

NODI DI CERCHIATURE IN ACCIAIO PER FORI IN MURATURE ESISTENTI

Domenico Leone

NODI DI CERCHIATURE IN ACCIAIO PER FORI IN MURATURE ESISTENTI

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 Italmont S.p.A. e successivamente presso le Società SMSDemag 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 delle 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.

È autore del libro "Eurocodice 3" edito da Sistemi Editoriali nonché di numerosi programmi di calcolo automatico 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 STA DATA S.r.l.) in base agli Eurocodici ed alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

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

NODI DI CERCHIATURE IN ACCIAIO PER FORI IN MURATURE ESISTENTI

Il presente articolo affronta un tema molto sentito oggi dai progettisti ma poco normato se non come indicazioni costruttive e “consigli” sulle rigidezze relative tra cerchiatura e muratura. La Circolare 2009 (& C8.4.3) fornisce le seguenti indicazioni :

Infine, interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la rigidezza dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

La regione Toscana propone quanto segue :

- *La rigidezza del pannello forato e rinforzato con un telaio di cerchiatura deve essere solo di poco inferiore a quella del pannello originario (-15%)*
- *La resistenza del pannello con cerchiatura deve essere superiore a quella del pannello originario, a parità di duttilità (in genere si assume una duttilità pari a 1.5 o 2, invece di considerare lo spostamento ultimo del pannello, definito nelle NTC 2008 dal drift ultimo – 0.4% taglio diagonale, 0.6% pressoflessione)*

Nulla viene specificato ad oggi dalle norme sui criteri di calcolo da effettuarsi per la cerchiatura e tanto meno sul comportamento critico del nodo trave-colonna.

Interessanti ed applicabili con software adeguati sono le affermazioni del **Prof. Sergio Lagomarsino** esposte in un corso di formazione organizzato dall'O.I. della provincia di Bologna nel Marzo 2011 e di seguito integralmente riportate :

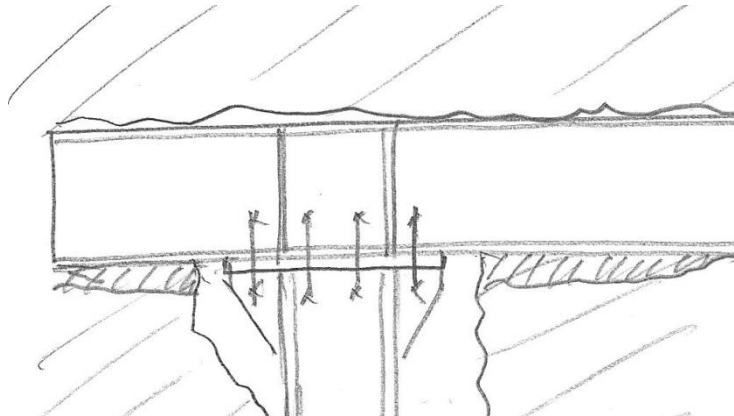
Aspetti critici di una progettazione in rigidezza elastica

- *La Circolare richiede che la rigidezza non cambi significativamente, ma non fa riferimento esplicito alla rigidezza elastica.*
- *E' invece chiara la richiesta che il pannello rinforzato sia modificato il meno possibile in campo plastico, in quanto è in condizioni ultime che si valuta la sicurezza nei riguardi dell'azione sismica.*
- *Progettando con l'intento di ripristinare la rigidezza elastica si ottengono telai con profili molto rigidi (anche accettando una piccola riduzione), che aumentano molto la rigidezza in campo plastico e modificano il comportamento dell'intera costruzione, non necessariamente in modo positivo.*
- *Un telaio troppo rigido, in molti casi, raggiunge la plasticizzazione nei nodi per spostamenti inferiori a quelli ultimi per il pannello (la parete diventa quindi eccessivamente rigida e resistente).*
- *E' invece preferibile fare in modo che il comportamento del pannello con cerchiatura sia il più possibile equivalente a quello originario fino al collasso, facendo in modo che il telaio ripristini la resistenza per il drift ultimo.*

Anche la posizione assunta dal Prof. Lagomarsino relativamente al calcolo della cerchiatura è conforme al comportamento plastico della muratura a collasso :

• ***Nella progettazione di un intervento locale si assume come riferimento il modello a rotazioni bloccate dei nodi (telaio shear-type).***

Perché le rotazioni dei nodi siano effettivamente bloccate è necessario che il traverso sia ben ammorsato alla muratura adottando particolari soluzioni costruttive. Di seguito si propone un esempio di nodo colonna-traverso che offre la garanzia di blocco delle rotazioni.

