



LE NUOVE NTC 2018

Prato, 11 giugno 2018

NTC 2018
Costruzioni in acciaio

Maurizio Orlando

*Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Firenze*



www.dicea.unifi.it/maurizio.orlando

DM 2018 Costruzioni di acciaio

Poche modifiche al **par. 4.2**, al **par. 7.5** e al **par. 11.3.4 Acciaio per strutture metalliche e per strutture composte**

par. 4.2

- Verifiche a fatica
- Serraggio dei bulloni
- Regole di progettazione e verifica
- Nuovi valori dei coefficienti di sovraresistenza del materiale γ_{ov}

par. 7.5

- Calcolo del coefficiente Ω nella valutazione della domanda per le colonne dei telai
- Regole sulla progettazione in zona sismica

par. 11.3.4

- Acciai inossidabili
- Nuove regole specifiche per le caratteristiche dell'acciaio con riferimento al coefficiente di sovraresistenza

DM 2018

4.2.4.1.4 espressioni per verifiche a fatica (cfr. Circolare 2009)

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata mediante una curva caratteristica, detta curva S-N, che esprime il numero di cicli a rottura N in funzione delle variazioni di tensione nel ciclo $\Delta\sigma$ o $\Delta\tau$.

Per indicazioni riguardanti le modalità di realizzazione dei dettagli costruttivi e la loro classificazione, con le rispettive curve S-N si può fare riferimento al documento UNI EN1993-1-9.

Tab. 4.2.XI - Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica.

	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Strutture poco sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,00$	$\gamma_{Mf} = 1,15$
Strutture sensibili alla rottura per fatica	$\gamma_{Mf} = 1,15$	$\gamma_{Mf} = 1,35$

Le verifiche a fatica possono essere a vita illimitata o a danneggiamento.

Verifica a vita illimitata.

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D \quad [4.2.55]$$

oppure che :

$$\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L \quad [4.2.56]$$

dove $\Delta\sigma_{\max,d}$ e $\Delta\tau_{\max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e di tensioni tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico, e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ i limiti di fatica ad ampiezza costante.

La verifica a vita illimitata è esclusa per tutti i dettagli le cui curve S-N non presentino limite di fatica ad ampiezza costante (per es., i connettori a piolo).

Verifica a danneggiamento

La verifica a danneggiamento si esegue mediante la formula di Palmgren-Miner, controllando che il danneggiamento D risulti:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad [4.2.57]$$

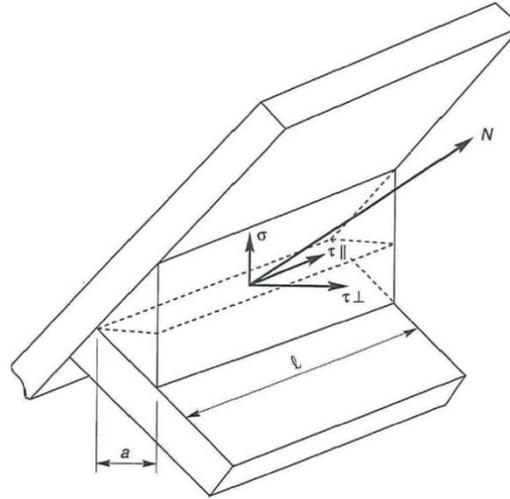
dove n_i è il numero dei cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ indotti dallo spettro di carico per le verifiche a danneggiamento nel corso della vita prevista per il dettaglio e N_i è il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ a rottura, ricavato dalla curva S-N caratteristica del dettaglio.

La verifica a danneggiamento può essere eseguita anche con il metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente λ . Per l'impiego di tale metodo si deve fare riferimento a normative di comprovata validità, di cui al capitolo 12.

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una poten-

4.2.8.2.4 nella verifica con la sezione di gola nella posizione effettiva, è stata aggiunta la verifica della σ_{ort}



Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{tk} / \gamma_{M2}$$

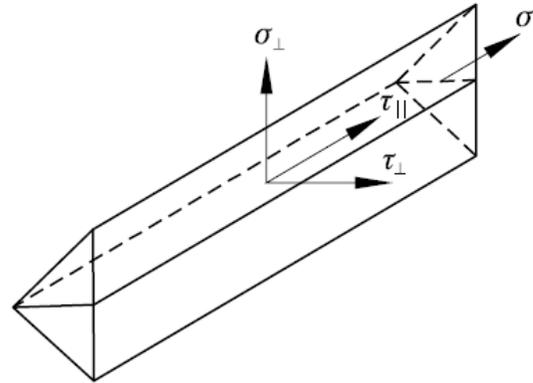
[4.2.81]

dove:

f_{tk} è la resistenza caratteristica a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate; $\beta = 0,80$ per acciaio acciaio S275; 0,90 per acciaio S355; 1,00 per acciaio S420 e S460.

Controllo sulla σ_{ort} nell'EC8 (EN1998-1-8)

figura 4.5 Tensioni sulla sezione di gola di una saldatura a cordone d'angolo



- (5) La tensione normale $\sigma_{||}$ parallela all'asse viene trascurata nella verifica della resistenza di progetto della saldatura.
- (6) La resistenza di progetto di una saldatura a cordone d'angolo risulta adeguata se sono soddisfatte entrambe le seguenti relazioni:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \text{ e } \sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2} \quad (4.1)$$

dove:

f_u è la resistenza a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate;

β_w è un appropriato fattore di correlazione definito nel prospetto 4.1.

NTC2018 - Forza di serraggio (cfr. Circolare 2009)

$$F_{p,c,d} = 0,7 \cdot \frac{f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \quad \begin{array}{l} \gamma_{M7} = 1,0 \text{ (con serraggio controllato)} \\ \gamma_{M7} = 1,1 \text{ (con serraggio non controllato)} \end{array}$$

NTC2018 - Coppia di serraggio

Nelle unioni con bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito, **le viti, i dadi e le rondelle devono essere forniti dal medesimo produttore**. Il momento di serraggio M per tali unioni è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,c} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk} \quad [4.2.61]$$

dove: d è il diametro nominale della vite, A_{res} è l'area resistente della vite e f_{tbk} è la resistenza a rottura del materiale della vite.

Il valore del fattore k è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni oppure delle viti per le tre classi funzionali specificate nella seguente Tabella 4.2.XV)

Tabella 4.2.XV - Classi funzionali per i bulloni

K0	Nessun requisito sul fattore k
K1	Campo di variabilità del fattore k_i del singolo elemento tra minimo e massimo dichiarati sulla confezione
K2	Valore medio k_m del fattore e suo coefficiente di variazione V_k dichiarati sulla confezione

Tabella 4.2.XVI – Coppie di serraggio per i bulloni 8.8

Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	64.4	115
M16	141	169	197	225	87.9	157
M18	194	232	271	310	108	192
M20	274	329	384	439	137	245
M22	373	448	523	597	170	303
M24	474	569	664	759	198	353
M27	694	833	972	1110	257	459
M30	942	1131	1319	1508	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	457	817

(cfr. Circolare 2009)

I valori dello sforzo assiale indotto col serraggio per i bulloni 8.8 coincidono con quelli riportati nella CNR 10011 per i bulloni 10.9.

