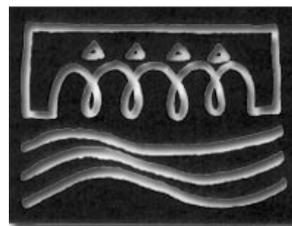


**Corso d'aggiornamento sulla normativa sismica
OPCM n.3274/2003**

LE STRUTTURE IN ACCIAIO



**ORDINE DEGLI
INGEGNERI
DELLA PROVINCIA
DI RIMINI**

**Rimini, 15 maggio 2004
Antonio Perretti, PhD**

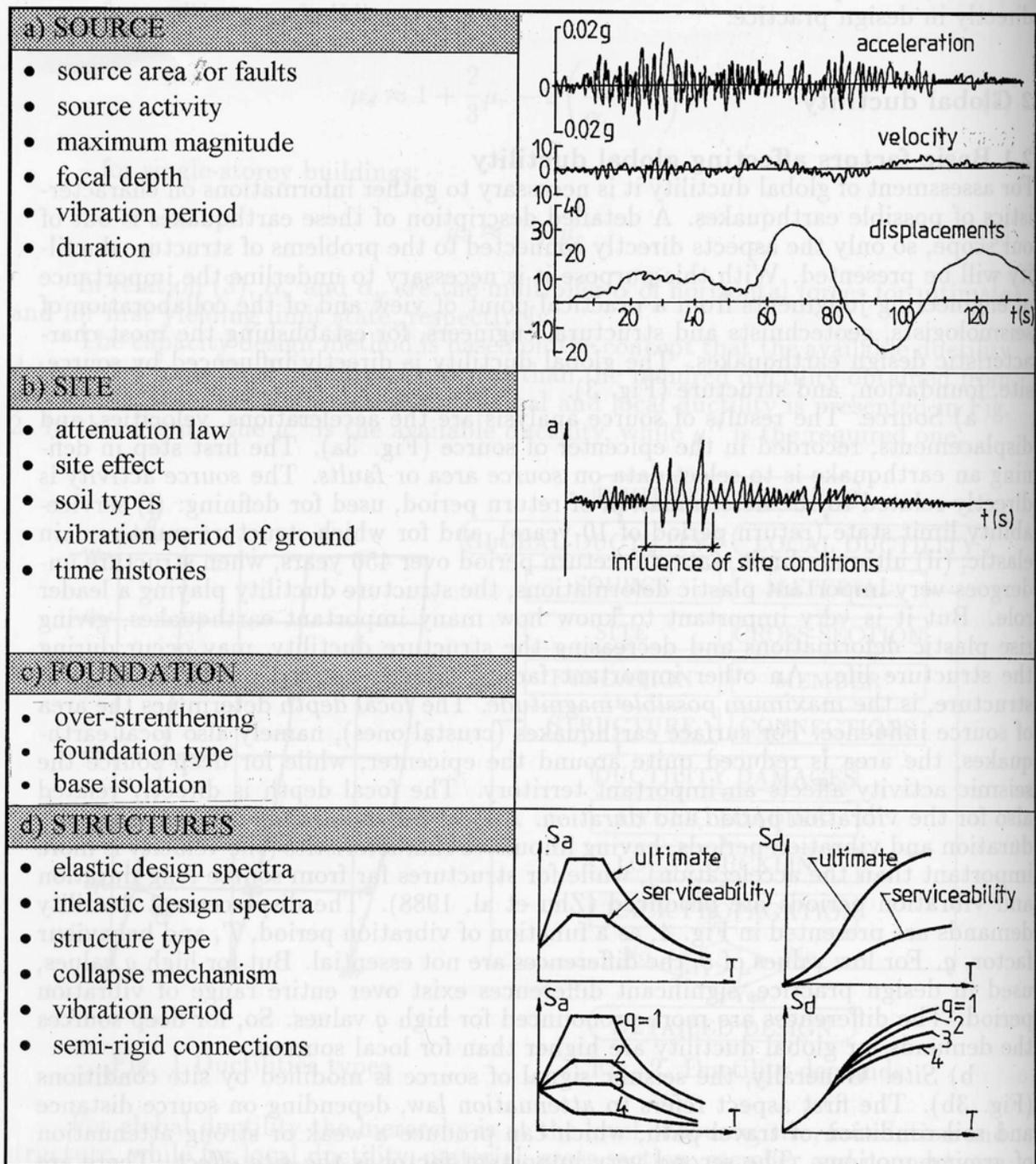


Fig. 3 Factors influencing global ductility

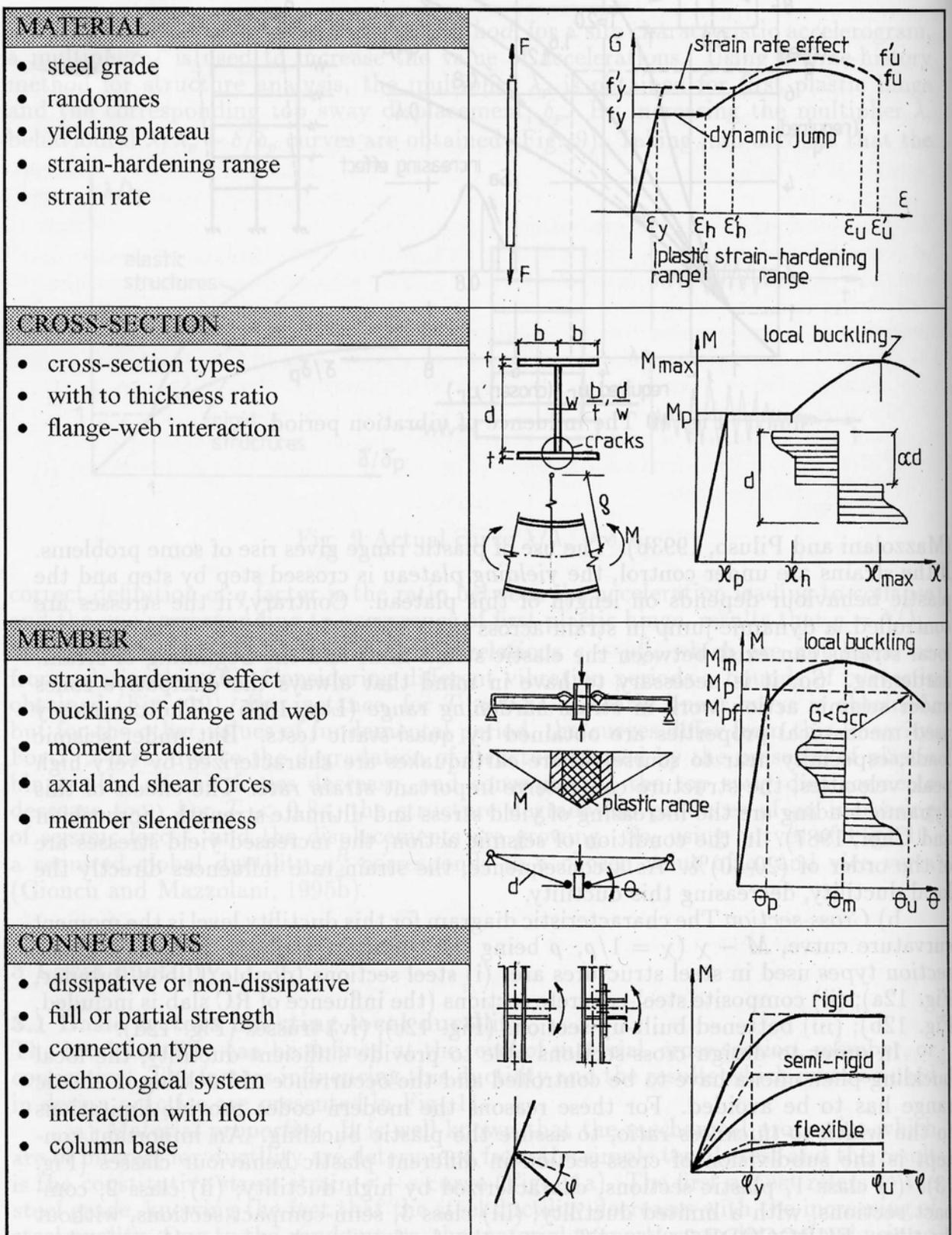


Fig. 11 Factors influencing the local ductility

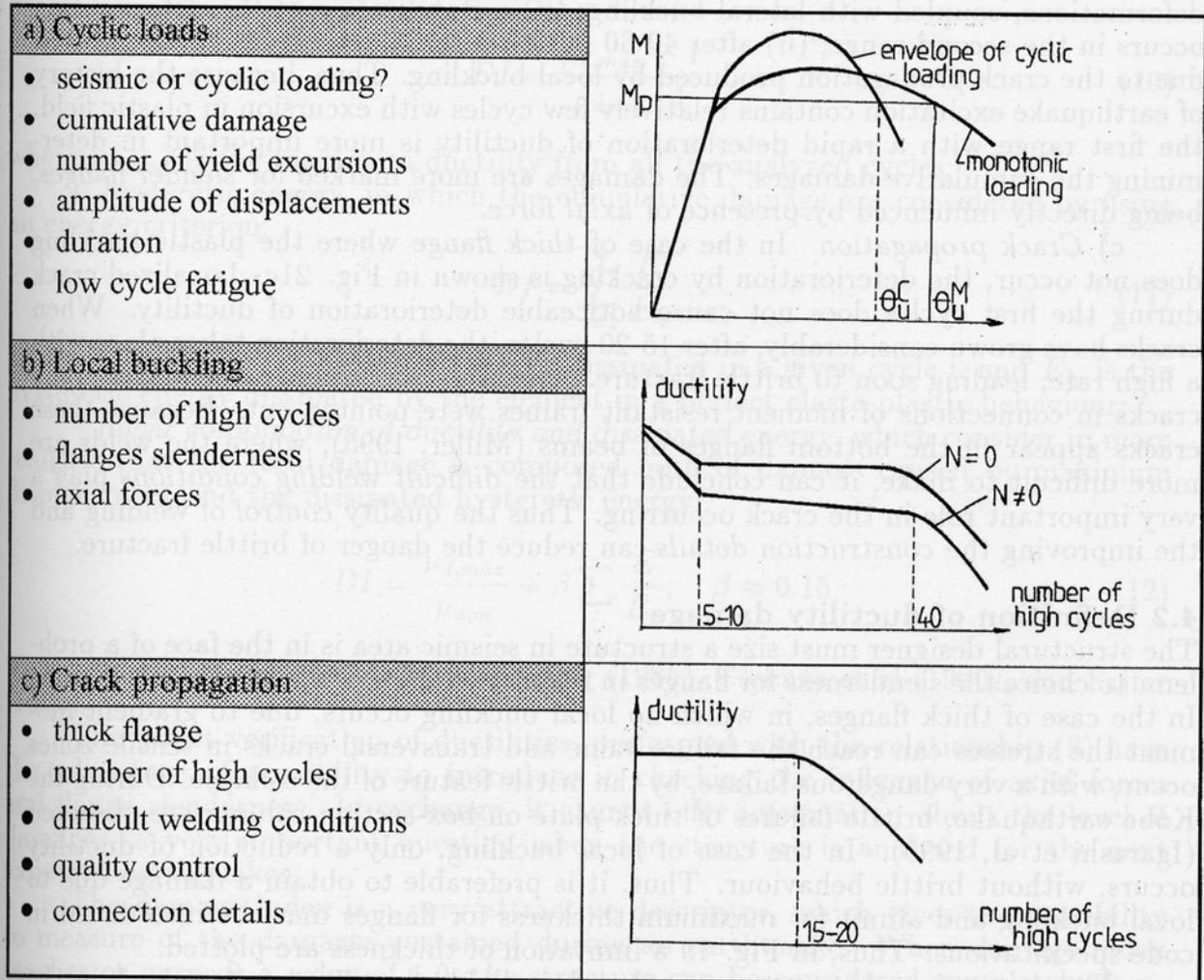


Fig. 21 Factors influencing the ductility damages

LE TIPOLOGIE STRUTTURALI (6.3)

Strutture in acciaio

Strutture intelaiate

Strutture con controventi concentrici

Strutture con controventi eccentrici

Strutture a mensola od a pendolo invertito

Strutture intelaiate controventate

----- Definizioni (6.3.1)-----

1. Strutture intelaiate: le forze orizzontali sono principalmente sopportate da elementi sollecitati prevalentemente a flessione. In tali strutture le zone dissipative sono principalmente posizionate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

2. Strutture con controventi concentrici: sistema strutturale in cui le forze orizzontali sono principalmente sopportate da elementi sollecitati a sforzo normale. In tali strutture le zone dissipative sono principalmente posizionate nelle diagonali tese. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti in tre categorie:

- **Controventi con diagonale tesa attiva:** le forze orizzontali vengono assorbite solo dalle diagonali tese trascurando quelle compresse.
- **Controventi a V:** le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
- **Controventi a K:** le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa poiché il meccanismo di collasso coinvolge la colonna ($q = 1.0$).

3. Strutture con controventi eccentrici: sistema strutturale in cui le forze orizzontali sono principalmente sopportate da elementi sollecitati prevalentemente a sforzo normale. Grazie all'eccentricità dei controventi l'energia è dissipata per flessione e/o taglio ciclico.

4. Strutture a mensola o pendolo invertito: costituite da membrature presso-inflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

5. Strutture intelaiate controventate: le azioni orizzontali sono assorbite da telai che controventi agenti nel medesimo piano.

TIPOLOGIE DI TELAI IN ACCIAIO SISMO-RESISTENTI

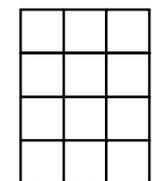
Telaio resistente a flessione Moment Resistant Frame - MRF

Pregi:

- elevata duttilità

Difetti:

- eccessiva deformabilità
- lo SLE è condizionante nel progetto
- nel caso di sisma severo c'è un danneggiamento diffuso



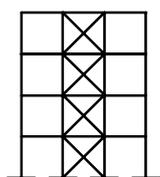
Telaio resistente per azioni assiali diagonali convergenti nei nodi Concentrically Braced Frame - CBF

Pregi:

- elevata rigidità laterale