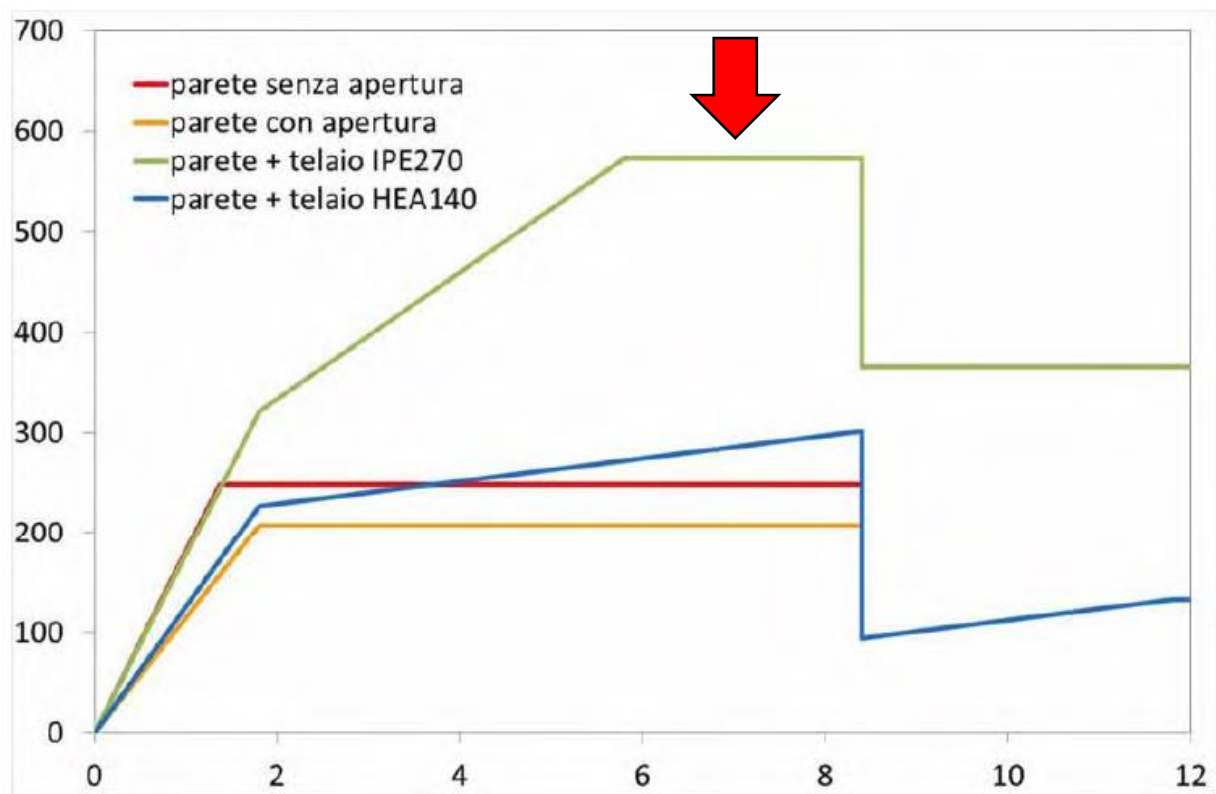


La parte aggettante del traverso, se ben ammorsata nella parete, contribuisce al blocco della rotazione.