Tabella 4.2.XVII Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	80.5	115
M16	176	211	246	281	110	157
M18	242	290	339	387	134	192
M20	343	412	480	549	172	245
M22	467	560	653	747	212	303
M24	593	712	830	949	247	353
M27	868	1041	1215	1388	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	572	817

CNR 10011

$$N_{s(M12-8.8)} = 0,8 f_{k,N} A_{res} = 0,8 \cdot 560 A_{res} = 448 \cdot 84.3 = 37766 \text{ N}$$

$$N_{s(M12-10.9)} = 0,8 f_{k,N} A_{res} = 0,8 \cdot 700 A_{res} = 560 \cdot 84.3 = 47208 \text{ N}$$

$$T_{s(M12-8.8)} = 0,2 N_s d = 90638 \text{ Nmm}$$

$$T_{s(M12-10.9)} = 0,2 N_s d = 113300 \text{ Nmm}$$

DM 2018 - La progettazione antisismica

La novità più importante ed interessante riguarda, comunque, proprio la **progettazione antisismica**.

Viene fatta chiara distinzione tra comportamento strutturale non dissipativo e comportamento strutturale dissipativo.

Nel primo caso ora è associato, nel caso di analisi lineare e per gli stati limite di danno e salvaguardia della vita, un fattore di comportamento

$$q \leq \min (1,5; 2/3 q_B)$$

che porta, nella pratica, ad un'importante riduzione dell'azione sismica sfruttando le sovraresistenze

Richiami sull'EC8

EN1998-1-1

P.to 2.2.2(2) – Stato limite ultimo

La resistenza e la capacità di dissipare energia da assegnare alla struttura sono in relazione al maggiore o minore grado di risposta non-lineare che si intende sfruttare. In termini operativi il bilancio tra resistenza e capacità di dissipare energia è caratterizzato dai valori del coefficiente di comportamento q e dalla classificazione della duttilità associata, i quali sono forniti nelle apposite parti della EN 1998. Come caso limite, per la progettazione di strutture classificate come non-dissipative, non si tiene in alcun conto la dissipazione isteretica di energia e il coefficiente di comportamento non può essere preso, in generale, **maggiore del valore di 1,5 considerato per tenere conto delle sovraresistenze**. **Per edifici di acciaio o composti acciaio-calcestruzzo, questo valore limite del coefficiente q può essere preso tra 1,5 e 2** (vedere nota 1 del prospetto 6.1 o nota 1 del prospetto 7.1, rispettivamente). Per strutture dissipative il coefficiente di comportamento assume valori maggiori di questi valori limite in dipendenza della dissipazione isteretica di energia che avviene principalmente in zone appropriatamente progettate, dette zone dissipative o zone critiche

DM 2018 – Comportamento non dissipativo

La progettazione con comportamento strutturale non dissipativo (che non è più penalizzata da $q=1$) consente la realizzazione di strutture più “semplici”

Non occorre eseguire le verifiche di duttilità e/o seguire le regole di dettaglio del cap. 7, richieste per il comportamento dissipativo.

Per le costruzioni a comportamento dissipativo occorre eseguire le verifiche di duttilità degli elementi strutturali dissipativi **par. 7.5.3.2.**

N.B. alcune regole contenute nel cap. 7 dovrebbero essere mantenute anche per le strutture a comportamento non dissipativo, si veda ad esempio il caso dei controventi a Croce di S. Andrea

DM 2018 – Comportamento dissipativo

Nelle NTC2018 la verifica esplicita della duttilità (nel caso di progettazione con comportamento dissipativo) consente al progettista di non seguire pedissequamente le prescrizioni di dettaglio per la duttilità locale degli elementi dissipativi, cosicchè **il fattore di comportamento diventa un parametro di progetto.**

Questa strada era già percorribile con le NTC2008, ma non erano riportate in maniera esplicita le verifiche di duttilità come nelle NTC2018.

NTC2008 - 7.3.6.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive. Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si deve verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

DM2018 - Par. 7.5 - Costruzioni di acciaio

Il par. 7.5 è stato riorganizzato; la sequenza e le finalità delle verifiche sono esposte in maniera tale che il tecnico possa individuare più facilmente la scelta più opportuna.

Per ciascuna tipologia strutturale prevista dalle NTC (strutture a telaio, strutture a controventi concentrici, strutture a controventi eccentrici) sono descritte:

- le regole di progettazione in capacità
- le verifiche di resistenza e di duttilità per ciascun elemento strutturale da analizzare
(sono indicate nel dettaglio, le modalità di valutazione della domanda e della capacità)

DM 2018

7.5.1 Caratteristiche dei materiali

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

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

Ai fini della progettazione, il fattore di sovraresistenza del materiale, γ_{ov} è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.

(Nuovi valori dei coefficienti di sovraresistenza del materiale γ_{ov} !!!)

DM 2018

Ai fini della progettazione, il fattore di sovraresistenza del materiale, γ_{ov} è assunto pari a **1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355** e pari a **1,15 per gli acciai tipo S420 e S460**.

Nuovi valori dei coefficienti di sovraresistenza del materiale γ_{ov}

Acciaio	γ_{ov} DM2008	γ_{ov} DM2018	γ_{ov} EN1998	γ_{ov} OPCM3274
S 235	1,20	1,25 (+4,2%)	1,25	1,20
S 275	1,15	1,25 (+8,7%)	1,25	1,15
S 355	1,10	1,25 (+13,6%)	1,25	1,10
S 420	1,10	1,15 (+4,5%)	1,25	---
S 460	1,10	1,15 (+4,5%)	1,25	---

N.B.: per l'EN1998-1-1 sono riportati i valori raccomandati; i coeff. da applicare in Italia sono contenuti nell'Appendice Nazionale (31/07/2012 GU 31/03/2013) e coincidono con i valori del DM2008.