- danneggiamento localizzato

Difetti:

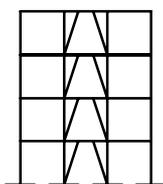
- risposta isteretica instabile
- bassa duttilità



Telaio resistente a flessione/azioni assiali diagonali eccentriche Eccentrically Braced Frame - EBF

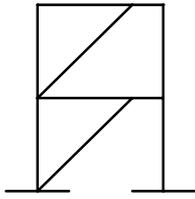
Pregi:

- garantisce contemporaneamente rigidità e duttilità
- danneggiamento localizzato

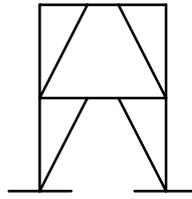


PRINCIPALI TIPI DI EBF

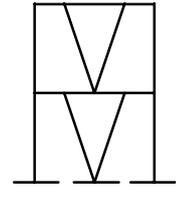
Schemi base "classici"



D-BRACED

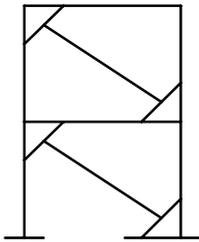


SPLIT-K BRACED

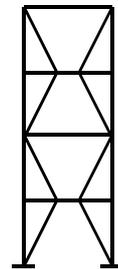
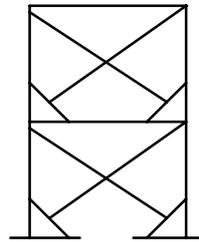


V-BRACED

Variazioni di dubbia efficacia



KNEE-BRACED



Proposta di Engelhardt Popov

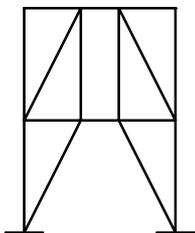
Difetti:

- pochi link
- link corti e lunghi "sparsi"

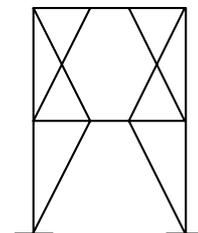
Difetti:

- collegamenti sulle colonne

Variazioni migliorative



TIED

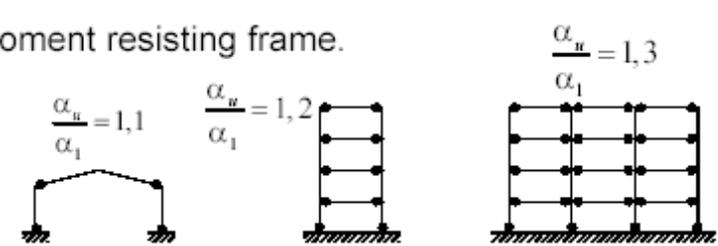
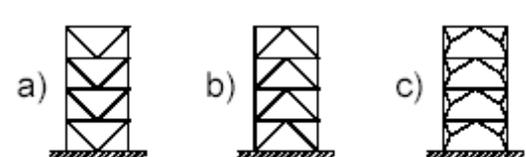
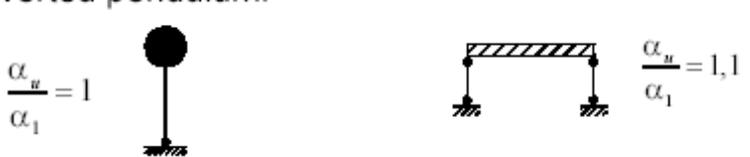


TRUSSED

Pregi:

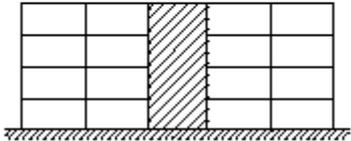
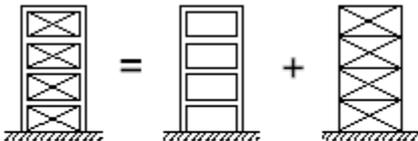
- i collegamenti assicurano la contemporanea plasticizzazione dei link evitando la formazione di meccanismi parziali

Strutture metalliche

		Ductility Class	
		H	M
<p>a) Moment resisting frame.</p>  <p>• Dissipative zones in the beams and bottom of columns</p>		$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p>b) Frame with concentric bracings.</p> <p>Diagonal bracings.</p>  <p>Dissipative zones -tension diagonals only-</p>		4	4
<p>V - bracings.</p>  <p>Dissipative zones (tension & compression diagonals).</p>		2,5	2
<p>c) Frame with eccentric bracings.</p>  <p>- Dissipative zones (bending or shear links).</p>		$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p>d) Inverted pendulum.</p>  <p>- Dissipative zones at the column base.</p> <p>- Dissipative zones in columns</p> <p>$N_{sd} / N_{pl,Rd} > 0,3$</p>		$2 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	2

FATTORE DI STRUTTURA (6.3.3)

Strutture metalliche

		Ductility Class	
		H	M
<p>e) Structures with concrete cores or concrete walls.</p> 		See section 5.	
<p>f) Moment resisting frame with concentric bracing.</p>  <p style="text-align: right;">$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$</p> <p>Dissipative zones: in moment frame and in tension diagonals.</p>		$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
<p>g) Moment resisting frames with infills.</p> 			
Unconnected concrete or masonry infills, in contact with the frame.		2	2
Connected reinforced concrete infills.		See section 7.	
Infills isolated from moment frame: see moment frames.		$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4

