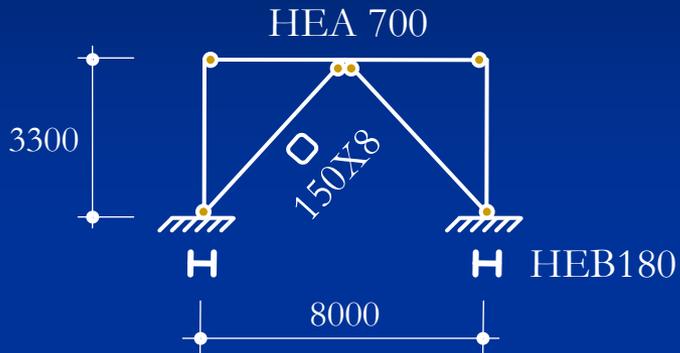
Tagli resistenti indotti dai controventi



Forza verticale squilibrata

# Coppia di controventi a V

Caso 1: trave forte



## Controvento

Snellezza adimensionalizzata

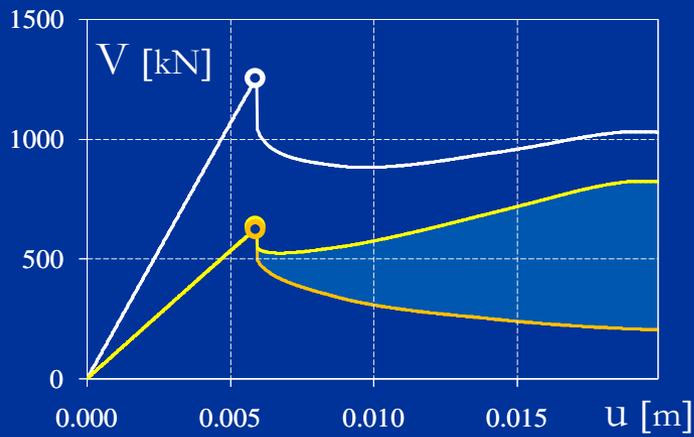
0.98

Taglio esterno di prima instabilità

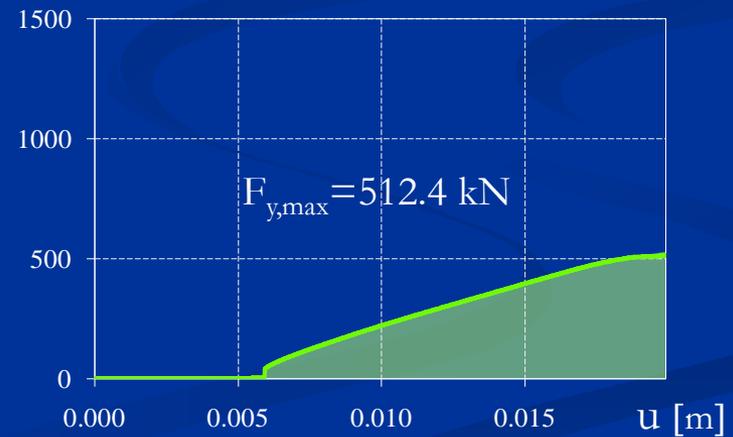
1249.23 kN

Taglio esterno max

1249.23 kN



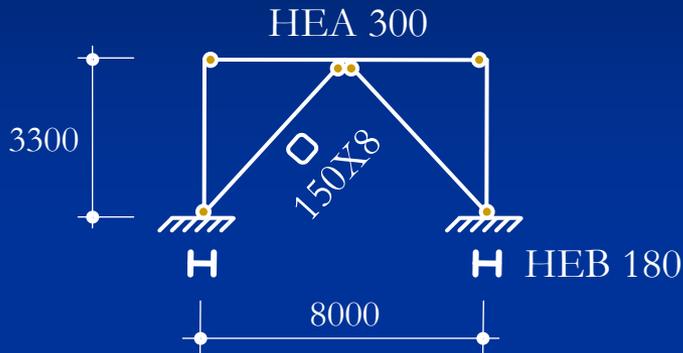
Tagli resistenti indotti dai controventi



Forza verticale squilibrata

# Coppia di controventi a V

## Caso 1: trave debole



### Controvento

Snellezza adimensionalizzata

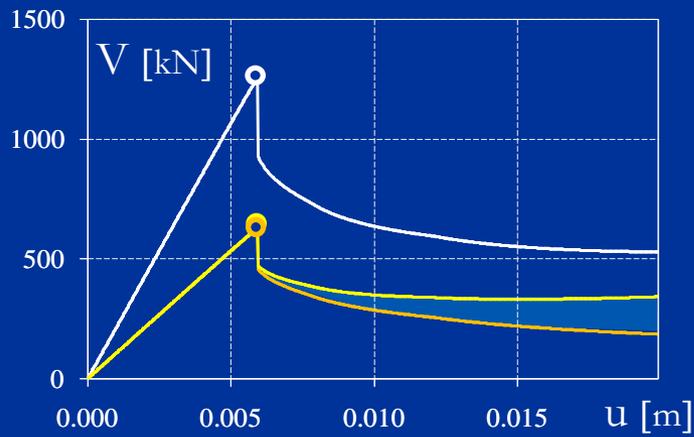
0.98

Taglio esterno di prima instabilità

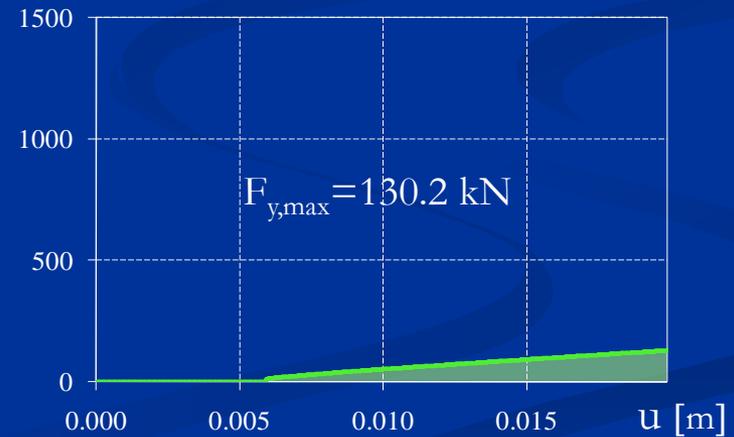
1245.6 kN

Taglio esterno max

1245.6 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi

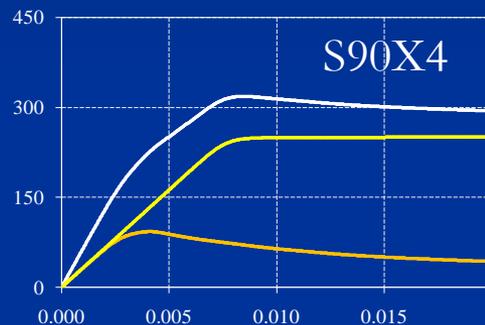


Forza verticale squilibrata

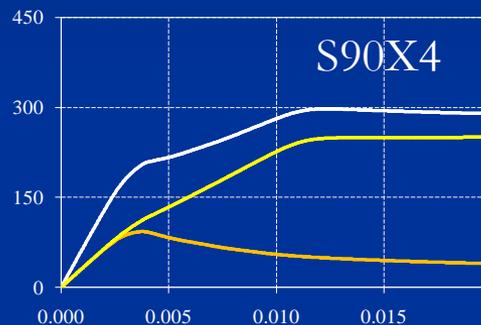
# Coppia di controventi a V

## Riepilogo

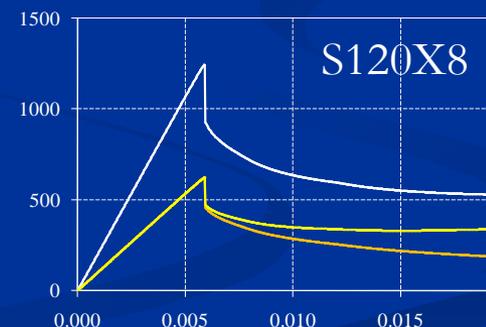
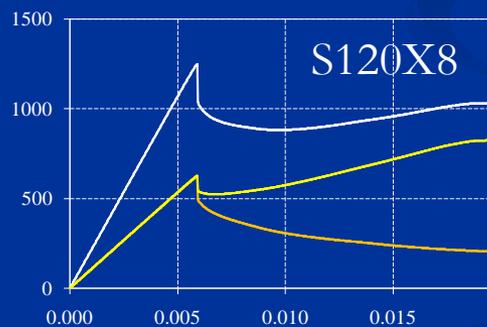
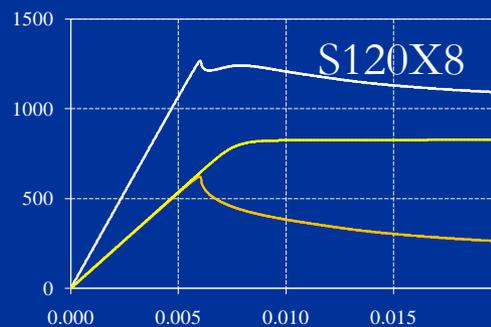
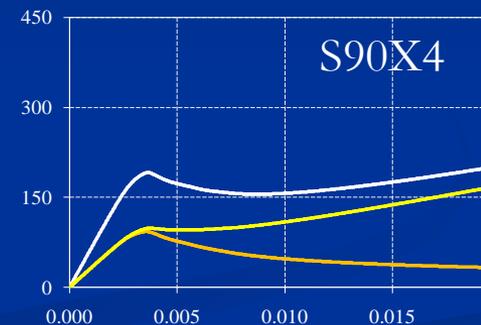
Trave infinit. rigida



Trave forte



Trave debole



# Strutture con controventi concentrici tradizionali

*Criteria di Progetto*

# Fattore di struttura

## Definizione generale

Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende

- dal materiale della struttura → 1
- dalla tipologia della struttura → 2
- dal livello di duttilità globale della struttura → 3
- dalla sovraresistenza della struttura → 4
- della regolarità in pianta della struttura → 5

$K_R$  dipende dalla regolarità in altezza della struttura → 6

# Fattore di struttura

Valutazione per le strutture sismo-resistenti in acciaio

$q_0$

	CD "B"	CD "A"
<i>Strutture a telaio, con controventi eccentrici</i>	4.0	5.0 $\alpha_u/\alpha_1$
<i>Controventi concentrici a diagonale tesa attiva</i>	4.0	4.0
<i>Controventi concentrici a V</i>	2.0	2.5
<i>Strutture a mensola o a pendolo inverso</i>	2.0	2.0 $\alpha_u/\alpha_1$
<i>Strutture intelaiate con controventi concentrici</i>	4.0	4.0 $\alpha_u/\alpha_1$
<i>Strutture intelaiate con tamponature in muratura</i>	2.0	2.0

# Fattore di struttura

## Fattore di sovraresistenza

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare per la valutazione di  $\alpha_u/\alpha_1$ , possono essere adottati i seguenti valori :

(per le strutture regolari in pianta)

Strutture in acciaio	$\alpha_u/\alpha_1$
edifici a ad un piano	1.1
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	1.2
edifici a telaio con più piani e più campate	1.3
edifici con controventi eccentrici e più piani	1.2
edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso	1.0

**Nota !** (per le strutture non regolari in pianta va preso il valore medio tra quello sopra indicato e l'unità)

# Progetto dei controventi

## Scelta del profilo

Le diagonali sono destinate a sviluppare un comportamento inelastico e dunque a dissipare energia.

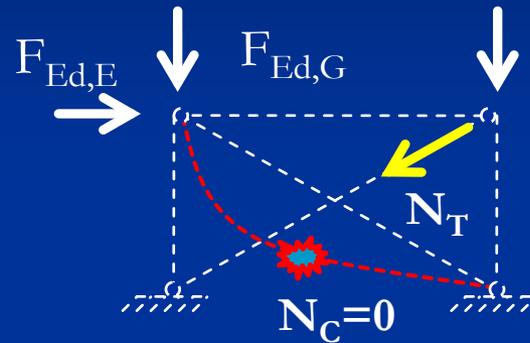
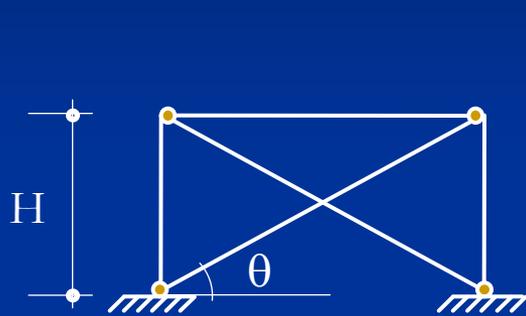
### Nota !

Ai fini della resistenza alle azioni sismiche vanno considerate

- Le sole diagonali tese (Tipologia a diagonale tesa)
- Tutte le diagonali (Tipologia con controventi a V)

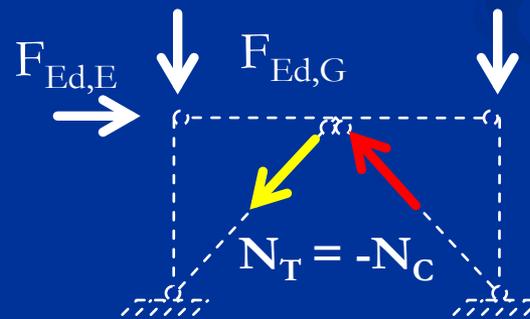
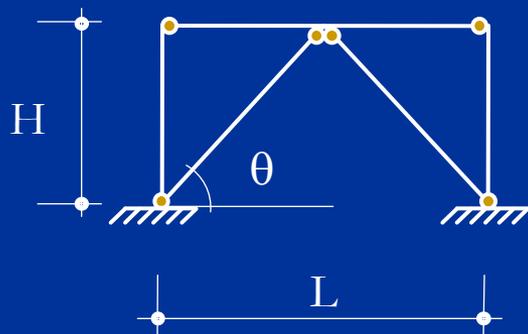
# Progetto dei controventi

## Scelta del profilo



$$N_T \cong \frac{F_{Ed,E}}{\cos \theta} \leq F_{pl,Rd}$$

Tipologia con diagonale tesa attiva



$$N_T \cong \frac{F_{Ed,E}}{2 \cos \theta} \leq F_{b,Rd}$$

Tipologia con controventi a V

# Progetto dei controventi

## Scelta del profilo

La risposta carico-spostamento laterale deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica.