Il coefficiente di sovraresistenza del materiale (γ_{ov}) tiene conto della variabilità delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio ed è espresso come tra l'effettiva tensione di snervamento e quella nominale

Oss.ne sui coefficienti di sovraresistenza secondo l'EC8

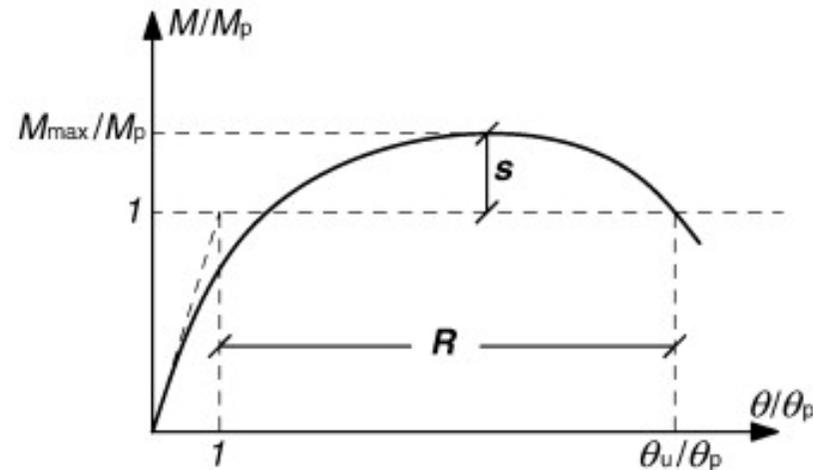
Trattandosi di valori raccomandati, bisogna fare riferimento all'Appendice Nazionale;

in Italia i valori di γ_{ov} sono stati assunti uguali a quelli del DM2008, pertanto anche l'Appendice Nazionale andrà aggiornata perché attualmente contiene i valori del DM2008

Lo stesso dicasi per tutti gli altri coefficienti che negli Eurocodici sono valori raccomandati.

Infine, in futuro a seguito della revisione degli eurocodici, che è attualmente in corso e porterà a una semplificazione degli stessi (?!), ci sarà una riduzione del numero di valori raccomandati, ossia di valori che potranno essere definiti nell'Appendice Nazionale.

Sovraresistenza flessionale delle travi di acciaio



La sovraresistenza flessionale (s) è espressa dal rapporto tra la capacità flessionale ultima M_{\max} prodotta dall'incrudimento dell'acciaio (ed altre cause) prima che si manifesti in maniera completa l'instabilità locale di una membratura ed il momento di completa plasticizzazione M_p :

$$\mathbf{M_{\max} / M_p}$$

Essa dipende dalla snellezza delle membrature della sezione.

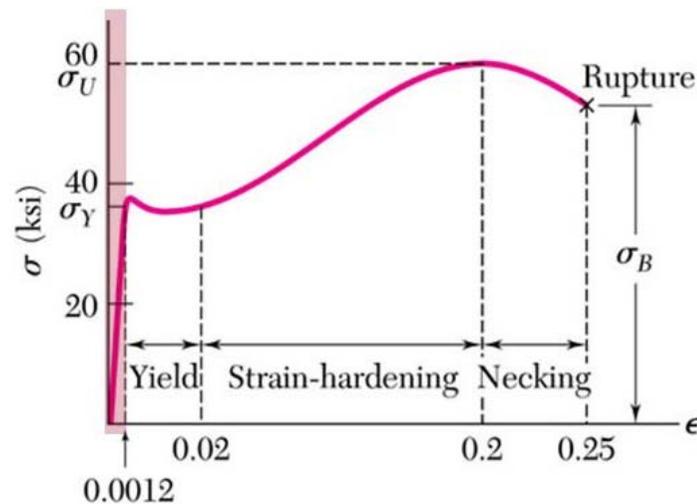
Sovreresistenza flessionale delle travi di acciaio

AISC 341-05 – la sovreresistenza flessionale delle travi di acciaio è pari :

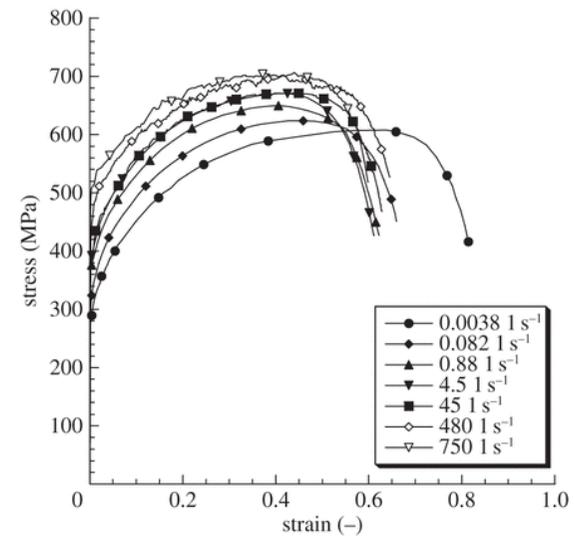
1.1 R_y

dove 1.1 è un fattore che tiene conto dell'incrudimento e di altre cause di sovreresistenza (ad es. la velocità di deformazione), mentre R_y è il rapporto tra la tensione di snervamento attesa e la tensione di snervamento di progetto (R_y varia tra 1.1 e 1.5, a seconda del tipo di acciaio)

(il fattore 1.1 è stato ottenuto da una estesa campagna sperimentale su giunti rigidi)



1.1



Sovraresistenza flessionale delle travi di acciaio

NTC 2008 ed Eurocode 8 considerano la stessa espressione del fattore di sovraresistenza, espresso come **1.1 γ_{ov}** ;

secondo l'EC8 il rapporto tra la tensione di snervamento massima e la tensione di snervamento nominale non deve superare **1.1 γ_{ov}** (**quindi sembra tenere solo conto della variabilità del materiale**)

Inoltre l'EC8 non fornisce un criterio per una valutazione appropriata di γ_{ov} , ma suggerisce il valore $\gamma_{ov}=1.25$; quindi il coeff. di sovraresistenza vale **1.375**

Sovraresistenza flessionale delle travi di acciaio

AISC 341-05 distingue chiaramente tra sovraresistenza dovuta alla variabilità del materiale e sovraresistenza dovuta all'incrudimento ed altre cause

EC8 non fa questa distinzione e non si menziona l'incrudimento nè altre cause

Nessun codice considera che l'incremento di resistenza prodotto dall'incrudimento è limitato dall'instabilità locale delle membrature, la quale è legata alla snellezza delle stesse; solo l'OPCM3274 forniva un fattore di sovraresistenza (s) che teneva conto della snellezza delle membrature:

$$s \leq (f_t/f_y; 1.25)$$

quindi la sovraresistenza globale era espressa come:

$$S \gamma_{ov}$$

Esempio:	IPE550	$s=1.31$	\Rightarrow	$s = 1.25$
	IPE600	$s=1.32$	\Rightarrow	$s = 1,25$
	HEB500	$s=1.34$	\Rightarrow	$s = 1.25$

Sovreresistenza flessionale delle travi di acciaio

OPCM3274

$$s \gamma_{ov} = 1.25 \cdot 1,20 = 1,5 \text{ (S235)}$$

$$s \gamma_{ov} = 1.25 \cdot 1,15 = 1,44 \text{ (S275)}$$

$$s \gamma_{ov} = 1.25 \cdot 1,10 = 1,375 \text{ (S355)}$$

DM2008

$$1.1 \gamma_{ov} = 1.1 \cdot 1,20 = 1,32 \text{ (S235)}$$

$$1.1 \gamma_{ov} = 1.1 \cdot 1,15 = 1,265 \text{ (S275)}$$

$$1.1 \gamma_{ov} = 1.1 \cdot 1,10 = 1,21 \text{ (S355)}$$

DM2018

$$1.1 \gamma_{ov} = 1.1 \cdot 1,25 = 1,375 \text{ (S235)}$$

$$1.1 \gamma_{ov} = 1.1 \cdot 1,25 = 1,375 \text{ (S275)}$$

$$1.1 \gamma_{ov} = 1.1 \cdot 1,25 = 1,375 \text{ (S355)}$$

DM 2018 – NUOVE REGOLE SPECIFICHE PER LE CARATTERISTICHE DEL MATERIALE DA UTILIZZARE IN ZONA DISSIPATIVA

11.3.4.9 ACCIAI DA CARPENTERIA PER STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni devono essere comunque conformi ai requisiti riportati nelle presenti norme.

