



# COMPORTAMENTO SISMICO DI CONTROVENTI ECCENTRICI

Domenico Leone

**fare sismica**  
||||| APPUNTI

# COMPORTAMENTO SISMICO DI CONTROVENTI ECCENTRICI

---

**Domenico Leone**

*Il prof. Domenico Leone vanta un'esperienza più che trentennale nel campo della progettazione e realizzazione di strutture metalliche sia in campo industriale che infrastrutturale e civile ed è titolare del laboratorio di "Costruzione dell'Architettura" presso la facoltà di Architettura di Genova in qualità di professore a contratto.*

*E' consulente di azienda avendo occupato in precedenza il ruolo di Responsabile del settore di progettazione di opere in carpenteria metallica prima presso la Società Italimpianti S.p.A. e successivamente presso le Società SMS-Demag e Paul-Wurth S.p.A. Ha partecipato alla progettazione di grandi impianti industriali di produzione e trasformazione dell'acciaio e ne ha seguito la realizzazione con le imprese costruttrici e di montaggio acquisendo ampia esperienza in tutti i settori del ciclo di esecuzione di opere metalliche.*

*Per il suo impegno in campo internazionale vanta ampia conoscenza delle norme di settore utilizzate in varie nazioni con particolare riguardo agli Eurocodici.*

*Ha esercitato ed esercita tuttora attività formativa in ambito Aziendale, Universitario, Pubblico, Privato e dell'Ordine Professionale.*

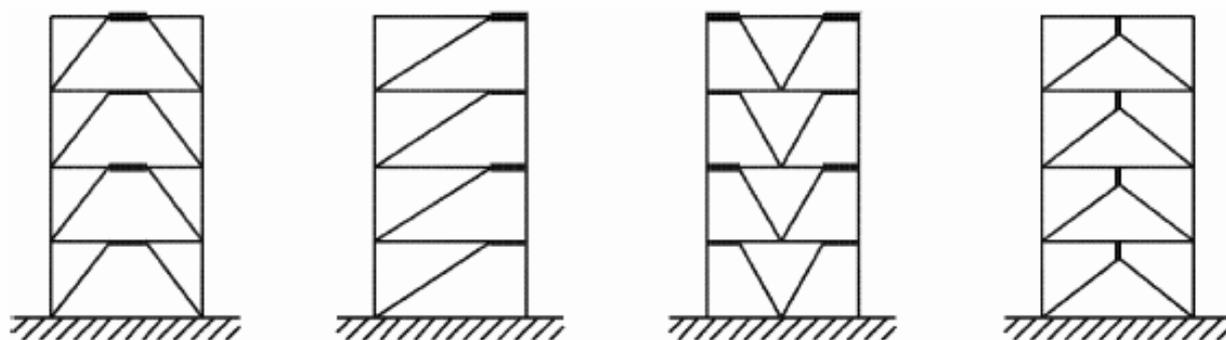
*E' autore di varie pubblicazioni tecniche e dei volumi "Eurocodice 3" edito da Sistemi Editoriali, "Lamiere grecate e pannelli coibentati" edito da Mediasoft s.a.s., "Componenti strutturali in acciaio" e "Elementi di completamento strutturale in acciaio" editi da Wolters Kluwer Italia, "Componenti strutturali in alluminio" edito da Dario Flaccovio editore nonché di numerosi programmi di calcolo automatico, basati sulle direttive europee e nazionali, dedicati sia alla progettazione di strutture in acciaio di impianti industriali che alla progettazione di componenti strutturali e di dettaglio proprie degli edifici civili e delle infrastrutture (pacchetto SAITU edito da Stadata s.r.l.)*

*La presente pubblicazione è tutelata dalla legge sul diritto d'autore e non può essere divulgata senza il permesso scritto dell'autore.*

S.T.A. DATA srl  
Corso Raffaello, 12 - 10126 Torino  
tel. 011 6699345 [www.stadata.com](http://www.stadata.com)

## COMPORTAMENTO SISMICO DI CONTROVENTI ECCENTRICI

In questo articolo viene affrontato un tema particolarmente interessante sul comportamento antisismico di strutture dotate di controventi eccentrici come rappresentato nella seguente figura:



Si riporta di seguito la definizione data a tale sistema di controventamento dalla norma NTC 2008:

*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. Gli elementi di connessione vengono denominati «corti» quando la plasticizzazione avviene per taglio, «lunghi» quando la plasticizzazione avviene per flessione e «intermedi» quando la plasticizzazione è un effetto combinato di taglio e flessione.*

Definita con “*e*” la lunghezza dell'elemento dissipativo (link) sussiste la seguente classificazione:

NTC 2008:

$$\text{« corti »: } e \leq 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

$$\text{« intermedi »: } 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

$$\text{« lunghi »: } e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

EN 1998-1

- short links  $e < e_s = 0,8 (1+\alpha) M_{p,link}/V_{p,link}$
- long links  $e > e_L = 1,5 (1+\alpha) M_{p,link}/V_{p,link}$
- intermediate links  $e_s < e < e_L$ .

In cui:

- $M_{l,Rd}$  ( $M_{p,link}$ ) e  $V_{l,Rd}$  ( $V_{p,link}$ ) sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto dell'elemento di connessione con la simbologia espressa dalla norma italiana e (in parentesi) dalla norma europea.
- $\alpha$  è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei **momenti flettenti** attesi alle due estremità dell'elemento di connessione

Per le sezioni ad "I" il momento resistente,  $M_{l,Rd}$  ( $M_{p,link}$ ), ed il taglio resistente,  $V_{l,Rd}$  ( $V_{p,link}$ ), del link sono definiti rispettivamente dalle seguenti espressioni quando la **forza assiale presente nell'elemento di connessione  $N_{Ed}$  è minore del 15%  $N_{pl,Rd}$**  :

NTC 2008

$$M_{l,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h-t_f)$$

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

EN 1998-1

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d-t_f)$$

$$V_{p,link} = (f_y/\sqrt{3}) t_w (d - t_f)$$

è quindi sufficiente verificare le seguenti condizioni (assumendo il pedice  $l,Rd = p,link$ ):

$$V_{Ed} \leq V_{p,link}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}$$

In cui:

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  sono gli effetti delle azioni di progetto alle **estremità del link**

Per forza assiale  $N_{Ed} > 15\% N_{pl,Rd}$  va tenuta opportunamente in conto la riduzione della resistenza plastica a taglio,  $V_{l,Rd}$  ( $V_{p,link}$ ), e flessione,  $M_{l,Rd}$  ( $M_{p,link}$ ), dell'elemento

di connessione. La norma italiana si ferma **qui** mentre la norma europea EN 1998-1 riporta le seguenti espressioni dei **valori ridotti della resistenza del link**:

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5}$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right]$$

La norma NTC 2008 introduce, al contrario, un criterio di **sovraresistenza del link** a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento e dice testualmente:

*Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovraresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:*

$$\begin{aligned} \text{«corti»: } M_u &= 0,75 \cdot e \cdot V_{lRd} \\ V_u &= 1,5 \cdot V_{lRd} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{«lunghi»: } M_u &= 1,5 \cdot M_{lRd} \\ V_u &= 2 \cdot \frac{M_{lRd}}{e} \end{aligned}$$

Per elementi intermedi si applica l'interpolazione lineare.

La norma EN 1998-1 introduce la seguente **limitazione** alla lunghezza del link:

Se la forza assiale  $N_{Ed} > 15\% N_{pl,Rd}$  la lunghezza "e" del link deve rispettare la seguente condizione:

$$e \leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{when } R < 0,3,$$

or

$$e \leq (1,15 - 0,5 R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{when } R \geq 0,3$$

where  $R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f) / (V_{Ed} \cdot A)$ , in which  $A$  is the gross area of the link.