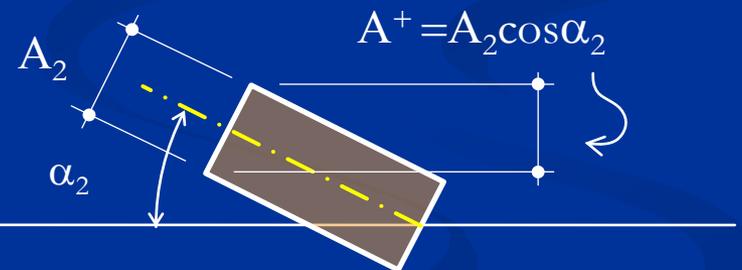
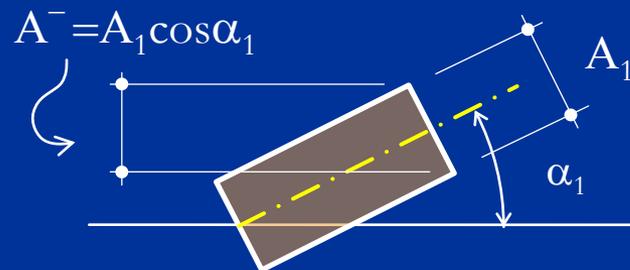
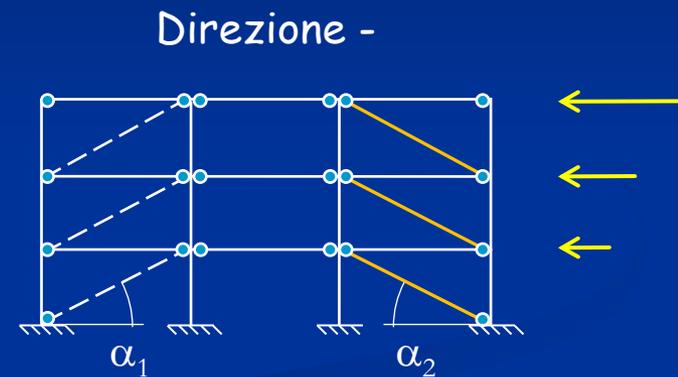
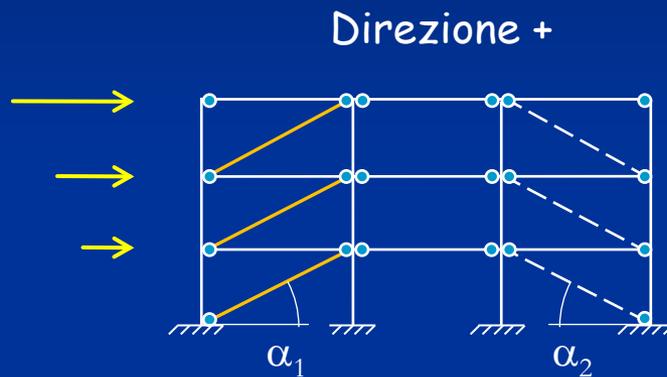
A tal proposito l'Eurocodice 8 suggerisce di progettare i controventi in modo tale da soddisfare la relazione

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05$$

dove  $A^+$  e  $A^-$  sono le aree delle proiezioni orizzontali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, quando l'azione sismica ha rispettivamente la direzione positiva e negativa

# Progetto dei controventi

## Scelta del profilo



Condizione proposta  
dall'Eurocodice 8

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05$$

# Progetto dei controventi

## Spessori limiti dei profili

**REGOLA GENERALE** (valida per tutte le strutture in acciaio)  
**per parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative**

Si deve garantire una duttilità locale sufficiente degli elementi che dissipano energia in compressione e/o flessione limitando il rapporto larghezza-spessore  $b/t$  secondo le classi di sezioni trasversali specificate nelle presenti norme, in funzione della classe di duttilità e del fattore di struttura  $q_0$  usato in fase di progetto.

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

# Classificazione delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale  $C_\theta$  definita come:

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

essendo

- $\theta_r$  la curvatura corrispondente al raggiungimento della deformazione ultima ;
- $\theta_y$  la curvatura corrispondente al raggiungimento dello snervamento.

# Classificazione delle sezioni

Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

## ● CLASSE 1

quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza.

Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_{\theta} \geq 3$

## ● CLASSE 2

quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata.

Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_{\theta} \geq 1.5$

# Classificazione delle sezioni

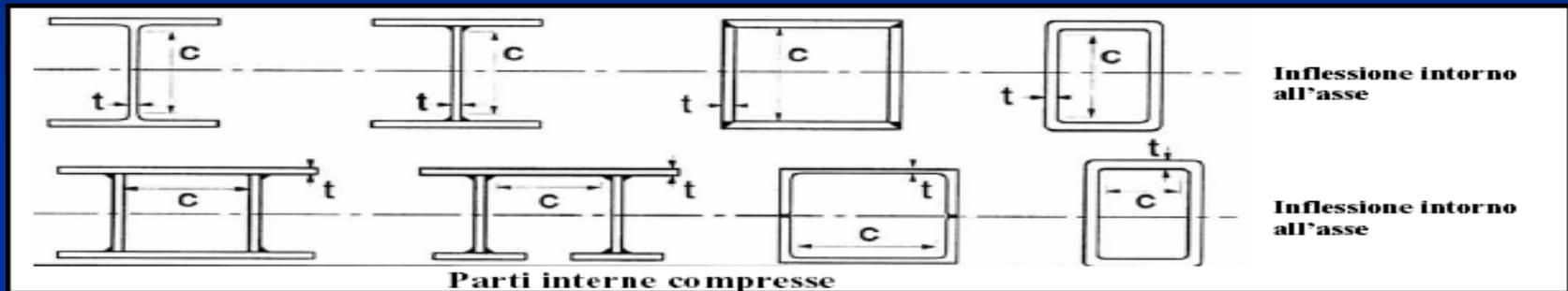
## ● CLASSE 3

quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;

## ● CLASSE 4

quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

# Classificazione delle sezioni



Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e compressione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 72 \varepsilon$	$c/t \leq 33 \varepsilon$	se $\alpha > 0.5$ $c/t \leq 396\varepsilon/(13\alpha - 1)$ se $\alpha \leq 0.5$ $c/t \leq 36\varepsilon/\alpha$
2	$c/t \leq 83 \varepsilon$	$c/t \leq 38 \varepsilon$	se $\alpha > 0.5$ $c/t \leq 456\varepsilon/(13\alpha - 1)$ se $\alpha \leq 0.5$ $c/t \leq 41.5\varepsilon/\alpha$

# Progetto dei controventi

## Spessori limiti dei profili

### REGOLA SPECIFICA PER STRUTTURE IN ACCIAIO CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da

➤ *Sezioni Circolari Cave*

il rapporto tra il diametro esterno  $d$  e lo spessore  $t$  deve soddisfare la limitazione

$$d/t \leq 36$$

➤ *Profili Tubolari a Sezione Rettangolare*

a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite,  
i rapporti la larghezza  $b$  e lo spessore  $t$  delle parti  
che costituiscono la sezione devono soddisfare la relazione

$$b/t \leq 18$$

# Progetto dei controventi

## Snellezze limiti degli elementi

Per edifici con più di due piani,  
la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le condizioni

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$$

controventi ad X

Il limite inferiore è definito per evitare di sovraccaricare le colonne nella fase di comportamento elastica delle diagonali (ovvero quando le diagonali tese e compresse sono attive) oltre gli effetti ottenuti da un'analisi in corrispondenza dello stato ultimo quando solo le diagonali tese sono attive.

# Progetto dei controventi

## Snellezze limiti degli elementi

Per edifici con più di due piani,  
la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare la condizione

$$\bar{\lambda} \leq 2$$

controventi a V

# Progetto degli altri elementi

## Regola generale

Con la sola eccezione delle diagonali,  
tutti gli elementi della struttura controventata  
devono avere un comportamento elastico  
sino al collasso della struttura

A riguardo la normativa stabilisce che  
"le strutture con controventi concentrici devono essere progettate  
in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la  
rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne".

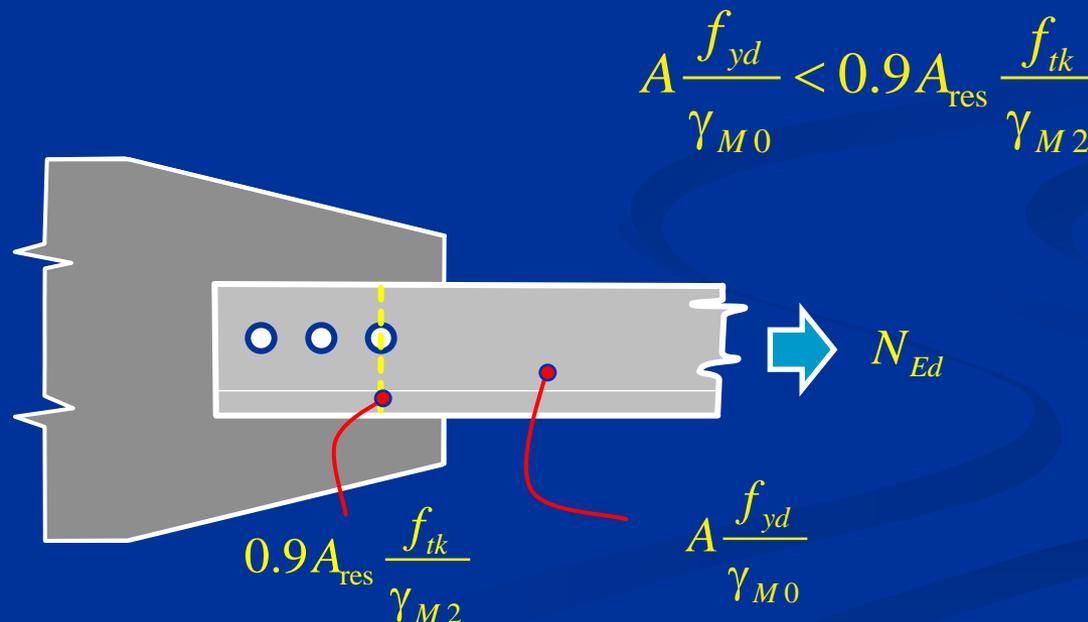


Gli elementi strutturali differenti dalle diagonali  
devono essere progettati sulla base delle massime azioni  
sviluppati dalle diagonali

# Progetto dei controventi

## Influenza dei collegamenti bullonati

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati,  
la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore  
alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza  
dei fori per i dispositivi di collegamento:



# Progetto dei controventi

## Influenza dei collegamenti bullonati

Secondo normativa, tale verifica si ritiene soddisfatta se risulta verificata la relazione:

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

essendo :

$A$  l'area lorda ;

$A_{res}$  l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori di rinforzo ;

$\gamma_{M0}$   $\gamma_{M2}$  i coefficienti di sicurezza parziale dei materiali.

# Progetto dei controventi

## Rottura prematura



Instabilità del controvento

Rottura della sezione netta del controvento

# Collegamenti in zone dissipative

## Regole di progetto generali

**REGOLA GENERALE** (valida per tutte le strutture in acciaio)  
**per parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative**

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

- Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

# Collegamenti in zone dissipative

## Regole di progetto generali

### **REGOLA GENERALE** (valida per tutte le strutture in acciaio) **per parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative**

- Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

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

dove:

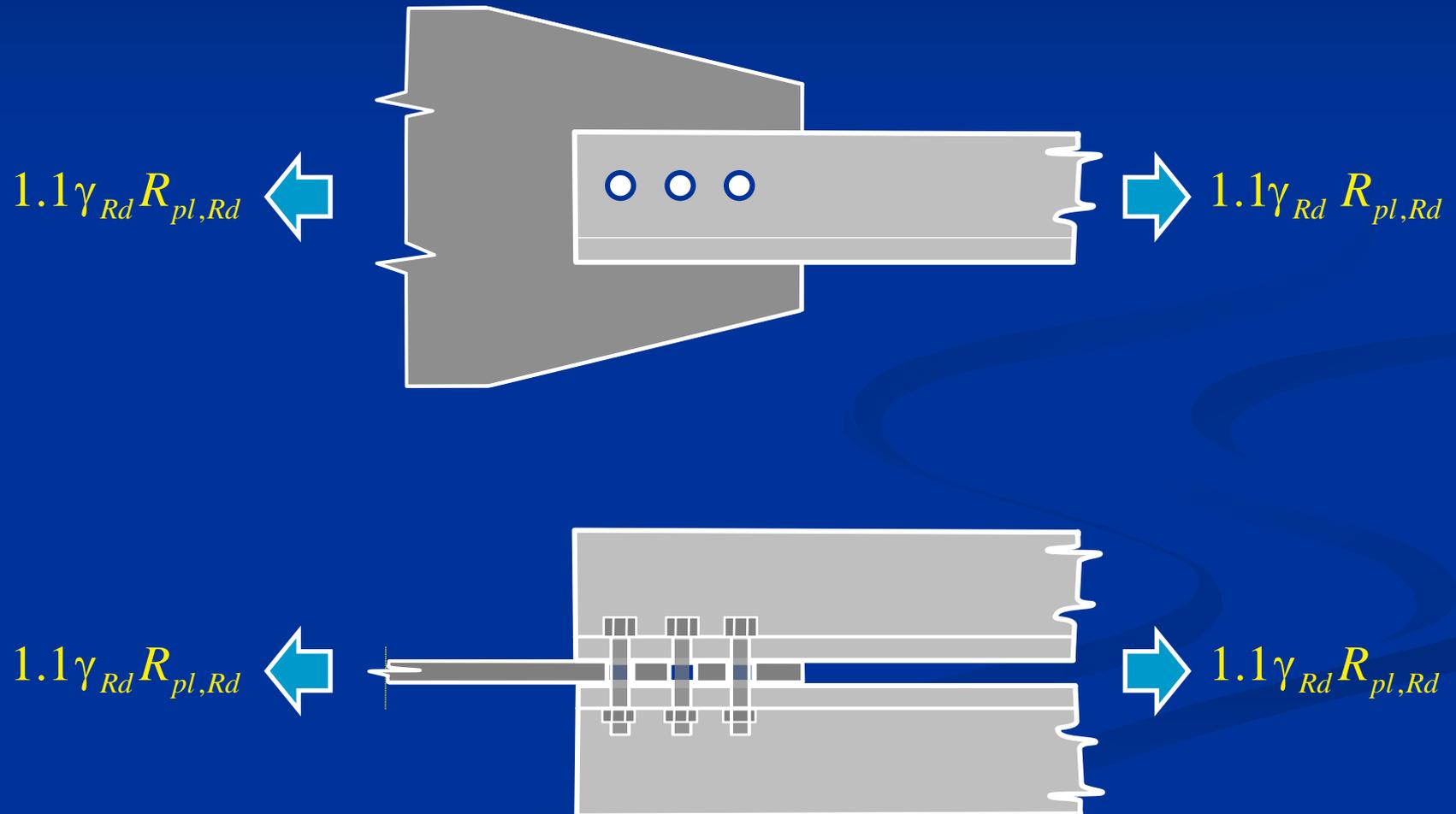
$R_{j,d}$  è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$  è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata;