Per le **zone dissipative** si applicano le seguenti **regole aggiuntive**:

– per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} e la tensione di snervamento f_{yk} deve essere maggiore di 1,10 e l'allungamento a rottura A_5 , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%

– la tensione di snervamento media $f_{y,media}$ deve risultare inferiore ad $1,20 f_{y,k}$ per acciaio S235 e S275, oppure ad $1,10 f_{y,k}$ per acciai S355, S420 ed S460

DM 2018 – NUOVE REGOLE SPECIFICHE PER LE CARATTERISTICHE DEL MATERIALE DA UTILIZZARE IN ZONA DISSIPATIVA

11.3.4.9 ACCIAI DA CARPENTERIA PER STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni devono essere comunque conformi ai requisiti riportati nelle presenti norme.

Per le **zone dissipative** si applicano le seguenti **regole aggiuntive**:

– i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di **classe 8.8 o 10.9**.

Il valore del coefficiente γ_{ov} è specificato nel § 7.5.

Tali requisiti devono essere, ove applicabili, specificati negli elaborati progettuali e verificati a cura del Direttore dei Lavori.

(verifica non prevista dalle normative di prodotto e quindi nelle relative certificazioni)

DM 2018 – VERIFICHE DI DUTTILITA' PER LE STRUTTURE DI ACCIAIO

Le verifiche di duttilità possono essere omesse se:

- si utilizzano sezioni di classe adeguata per gli elementi dissipativi (**Tab. 7.5.I – uguale alla Tab. 7.5.III delle NTC2008**)

Tab. 7.5.I - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di q_0

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

- si applicano le regole di dettaglio specifiche di ciascuna tipologia strutturale
- per le strutture a telaio, al piede delle colonne primarie (**[7.5.3]**):

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3$$

DM 2018 – VERIFICHE DI DUTTILITA' PER LE STRUTTURE DI ACCIAIO

Nelle NTC2018 la **verifica esplicita della duttilità strutturale per le strutture di acciaio è indicata solo nei suoi aspetti generali** a causa delle difficoltà legate alla valutazione della capacità in campo elasto-plastico degli elementi strutturali di acciaio;

quando la duttilità non è determinata con prove sperimentali, occorre utilizzare metodi di calcolo che considerino in modo adeguato il comportamento non-lineare, inclusi i fenomeni di instabilità dell'equilibrio, e i fenomeni di degrado connessi al comportamento ciclico.

DM 2018 – VERIFICHE DI DUTTILITA' PER LE STRUTTURE DI ACCIAIO

A livello europeo sono in fase di sviluppo importanti nuove proposte normative riguardanti, tra l'altro:

- le regole per la verifica esplicita della duttilità delle strutture di acciaio
l'introduzione di tipologie di nodi trave colonna “**prequalificati**”, ai fini della valutazione della duttilità locale dei nodi-trave colonna di telai

Come si progettano e realizzano nodi che rispettino i due requisiti di resistenza e duttilità?

Il requisito di resistenza è abbastanza facilmente rispettabile da parte di un progettista con i metodi di calcolo disponibili, in normativa ed in letteratura.

Più difficile, per un ingegnere che vuole progettare le sue connessioni, rispettare il requisito di duttilità.

Per la verifica di duttilità non servono calcoli ma piuttosto sperimentazioni, e giocano un ruolo importante anche (e forse soprattutto) la scelta dei dettagli costruttivi e delle tecniche realizzative.

DM 2018 – VERIFICHE DI DUTTILITA' PER LE STRUTTURE DI ACCIAIO

Per risolvere il problema, l'AISC ha eseguito una campagna di prove su diversi tipi di connessioni arrivando a definire un set di connessioni prequalificate che, se calcolate e realizzate come prescritto nella norma AISC 358-10, garantiscono il rispetto del requisito di duttilità oltre che quello di resistenza.