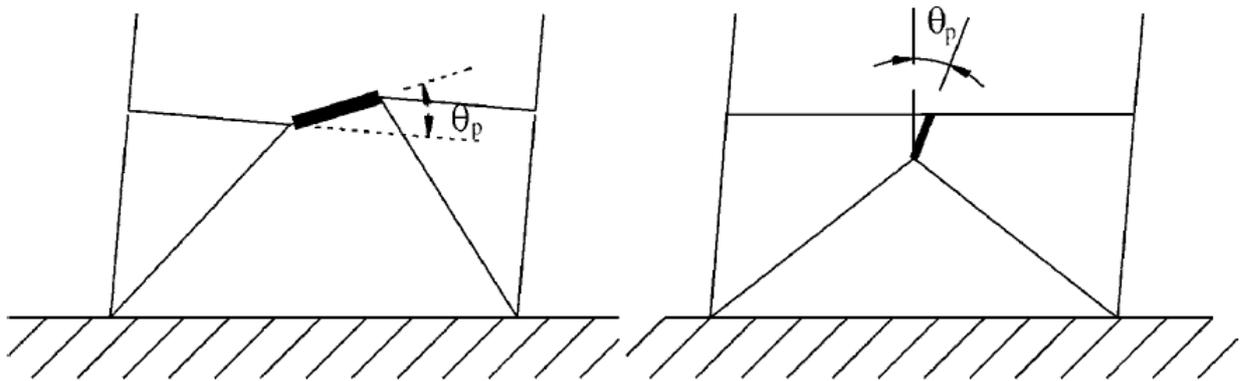
Una ulteriore limitazione è data dalla **rotazione del link** ovvero:

L'angolo di rotazione rigida  $\theta_p$  tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

$$\text{«corti»}: \theta_p \leq 0,08\text{rad}$$

$$\text{«lunghi»}: \theta_p \leq 0,02\text{rad}$$

Per elementi intermedi si applica l'interpolazione lineare.



Le membrature che non contengono link (*diagonali se si usa un link orizzontale, traverso se si usa un link verticale e colonne*) devono essere dotate di opportuna sovrarresistenza alla compressione valutata attraverso il fattore incrementale  $\Omega_i$  definito come il **valore minimo** tra tutti gli  $\Omega_i$ , relativi agli elementi di connessione «lunghi» ed il minimo fra tutti gli  $\Omega_i$ , relativi agli elementi di connessione «corti»:

NTC 2008

$$\text{«lunghi» ed «intermedi»}: \Omega_i = 1,5 \cdot M_{lRd,i} / M_{Ed,i}$$

$$\text{«corti»}: \Omega_i = 1,5 \cdot V_{lRd,i} / V_{Ed,i}$$

EN 1998-1

$$\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i} \text{ among all short links;}$$

$$\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i} \text{ among all intermediate and long links;}$$

in cui:

$M_{Ed,i}$  ( $M_{p,link,i}$ ) e  $V_{Ed,i}$  ( $V_{p,link,i}$ ) sono i valori di progetto del momento e del taglio del link  $i^{mo}$  in situazione di progetto sismico con simbologia rispettivamente italiana e (in parentesi) europea.

**i coefficienti di sovrarresistenza  $\Omega_i$  calcolati per tutti gli elementi di collegamento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.**

La verifica degli elementi che non contengono link deve essere effettuata in base alla seguente espressione:

NTC 2008

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

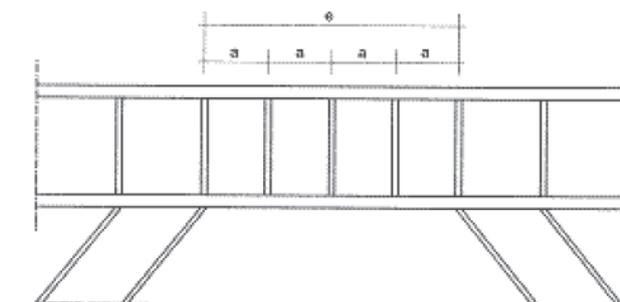
EN 1998-1 & 6.8.3 (1)

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

In cui:

- $N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$  è la resistenza di progetto assiale dell'elemento non contenente link tenuto conto dell'interazione col momento  $M_{Ed}$  e col taglio  $V_{Ed}$  presi come valori di progetto in situazione sismica.
- $N_{Ed,G}$  è la forza di compressione nell'elemento non contenente link dovuta all'effetto dei carichi permanenti (G) della combinazione sismica.
- $N_{Ed,E}$  è la forza di compressione nell'elemento non contenente link dovuta all'azione sismica di progetto.
- $\gamma_{ov}$  ( $\gamma_{Rd}$ ) è il fattore di sicurezza del materiale (secondo EN 1998-1  $\gamma_{ov} = 1,25$  per tutti i materiali mentre secondo NTC 2008  $\gamma_{Rd}$  varia in funzione del tipo di materiale con i seguenti valori: 1,2 per S235; 1,15 per S275; 1,1 per S355)

La norma NTC 2008 fornisce utili rappresentazioni grafiche di dettagli costruttivi per link simmetrici corti e lunghi evidenziando l'importanza degli irrigidimenti dell'anima del link di sezione a I.



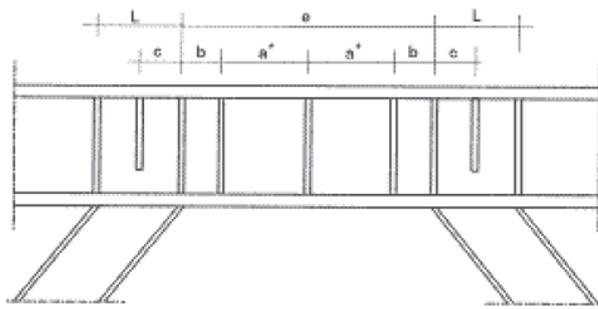
$$a \leq 29t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,09rad$$

$$a \leq 38t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,06rad$$

$$a \leq 56t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,03rad$$

$t_w$  è lo spessore dell'anima,  $h_b$  l'altezza della trave e  $\gamma_p$  la massima deformazione plastica a taglio.

a) «Elementi di connessione corti»



$$b = \min\{h_b, 1,5b_f\}$$

$$c = \min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

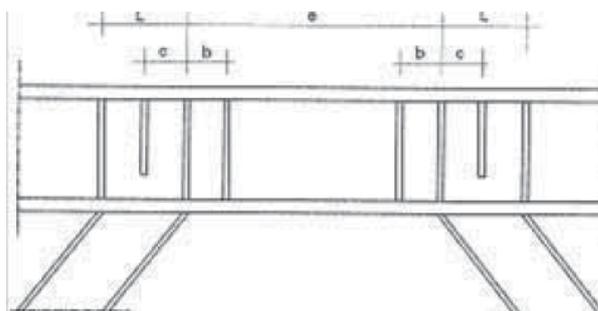
$$a^* = a$$

$$\text{per } e = 1,6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

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

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

b) «Elementi di connessione intermedi»



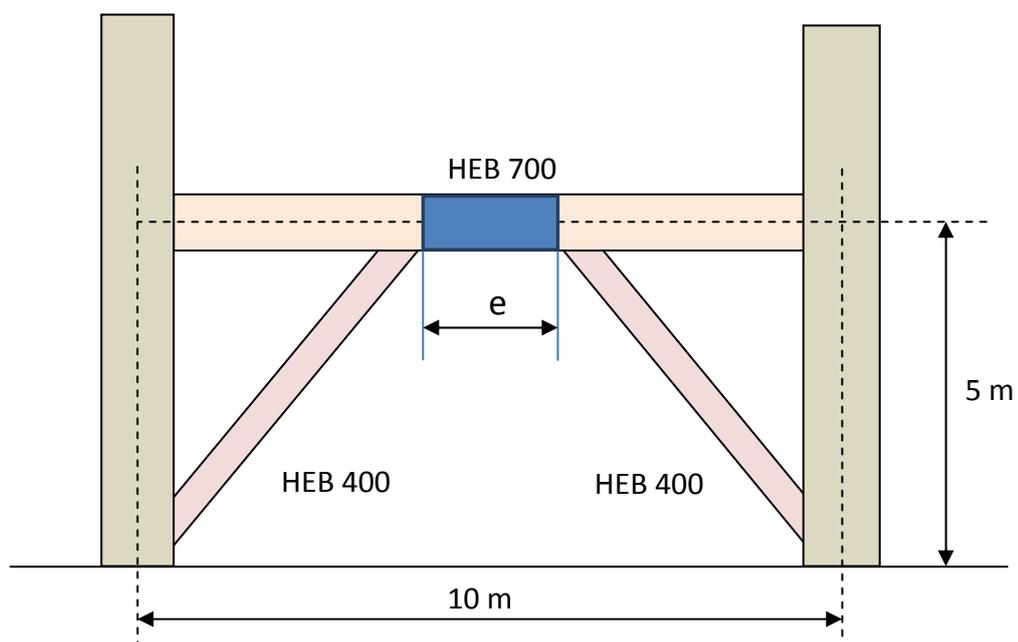
$$b = 1,5b_f$$

$$c = \min\{1,5b_f, 1,5L\}$$

c) «Elementi di connessione lunghi»

Dopo questa breve introduzione normativa eseguiamo un calcolo di progetto di un controvento eccentrico con link orizzontale simmetrico. Per il calcolo degli elementi non dissipativi utilizzeremo un software SAITU denominato "PrefleEC3".