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

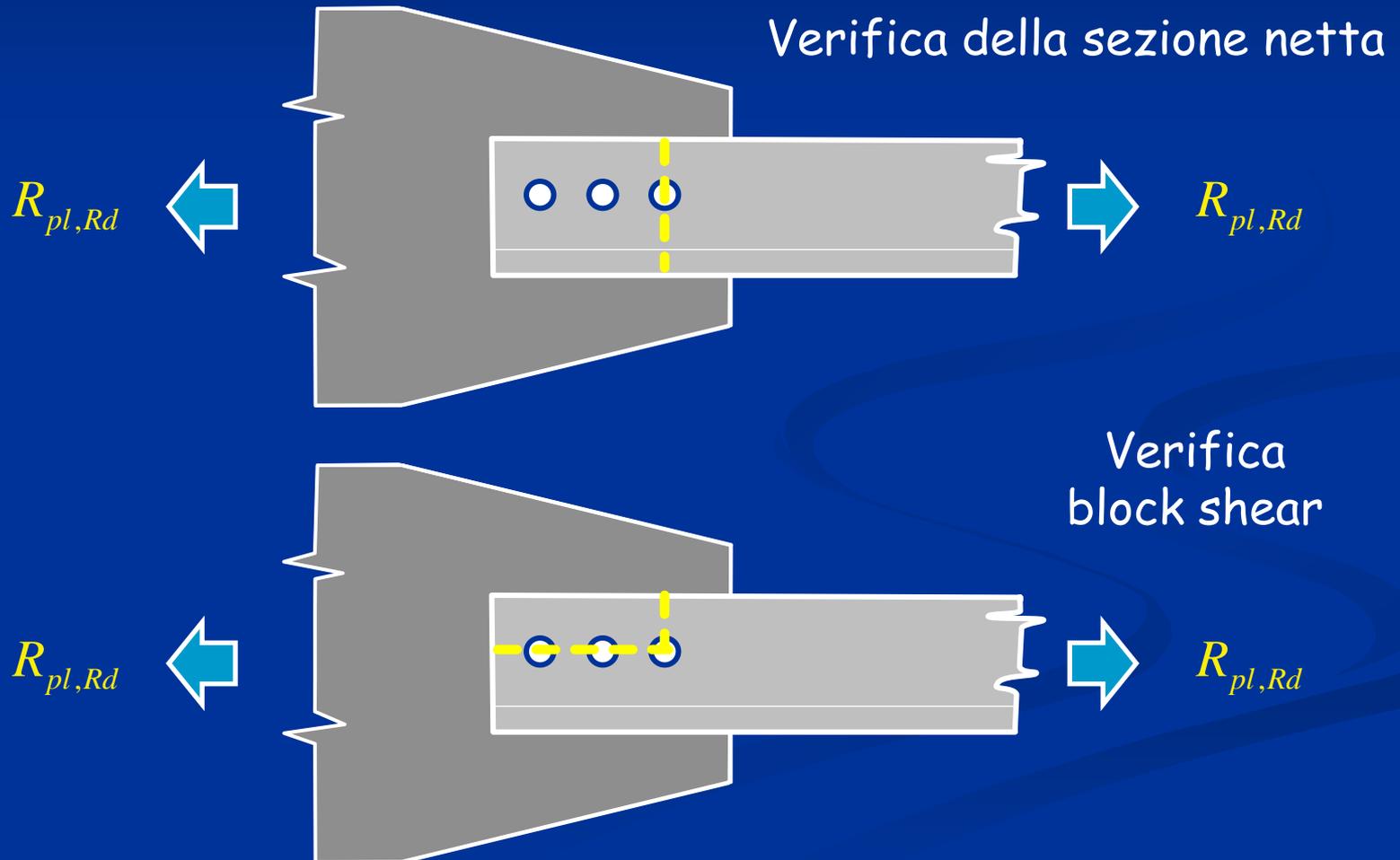
# Esempi di collegamento

Verifica dei collegamenti in zone dissipative



# Esempi di collegamento

Verifica di parti tese delle zone dissipative



# Particolari di collegamento

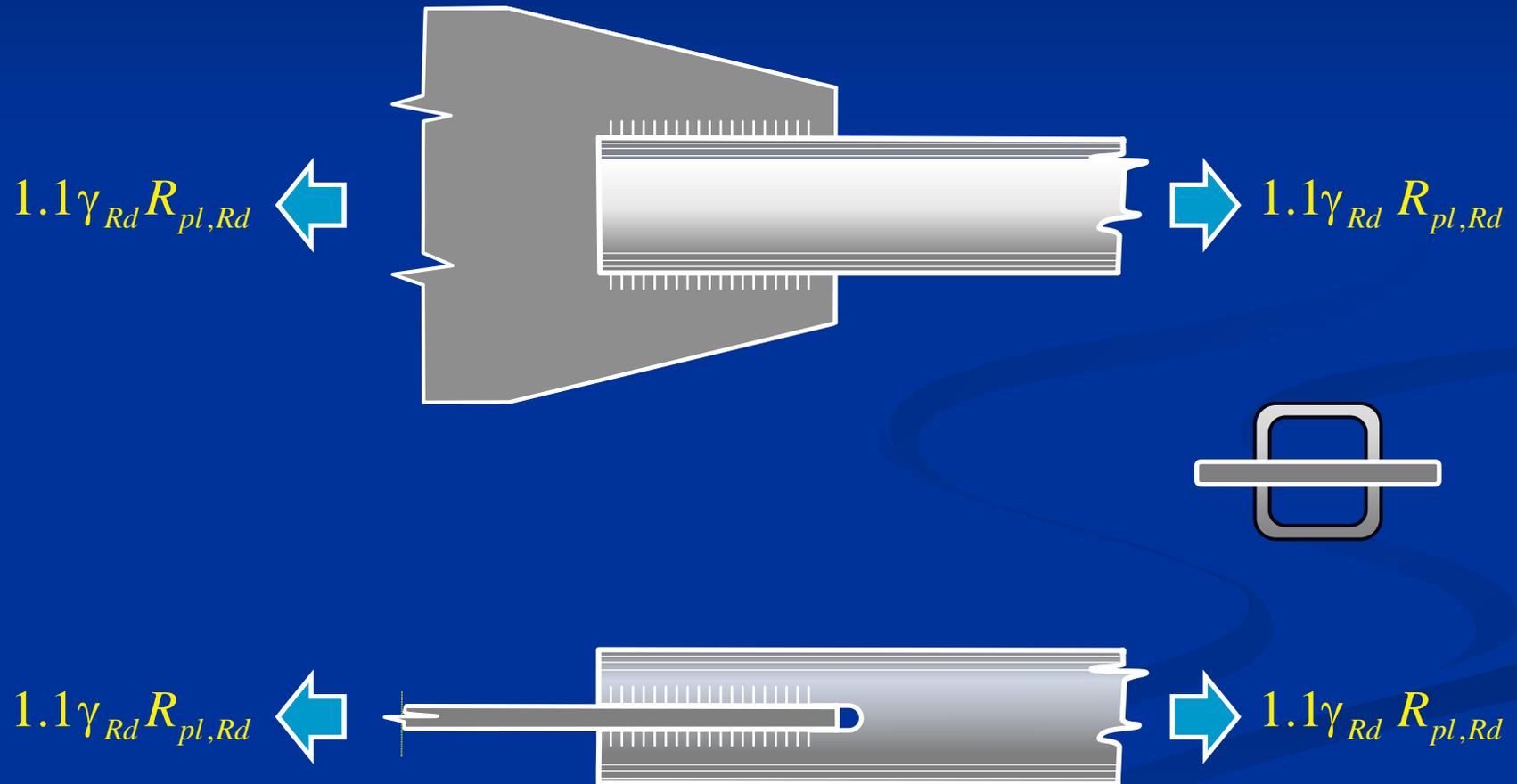
Controvento-fazzoletto



Preparazione dei profili scatolari per il collegamento

# Esempi di collegamento

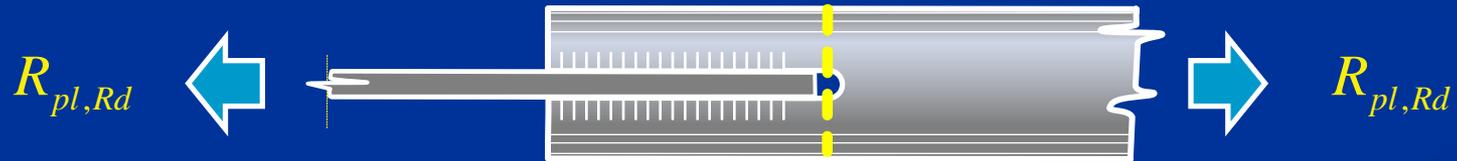
Verifica dei collegamenti delle zone dissipative



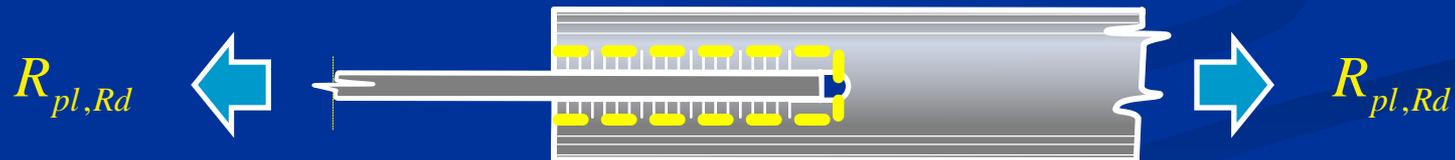
# Esempi di collegamento

Verifica di parti tese delle zone dissipative

Verifica della sezione netta



Verifica  
block shear

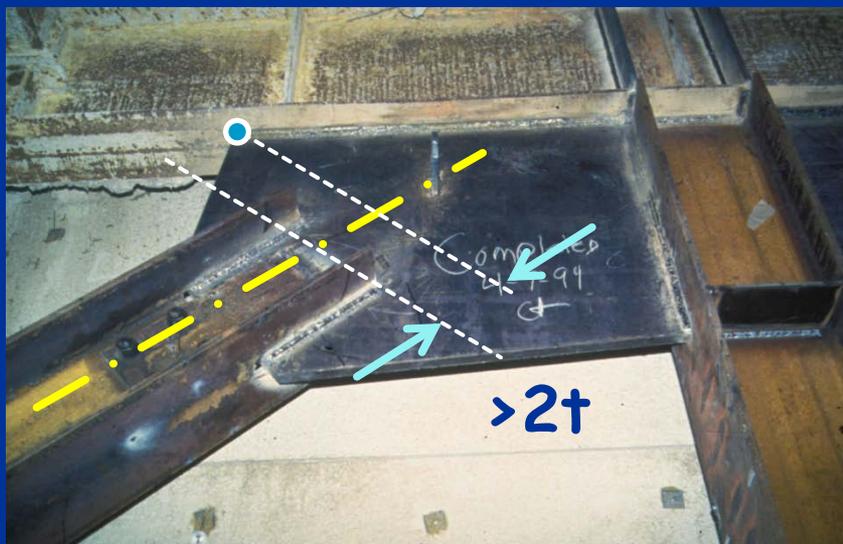


# Strutture con controventi concentrici

## Progetto del collegamento

Al fine di garantire una elevata duttilità di piano è opportuno che la distanza tra l'ortogonale all'asse dell'elemento passante per il suo estremo e la parallela passante per l'intersezione del fazzoletto con la colonna (o trave) sia almeno pari a 2 volte lo spessore del fazzoletto.

In tal modo si vuole indurre la formazione di una cerniera plastica nel fazzoletto all'estremità dell'asta diagonale



# Strutture con controventi concentrici

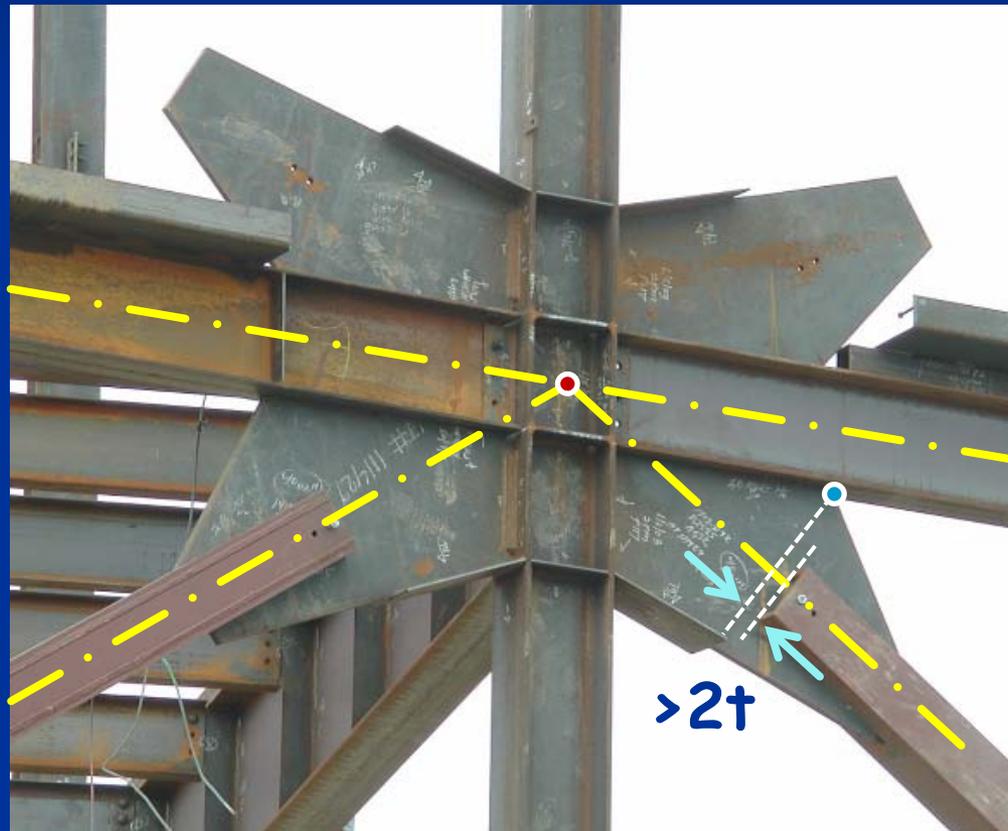
## Progetto del collegamento



Collegamento dei controventi

# Strutture con controventi concentrici

## Progetto del collegamento



Particolare di collegamento dei controventi

# Progetto dei controventi

## Rapporti di sovraresistenza dei controventi

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficiente di sovraresistenza

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25% ovvero :

$$\frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} \leq 1.25$$

in cui **Attenzione !**

$N_{pl,Rd}$  è la resistenza di progetto della diagonale, ovvero lo sforzo normale resistente plastico nella tipologia a diagonale tesa attiva e la resistenza all'instabilità nella tipologia con controventi a V

# Progetto di travi e colonne

## Sollecitazioni di progetto

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}(M_{Ed})} \leq 1$$

in cui :

$N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, tenendo conto dell'interazione con il valore di progetto del momento flettente  $M_{Ed}$ .