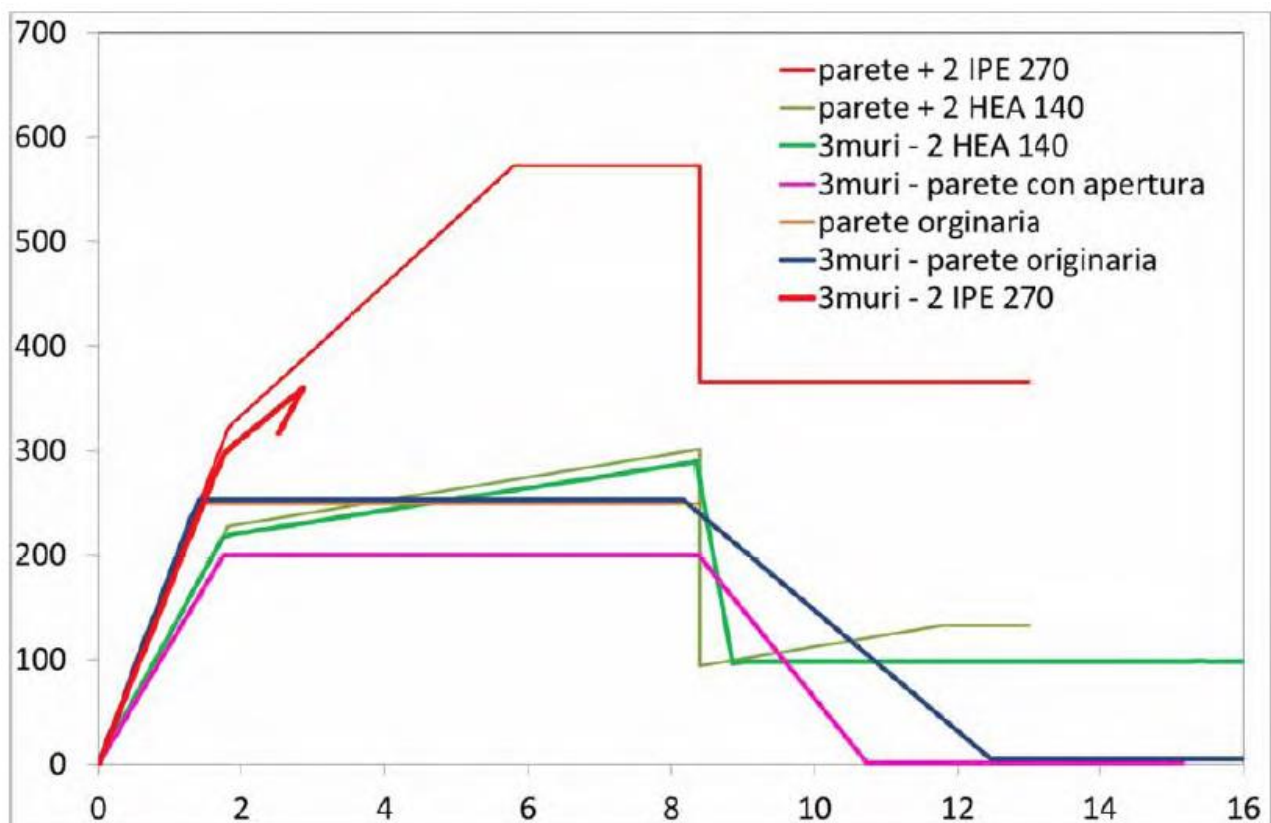
Nel seguito si propone un programma (denominato “Capitello” – www.stadata.com) che partendo dalla scelta più opportuna (basata su criteri di rigidità relativa e “lavoro” di deformazione) dei profili di una cerchiatura sviluppa il calcolo dell’unione bullonata trave-colonna applicando il criterio della “sovrarresistenza” del nodo rispetto agli elementi collegati. Nel caso specifico di traverso ben solidarizzato alla muratura in un comportamento “shear-type” della cerchiatura l’intero momento flettente generato dallo spostamento orizzontale ultimo della parete è assorbito dalla colonna ed è trasmesso a questa dal collegamento rigido al traverso. Quest’ultimo non risulta sollecitato se non LOCALMENTE in corrispondenza dell’unione bullonata ma anche questi effetti locali possono essere evitati con opportuni accorgimenti (p.e. collegamento con staffe saldate alle piattabande prima del riempimento con calcestruzzo).