ESEMPIO DI TELAI EBFs



FATTORE DI STRUTTURA (6.3.3)

Il comportamento degli edifici sismo-resistenti in acciaio può essere *non dissipativo* o *dissipativo*. Nel primo caso lo spettro di progetto v'è determinato assumendo un fattore di struttura unitario. Nel secondo, invece, il fattore di struttura (>1.0) v'è determinato come segue

$$q = q_0 \Psi_R$$

dove :

q_0 valore base del fattore di struttura, dipendente dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati (classe di duttilità)

Ψ_R fattore riduttivo che tiene conto delle riserve di duttilità locale delle membrature impiegate

————— q_0 —————

VALORE BASE DEL FATTORE DI STRUTTURA

Tipologia	Bassa duttilità	Alta duttilità
Strutture intelaiate	4	$5 \alpha_u/\alpha_y$
Controventi reticolari concentrici	4	4
Controventi eccentrici	4	$5 \alpha_u/\alpha_y$
Strutture a mensola	2	2

Sono stati indicati in tabella con i simboli α_y e α_u :

α_y moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente al primo raggiungimento della resistenza flessionale in uno qualunque degli elementi della struttura (formazione della prima cerniera plastica)

α_u moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla formazione di cerniere plastiche in un numero di tali da rendere la struttura labile.

CALCOLO DEL RAPPORTO α_u/α_y

Il rapporto α_u/α_y può essere calcolato utilizzando due approcci alternativi:

- Per via diretta, valutando i moltiplicatori α_u ed α_y attraverso un'analisi statica non lineare (analisi pushover) e calcolandone il rapporto.

Comunque deve essere $\alpha_u/\alpha_y \leq 1.5$

- Senza effettuare alcuna analisi, utilizzando i valori forniti dalla normativa in funzione della tipologia strutturale a cui appartiene l'edificio in esame attraverso la seguente tabella:

Valori del rapporto α_u/α_y

Tipologia strutturale	α_u/α_1
Edifici a telaio ad un solo 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	1.2

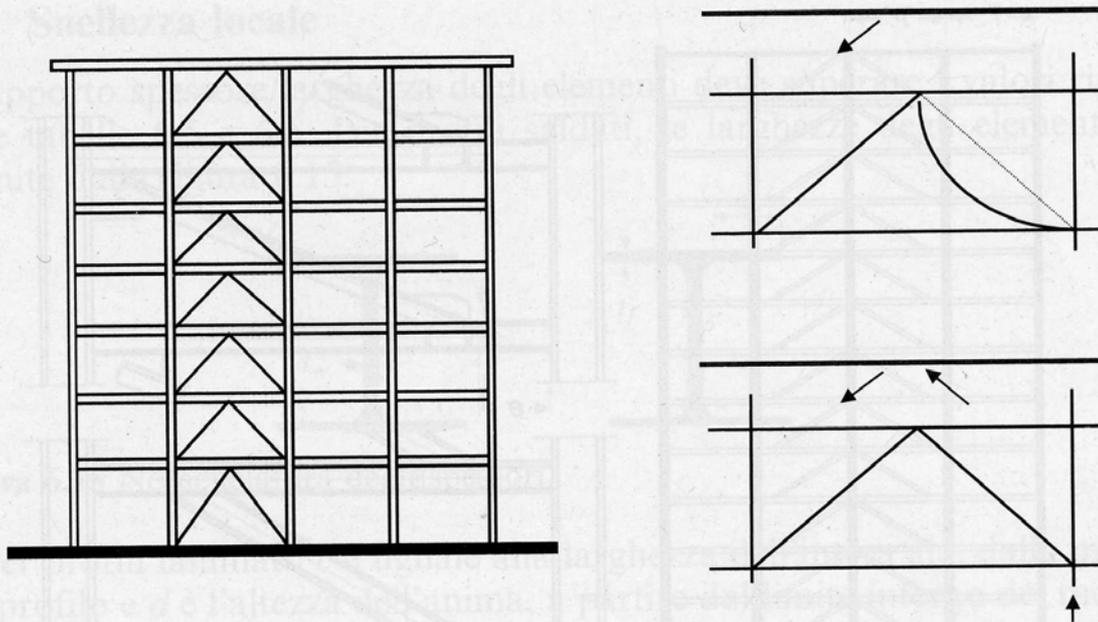


Figura 6.11 Tipologia di controvento detta a "V", non adatta in zona sismica.

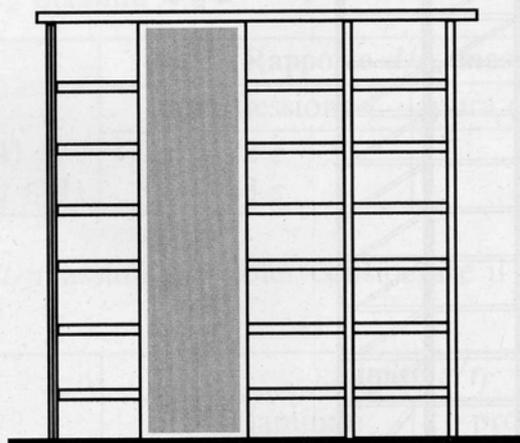


Figura 6.12 "Core system", una struttura nella quale le azioni orizzontali sono affidate a un *core* in calcestruzzo armato, $q = 3.5$.

COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE DISSIPATIVE (6.5)

Strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui plasticizzazioni o l'instabilità locale o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretica non inficino la stabilità globale della struttura.

Le parti strutturali delle zone dissipative devono avere adeguata duttilità e resistenza.

La resistenza deve essere verificata con la normativa vigente.

Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

Tipo di struttura	Stato di sforzo	Connessioni saldate	Connessioni bullonate
industriale	< < al limite elastico	2.5	5
industriale	al limite elastico	5	10
a uso uffici	< < al limite elastico	2	5
a uso uffici	al limite elastico	5	7.5

tab. 1 Coefficienti di smorzamento relativo al critico

REGOLE PER STRUTTURE DISSIPATIVE (6.5)

Al fine di assicurare il comportamento strutturale desiderato le strutture dissipative in acciaio la normativa impone il rispetto di una serie di regole denominate "*regole di dettaglio*".

REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE (6.5.3)

Parti compresse delle membrature (6.5.3.1)

Sufficiente duttilità locale delle membrature o di membrature soggette a compressione deve essere assicurata limitando i rapporti larghezza-spessore b / t delle parti che compongono la sezione.

In funzione della loro capacità di deformazione plastica, le membrature si distinguono in tre categorie di duttilità:

Duttili: quando l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si sviluppa in campo plastico ed è sufficientemente ritardata in maniera tale che la membratura sia in grado di sviluppare grandi deformazioni plastiche in regime incrudente senza significative riduzioni della capacità portante.

Plastiche: quando l'instabilità locale si sviluppa in campo plastico, ma i rapporti larghezza-spessore non sono tali da consentire deformazioni plastiche significative.

Snelle: quando l'instabilità locale avviene in campo elastico, senza consentire l'inizio delle plasticizzazioni.

Nel caso di profili a doppio T, inflessi o presso-inflessi, con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, la suddetta classificazione può essere effettuata in funzione del parametro s come segue:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632 \lambda_f^2 + 0.062 \lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

f_u è la tensione ultima

f_y è la tensione di snervamento

b_f è la larghezza delle flange

L^* è la distanza tra il punto di nullo del diagramma del momento e la cerniera plastica

λ_f e λ_w sono parametri di snellezza delle flange e dell'anima dipendenti dai rapporti b / t .

Classificazione delle sezioni e determinazione del fattore ψ_R

$s \geq 1.2$	sezioni duttili	$\psi_R = 1.00$
$1.0 < s \leq 1.2$	sezioni plastiche	$\psi_R = 0.75$
$s \leq 1.0$	sezioni snelle	$\psi_R = 0.50$

REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

Determinazione dei parametri di snellezza

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{snellezza delle flange}$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,c}}{t_c} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{snellezza dell'anima}$$

E è il modulo di elasticità dell'acciaio

f_y è la tensione di snervamento

t_f è lo spessore delle flange

t_w è lo spessore dell'anima

$d_{w,c}$ è la parte compressa dell'anima pari a:

$$d_{w,c} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \rho \right) \leq d_w$$

d_w è l'altezza dell'anima

A è l'area della sezione

A_w è l'area dell'anima

ρ è il rapporto tra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico.