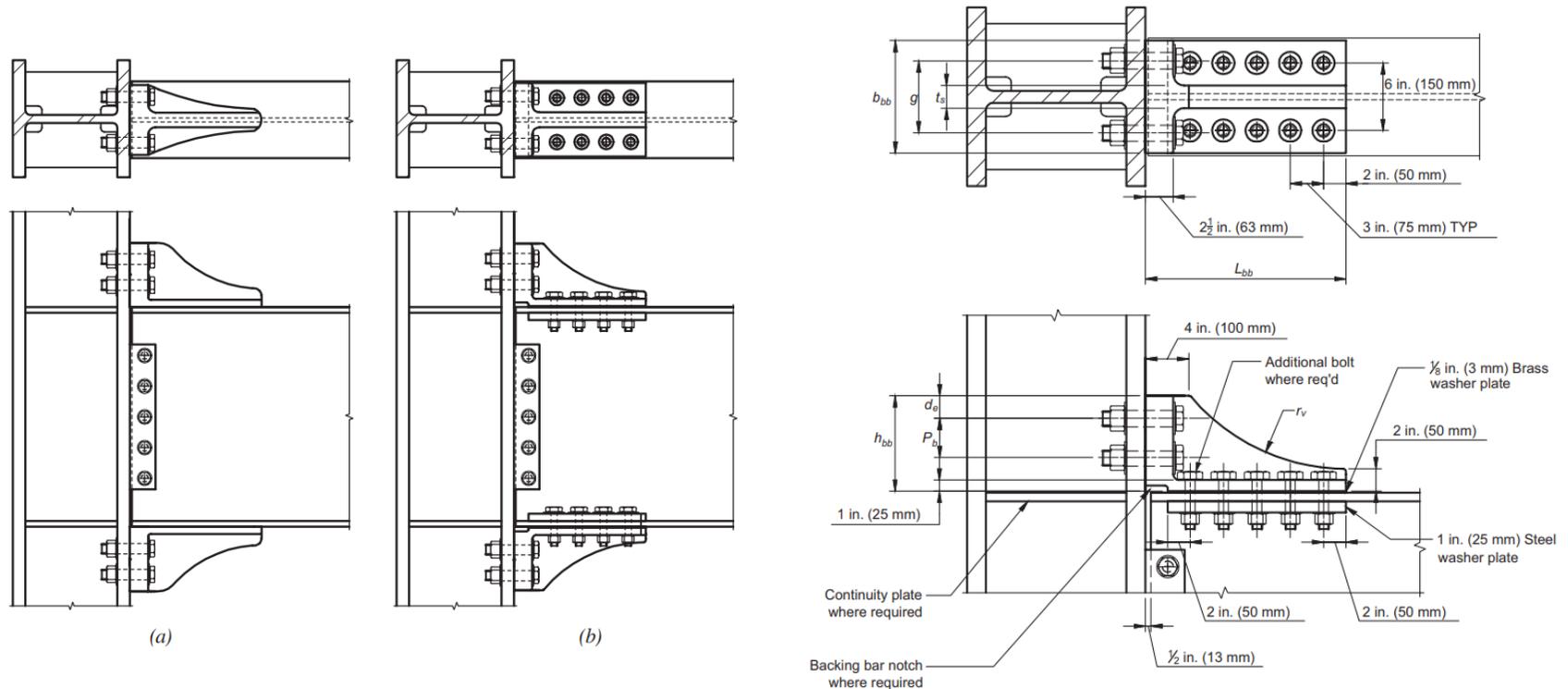
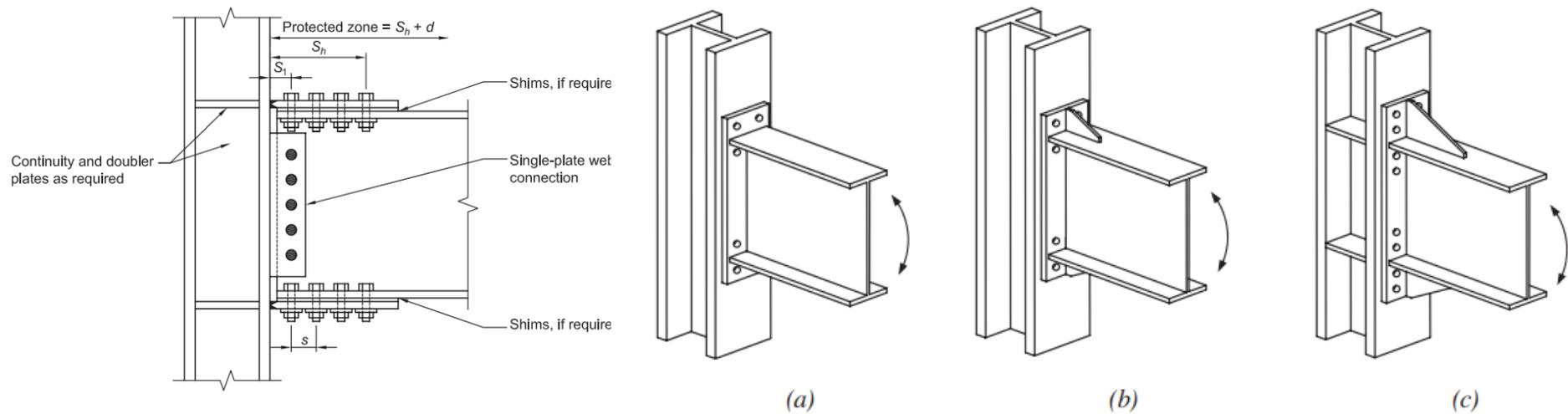


Fig. 9.5. B-series connection detailing.

DM 2018 – VERIFICHE DI DUTTILITA' PER LE STRUTTURE DI ACCIAIO

Per risolvere il problema, l'AISC ha eseguito una campagna di prove su diversi tipi di connessioni arrivando a definire un set di connessioni prequalificate che, se calcolate e realizzate come prescritto nella norma AISC 358-10, garantiscono il rispetto del requisito di duttilità oltre che quello di resistenza.



In Europa non esiste al momento nulla di equivalente, ma è in corso di sviluppo un progetto denominato **EQUALJOINTS** che dovrebbe portare anch'esso alla qualifica di alcune connessioni sismiche.

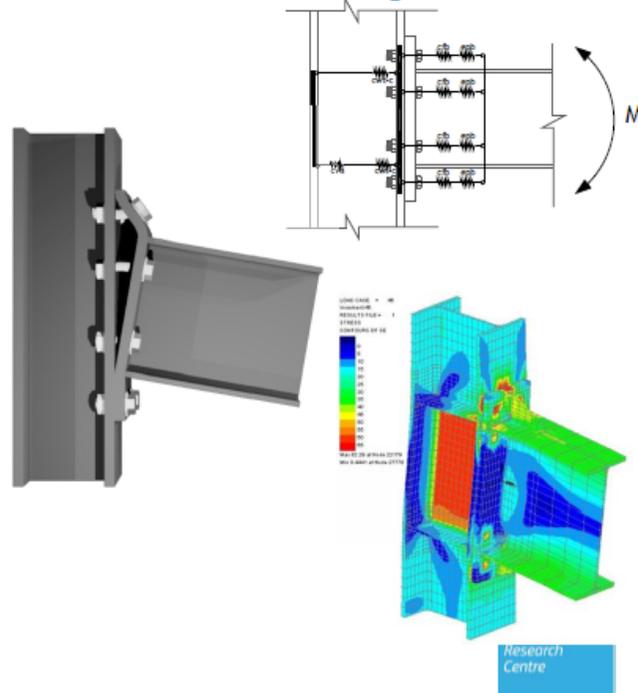
Rules for Dissipative Structures

Dissipative connections

How computing Joint cyclic rotation capacity ?

EN 1998-1 (2004) requires design supported by specific experimental testing, resulting in impractical solutions within the typical time and budget constraints of real-life projects.