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale del controvento, ovvero  $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$   
e

$\Omega$  è il più piccolo dei coefficienti di sovraresistenza dei controventi della struttura (ovvero  $\Omega_{min}$ )

# Il coefficiente di sovraresistenza del materiale

Il coefficiente di sovraresistenza del materiale,  $\gamma_{Rd}$ , è definito come il rapporto fra il valore medio  $f_{y,m}$  della tensione di snervamento e il valore caratteristico  $f_{yk}$  nominale.

In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i valori indicati.

Acciaio	$\gamma_{Rd}$
<b>S 235</b>	1.20
<b>S 275</b>	1.15
<b>S 355</b>	1.10
<b>S 420</b>	1.10
<b>S 460</b>	1.10

# Valutazione del fattore $\gamma_{Rd}$

La sollecitazione  $S$  e la resistenza  $R$  di due elementi siano definite dal punto di vista statistico tramite due funzioni gaussiane.

La funzione densità di probabilità della differenza  $R-S$  è :

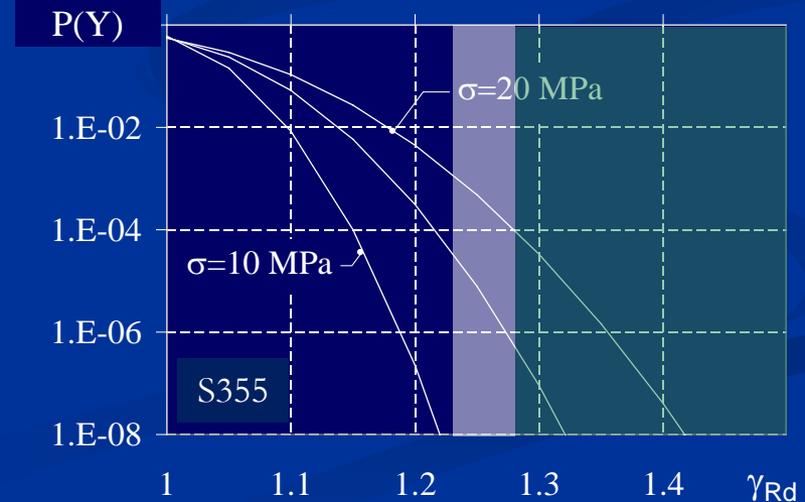
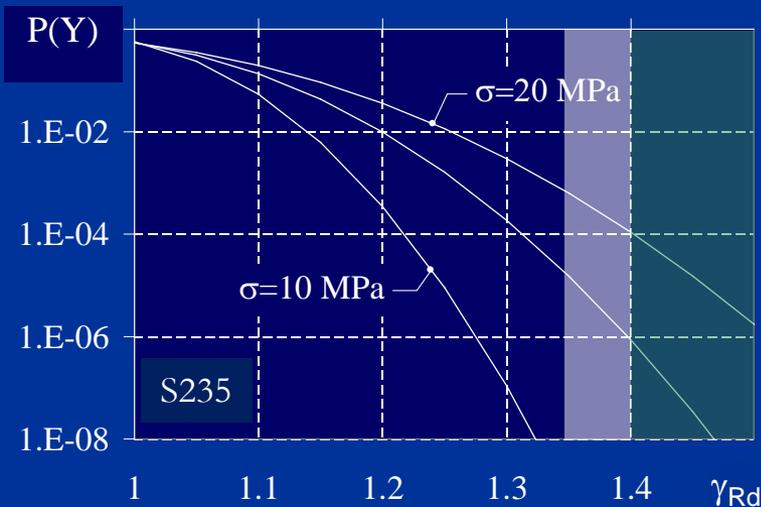
$$p(Y) = p(R - S \leq 0) = \frac{1}{\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(Y - \mu_Y)^2}{2\sigma_Y^2}}$$

mentre la funzione distribuzione di probabilità è :

$$P(Y \leq 0) = \int_{-\infty}^0 p(Y) dY$$

# Valutazione del fattore $\gamma_{Rd}$

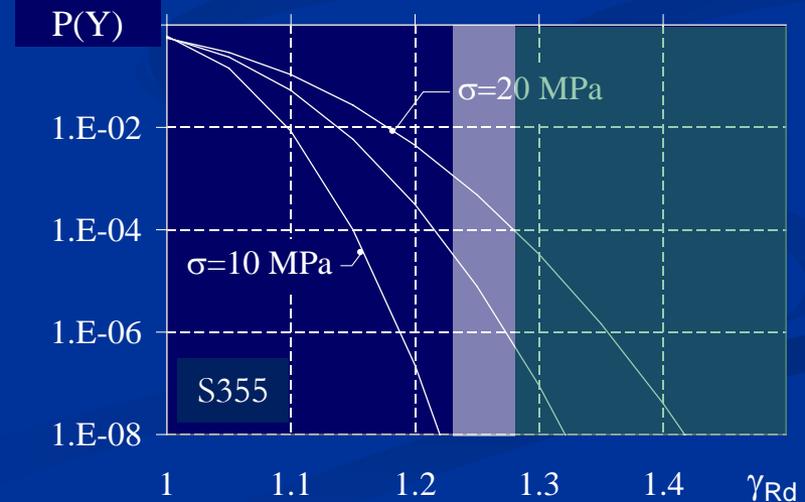
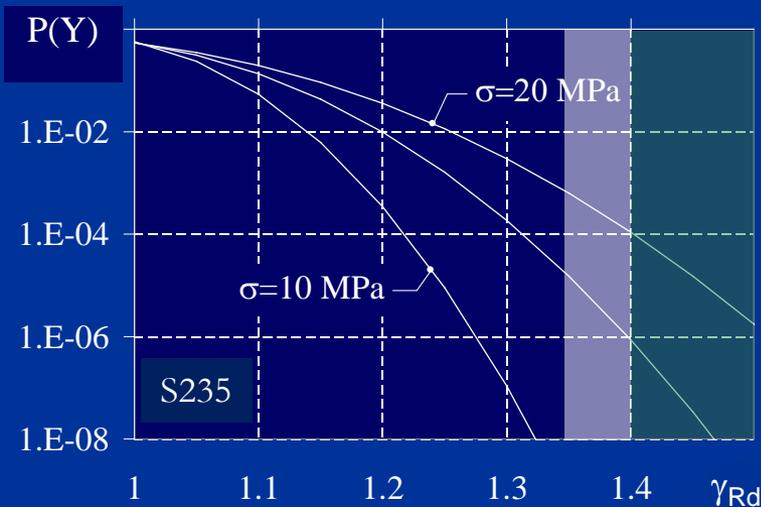
Il coefficiente di sovrarresistenza necessario a garantire una predeterminata probabilità di plasticizzazione dell'elemento da proteggere dipende dalla resistenza dei materiali in esame.



# Valutazione del fattore $\gamma_{Rd}$

Una probabilità di plasticizzazione di  $10^{-3}$ - $10^{-4}$  richiederebbe per un acciaio S235 un valore di  $\gamma_{Rd}$  di 1.30-1.40.

Data la sovraresistenza fornita agli elementi all'atto del progetto tramite la scelta tra i profilati metallici commerciali si può ritenere, tuttavia, idoneo un fattore di sovraresistenza del materiale inferiore (ad esempio 1.20).



# Progetto delle travi

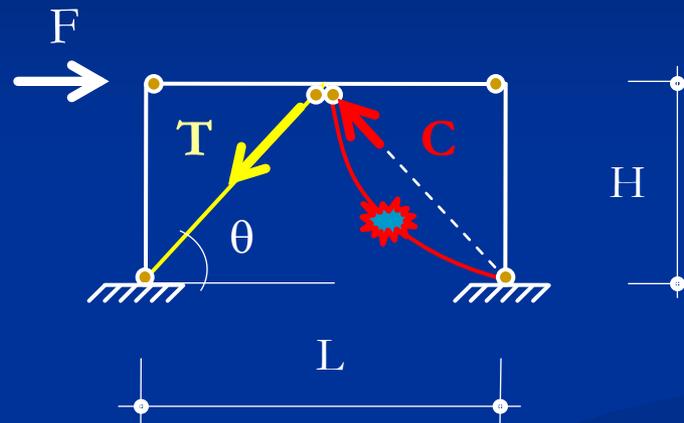
## La forza sbilanciata nella tipologia a V

Nei telai con controventi a V,  
le travi devono resistere agli effetti :

- delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali
- delle forze verticali squilibrante che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse.

# Progetto delle travi

La forza sbilanciata nella tipologia a V



Per determinare l'effetto dello squilibrio delle componenti verticali degli sforzi nelle diagonali si può considerare :

$$T = N_{pl,Rd} \quad \text{-----} \quad C = \gamma_{pb} N_{pl,Rd}$$

essendo  $\gamma_{pb}=0.3$  il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione.

**Strutture con  
controventi concentrici  
ad instabilità impedita**

# Controventi ad instabilità impedita



=



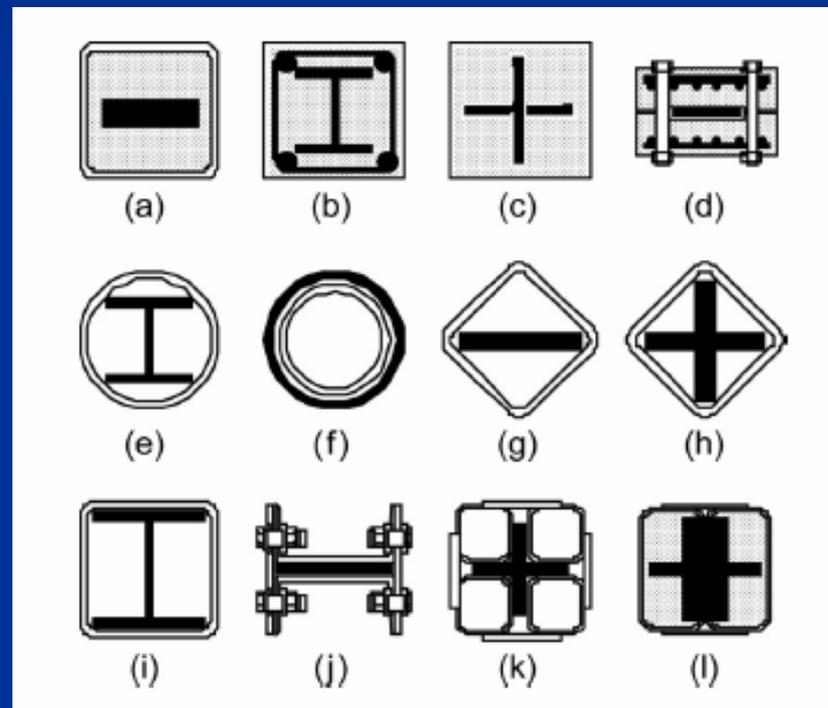
Involucro

+



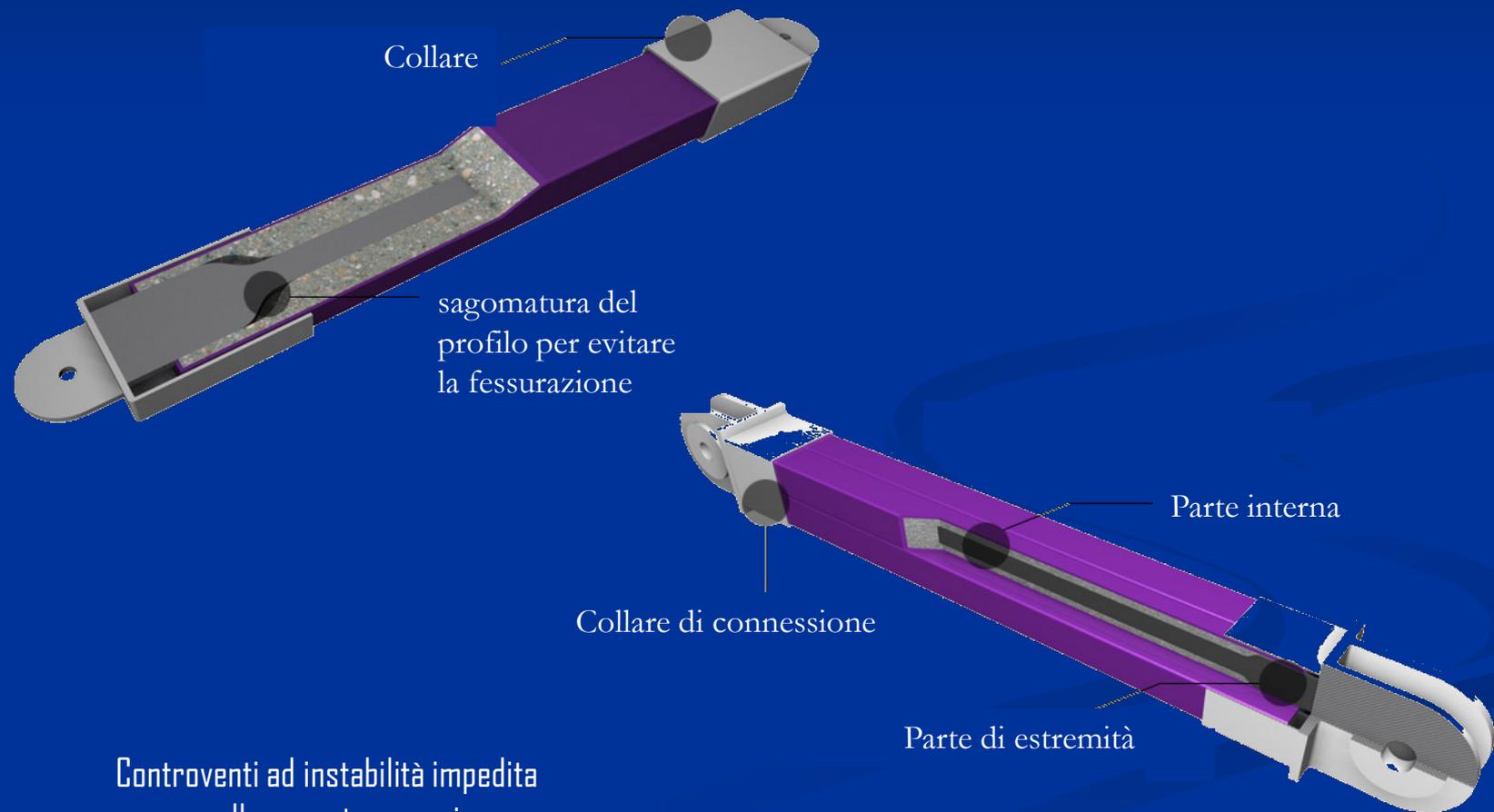
Anima  
in acciaio

# Sezioni di controventi ad instabilità impedita



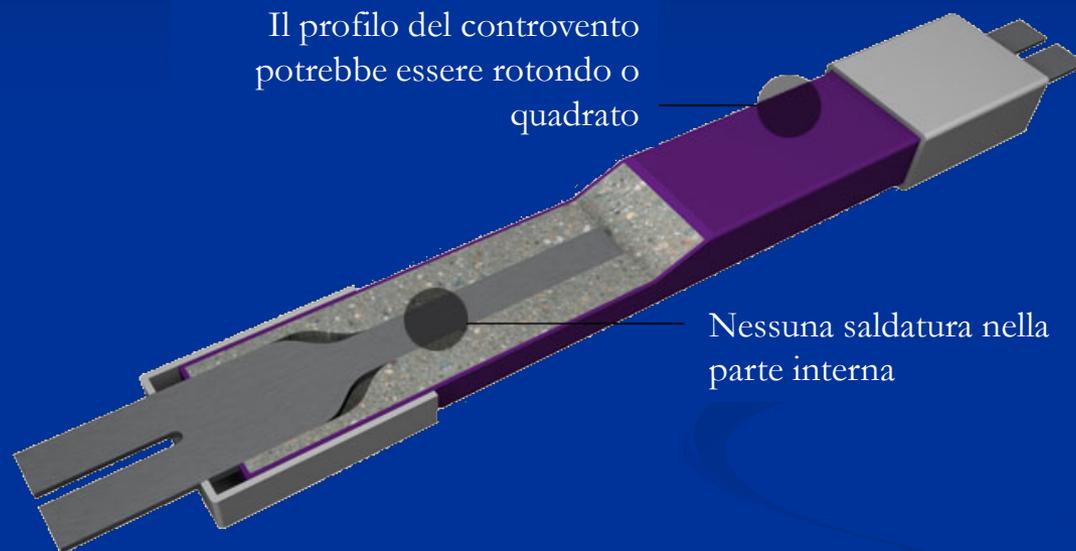
tratto da : Qiang Xie. State of the art of buckling-restrained braces in Asia,  
*Journal of Constructional Steel Research* 61 (2005) 727-748

# Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Controventi ad instabilità impedita  
con collegamento a cerniera

# Sistemi con controventi ad instabilità impedita



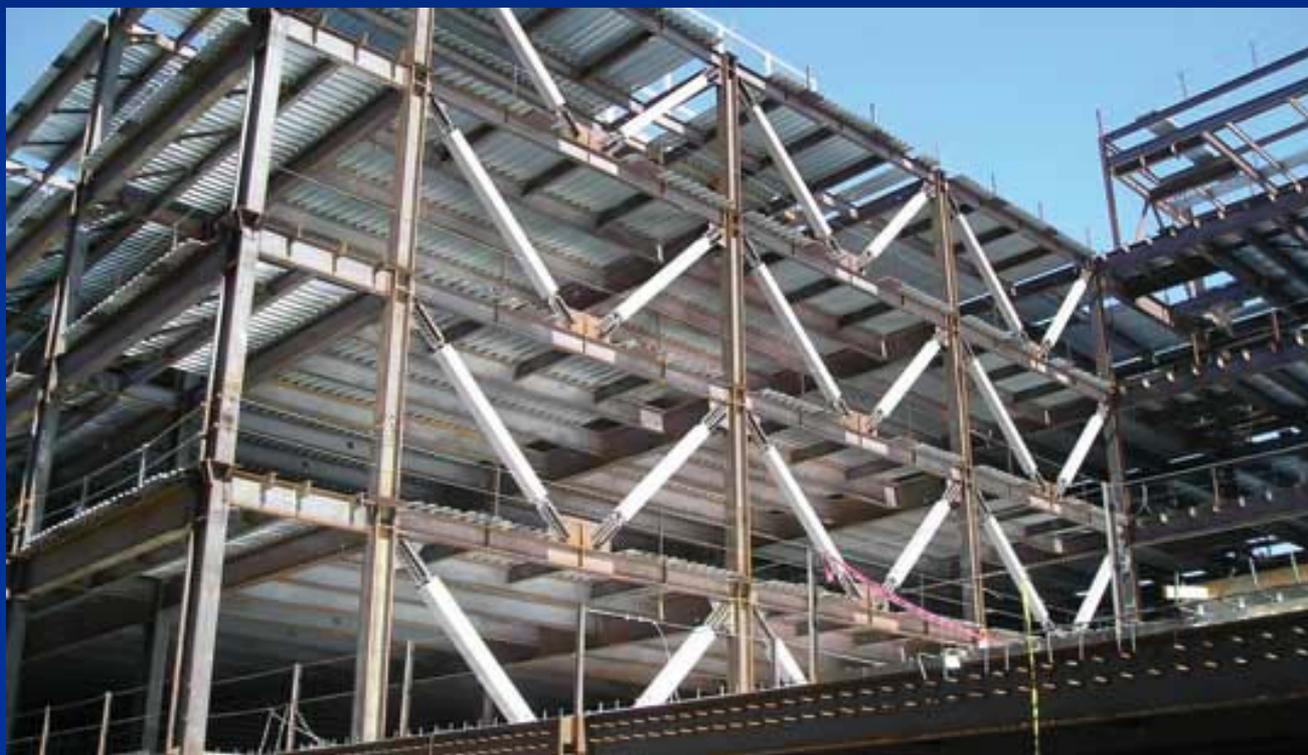
Controvento ad instabilità impedita  
con collegamento in grado di trasferire momento flettente

# Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Strutture con controventi ad instabilità impedita

# Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Struttura con controventi ad instabilità impedita  
nella tipologia a V

# Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Struttura con controventi ad instabilità impedita  
nella tipologia a V invertita e collegamenti incernierati

# Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Struttura con controventi ad instabilità impedita  
con collegamenti non incernierati

**Strutture con  
controventi eccentrici  
tradizionali**

# Strutture controventate

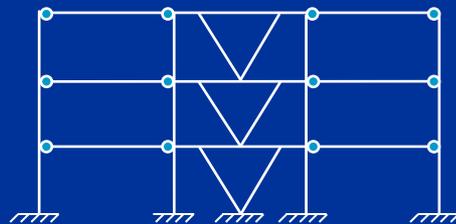
## Controventi eccentrici

### 2. STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Il controvento è costituito da un telaio controventato con diagonali che non convergono (ad entrambe le estremità) in un nodo trave colonna o in un punto in cui converge un'altra diagonale.

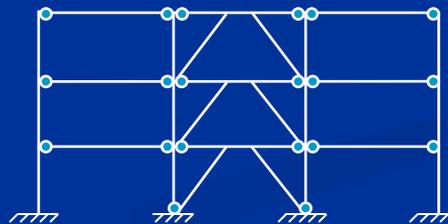
LE INTERSEZIONI DELLE DIAGONALI CON LA TRAVE INDIVIDUANO CONCI DENOMINATI LINK

Caso 1



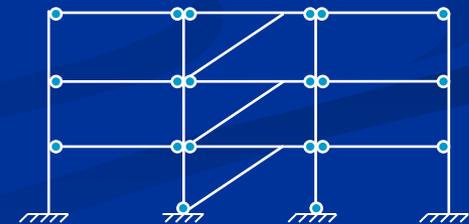
Link orizzontale

Caso 2



Link orizzontale

Caso 3



Link orizzontale

# Strutture controventate

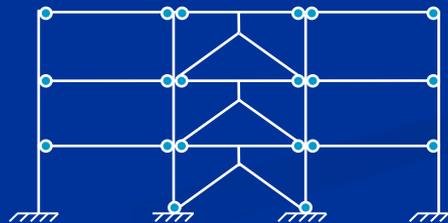
## Controventi concentrici

### 2. STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Il controvento è costituito da un telaio controventato con diagonali che non convergono (ad entrambe le estremità) in un nodo trave colonna o in un punto in cui converge un'altra diagonale.

LE INTERSEZIONI DELLE DIAGONALI CON LA TRAVE INDIVIDUANO CONCI DENOMINATI LINK

Caso 4



Link verticale

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Controventi eccentrici nella tipologia a K



Controventi eccentrici nella tipologia a D

# Strutture controventate

## Controventi concentrici



Edificio con controventi eccentrici

# Strutture con controventi eccentrici

I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti.

Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione» o «link», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

# Configurazione geometrica del telaio con controventi eccentrici

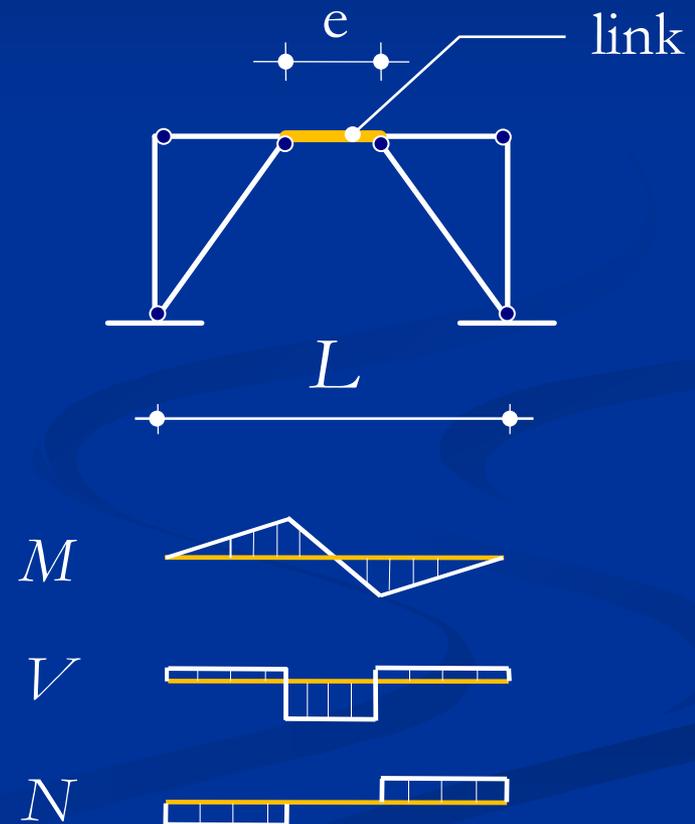
## Tipologia a K

Vantaggi:

Il link non presenta collegamenti alle estremità perché è parte della trave che si estende tra le colonne di estremità della campata controventata.

Svantaggi:

Richiede lunghezze non piccole della campata controventata.



# Configurazione geometrica del telaio con controventi eccentrici

## Tipologia a D

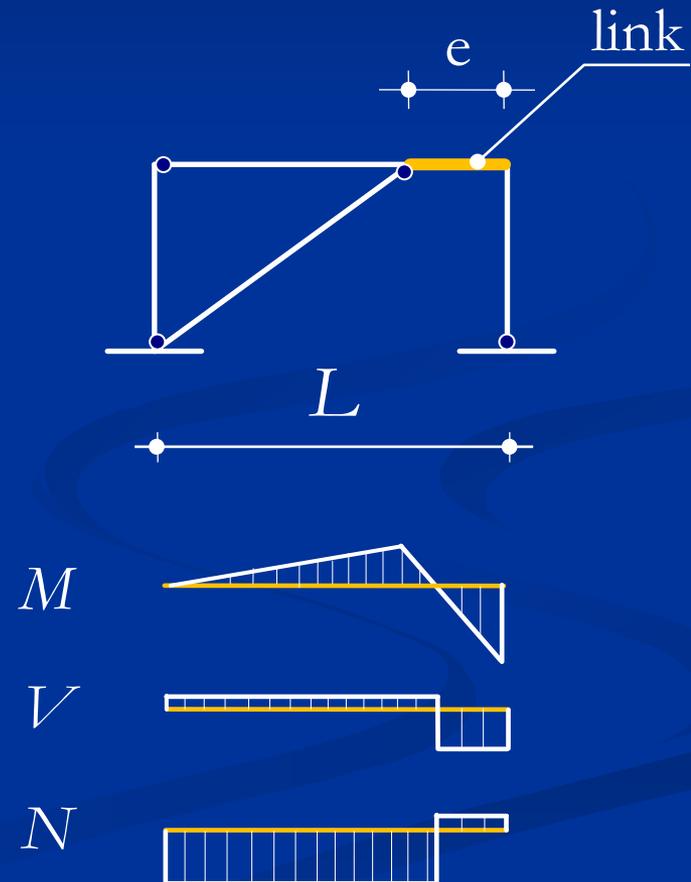
Vantaggi:

Non sono richieste lunghezze elevate della campata controventata.

Svantaggi:

Il link e' soggetto anche a sforzo normale.

Il collegamento del link alla colonna rappresenta il punto debole nel meccanismo resistente del link.



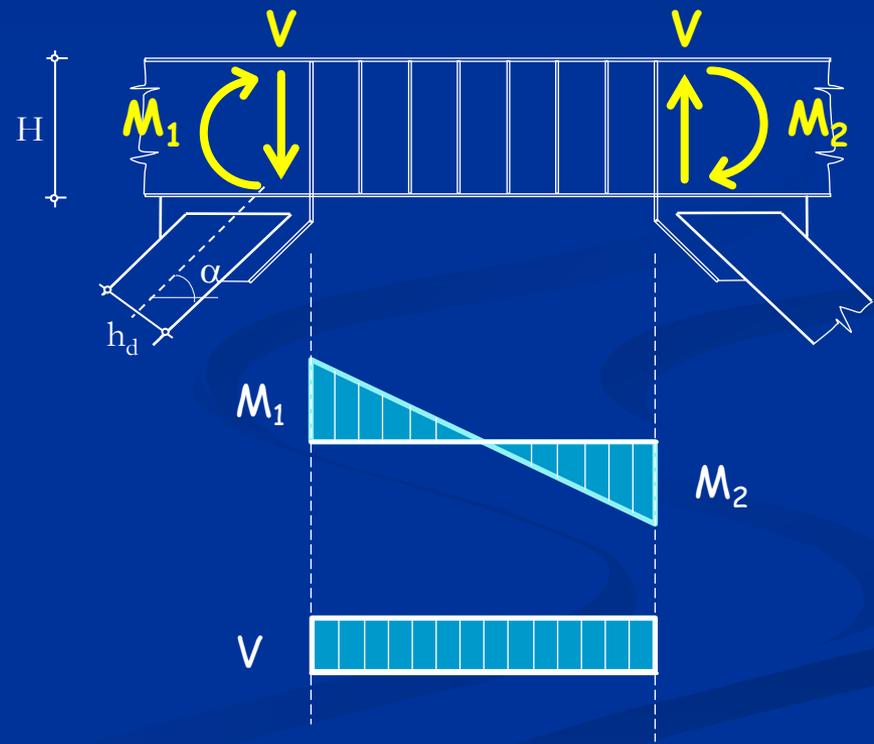
# Caratteristiche della sollecitazione nei link

Le caratteristiche della sollecitazione sforzo di taglio e momento flettente sono collegate da una relazione di equilibrio alla rotazione

$$V = \frac{M_1 + M_2}{e}$$

In particolare, nella tipologia a K (se sono assenti o si trascurano i momenti flettenti da carichi verticali) la suddetta relazione si semplifica nella seguente:

$$V = \frac{2M}{e}$$



# Sollecitazioni plastiche dei link

Per comprendere se il link si plasticizza per taglio o per flessione può essere utile confrontare

i rapporti tra i valori resistenti dello sforzo di taglio e del momento flettente e i valori delle corrispondenti caratteristiche di sollecitazione.