Prospetto 5.3.1 - Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi

(a) Anima (elementi interni perpendicolari all'asse di flessione):

Classe	Anima soggetta a flessione	Anima soggetta a compressione	Anima soggetta a flessione e compressione	
Distribuzione tensioni negli elementi (compressione positiva)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quando $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quando $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quando $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quando $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribuzione tensioni negli elementi (compressione positiva)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quando $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quando $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

$d = h - 3t$ $(t = t_f = t_w)$

Prospetto 5.3.1 - Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi

c) Ali sporgenti:					
		Sezioni laminare		Sezioni saldate	
Classe	Tipo della sezione	Ala soggetta a compressione	Ala soggetta a compressione e flessione		
			Bordo compresso	Bordo teso	
Distribuzione delle tensioni nell'elemento (compressione positiva)					
1	<u>Laminata</u>	$c/t_f \leq 10\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
	Saldata	$c/t_f \leq 9\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	<u>Laminata</u>	$c/t_f \leq 11\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
	Saldata	$c/t_f \leq 10\varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nell'elemento (compressione positiva)					
3	<u>Laminata</u>	$c/t_f \leq 15\varepsilon$	$c/t_f \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$		
	Saldata	$c/t_f \leq 14\varepsilon$	$c/t_f \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$		
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$		f_y	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

Parti tese delle membrature (6.5.3.2)

Nel caso di membrature o di parti di membrature tese, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto nella sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Ciò richiede il rispetto della relazione seguente:

$$\frac{A_{net}}{A} \geq 1.25 \frac{f_y}{f_u}$$

f_u è la tensione ultima

f_y è la tensione di snervamento

A_{net} è l'area netta in corrispondenza dei fori

Collegamenti in zone dissipative (6.5.3.3)

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

Si ritiene che il requisito della sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature di prima classe a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordone d'angolo o collegamenti bullonati, deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$R_d \geq 1.20 s R_y$$

R_d è la resistenza di progetto del collegamento

R_y è la resistenza plastica della membratura collegata

$1.0 \leq s \leq f_u / f_y$ è il fattore utilizzato per la classificazione delle membrature duttili, plastiche e snelle il quale tiene conto che la tensione nell'acciaio può superare il valore di snervamento

Nel caso di collegamenti bullonati soggetti a taglio, il collasso per rifollamento deve precedere il collasso a taglio dei bulloni.

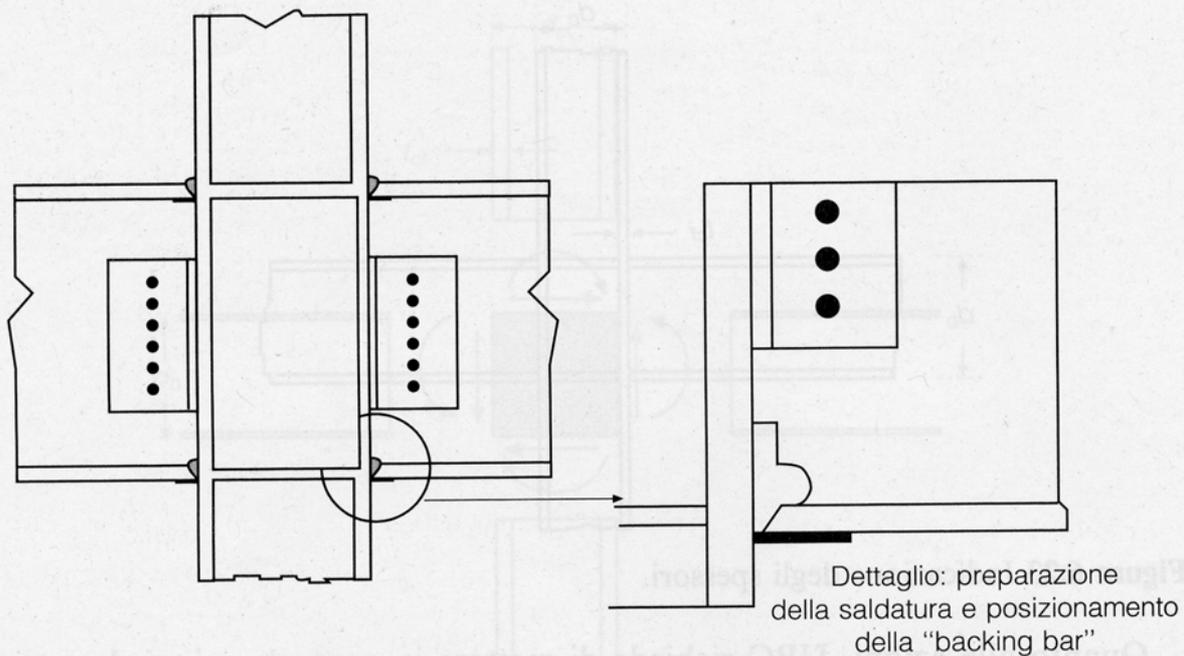


Figura 6.24 Una procedura corrente per l'unione trave pilastro. Il posizionamento della trave avviene tramite la piastra a "L", che deve avere pertanto fori asolati. La piastra trasferisce l'azione di taglio, le saldature sulle ali l'azione flettente.

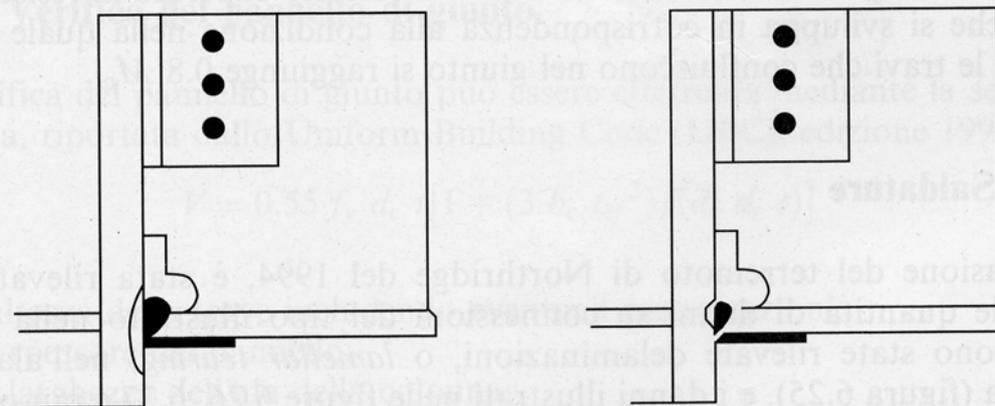


Figura 6.25 "Lamellar tearing" nella colonna. **Figura 6.26** Cricche lungo la saldatura.

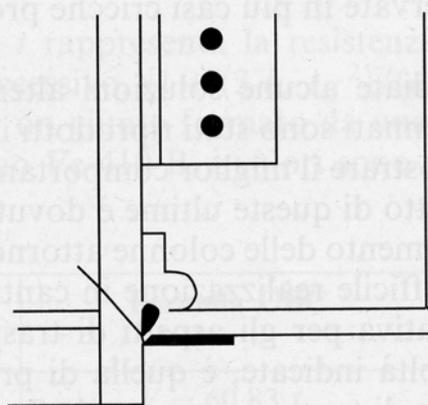


Figura 6.27 Cricche che si propagano lungo l'ala.

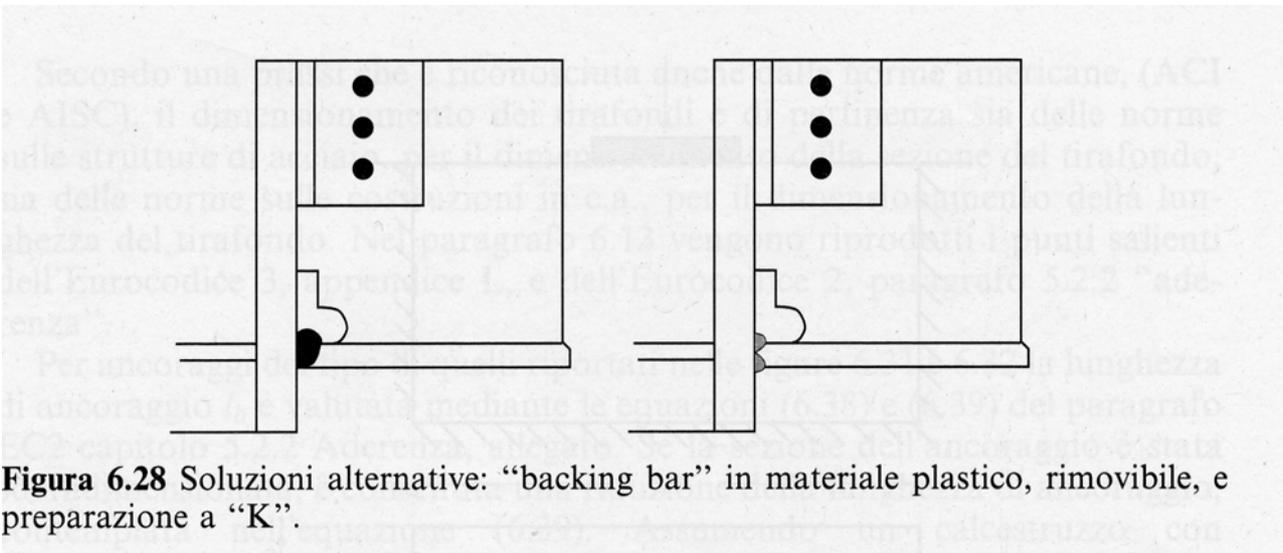


Figura 6.28 Soluzioni alternative: “backing bar” in materiale plastico, rimovibile, e preparazione a “K”.