Lo schema del controvento di base è di seguito rappresentato:



Dal calcolo eseguito per il telaio in esame (lo stesso esaminato nell'articolo "Calcolo sismico di un sistema di controvento a V rovescio" già pubblicato in questo blog) si ottiene il taglio di progetto in condizioni sismiche alla base della spina di controvento che vale:

$$T = N_{Ed,tot} = \mathbf{2690,6 \text{ kN}}$$

La forza assiale di compressione/trazione nei diagonali è:

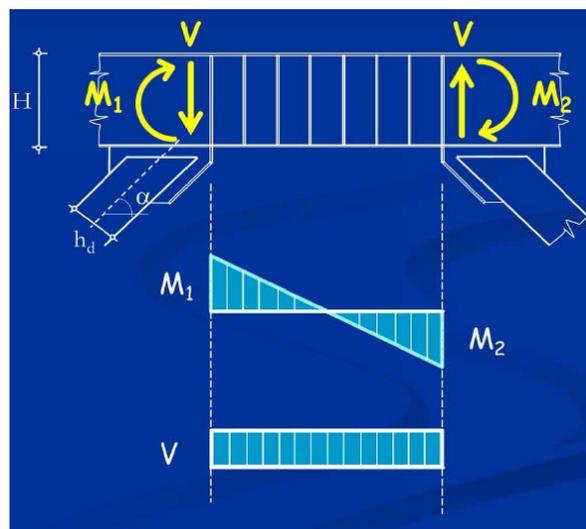
$$S_d = \mathbf{1902,6 \text{ kN}}$$

La forza massima di compressione sulla colonna del torrino calcolata per la combinazione sismica vale:

$$N = \mathbf{37945 \text{ kN}}$$

L'ipotesi di progetto prevede diagonali inferiori di area pari a  $200 \text{ cm}^2$  con raggio di inerzia minimo di  $10 \text{ cm}$  per cui si considera un profilo **HEB 400** ( $A = 198 \text{ cm}^2$ ;  $i_{\min} = 7,4 \text{ cm}$ ) di **classe 1**.

Diagrammi del momento e del taglio nel link sono di seguito rappresentati:



$$V = V_{Ed} = 1902,6 \cdot 5/6,4 = \mathbf{1485,7 \text{ kN}}$$

$$M_1 = M_{Ed} = 1485,7 \cdot 2,4 / 10 = 1188,56 \text{ kNm} = \mathbf{118856 \text{ kNcm}}$$

### Classificazione del link:

per acciaio S275

$$M_{l,Rd} = M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) = 27,5 \cdot 30 \cdot 3,2 \cdot (70 - 3,2) = \mathbf{176352 \text{ kNcm}}$$

$$V_{l,Rd} = V_{p,link} = f_y / 3^{0,5} \cdot t_w \cdot (h - t_f) = 27,5 / 3^{0,5} \cdot 1,7 \cdot (70 - 3,2) = \mathbf{1803 \text{ kN}}$$

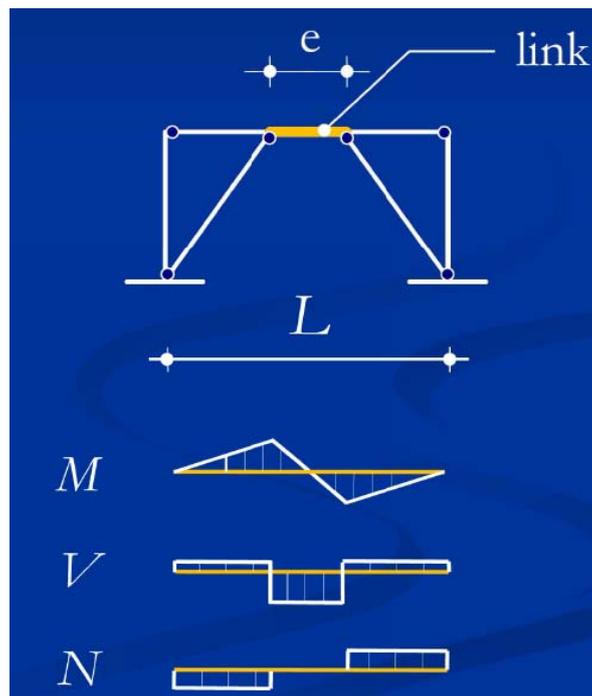
$$M_{l,Rd} / V_{l,Rd} = M_{p,link} / V_{p,link} = 176352 / 1803 = \mathbf{97,81 \text{ cm}}$$

Il link è classificato “**intermedio**” essendo verificata la seguente condizione per  $\alpha = 1$  ovvero per link simmetrico ( $M_1 = M_2$ ):

$$1,6 \cdot M_{I,Rd}/V_{I,Rd} < e < 3 \cdot M_{I,Rd}/V_{I,Rd}$$

$$156,5 \text{ cm} < 200 \text{ cm} < 293,4 \text{ cm}$$

La forza assiale  $N_{Ed}$  ad una estremità del collegamento è pari alla metà del taglio totale alla base del controvento secondo lo schema sotto riportato:



$$N_{Ed} = 2690,6 / 2 = \mathbf{1345,3 \text{ kN}}$$

La resistenza plastica a compressione è data da:

$$N_{pl,Rd} = f_y / \gamma_{M0} \cdot A = 27,5 \cdot 306 \text{ cm}^2 = \mathbf{8415 \text{ kN}} \quad (\text{per } \gamma_{M0} = 1)$$

Quindi il rapporto  $N_{Ed} / N_{pl,Rd} = \mathbf{0,16} > 0,15$  per cui la lunghezza “**e**” del link dovrebbe rispettare la condizione imposta dalla norma EN 1998-1 ovvero:

$$R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot (h - 2t_f) / (V_{Ed} \cdot A) = 1345,3 \cdot 1,7 \cdot (70 - 2 \cdot 3,2) / (1485,7 \cdot 306) = \mathbf{0,32}$$

per **R > 0,3**

$$e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) \cdot 1,6 \cdot M_{I,Rd}/V_{I,Rd} = 0,99 \cdot 156,5 \text{ cm} = \mathbf{155 \text{ cm}}$$

e quindi il link sarebbe classificato “**corto**”

Se realizzassimo il link con la lunghezza ridotta di **155** cm (**link corto**) le sollecitazioni alle sue estremità sarebbero le seguenti:

$$V = 1902,6 \cdot 5/6,546 = \mathbf{1453,2} \text{ kN}$$

$$M_1 = 1453,2 \cdot 1,55 \cdot 4,225 / 10 = 951,66 \text{ kNm} = \mathbf{95166} \text{ kNcm}$$

e la verifica di resistenza sarebbe così eseguita:

**EN 1998-1:**

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5}$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right]$$

$$V_{p,link,r} = 1803 \cdot [1 - (1345,3/8415)^2]^{0,5} = \mathbf{1780} \text{ kN}$$

$$M_{p,link,r} = 176352 \cdot [1 - (1345,3/8415)] = \mathbf{148159} \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed} / V_{p,link,r} = 1453,2 / 1780 = \mathbf{0,816} < 1$$

$$M_{Ed} / M_{p,link,r} = 95166 / 148159 = 0,642 < 1$$

**NTC 2008:**

$$V_u = 1,5 \cdot V_{l,Rd} = 1,5 \cdot 1803 = \mathbf{2704,5} \text{ kN}$$

$$M_u = 0,75 \cdot e \cdot V_{l,Rd} = 0,75 \cdot 155 \cdot 1803 = \mathbf{209599} \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed} / V_u = 1453,2 / 2704,5 = \mathbf{0,537} < 1$$

$$M_{Ed} / M_u = 95166 / 209599 = 0,454 < 1$$

Si noti la grande differenza dei due criteri di verifica; paradossalmente la norma italiana è, in questo caso, meno conservativa di quella europea introducendo un concetto (discutibile e aleatorio) di sovrarresistenza del controvento eccentrico dovuto a cause interne ed esterne al sistema (incrudimento del materiale, valore nominale dello snervamento, presenza di soletta in C.A. collaborante (?)). Consiglio caldamente di seguire la norma Europea !!!

Eseguiamo ora la verifica degli elementi **non dissipativi** del controvento eccentrico.