Se :

- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$  il link si plasticizza per taglio
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$  il link si plasticizza contemporaneamente per taglio e per flessione
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} > \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$  il link si plasticizza per flessione

# Sollecitazioni plastiche dei link

Stante la relazione di equilibrio tra momento flettente e sforzo di taglio :

$$V = \frac{2M}{e}$$

si ha :

- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} \Rightarrow \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{2M_{pl,Rd}}{e V_{Ed}} \Rightarrow \frac{eV_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} < 2$
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} \Rightarrow \frac{eV_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2$
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} > \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} \Rightarrow \frac{eV_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} > 2$

# Sollecitazioni plastiche dei link

La sperimentazione ha mostrato che :

- Il valore delle caratteristiche della sollecitazione corrispondenti alla piena plasticizzazione della sezione e' influenzato in modo trascurabile dall'interazione tra il taglio e il momento flettente,

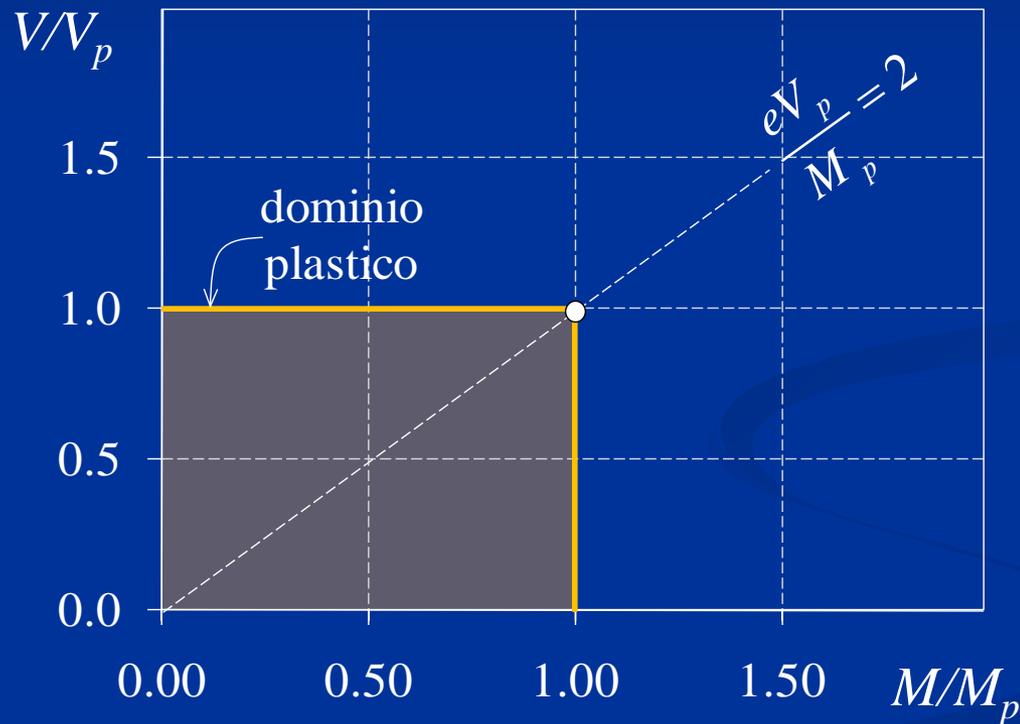
ovvero :

$$V_y = V_{pl,Rd} \quad e \quad M_y = \frac{e V_{pl,Rd}}{2} \quad se \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} < 2$$

$$V_y = \frac{2 M_{pl,Rd}}{e} \quad e \quad M_y = M_{pl,Rd} \quad se \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} > 2$$

# Sollecitazioni plastiche dei link

Dominio plastico



# Sollecitazioni ultime

La resistenza ultima dei link, a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore dei valori di plasticizzazione.

La sperimentazione ha mostrato che :

- il taglio ultimo dei link in cui il comportamento inelastico e' governato dal taglio e' pari a circa 1.5 volte il taglio plastico.

$$V_u = 1.5 V_{pl}$$

- il momento ultimo dei link in cui il comportamento inelastico e' governato dal momento e' pari a circa 1.5 volte il momento plastico.

$$M_u = 1.5 M_{pl}$$

# Sollecitazioni ultime

## Nota !

Il fatto che un link si plasticizzi prima per taglio non assicura che il link non presenti una plasticizzazione per flessione prima di pervenire a rottura.

Il valore della lunghezza meccanica al di sopra del quale il link presenta plasticizzazione anche per flessione può essere ricavato imponendo che a rottura il momento flettente in equilibrio con il taglio ultimo sia pari a  $M_{pl,Rd}$ .

$$\frac{e V_u}{M_{pl,Rd}} = 1.5 \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2 \quad \Rightarrow \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

# Sollecitazioni ultime

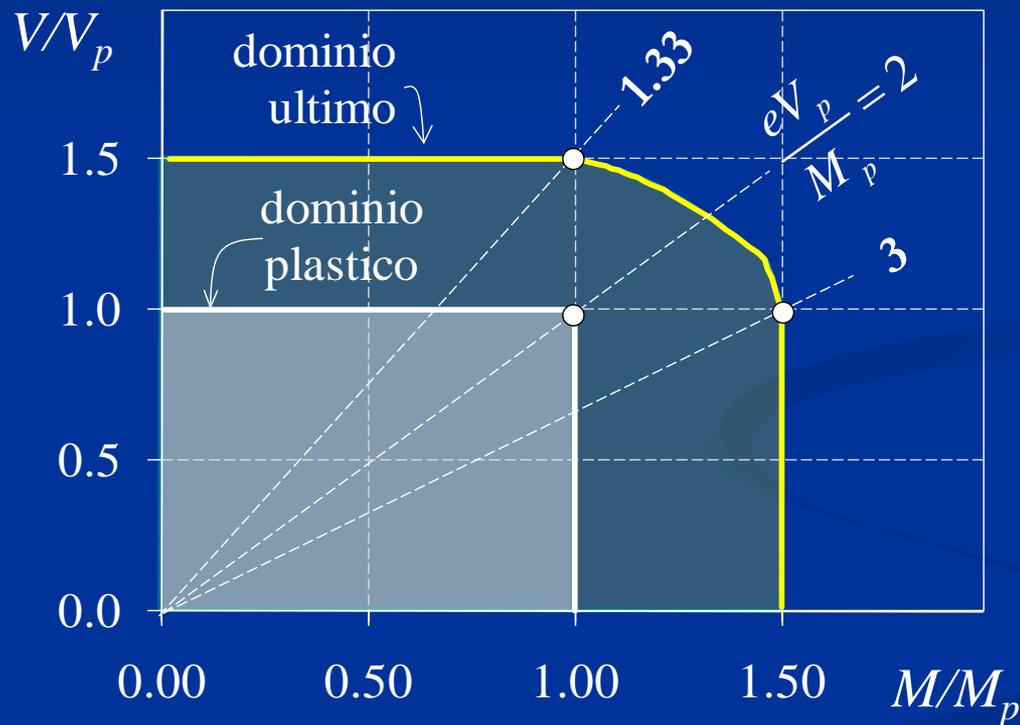
## Nota !

Analogamente, il fatto che un link si plasticizzi prima per flessione non assicura che il link non presenti una plasticizzazione per taglio prima di pervenire a rottura.

Il valore della lunghezza meccanica al di sotto del quale il link presenta plasticizzazione per taglio può essere ricavato imponendo che a rottura il taglio in equilibrio con il momento flettente ultimo sia pari a  $V_{pl,Rd}$ .

$$\frac{e V_{pl,Rd}}{M_u} = \frac{e V_{pl,Rd}}{1.5 M_{pl,Rd}} = 2 \quad \Rightarrow \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2 \cdot 1.5 = 3$$

# Dominio plastico e ultimo dei link



# Classificazione meccanica dei link

In funzione del comportamento plastico i link sono generalmente suddivisi dalle normative nelle seguenti classi:

• CORTI

PLASTICIZZAZIONE  
TAGLIO

• INTERMEDI

PLASTICIZZAZIONE  
TAGLIO E FLESSIONE

• LUNGHI

PLASTICIZZAZIONE  
FLESSIONE

Tale classificazione  
è bene interpretata  
dal parametro:

$$\frac{eV_p}{M_p}$$

# Classificazione meccanica di normativa

## Nota !

Nell'identificare il valore della lunghezza meccanica che separa i link corti da quelli intermedi, le normative considerano che, in corrispondenza della rottura del link, si possa sviluppare un momento pari a  $1.2 M_{pl,Rd}$ .

Il valore della lunghezza meccanica che separa i link corti da quelli intermedi si ricava pertanto dalle seguenti relazioni:

$$\frac{e V_u}{1.2 M_{pl,Rd}} = e \frac{1.5 V_{pl,Rd}}{1.2 M_{pl,Rd}} = 2 \quad \Rightarrow \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{2 \cdot 1.2}{1.5} = 1.6$$

# Classificazione meccanica di normativa

In relazione alla lunghezza "e" del link, se i momenti di estremità sono eguali, si adotta la classificazione seguente:

$$e \leq 1.6 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

Link corti

$$1.6 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

Link intermedi

$$e \geq 3 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

Link lunghi

dove

$M_{pl,Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto del link

$V_{pl,Rd}$  è la resistenza a taglio di progetto del link

# Classificazione meccanica di normativa

In modo più generale (ovvero se i momenti alle estremità del link non sono eguali), si può adottare la classificazione seguente:

$$e \leq 0.8(1 + \alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link corti}$$

$$0.8(1 + \alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \leq e \leq 1.5(1 + \alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link intermedi}$$

$$e \geq 1.5(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad \text{Link lunghi}$$

dove

$M_{pl,Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto del link

$V_{pl,Rd}$  è la resistenza a taglio di progetto del link

$\alpha$  è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei momenti flettenti attesi alle due estremità del link

# Resistenza plastica di normativa

Per le sezioni ad I il momento resistente,  $M_{pl,Rd}$ , ed il taglio resistente,  $V_{pl,Rd}$ , del link sono definiti in assenza di sollecitazione assiale, rispettivamente, dalle formule:

$$M_{pl,Rd} = f_y b t_f (h - t_f)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} t_w (h - t_f)$$

## Nota !

Quando il valore della sollecitazione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  presente nel link supera il 15% della resistenza plastica, nella valutazione della sollecitazione assiale della sezione dell'elemento,  $N_{pl,Rd}$ , va tenuta opportunamente in conto la riduzione della resistenza plastica a taglio,  $V_{pl,Rd}$ , e flessione,  $M_{pl,Rd}$ , del link.

# Resistenza ultima di normativa

Le resistenze ultime dei link sono valutate dalla normativa attraverso le relazioni:

$$\text{link corti} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_u = 0.75 e V_{pl,Rd} \\ V_u = 1.5 V_{pl,Rd} \end{array} \right.$$

$$\text{link lunghi} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_u = 1.5 M_{pl,Rd} \\ V_u = 2 M_{pl,Rd} / e \end{array} \right.$$

$$V_u = 3 M_{pl,Rd} / e$$

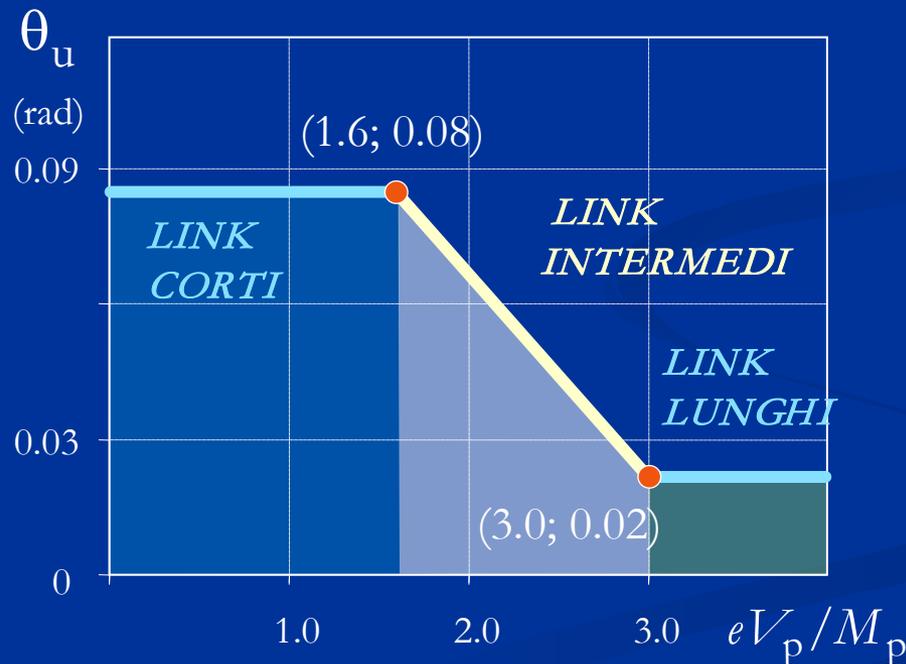


## Nota !

Tali relazioni riguardano i link «corti» e «lunghi»; nel caso dei link «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

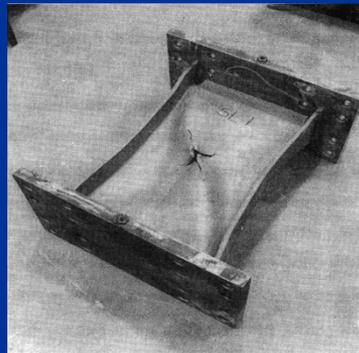
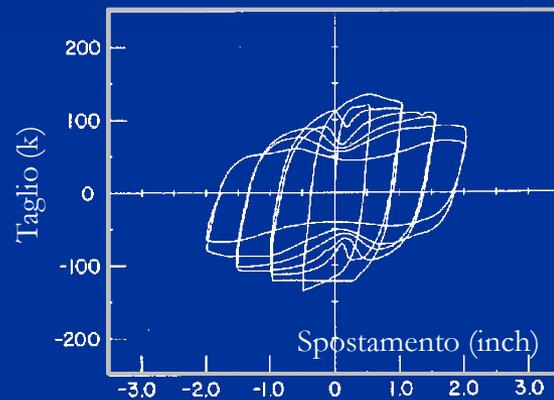
# Capacità rotazionale di normativa

$$\theta_u = \gamma_p + \varphi_p$$

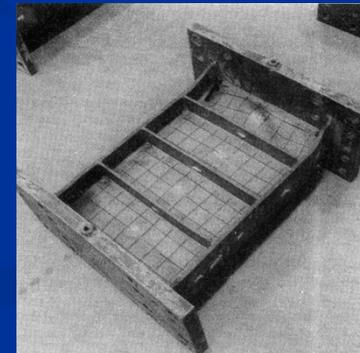
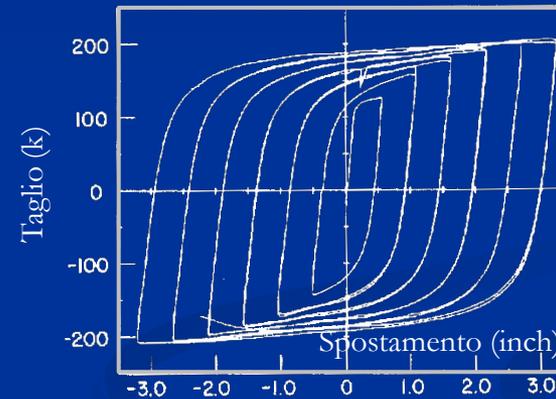