REGOLE DI DETTAGLIO PER STRUTTURE INTELAIATE (6.5.4)

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera che le cerniere plastiche si formino alle estremità delle travi piuttosto che alle estremità delle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni in testa alle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa attraverso l'introduzione di opportuni criteri di progettazione. A tal riguardo i telai vanno distinti in due classi di duttilità (6.5.4.1):

- telai a bassa duttilità
- telai ad alta duttilità

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Telai a bassa duttilità (6.5.4.3)

Travi	Momento flettente	}	Si ottengono dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa gli effetti dei carichi agenti
	Taglio		
Colonne	Momento flettente		
	Sforzo normale		
	Taglio		

Telai ad alta duttilità (6.5.4.4)

Travi	Momento flettente	}	Si ottiene dall'analisi della struttura
	Taglio		
Colonne	Momento flettente	}	Si determinano utilizzando il <i>criterio di gerarchia delle resistenze</i>

Sforzo normale

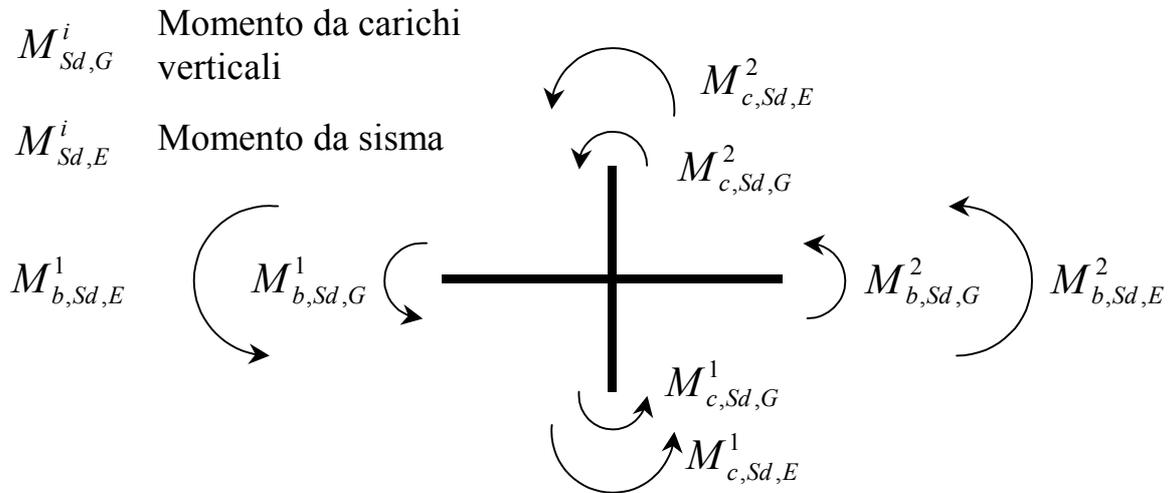
Taglio

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

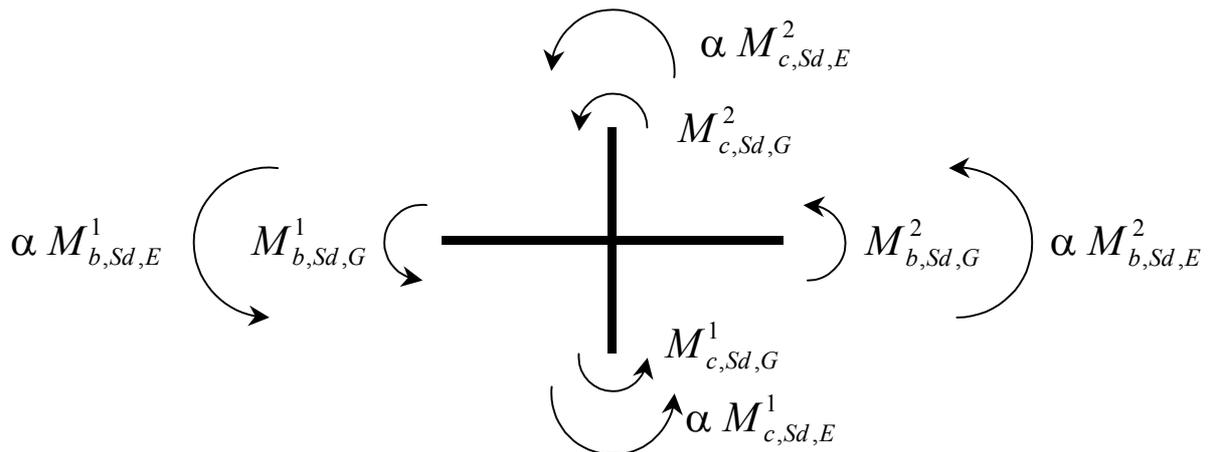
Momento flettente di Progetto delle colonne

La resistenza flessionale assegnata alle colonne deve essere tale che, in corrispondenza di ogni nodo i momenti plastici di progetto delle colonne che convergono nel nodo siano maggiori delle sollecitazioni flessionali che si possono verificare nelle stesse nell'ipotesi che le travi abbiano raggiunto la loro resistenza flessionale ultima ($s M_{b,Rd}$).

Sollecitazioni nodali per un terremoto con PGA pari al valore di progetto a_g



Sollecitazioni nodali per un terremoto con PGA pari ad αa_g



Imponendo l'equilibrio in condizioni ultime ($M_{b,Sd,G}^i + \alpha^i M_{b,Sd,E}^i = s M_{b,Rd}^i$) ed introducendo un coefficiente di

sicurezza pari a 1.20 si ricava il momento di progetto della generica colonna convergente nel nodo.

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Momento flettente di Progetto delle colonne (6.5.4.4)

$$M_{c,Sd}^i = 1.20 \left(M_{c,Sd,G}^i + \alpha M_{c,Sd,E}^i \right)$$

$$\alpha^i = \frac{s M_{b,Rd}^i - M_{b,Sd,G}^i}{M_{b,Sd,E}^i}$$

$$\alpha = \max(\alpha^1, \alpha^2)$$

$M_{Rd,G}^i$ momento da carichi verticali della generica trave/colonna convergente nel nodo

$M_{Rd,E}^i$ momento da sisma della generica trave/colonna convergente nel nodo

$M_{b,Rd}^i$ momento plastico della generica trave convergente nel nodo

$1.0 \leq s \leq f_u / f_y$ è il fattore utilizzato per la classificazione delle membrature duttili, plastiche e snelle il quale tiene conto che la tensione nell'acciaio può superare il valore di snervamento

Sforzo normale di Progetto delle colonne (6.5.4.4)

Il valore dello sforzo normale di progetto della generica colonna convergente al nodo si calcola come segue:

$$N_{c,Sd} = N_{c,Sd,G} + \alpha N_{c,Sd,E}$$

α coefficiente amplificativi delle sollecitazioni sismiche ricavato al punto precedente

$N_{c,Rd,G}^i$ sforzo normale da carichi verticali della colonna

$N_{c,Rd,G}^i$ sforzo normale da sisma della colonna

VERIFICHE DI RESISTENZA

(Per entrambe le classi di duttilità)

Verifiche delle travi (6.5.4.2)

Con riferimento alle cerniere plastiche nelle travi, è necessario verificare che la resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non siano ridotte dalla contemporanea azione di sforzo normale e taglio. A tale scopo, nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

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

$$V_{g,Rd} + V_{M;Rd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

$M_{pl,Rd}$ è il valore della *Resistenza plastica a flessione*

$N_{pl,Rd}$ è il valore della *Resistenza plastica assiale*

$V_{pl,Rd}$ è il valore della *Resistenza plastica a taglio* (nelle sezioni a doppio T coincide con il valore del taglio che determina la plasticizzazione dell'anima)

$V_{g,Rd}$ è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non sismiche

$V_{M,Rd}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti $M_{pl,Rd}$ alle estremità della trave, con segno tale da produrre un diagramma dei momenti intrecciato

Verifiche delle colonne

Presso-flessione

Il momento flettente di progetto M_{Sd} delle colonne deve soddisfare la seguente condizione:

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd,Red}$$

$M_{pl,Rd}$ è il valore della *Resistenza flessionale* della sezione ridotta per effetto dello sforzo normale di progetto N_{Sd}

Taglio (6.5.4.2)

Il taglio di progetto delle colonne deve soddisfare la seguente condizione:

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

REGOLE DI DETTAGLIO

(Per entrambe le classi di duttilità)

Pannelli nodali (6.5.4.2)

I pannelli nodali dei collegamenti trave colonna devono essere progettati in maniera tale da escludere la loro plasticizzazione a taglio. Tale requisito si ritiene soddisfatto quando la seguente relazione risulta verificata:

$$V_{wp,Rd} \geq \frac{\sum M_{pl,Rd}}{h_b - t_f} \left(1 - \frac{h_b - t_f}{H - h_b} \right)$$

$\sum M_{pl,Rd}$ è la somma dei momenti plastici delle travi che convergono nel nodo

h_b è l'altezza della sezione della trave

H è l'altezza d'interpiano

$V_{wp,Rd}$ è il valore della *Resistenza plastica del pannello nodale*, calcolata assumendo come area resistente a taglio:

Per colonne in profilo laminato

$$A_{vc} = A_c - 2 b_{fc} t_{fc} + t_{fc} (t_{wc} + 2 r_c)$$

A_c è l'area della colonna

b_{fc} e t_{fc} sono rispettivamente la larghezza e lo spessore delle flange della colonna

t_{wc} è lo spessore dell'anima della colonna

r_c è il raggio del raccordo flangia-anima della colonna

Per colonne in profilo saldato

L'area dell'anima

REGOLE DI DETTAGLIO PER CONTROVENTI CONCENTRICI (6.5.5)

Al fine di conferire agli schemi strutturali con controventi concentrici la capacità di sviluppare un comportamento dissipativo è necessario progettarli in maniera che, la plasticizzazione delle diagonali tese abbia luogo prima della plasticizzazione o dell'instabilità delle travi e delle colonne. Il raggiungimento del comportamento desiderato è influenzato dai criteri di dimensionamento adottati e dalla tipologia di controvento. .