Per questi elementi deve essere definito il fattore di sovrarresistenza  $\Omega$  che per link "corti" (come nel caso in esame) è dato da:

$$\Omega = 1,5 \cdot V_{l,Rd} / V_{Ed} \text{ (assunto come valore minimo tra tutti i link del sistema di controvento)}$$

Supponendo che il valore minimo sia quello del link in esame si ha:

$$\Omega = 1,5 \cdot 1803 / 1453,2 = \mathbf{1,86}$$

- **Diagonali:**

la resistenza dell'elemento agli effetti della compressione assiale deve essere maggiore o uguale alla seguente espressione precedentemente commentata:

$$N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

Assumendo  $N_{Ed,G} = 0$  (effetto assiale dei carichi permanenti nei diagonali)

La resistenza a compressione del diagonale (**HEB 400 - S275**) deve risultare:

$$N_{Rd,d} > 1,1 \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1,1 \cdot \mathbf{1,25} (*) \cdot 1,86 \cdot 1902,6 = \mathbf{4865} \text{ kN}$$

(\*) in accordo con EN 1998-1

$$N_{Rd,d} = f_y / \gamma_{M0} \cdot A_d = 27,5 / 1,0 \cdot 198 = \mathbf{5445} \text{ kN} > \mathbf{4865} \text{ kN}$$

Eseguiamo il calcolo della resistenza a compressione del diagonale con l'uso del programma "PrefleEC3":

**SECONDO EN 1998-1 (item 6.8) e NTC 2008 (it. 7.5.6) - per telai con controventi eccentrici**

elemento DIAGONALE non contenente link		TRAVE di telaio resistente a momento	
$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd}$		$N_{Ed} \leq 0,15 \cdot N_{pl,Rd}$	= 0
$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$		$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$	= 0
$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$		$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$	= 0
$\Omega = \min [ E_{pl,Rd,i} / E_{Ed,i} ; q ] =$		$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L$	= 0
$\Omega = \min [ 1,5 \cdot E_{p,link,i} / E_{Ed,i} ; q ] =$	<b>1,86</b>	$N_{Ed} \leq \min [ N_{1,Rd} ; N_{2,Rd} ]$	= 0
$\Omega = \min.$ tra tutti i 'link' del telaio	$N_{Ed,G} =$	$N_{Ed,E} =$	<b>1902,6</b> kN
$E=M$ per link lunghi e intermedi	$M_{Ed,G} =$	$M_{Ed,E} =$	kNcm
$E=V$ per link corti	$V_{Ed,G} =$	$V_{Ed,E} =$	kN
per la verifica a taglio	$N_{Ed} =$	$N_{Ed} =$	<b>4865</b> kN
$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 556$ kN	$M_{Ed} =$	$M_{Ed} =$	<b>0</b> kNcm
$V_{Ed} =$ <b>0</b> kN	$V_{Ed} =$	$V_{Ed} =$	<b>0</b> kN
			$< N_{pl,Rd}(M_{Ed};V_{Ed}) = 5439$ kN

La verifica di resistenza del diagonale eccentrico produce il seguente risultato:

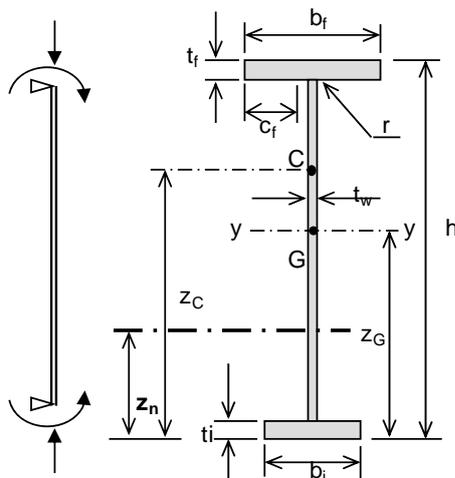
**ASTA SOGGETTA A FLESSIONE PIANA , COMPRESSIONE E TAGLIO**  
 (sezione a I o T simmetrica rispetto al piano di flessione - piattabanda superiore compressa)

**IN ACCORDO CON EN 1993-1-1 ; EN 1998-1 ; O.P.C.M. n° 3274 ; NTC 2008**

MATERIALE	tipo (1,2,3,4,5)	<b>2</b>	S 275 EN 10025 - f <sub>y</sub> =	<b>27,50</b>	kN/cm <sup>2</sup>	ε =	<b>0,92</b>
SEZIONE	tipo (L / S)	<b>L</b>	<b>TIPO:</b>	<b>DIAGONALE</b>		γ <sub>M0</sub> =	<b>1</b>
						<b>resistenza</b>	<b>stabilità</b>

<b>SOLLECITAZIONI DI PROGETTO :</b>	<b>Momento flettente :</b>	<b>M<sub>Ed</sub> =</b>	<b>kNcm</b>		<b>0</b>
combinazione di carichi <b>SISMICA ; q &gt; 1</b>	<b>Taglio congruente :</b>	<b>V<sub>Ed</sub> =</b>	<b>kN</b>		<b>0</b>
<b>elaborazione dati di input a pag 4</b>	<b>Compress. assiale :</b>	<b>N<sub>Ed</sub> =</b>	<b>kN</b>	<b>4865</b>	<b>1902,6</b>

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE (I o T) :



**SEZIONE A DOPPIA SIMMETRIA**

Moduli di resistenza elastici : .....

Modulo di resistenza plastico : .....

Altezza totale	(h)	cm	<b>40</b>
Larghezza piattab. sup.	(b <sub>f</sub> )	cm	<b>30</b>
Larghezza piattab. inf.	(b <sub>i</sub> )	cm	<b>30</b>
Spessore anima	(t <sub>w</sub> )	cm	<b>1,35</b>
Spessore piattab. sup.	(t <sub>f</sub> )	cm	<b>2,4</b>
Spessore piattab. inf.	(t <sub>i</sub> )	cm	<b>2,4</b>
Raccordo anima-piattab	(r)	cm	<b>2,7</b>
Altezza netta anima	(d)	cm	<b>29,8</b>
Sporgenza ala sup.	(c <sub>f</sub> )	cm	<b>11,63</b>
Sporgenza ala inf.	(c <sub>i</sub> )	cm	<b>11,63</b>
Area della sezione	(A)	cm <sup>2</sup>	<b>197,78</b>
Pos. asse baricentrico	(z <sub>C</sub> )	cm	<b>20,00</b>
Pos. asse neutro plast.	(z <sub>n</sub> )	cm	<b>0,00</b>
Pos. a.n.p. per flessione	(d <sub>2</sub> )	cm	<b>20,00</b>
Posiz. centro di taglio	(z <sub>C</sub> )	cm	<b>20,00</b>
Momento di inerzia max	(J <sub>y</sub> )	cm <sup>4</sup>	<b>57809</b>
Momento di inerzia min.	(J <sub>z</sub> )	cm <sup>4</sup>	<b>10823</b>
Momento di inerzia tors.	(J <sub>t</sub> )	cm <sup>4</sup>	<b>356</b>
W <sub>ys</sub>	esterno piattab. sup.	cm <sup>3</sup>	<b>2890</b>
W <sub>yi</sub>	esterno piattab. inf.	cm <sup>3</sup>	<b>2890</b>
W <sub>yas</sub>	interno piattab sup.	cm <sup>3</sup>	<b>3285</b>
W <sub>yai</sub>	interno piattab sup.	cm <sup>3</sup>	<b>3285</b>
W <sub>el,min</sub> = MIN (W <sub>ys</sub> , W <sub>yi</sub> )		cm <sup>3</sup>	<b>2890</b>
W <sub>pl,y</sub>		cm <sup>3</sup>	<b>3243</b>

**CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE**

Rapporto effettivo larghezza / spessore :

Anima	d/t <sub>w</sub> =	22,07	α <sub>d</sub> =	<b>1,000</b>	
Piattabande	c/t =	4,84	ψ <sub>d</sub> =	<b>1,000</b>	
				ψ <sub>y</sub> =	<b>1</b>

Rapporto limite larghezza/spessore anima :

asse neutro elastico = cm 0,000  
 coefficiente di adattamento 1,000

classe 1	30,51	kσ =	<b>1</b>
classe 2	35,13		
classe 3	38,83		
<b>classe dell'anima</b>			<b>1</b>

Rapporto limite larghezza/spessore piattab.

classe 1	8,32	<b>classe piattabanda</b>	<b>1</b>
classe 2	9,24		
classe 3	12,94		

**CLASSE DELLA SEZIONE**

**1**

Modulo di resistenza efficace : .....