Joint modelling



Experimental tests



Landolfo, Piluso



LE NUOVE NTC 2018

Prato, 11 giugno 2018

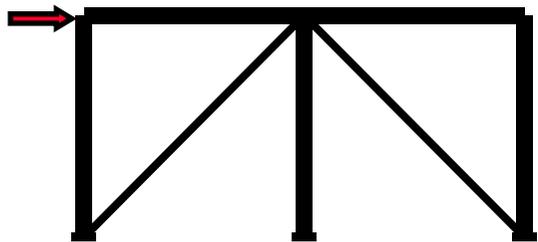
NTC 2018
Costruzioni in acciaio

Maurizio Orlando

*Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Firenze*

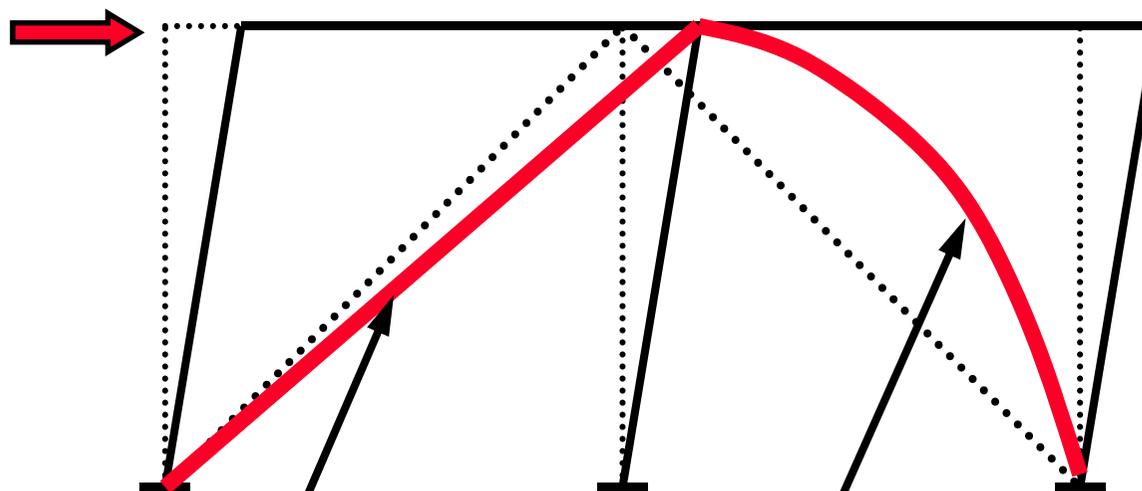


www.dicea.unifi.it/maurizio.orlando



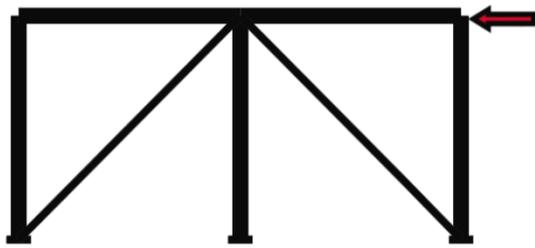
Controvento a diagonale tesa attiva con diagonali disgiunte