# Irrigidimenti dei link corti

Link corto senza irrigidimenti trasversali



Link corto con irrigidimenti trasversali

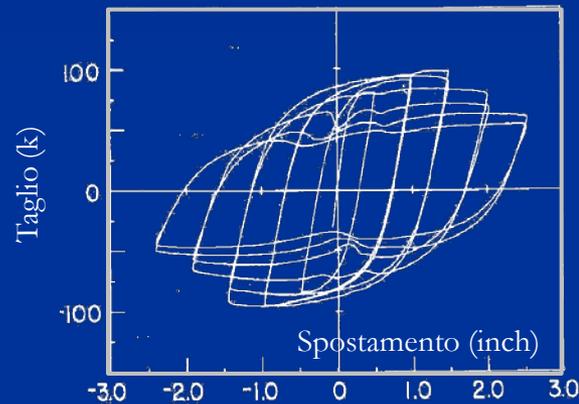


tratto da:

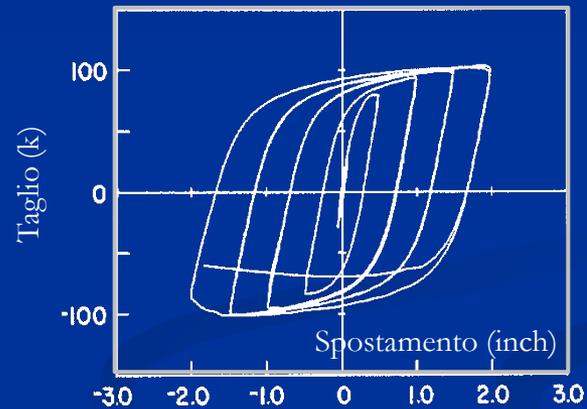
Hjelmstad e Popov. Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames. EERC 83-15

# Irrigidimenti dei link lunghi

Link lungo senza irrigidimenti trasversali



Link lungo con irrigidimenti trasversali



tratto da:

Hjelmstad e Popov. Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames. EERC 83-15

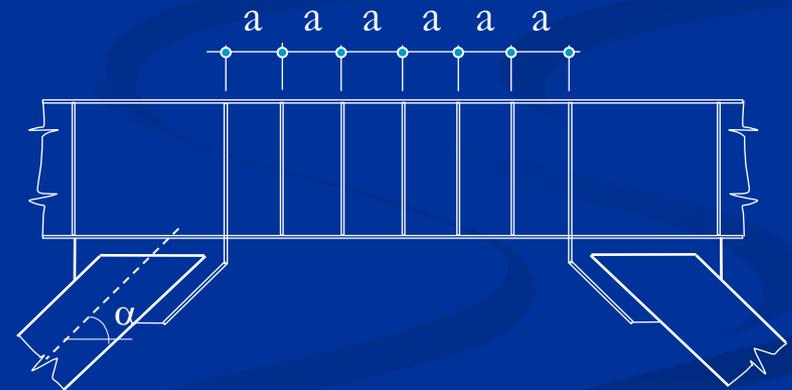
# Irrigidimenti dei link corti

Per quanto riguarda i link corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tale elemento che potrebbe non raggiungere la necessaria capacità rotazionale. Allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima.

Gli irrigidimenti trasversali devono essere disposti da entrambi i lati del profilo.

Nel caso di link corti di modesta altezza (600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i 3/4 della altezza dell'anima.

Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a  $t_w$ , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a  $(b_f/2) - t_w$ .



# Irrigidimenti dei link corti

Per quanto riguarda i link corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tale elemento che potrebbe non raggiungere la necessaria capacità rotazionale. Allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima.

$$a \leq 29t_w - h_b/5 \quad \text{per } \gamma_p = \pm 0.09 \text{ rad}$$

$$a \leq 38t_w - h_b/5 \quad \text{per } \gamma_p = \pm 0.06 \text{ rad}$$

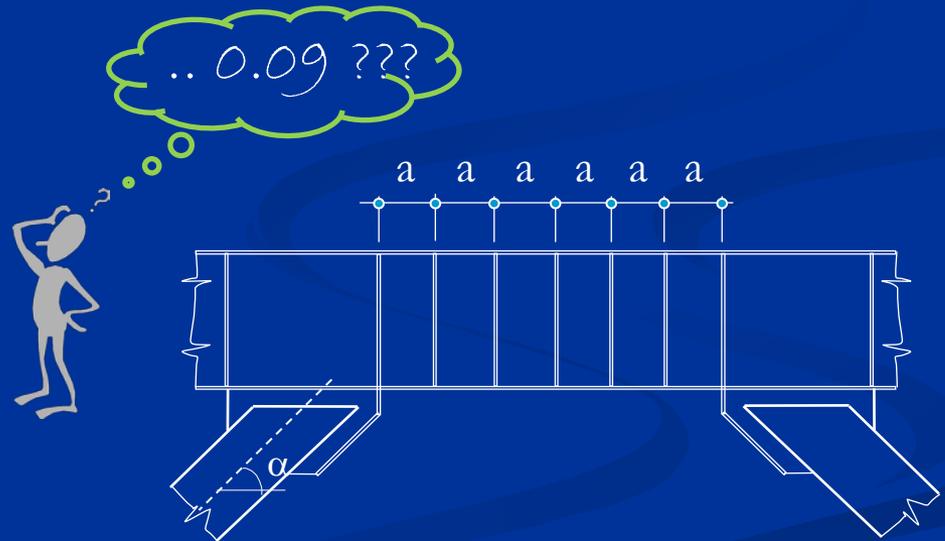
$$a \leq 56t_w - h_b/5 \quad \text{per } \gamma_p = \pm 0.03 \text{ rad}$$

dove :

$t_w$  è lo spessore dell'anima del link

$h_b$  è l'altezza del profilo del link

$\gamma_p$  è la massima deformazione plastica a taglio



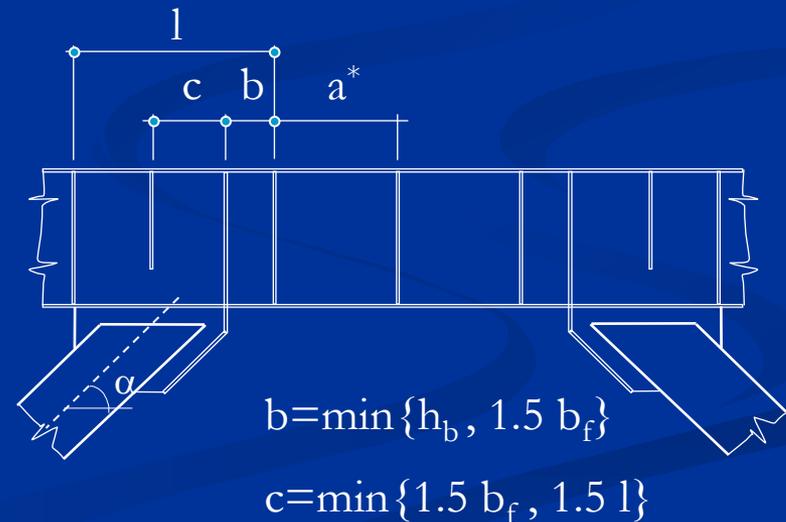
# Irrigidimenti dei link intermedi

Nel caso dei link intermedi, gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

$$a^* = a \quad \text{per} \quad e = 1.6 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

$$a^* = \frac{3}{2} \left( \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} - b_f \right) \quad \text{per} \quad e = 3 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

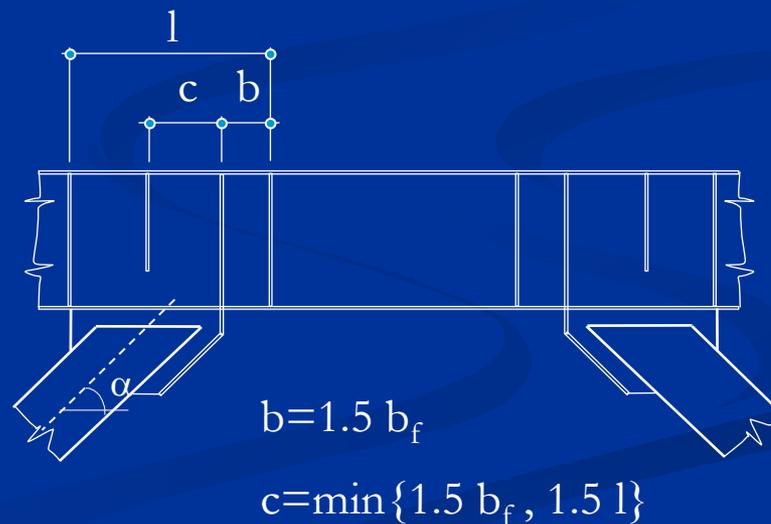
per valori intermedi di "e" si esegue un'interpolazione lineare



# Irrigidimenti dei link lunghi

Il comportamento dei link lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali link sono rappresentate dalla instabilità locale della piattabanda compressa e dalla instabilità flesso-torsionale.

Come per i link intermedi, anche nel caso dei link lunghi gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.



# Saldature degli irrigidimenti

Le saldature che collegano il generico elemento di irrigidimento :

- all'anima del link devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st}f_y$ ,
- alle piattabande devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st}f_y/4$ .

essendo

$A_{st}$  l'area dell'elemento di irrigidimento.

# Sovreresistenza dei link

I coefficienti  $\Omega$  dei link sono definiti secondo le formule seguenti:

link corti  $\Omega_i = 1.50 V_{pl,Rd,i} / V_{Ed,i}$

link lunghi e intermedi  $\Omega_i = 1.50 M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$

dove :

$M_{pl,Rd}$  è il momento resistente del link

$V_{pl,Rd}$  sono il taglio resistente del link

$M_{Ed}$  è il momento di calcolo ottenuto dalla combinazione sismica

$V_{Ed}$  è il taglio di calcolo ottenuto dalla combinazione sismica.



# Sovreresistenza limite dei link

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo dei link all'interno della struttura, i coefficienti di sovreresistenza  $\Omega$  calcolati per tutti i link, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%:

$$\frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} \leq 1.25$$

# Progetto degli altri elementi

Le membrature che non contengono gli elementi di connessione devono essere verificate in modo simile a quanto indicato per i sistemi controventati concentrici, ovvero ...

... travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}(M_{Ed})} \leq 1$$

in cui

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale del controvento, ovvero  $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$

$N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, tenendo conto dell'interazione con il valore di progetto del momento flettente  $M_{Ed}$ .

# Progetto degli altri elementi

Note sulle prescrizioni della normativa

L'applicazione della relazione

$$N_{Rd} (M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$$

a sistemi con link lunghi o a sistemi caratterizzati da sovreresistenze dei link abbastanza disperse non garantisce il rispetto dei principi base del capacity design.



Il progetto di diagonali, colonne e travi andrebbe eseguito in accordo a regole di applicazione più severe, ad esempio:

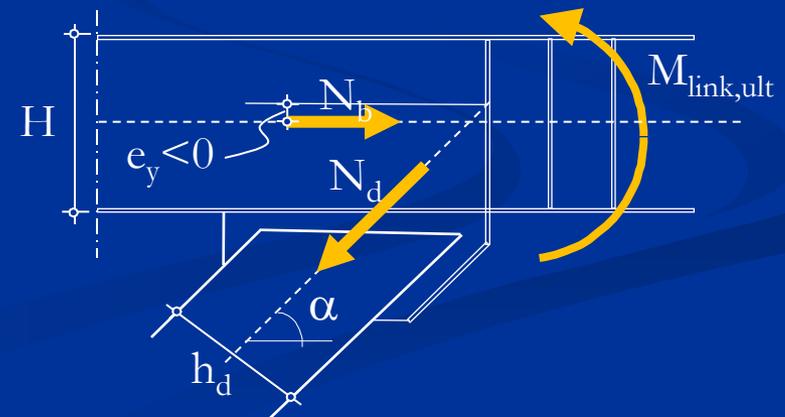
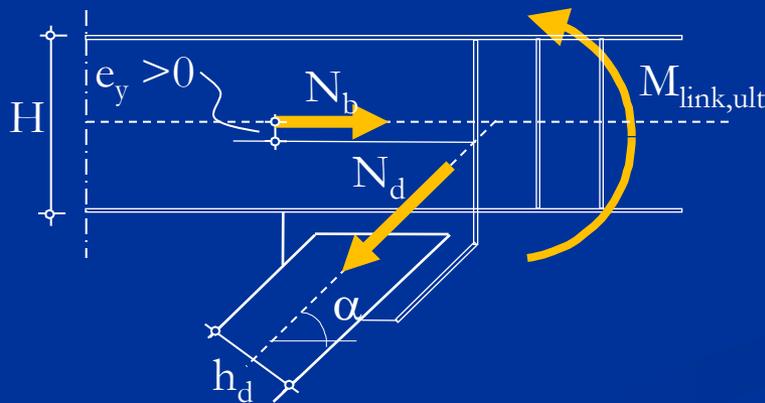
$$N_{Rd} [M_d (\gamma_{Rd} V_u), V_d (\gamma_{Rd} V_u)] \geq N_{Ed,G} + N_d (\gamma_{Rd} V_u)$$

# Scelta dei profili di link e diagonali

## Verifica del posizionamento degli assi di link e diagonale

Al fine di rendere coerente il modello numerico con il modello adottato in fase di progetto, alcuni ricercatori (Engelhardt e Popov -1989) hanno suggerito di scegliere i profili di link e diagonali in modo tale che le linee medie delle sezioni suddette si incontrino all'interno o al massimo alla fine del link.

$$H \leq h_d \cos \alpha \Rightarrow e_y \geq 0$$



# Strutture con controventi eccentrici e pendoli verticali

# Strutture controventate legate

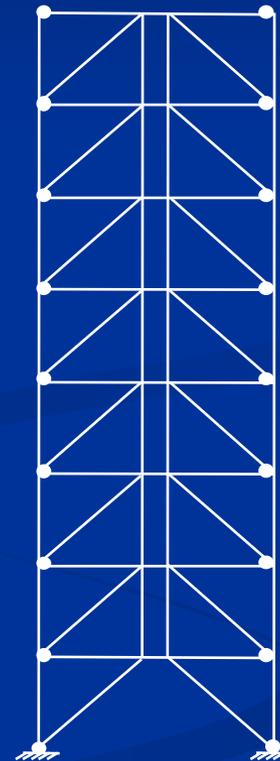
## Caratteristiche geometriche e comportamentali