W <sub>eff,min</sub>	cm <sup>3</sup>	<b>2890</b>
----------------------	-----------------	-------------

## VERIFICA DI RESISTENZA

Area resistente a taglio :	$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$	$A_v =$	<input type="text" value="69,98"/>	$\text{cm}^2$
Limite di resistenza plastica a taglio :	$V_{pl.Rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{1/2}) / \gamma_{M0}$	$V_{pl.Rd} =$	<input type="text" value="1111"/>	$\text{kN}$
$V_{Ed.max} < 50\% V_{pl.Rd}$	$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl.Rd} - 1)^2$	$\rho =$	<input type="text" value="0,000"/>	
Verifica di resistenza per sezione di classe <input type="text" value="1"/>		$A_w =$	<input type="text" value="47,52"/>	$\text{cm}^2$
		$\gamma_{M0} =$	<input type="text" value="1"/>	
		$f_d = f_y / \gamma_{M0} =$	<input type="text" value="27,50"/>	$\text{kN/cm}^2$
		$W_{pl,y,fl} =$	<input type="text" value="2707"/>	$\text{cm}^3$
$n = N_{Ed} / N_{pl.Rd} = 0,894$	$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0,272$	$M_{pl.Rd} = W_{pl,y} \cdot f_d =$	<input type="text" value="89183"/>	$\text{kNcm}$
$r = (1-n) / (1-0,5 \cdot a) = 0,122$	$r =$ <b>fattore di riduzione</b>	$M_{N.Rd} = W_y \cdot f_{d,rid} =$	<input type="text" value="10891"/>	$\text{kNcm}$
$N_{1.Rd} = 0,25 \cdot N_{pl.Rd} = 1360$	$N_{2.Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 = 653$	$N_{Ed} \leq N_{V.Rd} \text{ (cl. } \leq 2 \text{)} =$	<input type="text" value="1307"/>	$\text{kN}$
$N_{V.Rd} = A_w \cdot (1-\rho) \cdot f_y$	$N_{Ed} > \min(N_{1.Rd}; N_{2.Rd})$	<b>SI carico assiale</b>	<input type="text" value="0,894484"/>	<input type="text" value="0,894484"/>
in assenza di taglio :	$R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N.Rd}$	<b>o</b> $[N_{Ed}/A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y] / f_d =$	<input type="text" value="0,894"/>	$< 1$
con taglio : cl. $\geq 3$	$R_{MN,v} = [N_{Ed}/A_{rid,v} + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_{y,rid,v}] / f_d$			
con taglio : cl. $\leq 2$	$M_{NV.Rd} = [W_{pl,y} \cdot \sqrt{(4 \cdot t_w) \cdot (\rho \cdot A_w^2 + N_{Ed}^2 / (1-\rho) / f_y^2)}] \cdot f_d$	$M_{NV.Rd} =$	<input type="text" value="-----"/>	$\text{kNcm}$
$v =$ <b>fattore di simmetria</b>	$2 \cdot [(1 - (z_G - t_i) / h_w)^2 + ((z_G - t_i) / h_w)^2] = 1,00000$	<b>per sezioni di classe <math>\leq 2</math></b>		
$V_{z,Ed} > 50\% V_{pl.Rd} \Rightarrow$	resistenza dell'area di taglio ridotta di $(1 - \rho)$	$R_{M,N,v} =$	<input type="text" value="-----"/>	$< 1$

La verifica di stabilità del diagonale compresso non evidenzia problemi essendo eseguita in base all'effettiva sollecitazione sismica ( $N_{Ed} = 1902,6 \text{ kN}$ ) non maggiorata

## RESISTENZA ALL'INSTABILITA'

Distanza effettiva tra i vincoli torsionali :	$L =$	<input type="text" value="654,6"/>	$\text{cm}$	$\Rightarrow$ <input type="text" value="vincolo effettivo"/>
Lunghezza libera nel piano principale :	$L_y =$	<input type="text" value="654,6"/>	$\text{cm}$	
Momenti principali di estremità (+;-)	$M_{sy} =$	<input type="text" value="-----"/>	$M_{dy} =$	<input type="text" value="-----"/>
(1) Mom. per carichi trasv. nel piano principale	$ M_Q  =$	<input type="text" value="-----"/>	$\Delta M =$	<input type="text" value="0"/>
Diagramma del momento flettente (*):	$(l, p, t, q) =$	<input type="text" value="1"/>	<i>lineare</i>	
Fattore di lunghezza effettiva $k$ (0,5-0,7-1)	$k =$	<input type="text" value="0,5"/>	<i>rotazione z-z impedita delle estremità</i>	
Fattore di lunghezza effettiva $k_w$ (0,5-0,7-1)	$k_w =$	<input type="text" value="0,5"/>	<i>distorsione impedita delle estremità</i>	
Fattore di distribuzione momenti estremi :	$\psi =$	<input type="text" value="0,00"/>	$-1 < \psi < 1$	
Max. spostamento dell'elemento :	$ \delta_x  =$	<input type="text" value="-----"/>	$\text{cm}$ (da calcolo E.F. della struttura)	
nota (1) : <i>momento calcolato per trave semplicemente appoggiata</i>				
Coeff. di forma (*):	$C1 =$	<input type="text" value="2,15"/>	$C2 =$	<input type="text" value="0,00"/>
			$C3 =$	<input type="text" value="2,15"/>
Fatt. di mom. unif. equival. nel piano princip.	$\beta_{My} =$	<input type="text" value="1,800"/>	<i>diagramma lineare</i>	
$\beta_w = W_{calc} / W_{pl,y}$	$\beta_w =$	<input type="text" value="1,00"/>	<i>per sez. di classe 1</i>	
$\beta_f = J_{tf} / (J_{tf} + J_{ti})$	$\beta_f =$	<input type="text" value="0,50"/>	$k_k =$	<input type="text" value="0,8"/>
$z_j = k_k \cdot (2 \beta_f - 1) \cdot h_s / 2$	$z_j =$	<input type="text" value="0,00"/>	$\text{cm}$	
$I_w = \beta_f \cdot (1 - \beta_f) \cdot J_z \cdot h_s^2$ <i>warping const.</i>	$I_w =$	<input type="text" value="3817152"/>	$\text{cm}^6$	<i>per sezione a I</i>
$z_g =$ punto di applicazione del carico	<input type="text" value="baricentro"/>			
<b>Momento critico elastico :</b>	$M_{cr} =$	<input type="text" value="996471"/>	$\text{kNcm}$	<b>EN 1993-1-1</b>

**Lunghezza libera nel piano laterale :**

Snellezze effettive per presso-flessione :

Snellezze adimensionali corrispondenti :

Snellezza per l'instabilità flesso-torsionale :

Snellezza adimensionale corrispondente :

Coeff. di imperfezione per presso-flessione :

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2)] + \bar{\lambda}^2$$

Coeff. di imperfezione per flesso-torsione :

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT0})] + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2$$

Coeff. di riduzione per presso-flessione :

Coeff. di riduzione per flesso-torsione :

$L_z =$	655	cm	EC3	
$\lambda_y =$	38		$\lambda_z =$	88
$\bar{\lambda}_y =$	0,441		$\bar{\lambda}_z =$	1,019
$\lambda_{LT} =$	26		$\lambda_0 =$	38,08214
$\bar{\lambda}_{LT} =$	0,299		$\bar{\lambda}_{LT,0} =$	0,4
			$\bar{\lambda}_0 =$	0,438721
$\alpha_y =$	0,21		$\alpha_z =$	0,34
$\phi_y =$	0,623		$\phi_z =$	1,159
$\alpha_{LT} =$	0,21		$\beta =$	0,75
$\phi_{LT} =$	0,523			
			$\chi_y =$	0,942
			$\chi_z =$	0,585
			$\chi_{LT} =$	1,000
			$\chi_{min} =$	0,585
			$\phi_{LT} =$	0,516
			$k_y =$	1,020
			$k_{yy} =$	0,654
			$k_{LT} =$	0,925
			$k_{zy} =$	0,392

per profili a I o H laminati o saldati :

VERIFICA COL METODO 2 EN 1993-1-1

$$\mu_y = -0,054$$

$$\mu_{LT} = 0,125$$

fattore di correzione per distribuzione del momento tra i vincoli

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2]$$

$$k_c = 0,752$$

$$\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 1,000$$

profilo a I simmetrico

$$\gamma_{M1} = 1$$

$$f_d = f_y / \gamma_{M1} = 27,50 \text{ kN/cm}^2$$

analisi con imperfezione di freccia iniziale?   
 0,34   
 item 6.3.2.3

**VERIFICA DI STABILITA' PER PRESSO-FLESSIONE**

ENV 1993-1-1

$$[N_{Ed} / (\chi_{min} \cdot A_{calc}) + k_y \cdot (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_{calc}] / f_d =$$

EN 1993-1-1

$$[N_{Ed} / (\chi_y \cdot A) + k_{yy} \cdot (M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (\chi_{LT} \cdot W_y)] / f_d =$$

$$0,371 < 1$$

OK !