A tal riguardo si distinguono due classi di duttilità (6.5.5.1):

- controventi concentrici a bassa duttilità
 - tutti gli schemi di controvento in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una trave, indipendentemente dal criterio di dimensionamento
 - i controventi concentrici a croce di S. Andrea, quando il dimensionamento di travi e colonne non viene effettuato sulla base del criterio di gerarchia delle resistenze
- controventi concentrici ad alta duttilità
 - i controventi concentrici a croce di S. Andrea, quando il dimensionamento di travi e colonne viene effettuato sulla base del criterio di gerarchia delle resistenze

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Controventi concentrici a bassa duttilità (6.5.5.3)

Diagonali

Travi

Colonne

Si ottengono dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa gli effetti dei carichi agenti

Controventi concentrici ad alta duttilità (6.5.5.4)

Diagonali

Travi

Colonne



Si ottengono dall'analisi della struttura

Si determinano utilizzando il *criterio di gerarchia delle resistenze*

Comportamento dei telai CBF nel terremoto di KOBE -1994

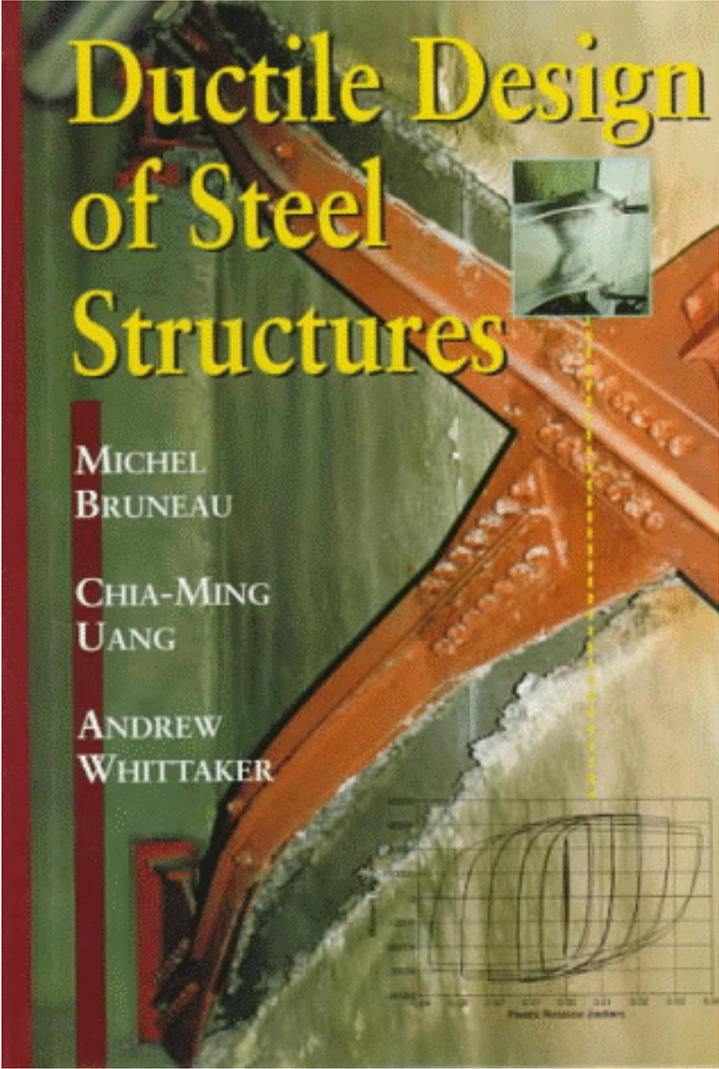




EQE



EQE



CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Sforzo Normale di Progetto di travi e colonne (6.5.5.4)

$$N_{Sd} = 1.20 (N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E})$$

$$\alpha^i = \frac{\frac{f_u}{f_y} N_{pl,Rd}^i}{N_{Sd}^i}$$

$\alpha = \max(\alpha^i)$ per tutti i diagonali di controvento

$N_{Sd,G}$ sforzo normale da carichi verticali della trave o colonna

$N_{Sd,E}$ sforzo normale da sisma della trave o colonna

f_u è la tensione ultima

f_y è la tensione di snervamento

VERIFICHE DI RESISTENZA

(Per entrambe le classi di duttilità)

Poiché tutte le membrature sono soggette prevalentemente a sollecitazioni assiali bisognerà verificare che:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}(M_{Sd})$$

$N_{Rd}(M_{Sd})$ è il valore della *Resistenza all'instabilità* dell'asta in questione, ridotta per l'eventuale presenza del momento flettente M_{Sd} ricavato dall'analisi della struttura

REGOLE DI DETTAGLIO (6.5.5.2)

(Per entrambe le classi di duttilità)

Le diagonali di controvento devono essere dimensionate in maniera tale che ad ogni piano la struttura esibisca, in ogni direzione controventata, variazioni di rigidità laterale, sotto inversione delle forze sismiche, inferiori al 2.5%

La snellezza dimensionale delle diagonali $\bar{\lambda}$, data dal rapporto fra la snellezza λ e la snellezza al limite elastico λ_y , deve essere inferiore ad 1.5 allo scopo di prevenire l'instabilità in campo elastico.

La progettazione dei collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali deve garantire il rispetto del seguente requisito di sovraresistenza:

$$R_{j,d} \geq \frac{f_u}{f_y} N_{pl,Rd}$$

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

$N_{pl,Pl}$ resistenza plastica di progetto della diagonale collegata

f_u è la tensione ultima

f_y è la tensione di snervamento

Le piastre di nodo delle membrature di controvento devono essere progettate in maniera tale da sopportare la resistenza di progetto a compressione delle stesse, senza instabilità locale del fazzoletto.

Nelle travi con controventi a V, le travi intersecate dalle membrature di controvento devono essere in grado di sostenere i carichi verticali assumendo che il controvento non sia presente.

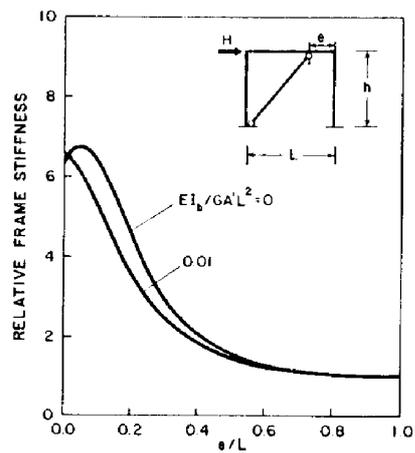
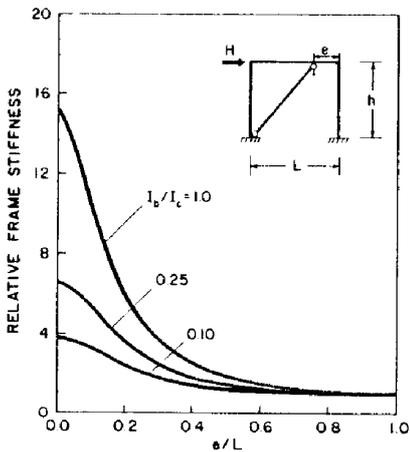
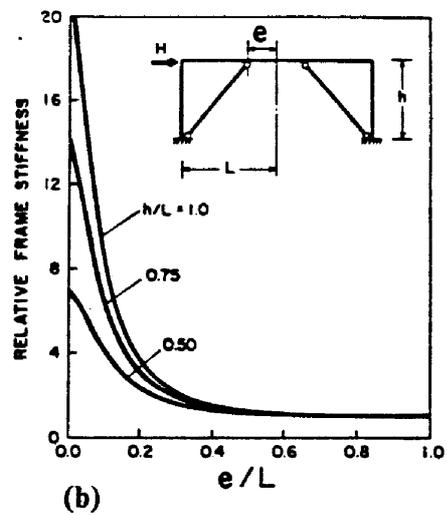
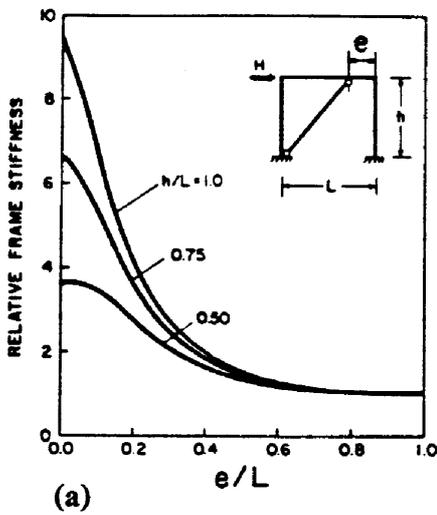
RIGIDEZZA DEGLI SCHEMI EBF COMPORTAMENTO ELASTICO DELLA MAGLIA ELEMENTARE

La rigidezza varia al variare di:

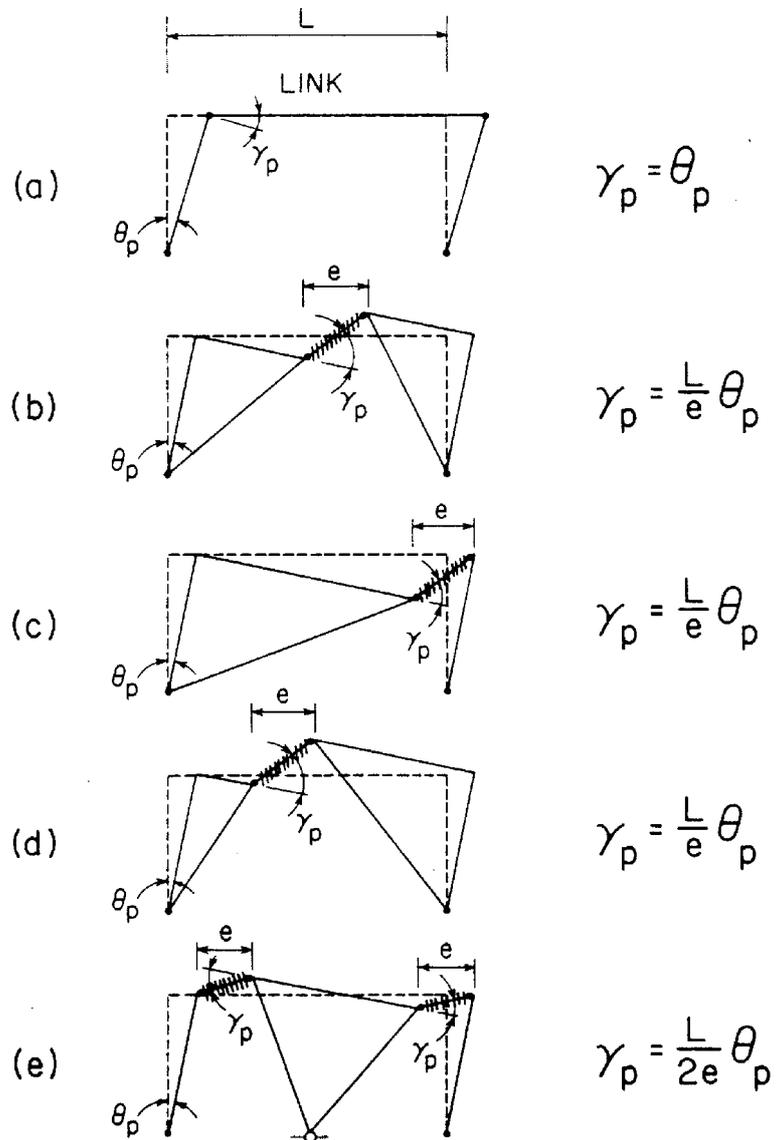
- h/L
- e/L
- I_b/I_c
- numero delle diagonali

- I
 $e/L \geq 0,2$ l'irrigidimento è minimo

- I
 per $e/L \geq 0,4$ la controventatura è superflua



REGOLE DI DETTAGLIO PER CONTROVENTI ECCENTRICI (6.5.6)



Analisi comparative basate su:

1. energia dissipata
2. problemi tecnologici
3. costi

Lo schema (e) presenta una richiesta di duttilità minore degli altri ma presenta maggiori problemi tecnologici e costi elevati.

Lo schema (b) concilia meglio di ogni altro i fattori considerati.

I telai con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che specifici elementi, definiti *link*, siano in grado di dissipare energia attraverso la formazione di cerniere plastiche a flessione e/o a taglio.

I link vengono denominati (6.5.6.1):

<i>Corti</i>	se dissipano energia per plasticizzazione. essenzialmente da taglio	$e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$
<i>Intermedi</i>	se il meccanismo plastico è governato da taglio e flessione	$1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \leq e \leq 3.0 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$
<i>Lunghi</i>	se dissipano energia per plasticizzazione. essenzialmente da flessione	$e \geq 3.0 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

$M_{l,Rd}$ *resistenza flessionale plastica del link*

$V_{l,Rd}$ *resistenza plastica a taglio del link*

Il sistema deve essere progettato perché si abbia una omogenea dissipazione in tutti i link della struttura, mentre deve essere evitato l'insorgere di deformazioni plastiche o fenomeni di instabilità nelle colonne e nei diagonal.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa attraverso l'introduzione di opportuni criteri di progettazione. A tal riguardo i telai vanno distinti in due classi di duttilità (6.5.6.3):

- controventi eccentrici a bassa duttilità
- controventi eccentrici ad alta duttilità

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Controventi eccentrici a bassa duttilità (6.5.6.5)

Link

Travi (fuori dai link)

Colonne

Diagonali

Si ottengono dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa gli effetti dei carichi agenti

Controventi eccentrici ad alta duttilità (6.5.6.6)

Link

Travi (fuori dai link)

Colonne

Diagonali

Si ottiene dall'analisi della struttura

Si determinano utilizzando il *criterio di gerarchia delle resistenze*

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE (6.5.6.6)

Sforzo Normale di Progetto di travi e colonne e diagonali

$$N_{Sd} = 1.20 (N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E})$$

$N_{Sd,G}$ sforzo normale da carichi verticali della trave o colonna o diagonale

$N_{Sd,E}$ sforzo normale da sisma della trave o colonna o diagonale

α fattore di amplificazione

$$\alpha^i = \frac{V_u^i - V_{Sd,G}^i}{V_{Sd,E}^i}$$

$$\alpha^i = \frac{M_u^i - M_{Sd,G}^i}{M_{Sd,E}^i}$$

$$\alpha = \max(\alpha^i) \text{ per tutti i link}$$

$V_{Sd,G}, M_{Sd,G}$ taglio e momento flettente da carichi verticali del link

$V_{Sd,E}, M_{Sd,E}$ taglio e momento flettente da sisma del link

V_u, M_u valori ultimi della resistenza a taglio e della resistenza flessionale del link

$$\text{per } e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad \text{link corti} \quad M_u = 0.75 e V_{l,Rd}$$

$$V_u = 1.5 V_{l,Rd}$$

$$\text{per } e \geq 3.0 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad \text{link lunghi} \quad M_u = 1.5 M_{l,Rd}$$

$$V_u = 2.0 M_{l,Rd} / e$$

per link intermedi si procede interpolando linearmente tra i valori precedenti

VERIFICHE DI RESISTENZA

(Per entrambe le classi di duttilità)

Poiché tutte le membrature sono soggette prevalentemente a sollecitazioni assiali bisognerà verificare che:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}(M_{Sd})$$

$N_{Rd}(M_{Sd})$ è il valore della *Resistenza all'instabilità* dell'asta in questione, ridotta per l'eventuale presenza del momento flettente M_{Sd} ricavato dall'analisi della struttura

REGOLE DI DETTAGLIO (6.5.6.7)

(Per entrambe le classi di duttilità)

La modalità di collasso dei link corti è rappresentata dall'instabilità inelastica dell'anima. Pertanto al fine di conferire all'elemento una adeguata duttilità locale devono essere disposti irrigidimenti d'anima il cui interspazio a deve soddisfare le seguenti limitazioni:

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

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

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

t_w spessore dell'anima

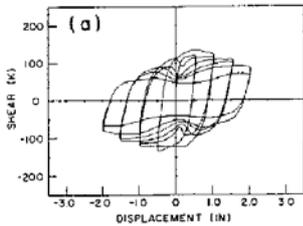
γ_p massima deformazione plastica del link

La modalità di collasso dei link lunghi è rappresentata dall'instabilità locale della flangia compressa. Pertanto devono essere disposti irrigidimenti distanti $1.5 b_f$ (larghezza della flangia) dall'estremità del link.

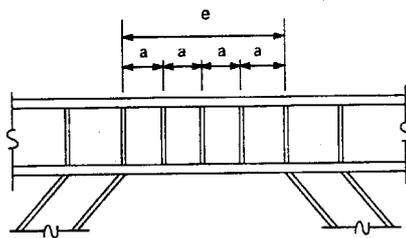
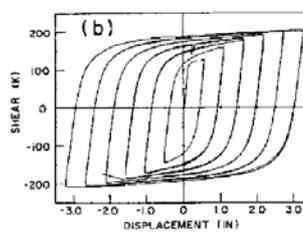
MODALITA' REALIZZATIVE DEI LINK

(Per garantire il comportamento ottimale)

Ciclo isteretico senza irrigidimenti



Ciclo isteretico con irrigidimenti



Spacing "a" should not exceed the following [from Ref. 20]:

$$a = 29 t_w - \frac{d}{5} \text{ for } \gamma_p = \pm .09 \text{ rad}$$

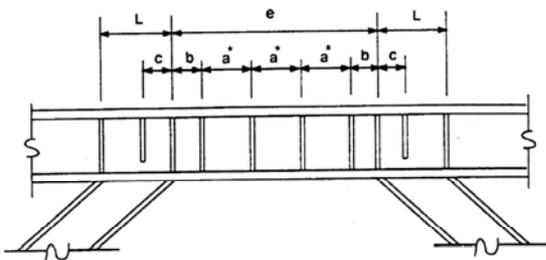
$$a = 38 t_w - \frac{d}{5} \text{ for } \gamma_p = \pm .06 \text{ rad}$$

$$a = 56 t_w - \frac{d}{5} \text{ for } \gamma_p = \pm .03 \text{ rad or less}$$

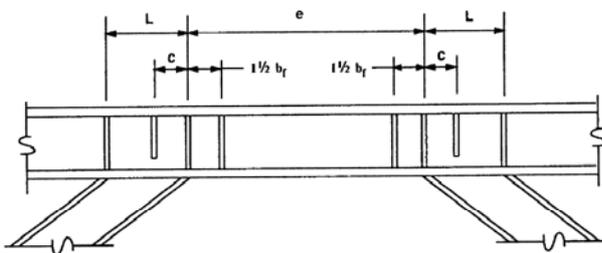
interpolate to determine "a" for intermediate values of γ_p