Colonne e travi: rimangono in campo elastico

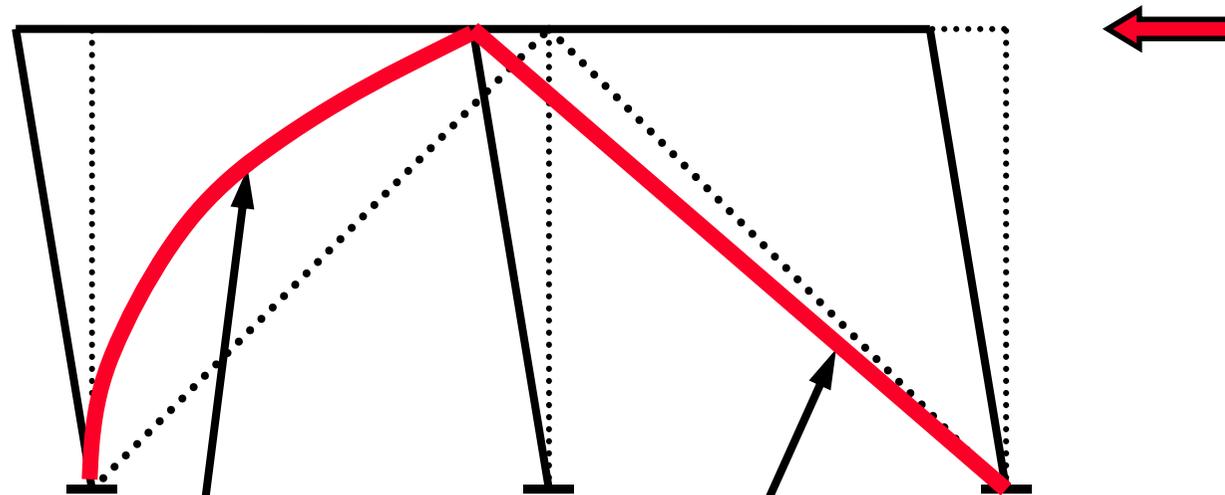


Diagonale tesa:
si snerva

Diagonale compressa: si
instabilizza



Colonne e travi: rimangono in campo elastico

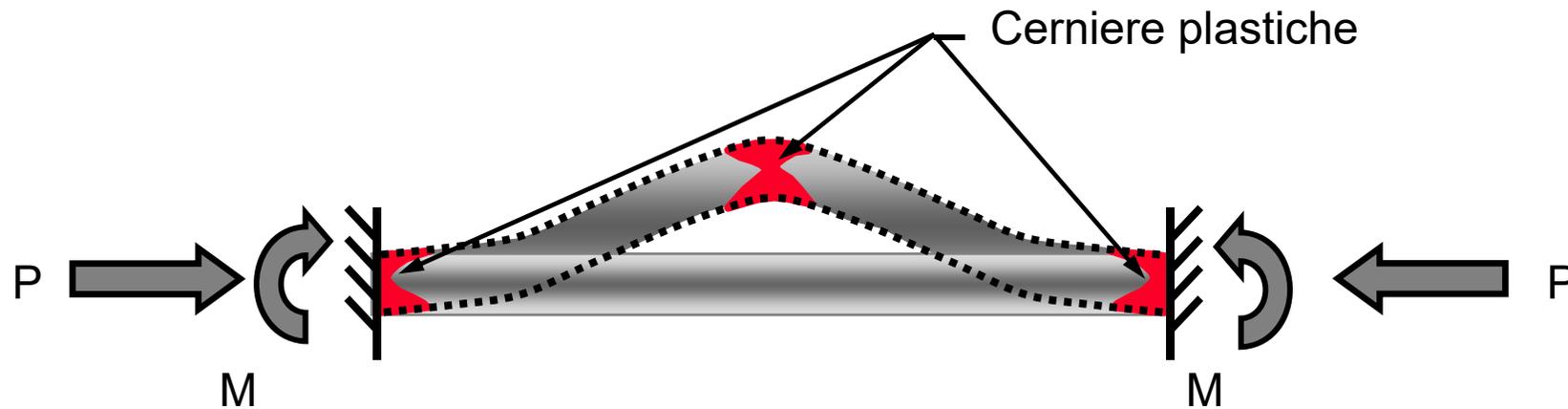


Diagonale compressa (prima tesa): si instabilizza

Diagonale tesa (prima compressa): si plasticizza



Instabilità fuori piano di asta diagonale
compressa incastrata agli estremi

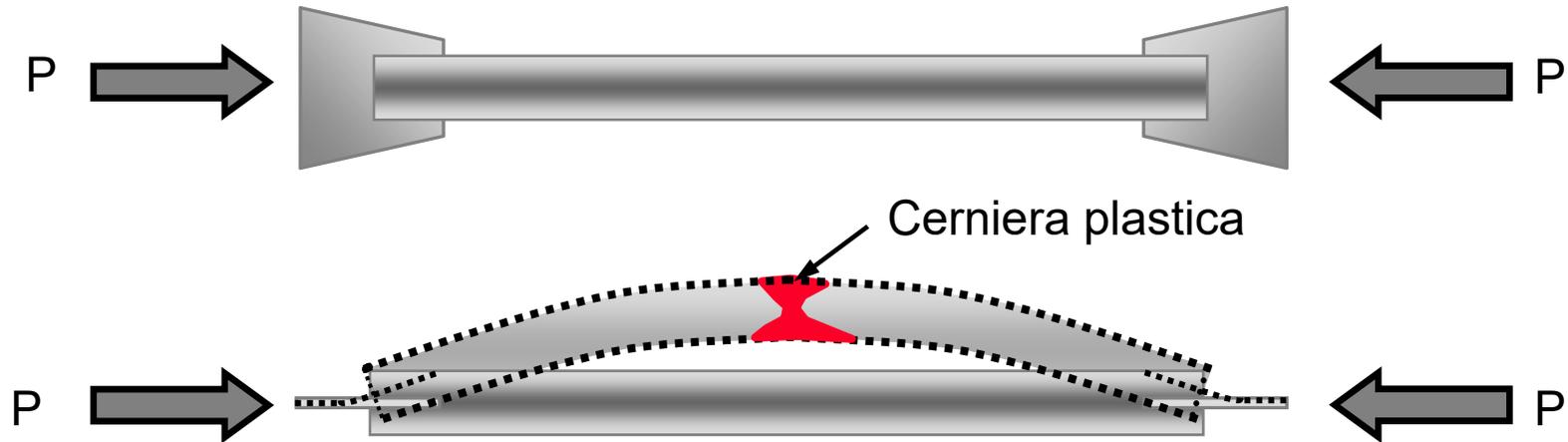


per estremità incastrate le cerniere plastiche si formano in
mezzeria e agli estremi

e

l'asta trasmette un momento flettente sulle connessioni e sugli
elementi adiacenti !!!

Instabilità fuori piano di asta diagonale compressa
incernierata agli estremi

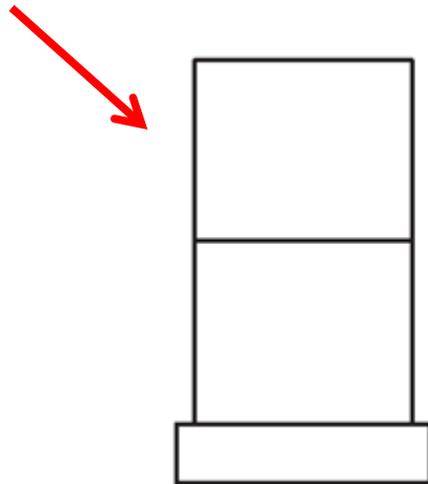


per estremi incernierati la cerniera plastica si forma solo in mezziera e l'asta non trasmette nessun momento flettente ai collegamenti ed agli elementi adiacenti

Schema di calcolo per i controventi concentrici

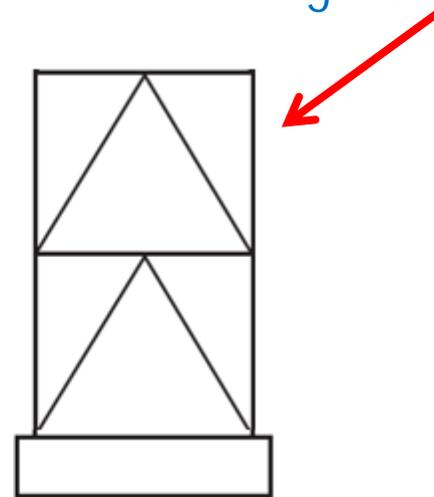
Carichi verticali:

sullo schema staticam.
determinato privo delle diagonali



Carichi sismici:

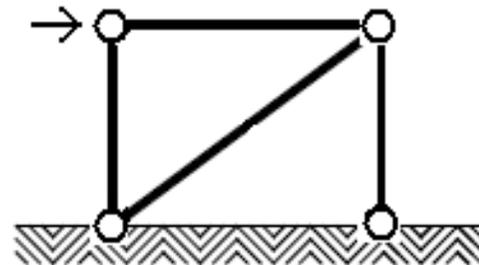
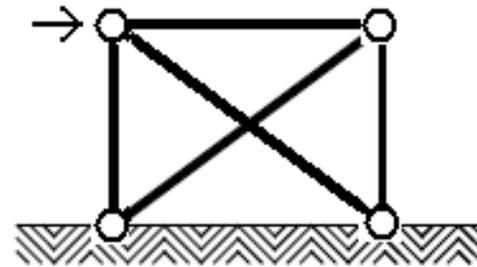
sul sistema completo
delle diagonali



1. lo sforzo normale nelle diagonali per i carichi verticali è modesto
2. si opera in sicurezza, perché le aste potrebbero instabilizzarsi a seguito di un evento sismico e non essere più in grado di sopportare i carichi verticali

Analisi sismica di un controvento concentrico a X

1. Fase elastica: tutte le diagonali reagiscono (ossia le aste compresse sono non si instabilizzano) e **l'analisi modale viene eseguita sul modello completo di tutte le aste**
2. Fase plastica: le diagonali compresse si instabilizzano e se ne trascura la resistenza residua, cosicchè la resistenza di piano è affidata interamente alle aste diagonali tese



Gerarchia delle resistenze

7.5.5 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.

Elementi dissipativi: aste diagonali tese

Elementi sovraresistenti: colonne, travi e collegamenti

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1.

Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno d e lo spessore t deve soddisfare la limitazione $36 t / d$. Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1.

Questa prescrizione serve a limitare i fenomeni di instabilità locale nelle aste del controvento.

Aste diagonali troppo snelle non hanno quasi rigidità nella configurazione instabilizzata, quando il carico cambia segno, l'asta riprende velocemente una configurazione rettilinea e si carica molto rapidamente a trazione con effetti dinamici che possono portare ad una rottura fragile dell'asta.

L'instabilità delle aste diagonali dà origine ad una flessione ciclica plastica delle stesse aste; le curvature associate a questa flessione ciclica possono essere grandi e possono dare origine ad instabilità locali.



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

$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi ad X

$\bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi a V

limitazione superiore $\bar{\lambda} \leq 2$:

una diagonale compressa oltre il limite di instabilità laterale, alla fine dell'evento sismico rimane distorta ed il fenomeno è tanto più marcato quanto più le aste sono snelle, da cui la limitazione delle NTC2008

limitazione inferiore $\bar{\lambda} \geq 1,3$:

se le aste sono poco snelle, viene meno la validità del modello di calcolo in cui si trascurano le diagonali compresse

inoltre serve ad evitare il sovraccarico delle colonne nella fase antecedente l'instabilizzazione, quando sono attive tutte le aste diagonali (tese e compresse)

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

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

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

Oss.ne: le aste diagonali dei piani alti sono poco sollecitate e quindi per avere una sovraresistenza paragonabile a quella delle aste diagonali dei piani inferiori è necessario adottare sezioni contenute, ma si corre il rischio di non soddisfare **la condizione sulla variazione di rigidezza da un piano all'altro**