**VERIFICA DI STABILITA' PER FLESSO-TORSIONE**

ENV 1993-1-1

$$[N_{Ed} / (\chi_z \cdot A_{calc}) + k_{LT} \cdot (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / (\chi_{LT} \cdot W_{calc})] / f_d =$$

EN 1993-1-1

$$[N_{Ed} / (\chi_z \cdot A) + k_{zy} \cdot (M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (\chi_{LT} \cdot W_y)] / f_d =$$

$$0,598 < 1$$

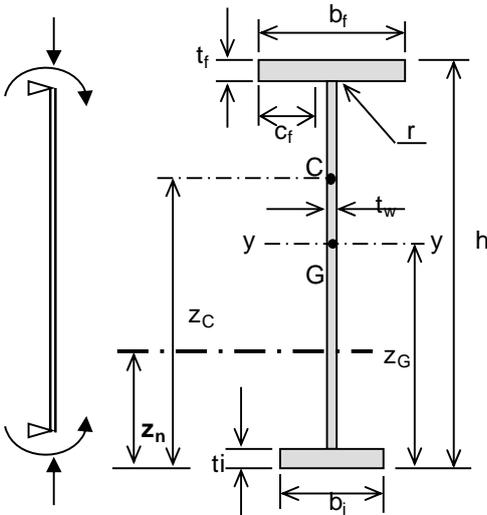
OK !

**- Colonne:**

Le colonne originarie del torrino dell'acciaiera hanno sezione ad **H** con dimensioni 1000 x 1000 x 40 x 40 mm; l'area della sezione è **1168 cm<sup>2</sup>** in acciaio **S355**.

Diciamo subito che in una progettazione in condizioni sismiche tale colonna non è accettabile poiché la sezione risulta di **classe 4** come di seguito dimostrato:

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE (I o T) :



**SEZIONE A DOPPIA SIMMETRIA**

Altezza totale	(h)	cm	<b>100</b>
Larghezza piattab. sup.	(b <sub>f</sub> )	cm	<b>100</b>
Larghezza piattab. inf.	(b <sub>i</sub> )	cm	<b>100</b>
Spessore anima	(t <sub>w</sub> )	cm	<b>4</b>
Spessore piattab. sup.	(t <sub>f</sub> )	cm	<b>4</b>
Spessore piattab. inf.	(t <sub>i</sub> )	cm	<b>4</b>
Raccordo anima-piattab	(r)	cm	<b>1</b>
Altezza netta anima	(d)	cm	<b>90</b>
Sporgenza ala sup.	(c <sub>f</sub> )	cm	<b>47,00</b>
Sporgenza ala inf.	(c <sub>i</sub> )	cm	<b>47,00</b>
Area della sezione	(A)	cm <sup>2</sup>	<b>1168,86</b>
Pos. asse baricentrico	(z <sub>G</sub> )	cm	<b>50,00</b>
Pos. asse neutro plast.	(z <sub>n</sub> )	cm	<b>0,00</b>
Pos. a.n.p. per flessione	(d <sub>2</sub> )	cm	<b>50,00</b>
Posiz. centro di taglio	(z <sub>C</sub> )	cm	<b>50,00</b>
Momento di inerzia max	(J <sub>y</sub> )	cm <sup>4</sup>	<b>2105646</b>
Momento di inerzia min.	(J <sub>z</sub> )	cm <sup>4</sup>	<b>667162</b>
Momento di inerzia tors.	(J <sub>t</sub> )	cm <sup>4</sup>	<b>6433</b>
Moduli di resistenza elastici : .....	W <sub>ys</sub> esterno piattab. sup.	cm <sup>3</sup>	<b>42113</b>
	W <sub>yi</sub> esterno piattab. inf.	cm <sup>3</sup>	<b>42113</b>
	W <sub>yas</sub> interno piattab. sup.	cm <sup>3</sup>	<b>45775</b>
	W <sub>yai</sub> interno piattab. inf.	cm <sup>3</sup>	<b>45775</b>
	W <sub>el.min</sub> = MIN (W <sub>ys</sub> , W <sub>yi</sub> )	cm <sup>3</sup>	<b>42113</b>
Modulo di resistenza plastico : .....	W <sub>pl.y</sub> .....	cm <sup>3</sup>	<b>46905</b>

**CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE**

Rapporto effettivo larghezza / spessore :	Anima	d/tw =	22,50	$\alpha_d =$	<b>1,000</b>
	Piattabande	c/t =	11,75	$\psi_d =$	<b>1,000</b>
				$\psi_y =$	<b>1</b>
Rapporto limite larghezza/spessore anima : asse neutro elastico = cm 0,000 coefficiente di adattamento 1,000	classe 1	26,85		$k_\sigma =$	<b>1</b>
	classe 2	30,92			
	classe 3	34,17			
	<b>classe dell'anima</b>				
Rapporto limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7,32		<b>classe piattabanda</b>	<b>4</b>
	classe 2	8,14			
	classe 3	11,39			
	<b>classe piattabanda</b>				
<b>CLASSE DELLA SEZIONE</b>	<b>4</b>				
Modulo di resistenza efficace : .....	W <sub>eff.min</sub> .....	cm <sup>3</sup>	<b>41412</b>		

Se procediamo comunque nella verifica, la resistenza dell'elemento, agli effetti della compressione assiale, dovrebbe essere maggiore o uguale alla seguente espressione precedentemente commentata:

$$N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{0v} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

La forza assiale  $N_{Ed,G}$  dovuta ai carichi permanenti (e quasi permanenti) della combinazione sismica è ricavata dai tabulati del calcolo FEM (eseguito in base alla normativa sismica iraniana) come segue:

- LOADS COMBINATION NUMBER 5

BASE PLATE LEVEL - MAX COMPRESSION ON LEFT STANCHION:

LOADING CONDITION	N	M	S
1-PERMANENT LOADS	2164.5	-164783.	22.5
9-REDUCED LIVE LOADS	304.1	96183.	-4.3
10-RED. CRANE VERT. ACTION	87.6	198251.	29.8
24-CARICHI PERMANENTI TORRINO	10139.8	-657281.	-117.7
26-SOVRACCARICHI RIDOTTI PER SISM	41887.5	0.	.0
27-CARICHI DI IMPIANTO FISSI	1282.5	1047.	.2
3-THERMAL VARIATION	1.8	-114439.	-22.3
<b>8-HORIZONTAL SEISMIC ACTION</b>	<b>-29.7</b>	<b>-9384796.</b>	<b>-2598.9</b>
<b>T O T A L</b>	<b>55838.1</b>	<b>-10025820.</b>	<b>-2690.6</b>

AXIAL COMPR. =  $55838.1 \cdot (1168./2336.) + 10025820./1000$  ND = 37944.9 kN  
 DESIGN RES.:  $NB = (BA \cdot CH) \cdot A \cdot FY/GM = .85 \cdot 37690.8$  NB = 32151.3 kN  
 STRESS RATIO ND/NB > 1 (NOT VERIF.) RN = 1.18

$$N_{Ed,G} = (55838,1 - 1,8 + 29,7) / 2 + (164783 - 96183 - 198251 + 657281 - 1047) / 1000$$

$$N_{Ed,G} = 27933 \text{ kN} + 526,6 \text{ kN} = \mathbf{28460 \text{ kN}}$$

$$N_{Ed,E} = 9384796 / 1000 = \mathbf{9385 \text{ kN}}$$

} escluso l'effetto della variazione termica

Eseguiamo il calcolo della resistenza a compressione della colonna con l'uso del programma "PrefleEC3":