DALLE NORME AISC

Link corto

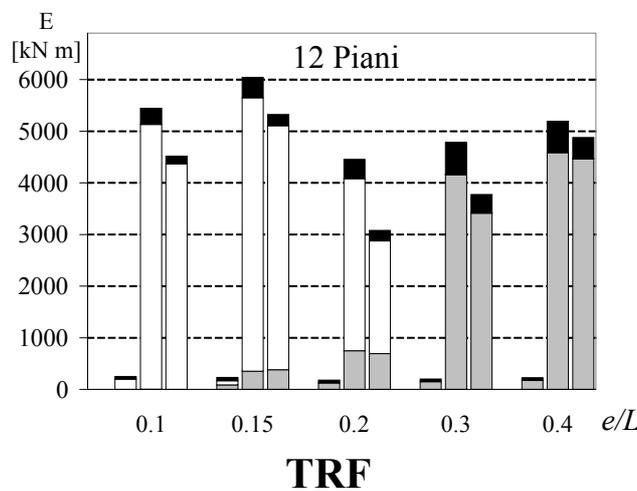
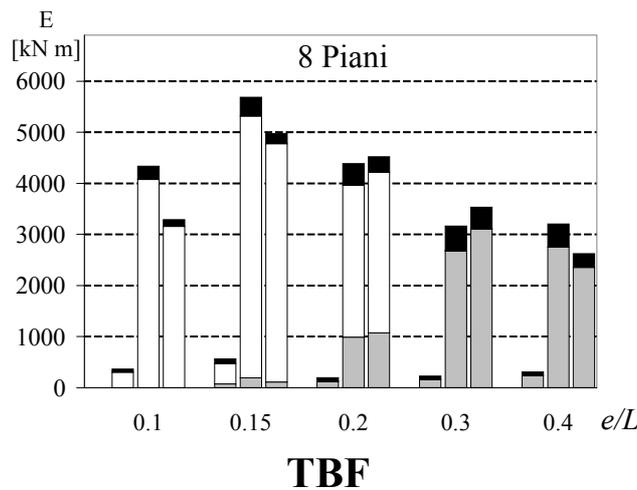
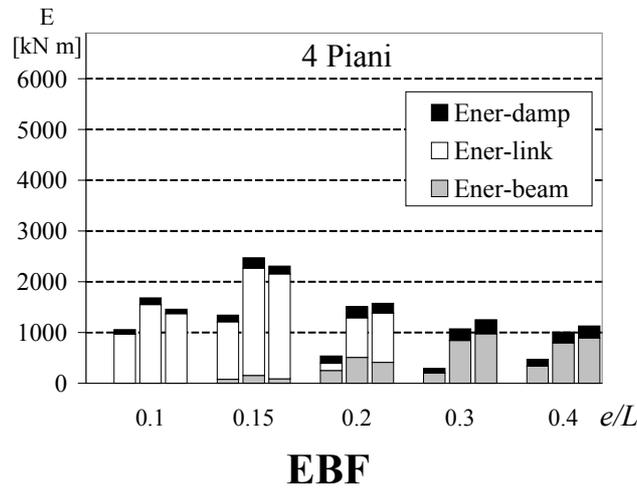


Link intermedio



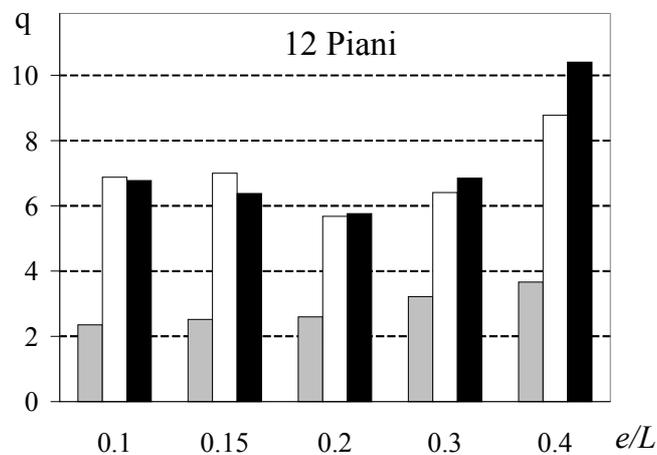
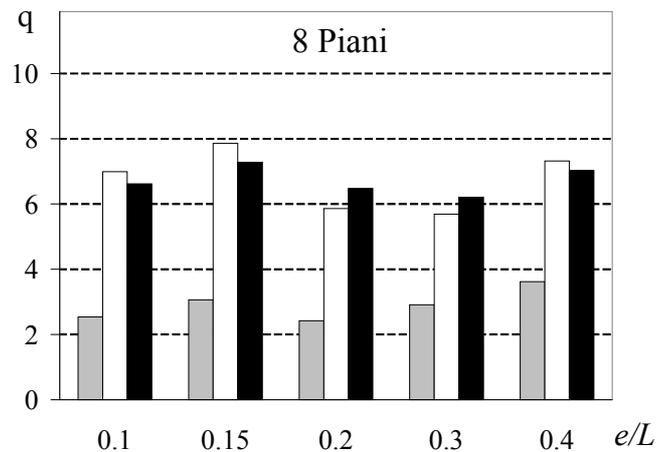
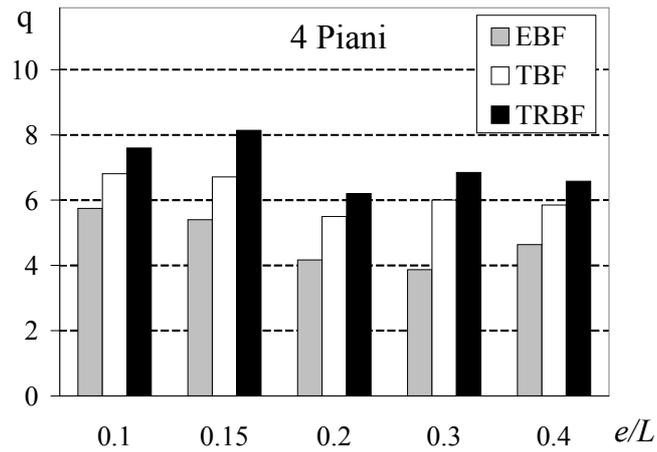
Link lungo

ENERGIE DISSIPATE



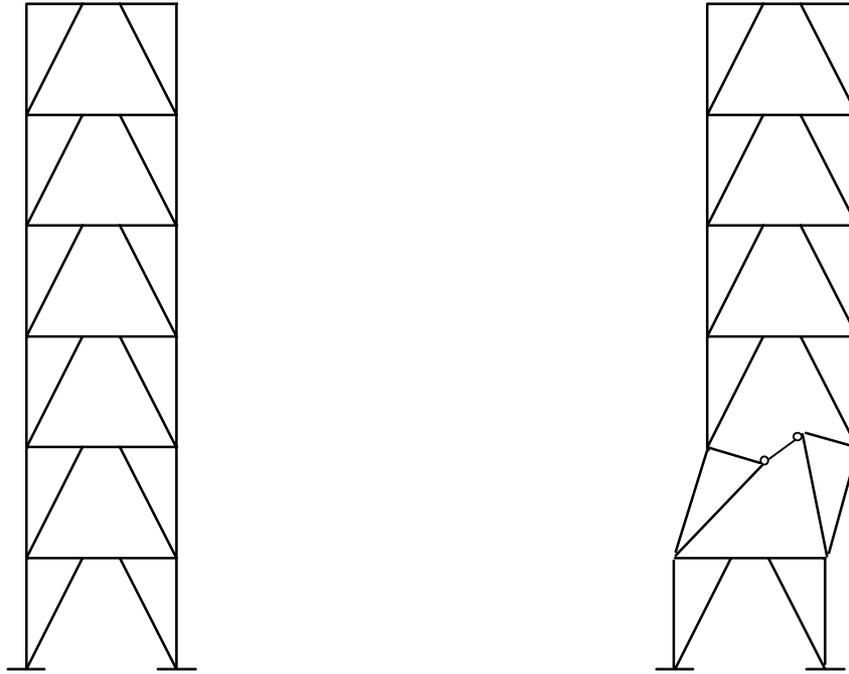
- i link corti dissipano per taglio; i link lunghi dissipano per flessione
- nei telai più alti (8,12 piani) gli EBF dissipano molto meno energia di TBF e TrBF
- i link corti dissipano per taglio; i link lunghi dissipano per flessione
- nei telai più alti (8,12 piani) gli EBF dissipano molto meno energia di TBF e TrBF

FATTORI DI COMPORTAMENTO q



- i link intermedi hanno in genere un comportamento peggiore dei link corti e lunghi
- per telai bassi si hanno valori accettabili del fattore di struttura (da 4 a 5.5) che decresce tra 2.4 e 3.6 per quelli alti.
- i telai TBF e TrBF hanno invece fattori di struttura tra 6 ed 8 per i telai bassi tra 6 e 10 per i telai a 12 piani

POSSIBILE SPIEGAZIONE DEL COMPORTAMENTO SISMICO



Telai EBF standard:

- la plasticizzazione di un link aumenta notevolmente la deformabilità al piano corrispondente
- ciò influisce sul comportamento dinamico, anche se solo per il breve tempo in cui il link è plasticizzato
- in maniera analoga a quanto provocato dalla presenza di un piano soffice o dalla formazione di un meccanismo di piano in un telaio MRF, si hanno forti deformazioni plastiche locali mentre le altre parti del telaio sono meno sollecitate
- solo alcuni link riescono a plasticizzarsi e a dissipare energia (e ciò diventa tanto più rilevante quanto più alto è il telaio)

Telai EBF con tie o truss:

- la presenza di un elemento pendolare impedisce la deformazione sopra disegnata ed evita la riduzione di rigidità al piano
- i link sono costretti a deformarsi tutti della stessa quantità e quindi dissipano notevole energia

CONCLUSIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI EBFs

La ricerca svolta fino ad oggi:

- ha confermato i vantaggi che i telai a controventi eccentrici presentano ai fini dell'irrigidimento delle strutture
- ha esaminato in dettaglio la metodologia progettuale per i telai a controventi eccentrici, indicando utili accorgimenti per l'ottimizzazione della progettazione e del comportamento
- ha confermato con analisi push-over le capacità plastiche dei telai con link
- ha messo in luce mediante analisi dinamiche la forte influenza (negativa) del numero di piani sulla capacità dissipativa globale dei telai EBF standard
- ha mostrato come semplici accorgimenti, quali l'introduzione di collegamenti pendolari verticali o inclinati, riescano a garantire il coinvolgimento globale dei link del telaio e la piena capacità dissipativa dello schema