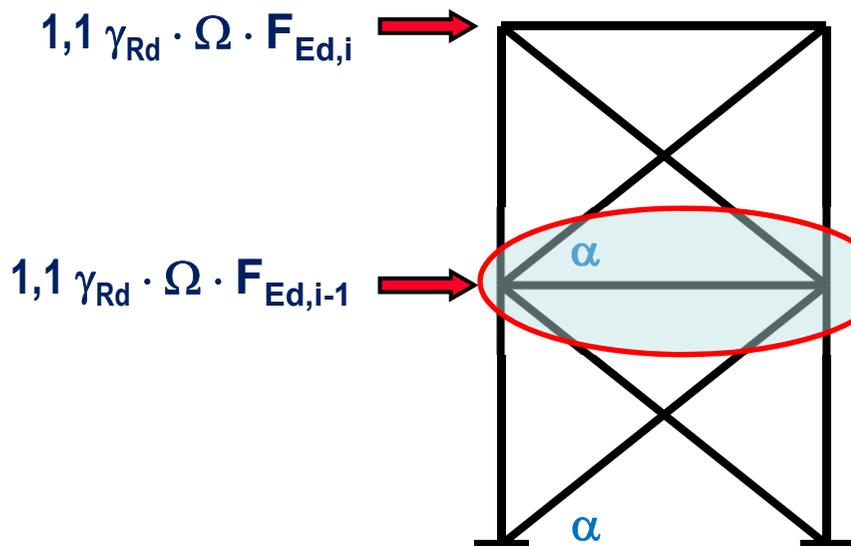
$$-30\% \leq \Delta K \leq +10\%$$

sforzi di calcolo nelle colonne

per le colonne gli sforzi normali $N_{Ed,G}$ e $N_{Ed,E}$ si ricavano direttamente dal modello di calcolo

sforzi di calcolo nelle travi

per le travi lo sforzo normale $N_{Ed,E}$ si può ricavare dal modello solo se questo non contempla vincoli di diaframma rigido ed i solai sono schematizzati con elementi piani deformabili anche nel proprio piano



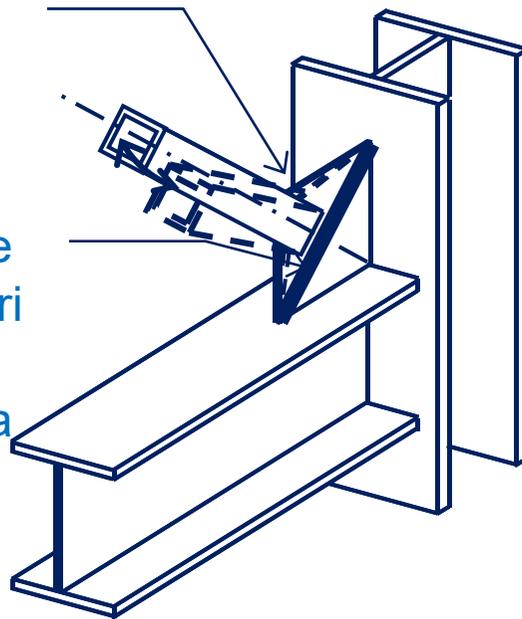
altrimenti occorre calcolare gli sforzi normali nelle travi attraverso considerazioni di equilibrio

$F_{Ed,i}$ = forza di progetto agente sul controvento in esame

$$\underbrace{1,1 \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot F_{Ed,i-1}}_{\rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow}$$

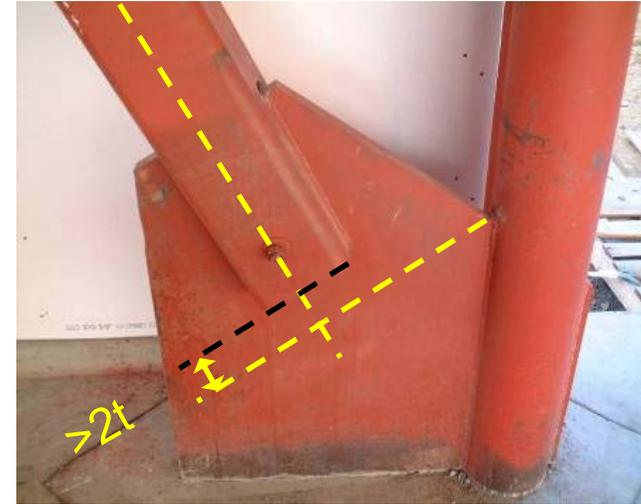
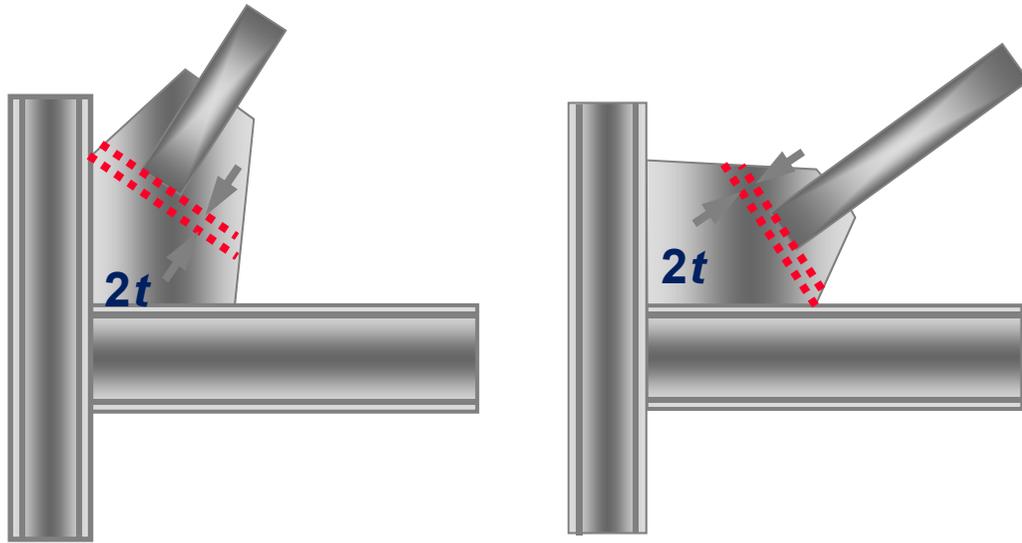
Instabilità fuori piano

Linea di rotazione per instabilità fuori piano (piano di minore resistenza della piastra)



La rotazione della sezione di estremità dell'asta diagonale per instabilità fuori piano induce una rotazione nella piastra di attacco.

Un comportamento soddisfacente si può ottenere assicurando alla piastra di sviluppare rotazioni plastiche fuori piano, questo comporta che la lunghezza libera tra la sezione di estremità dell'asta e la linea di vincolo della piastra sia sufficientemente lunga per consentire le rotazioni plastiche e nello stesso tempo sufficientemente corta da escludere la possibilità che sia la piastra a instabilizzarsi invece dell'asta. Le AISC suggeriscono una lunghezza di due volte lo spessore (**Astaneh-Asl, Goel, Hanson, 1986**).



AISC "Seismic provisions for structural steel buildings"