**SECONDO EN 1998-1 (item 6.8) e NTC 2008 (it. 7.5.6) - per telai con controventi eccentrici**

elemento COLONNA	TRAVE di telaio resistente a momento
$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd}$	$N_{Ed} \leq 0,15 \cdot N_{pl,Rd} = 0$
$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$	$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = 0$
$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$	$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0$
$\Omega = \min [ E_{pl,Rd,i} / E_{Ed,i} ; q ] =$	$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = 0$
$\Omega = \min [ 1,5 \cdot E_{p,link,i} / E_{Ed,i} ; q ] = 1,86 \leq q$	$N_{Ed} \leq \min [ N_{1,Rd} ; N_{2,Rd} ] = 0$
$\Omega = \min.$ tra tutti i 'link' del telaio	$N_{Ed,G} = 28460 \text{ kN}$
$E=M$ per link lunghi e intermedi	$N_{Ed,E} = 9385 \text{ kN}$
$E=V$ per link corti	$M_{Ed,G} = \text{ kNcm}$
	$M_{Ed,E} = \text{ kNcm}$
	$V_{Ed,G} = \text{ kN}$
	$V_{Ed,E} = \text{ kN}$

per la verifica a taglio

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 3771 \text{ kN}$$

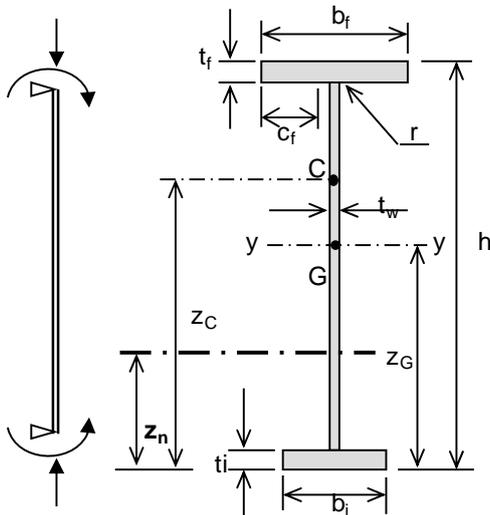
$$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = 52462 \text{ kN}$   
 $M_{Ed} = 0 \text{ kNcm}$   
 $V_{Ed} = 0 \text{ kN}$

<  $N_{pl,Rd}(M_{Ed}; V_{Ed}) = \mathbf{41494 \text{ kN}}$

La verifica non è soddisfatta come d'altronde risultava dal calcolo originario. Non resta che incrementare la sezione della colonna aumentando l'altezza da 1000 a **1100** mm e lo spessore delle piattabande da 40 a **60** mm facendo rientrare la sezione in **classe 2** con comportamento plastico allo SLU.

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE (I o T) :



**SEZIONE A DOPPIA SIMMETRIA**

Moduli di resistenza elastici : .....

Altezza totale	(h)	cm	<b>110</b>
Larghezza piattab. sup.	(b <sub>f</sub> )	cm	<b>100</b>
Larghezza piattab. inf.	(b <sub>i</sub> )	cm	<b>100</b>
Spessore anima	(t <sub>w</sub> )	cm	<b>4</b>
Spessore piattab. sup.	(t <sub>f</sub> )	cm	<b>6</b>
Spessore piattab. inf.	(t <sub>i</sub> )	cm	<b>6</b>
Raccordo anima-piattab	(r)	cm	<b>1</b>
Altezza netta anima	(d)	cm	<b>96</b>
Sporgenza ala sup.	(c <sub>f</sub> )	cm	<b>47,00</b>
Sporgenza ala inf.	(c <sub>i</sub> )	cm	<b>47,00</b>
Area della sezione	(A)	cm <sup>2</sup>	<b>1592,86</b>
Pos. asse baricentrico	(z <sub>G</sub> )	cm	<b>55,00</b>
Pos. asse neutro plast.	(z <sub>n</sub> )	cm	<b>0,00</b>
Pos. a.n.p. per flessione	(d <sub>2</sub> )	cm	<b>55,00</b>
Posiz. centro di taglio	(z <sub>C</sub> )	cm	<b>55,00</b>
Momento di inerzia max	(J <sub>y</sub> )	cm <sup>4</sup>	<b>3564192</b>
Momento di inerzia min.	(J <sub>z</sub> )	cm <sup>4</sup>	<b>1000527</b>
Momento di inerzia tors.	(J <sub>t</sub> )	cm <sup>4</sup>	<b>16502</b>
Modulo di resistenza elastico esterno piattab. sup.	(W <sub>ys</sub> )	cm <sup>3</sup>	<b>64803</b>
Modulo di resistenza elastico esterno piattab. inf.	(W <sub>yi</sub> )	cm <sup>3</sup>	<b>64803</b>
Modulo di resistenza elastico interno piattab. sup.	(W <sub>yas</sub> )	cm <sup>3</sup>	<b>72739</b>
Modulo di resistenza elastico interno piattab. inf.	(W <sub>yai</sub> )	cm <sup>3</sup>	<b>72739</b>
Modulo di resistenza elastico minimo (MIN(W <sub>ys</sub> , W <sub>yi</sub> ))	(W <sub>el.min</sub> )	cm <sup>3</sup>	<b>64803</b>
Modulo di resistenza plastico	(W <sub>pl.y</sub> )	cm <sup>3</sup>	<b>72049</b>

Modulo di resistenza plastico : .....

**CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE**

Rapporto effettivo larghezza / spessore :

Anima	d/t <sub>w</sub> =	24,00	α <sub>d</sub> =	<b>1,000</b>
Piattabande	c/t =	7,83	ψ <sub>d</sub> =	<b>1,000</b>
			ψ <sub>y</sub> =	<b>1</b>

Rapporto limite larghezza/spessore anima :  
 asse neutro elastico = cm 0,000  
 coefficiente di adattamento 1,000

classe 1	27,64		
classe 2	31,83		
classe 3	35,18		
		k <sub>σ</sub> =	
		<b>classe dell'anima</b>	<b>1</b>

Rapporto limite larghezza/spessore piattab.

classe 1	7,54		
classe 2	8,38		
classe 3	11,73		
		<b>classe piattabanda</b>	<b>2</b>

**CLASSE DELLA SEZIONE** **2**

Modulo di resistenza efficace : .....

(W <sub>eff.min</sub> )	cm <sup>3</sup>	<b>64803</b>
-------------------------	-----------------	--------------

I risultati delle verifiche di resistenza e stabilità sono di seguito riportati:

**SECONDO EN 1998-1 (item 6.8) e NTC 2008 (it. 7.5.6) - per telai con controventi eccentrici**

elemento COLONNA

TRAVE di telaio resistente a momento

$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd}$	$N_{Ed} \leq 0,15 \cdot N_{pl,Rd} = 0$
$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$	$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = 0$
$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$	$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0$
$\Omega = \min [ E_{pl,Rd,i} / E_{Ed,i} ; q ] =$	$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = 0$
$\Omega = \min [ 1,5 \cdot E_{p,link,i} / E_{Ed,i} ; q ] = 1,86 \leq q$	$N_{Ed} \leq \min [ N_{1,Rd} ; N_{2,Rd} ] = 0$
$\Omega = \min. \text{ tra tutti i 'link' del telaio}$	
$E=M \text{ per link lunghi e intermedi}$	
$E=V \text{ per link corti}$	
$N_{Ed,G} = 28460 \text{ kN}$	$N_{Ed,E} = 9385 \text{ kN}$
$M_{Ed,G} = \text{ kNcm}$	$M_{Ed,E} = \text{ kNcm}$
$V_{Ed,G} = \text{ kN}$	$V_{Ed,E} = \text{ kN}$

per la verifica a taglio

$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 3791 \text{ kN}$

$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$

$N_{Ed} = 52462 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 0 \text{ kNcm}$

$V_{Ed} = 0 \text{ kN}$

$< N_{pl,Rd}(M_{Ed}; V_{Ed}) = 53361 \text{ kN}$

**VERIFICA DI RESISTENZA**

Area resistente a taglio :

$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w$

$A_v = 392,00 \text{ cm}^2$

Limite di resistenza plastica a taglio :