### Caratteristiche geometriche

I pendoli verticali collegano gli estremi corrispondenti di link di piani contigui

### Funzione dei pendoli

I pendoli verticali vincolano i link dei vari piani ad aver gli stessi spostamenti verticali (a meno delle deformazioni assiali dei pendoli)

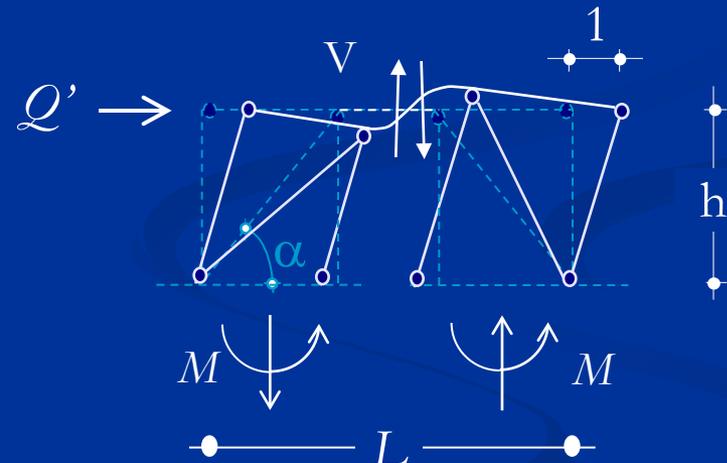
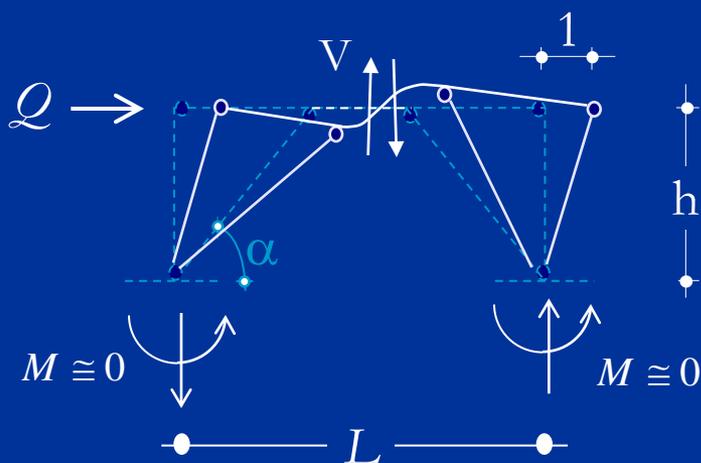


Schema di telaio con controventi eccentrici e pendoli verticali

# Strutture controventate legate

## Caratteristiche comportamentali

1. La rigidezza laterale di piano, a differenza del telaio con controventi eccentrici tradizionali, è solo lievemente influenzata dalla rigidezza dei link.



### CONSEGUENZA

La plasticizzazione dei link rende poco probabile la concentrazione di elevate deformazioni plastiche.

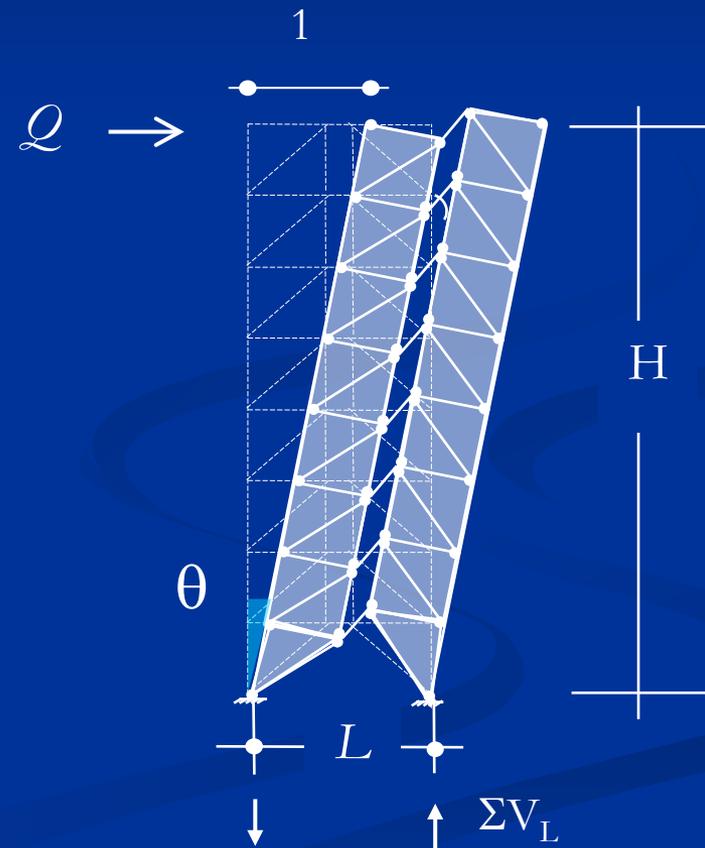
# Strutture controventate legate

## Caratteristiche comportamentali

2. La rigidezza laterale globale mostra importanti decrementi al plasticizzarsi dei link.

### CONSEGUENZA

La progressiva plasticizzazione dei link rende la risposta in termini di spostamenti sempre più governata dal moto "rigido" delle due sottostrutture controventate.



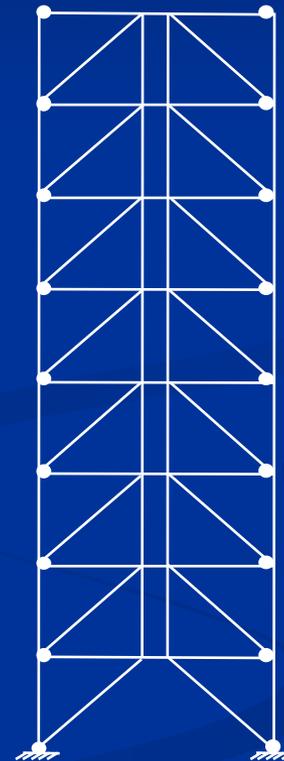
# Strutture controventate legate

## Caratteristiche comportamentali

Caratteristiche  
comportamentali



- Elevata rigidezza laterale
- Elevata iperstaticità
- Elevata capacità di ridistribuzione plastica

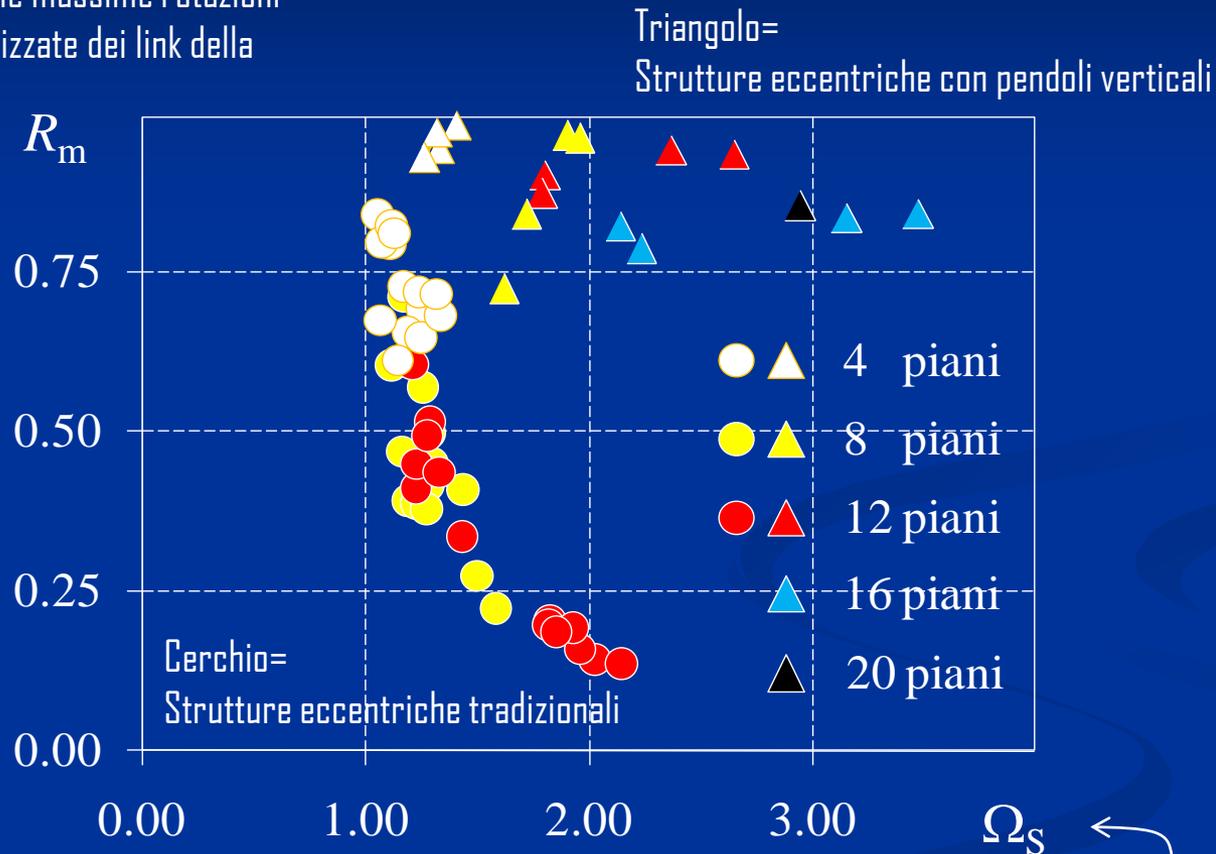


Schema di telaio con controventi eccentrici  
e pendoli verticali

# Rotazione plastica a collasso

Valore medio delle massime rotazioni plastiche normalizzate dei link della struttura

$R_m$



Rapporto tra valore massimo e minimo della sovrarresistenza dei link della struttura

# Ultime considerazioni

1. I fattori di sovraresistenza dei link influenzano notevolmente la risposta sismica dei sistemi con controventi eccentrici tradizionali.

- ➡ Elevate dispersioni della sovraresistenza normalizzata dei link conducono a configurazioni di collasso caratterizzate da deformazioni plastiche concentrate in pochi piani
- ➡ La riduzione del massimo fattore di sovraresistenza normalizzata dei link influenza positivamente il comportamento sismico delle strutture con controventi eccentrici

# Ultime considerazioni

2. La limitazione delle sovraresistenze normalizzate dei link al valore consigliato dalla normativa (ovvero 1.25) non sempre conduce al comportamento sismico atteso.

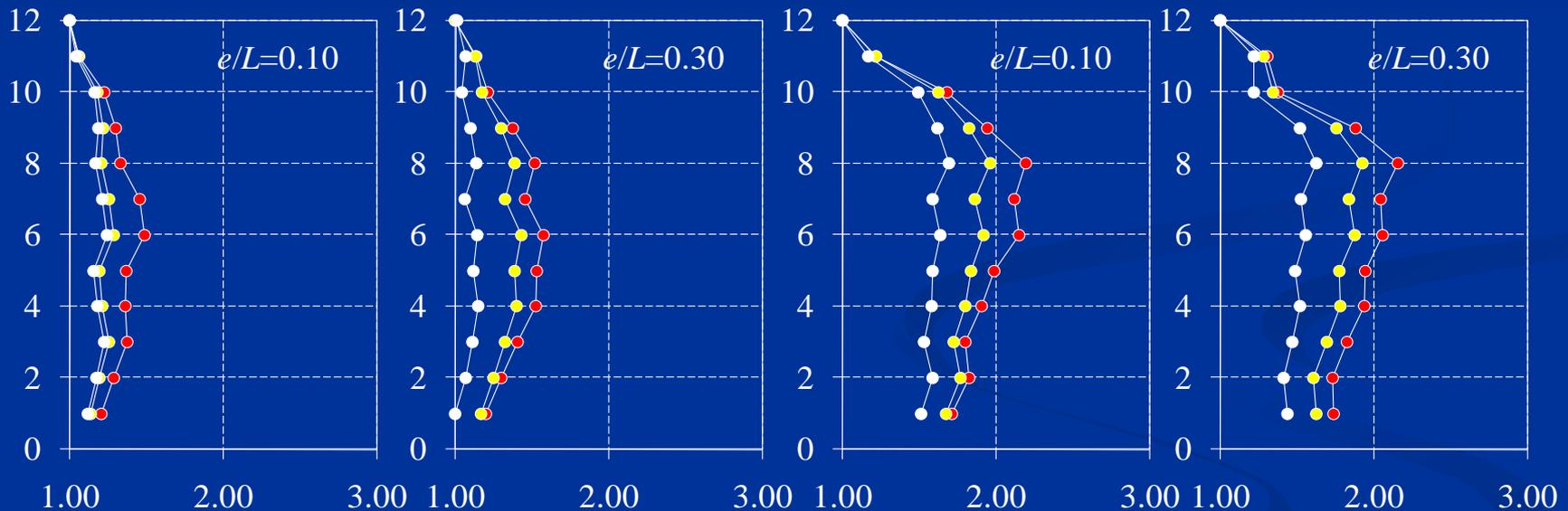


In sistemi di media o elevata altezza il comportamento sismico è spesso caratterizzato da valori modesti dell'impegno plastico medio dei link.

# Ultime considerazioni

Sistema progettato con analisi modale

Sistema progettato con analisi statica



- Fattore di sovrarresistenza dei link ottenuto da analisi modale con spettro di progetto
- Fattore di sovrarresistenza dei link ottenuto da analisi modale con spettro di elastico di risposta
- Fattore di sovrarresistenza dei link ottenuto da analisi dinamica elastica al passo

# Ultime considerazioni

3. I fattori di sovraresistenza normalizzata dei link calcolati sulla base delle sollecitazioni dell'analisi statica in edifici di media o elevata altezza possono essere affetti da rilevanti errori.



Speciale attenzione deve essere rivolta alla definizione di un appropriato campo di applicabilità della prescrizione di progetto se si desidera un sostanziale miglioramento del comportamento sismico attraverso la limitazione del fattore di sovraresistenza normalizzata dei link.

# Ultime considerazioni

4. La presenza di strutture secondarie a comportamento elastico (telai a nodi rigidi) o di pendoli verticali in telai a controventi eccentrici evita importanti e rapide riduzioni della rigidezza laterale di piano all'atto della plasticizzazione dei link.



Sistemi così fatti e progettati in ossequio ai principi del capacity design hanno la capacità di coinvolgere i link di tutti i piani nel comportamento inelastico globale prima che sia attinto il collasso strutturale.



Il loro comportamento sismico, a differenza dei sistemi con controventi eccentrici tradizionali, è molto meno dipendente dalla distribuzione in elevazione del fattore di sovrarresistenza dei link.

**FINE**