$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / 3^{1/2}) / \gamma_{M0}$

$V_{pl,Rd} = 7582 \text{ kN}$

$V_{Ed,max} < 50\% V_{pl,Rd}$

$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$

$\rho = 0,000$

Verifica di resistenza per sezione di classe **2**

$A_w = 392,00 \text{ cm}^2$

$\gamma_{M0} = 1$

$f_d = f_y / \gamma_{M0} = 33,50 \text{ kN/cm}^2$

$W_{pl,y,fl} = 62400 \text{ cm}^3$

$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,983$

$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0,247$

$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_d = 2413629 \text{ kNcm}$

$r = (1-n) / (1-0,5 \cdot a) = 0,019$

$r = \text{fattore di riduzione}$

$M_{N,Rd} = W_y \cdot f_{d,rid} = 46371 \text{ kNcm}$

$N_{1,Rd} = 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 13340$

$N_{2,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 = 6566$

$N_{Ed} \leq N_{V,Rd} \text{ (cl} \leq 2) = 13132 \text{ kN}$

$N_{V,Rd} = A_w \cdot (1-\rho) \cdot f_y$

$N_{Ed} > \min (N_{1,Rd} ; N_{2,Rd})$

SI carico assiale

0,983157

in assenza di taglio :  $R_{M,N} = M_{Ed} / M_{N,Rd} \circ [ N_{Ed} / A + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_y ] / f_d = 0,983 < 1$

con taglio : cl.  $\geq 3$   $R_{MN,V} = [ N_{Ed} / A_{rid,v} + (M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N) / W_{y,rid,v} ] / f_d$

con taglio : cl.  $\leq 2$   $M_{NV,Rd} = [ W_{pl,y} \cdot \rho / (4 \cdot t_w) \cdot ( \rho \cdot A_w^2 + N_{Ed}^2 / (1-\rho) / f_y^2 ) ] \cdot f_d$   $M_{NV,Rd} = \text{-----} \text{ kNcm}$

$\nu = \text{fattore di simmetria}$   $2 \cdot [ (1 - (z_G - t_i) / h_w)^2 + ((z_G - t_i) / h_w)^2 ] = 1,00000$  per sezioni di classe  $\leq 2$

$V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd} \Rightarrow$  resistenza dell'area di taglio ridotta di  $(1 - \rho)$   $R_{M,N,V} = \text{-----} < 1$

Anche la verifica di stabilità, eseguita tenendo conto delle effettive sollecitazioni sismiche (non maggiorate), risulta soddisfatta per una altezza della colonna di 5 m.

## RESISTENZA ALL'INSTABILITA'

**Distanza effettiva tra i vincoli torsionali :**  $L = 500$  cm vincolo effettivo

**Lunghezza libera nel piano principale :**  $L_y = 500$  cm

Momenti principali di estremità (+;-)

(1) Mom. per carichi trasv. nel piano principale  $M_{sy} =$   $M_{dy} =$  kNcm

Diagramma del momento flettente (\*) :  $|M_Q| =$   $\Delta M = 0$  kNcm

Fattore di lunghezza effettiva  $k$  (0,5-0,7-1)  $(l,p,t,q) = I$  *lineare*

Fattore di lunghezza effettiva  $k_w$  (0,5-0,7-1)  $k = 0,5$  *rotazione z-z impedita delle estremità*

Fattore di distribuzione momenti estremi :  $k_w = 0,5$  *distorsione impedita delle estremità*

Max. spostamento dell'elemento :  $\psi = 0,00$   $-1 < \psi < 1$

nota (1) : *momento calcolato per trave semplicemente appoggiata*

Coeff. di forma (\*) :  $C1 = 2,15$   $C2 = 0,00$   $C3 = 2,15$

Fatt. di mom. unif. equival. nel piano princ.  $\beta_{My} = 1,800$  *diagramma lineare*

$\beta_w = W_{calc}/W_{pl,y}$   $\beta_w = 1,00$  *per sez. di classe 2*

$\beta_f = J_{tf} / (J_{tf} + J_{ti})$   $\beta_f = 0,50$   $k_k = 0,8$

$z_j = k_k \cdot (2 \beta_f - 1) \cdot h_s / 2$   $z_j = 0,00$  cm

$I_w = \beta_f \cdot (1 - \beta_f) \cdot J_z \cdot h_s^2$  *warping const.*  $I_w = 2,7E+09$  cm<sup>6</sup> *per sezione a I*

$z_g =$  punto di applicazione del carico baricentro

**Momento critico elastico :**  $M_{cr} = 373593415$  kNcm EN 1993-1-1

$M_{cr,0} = 1,74E+08$

**Lunghezza libera nel piano laterale :**  $L_z = 500$  cm EC3

Snellezze effettive per presso-flessione :  $\lambda_y = 11$   $\lambda_z = 20$   $\lambda_{lim}$

Snellezze adimensionali corrispondenti :  $\bar{\lambda}_y = 0,134$   $\bar{\lambda}_z = 0,254$   $< 0,594$

Snellezza per l'instabilità flesso-torsionale :  $\lambda_{LT} = 6$   $\lambda_0 = 9,270262$

Snellezza adimensionale corrispondente :  $\bar{\lambda}_{LT} = 0,080$   $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$   $\lambda_0 = 0,117873$

Coeff. di imperfezione per presso-flessione :  $\alpha_y = 0,49$   $\alpha_z = 0,76$

$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2)] + \bar{\lambda}^2$   $\phi_y = 0,493$   $\phi_z = 0,553$

Coeff. di imperfezione per flesso-torsione :  $\alpha_{LT} = 0,49$  *per sezione saldata*  $\phi_{LT} = 0,49$

$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0})] + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2$   $\phi_{LT} = 0,424$   $\beta = 0,75$

Coeff. di riduzione per presso-flessione :  $\chi_y = 1,000$   $\chi_z = 0,958$

Coeff. di riduzione per flesso-torsione :  $\chi_{LT} = 1,000$   $\chi_{min} = 0,958$

*per profili a I o H laminati o saldati :*  $\chi_{LT} = 1,000$   $\phi_{LT} = 0,424$  *item 6.3.2.3*

**VERIFICA COL METODO 2 EN 1993-1-1**  $\mu_y = 0,058$   $k_y = 0,959$   $k_{yy} = 0,572$

$\mu_{LT} = -0,082$   $k_{LT} = 1,000$   $k_{zy} = 0,343$

*fattore di correzione per distribuzione del momento tra i vincoli* **profilo a I simmetrico**

$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2]$   $f = 1,000$   $\gamma_{M1} = 1$

$k_c = 0,752$   $\chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 1,000$   $f_d = f_y / \gamma_{M1} = 33,50$  kN/cm<sup>2</sup>

### VERIFICA DI STABILITA' PER PRESSO-FLESSIONE

ENV 1993-1-1	[N <sub>Ed</sub> / (χ <sub>min</sub> · A <sub>calc</sub> ) + k <sub>y</sub> · (M <sub>Ed</sub> + N <sub>Ed</sub> · e <sub>N</sub> ) / W <sub>calc</sub> ] / f <sub>d</sub> =			
EN 1993-1-1	[N <sub>Ed</sub> / (χ <sub>y</sub> · A) + k <sub>yy</sub> · (M <sub>y,Ed</sub> + N <sub>Ed</sub> · e <sub>Ny</sub> ) / (χ <sub>LT</sub> · W <sub>y</sub> )] / f <sub>d</sub> =	<b>0,709</b>	<b>&lt; 1</b>	<b>OK !</b>

### VERIFICA DI STABILITA' PER FLESSO-TORSIONE

ENV 1993-1-1	[N <sub>Ed</sub> / (χ <sub>z</sub> · A <sub>calc</sub> ) + k <sub>LT</sub> · (M <sub>Ed</sub> + N <sub>Ed</sub> · e <sub>N</sub> ) / (χ <sub>LT</sub> · W <sub>calc</sub> )] / f <sub>d</sub> =			
EN 1993-1-1	[N <sub>Ed</sub> / (χ <sub>z</sub> · A) + k <sub>zy</sub> · (M <sub>y,Ed</sub> + N <sub>Ed</sub> · e <sub>Ny</sub> ) / (χ <sub>LT</sub> · W <sub>y</sub> )] / f <sub>d</sub> =	<b>0,740</b>	<b>&lt; 1</b>	<b>OK !</b>

## Conclusioni:

Il calcolo qui presentato dimostra che il sistema di controvento a diagonali eccentriche consente di sfruttare la capacità dissipativa del traverso per mezzo di una sua parte (link) dotata di capacità deformativa plastica a flessione e/o a taglio. Tale sistema si contrappone a quello con diagonali a V rovesce concentriche il cui traverso richiederebbe una elevata rigidezza per consentire la deformazione plastica del diagonale teso, vero elemento dissipativo. Si è dimostrato in un mio precedente articolo qui pubblicato intitolato "*Calcolo sismico di un sistema di controvento a V rovescio*" quanto sia discutibile l'applicazione del metodo delle forze "squilibrate" nella verifica del traverso; in questo caso il calcolo è più immediato e intuitivo e consente un dimensionamento ragionevole delle componenti strutturali. Particolare cura deve essere posta nella realizzazione dei collegamenti dove i punti deboli sono sempre le saldature. L'immagine seguente riporta il caso di rottura della saldatura del diagonale al traverso per effetto di azioni cicliche.