L’esempio che segue riprende quello presentato dal Prof. Lagomarsino al corso di Bologna in cui i montanti della cerchiatura sono costituiti da una coppia di IPE 270 mentre nulla è detto del traverso considerato “infinitamente rigido”. Il calcolo col software “Capitello” tiene conto di un traverso (meglio di una coppia) costituito da HEB 200 solo per una verifica locale nel caso di “scarso” (o dubbio) ammorsamento della piattabanda inferiore nella muratura.

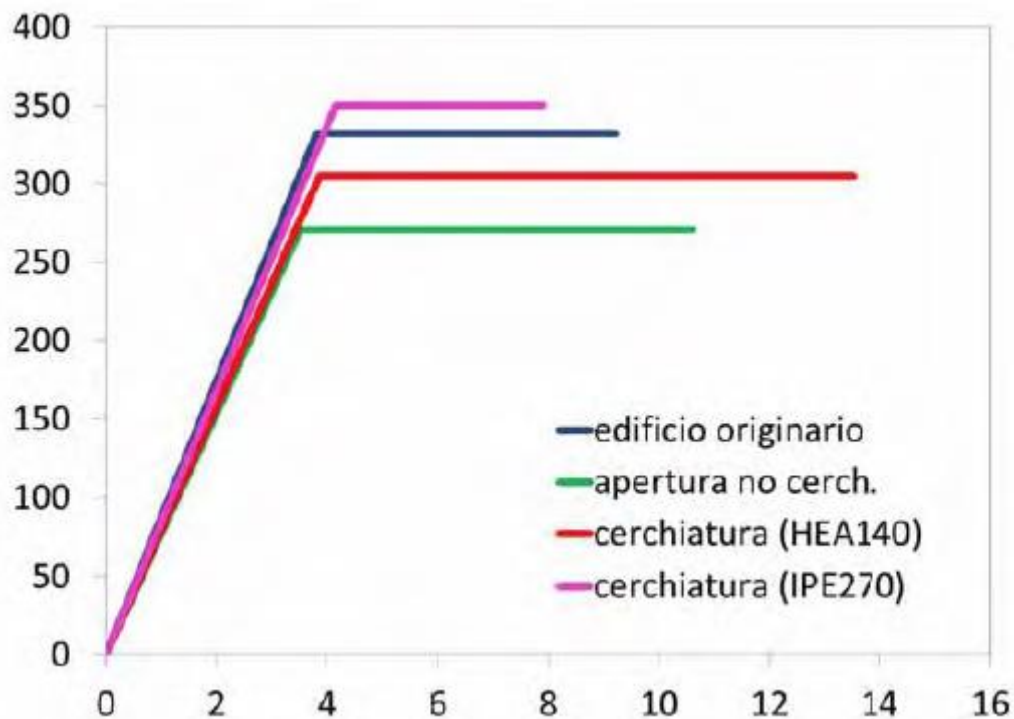
Dal diagramma taglio-spostamento di seguito ripreso dalla documentazione del corso risulta che la coppia di IPE 270 raggiunge il comportamento plastico prima dello spostamento ultimo della muratura e quindi il nodo dovrebbe essere calcolato in base al momento resistente plastico della colonna.



Sempre dalla relazione del Prof. Lagomarsino, la verifica sismica di un edificio con apertura cerchiata presenta **per il pannello oggetto di intervento** il seguente diagramma taglio-spostamento

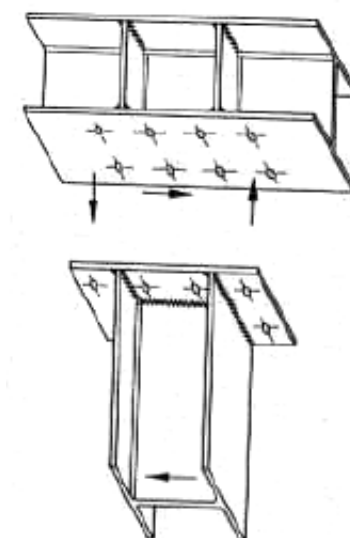


mentre il comportamento globale, con apertura cerchiata con 2 IPE 270, evidenzia la maggior resistenza rispetto all'edificio originario :



Non entro nel merito di cosa sia meglio tra profili più o meno rigidi da usare come montanti della cerchiatura (concetto ben espresso dalla documentazione presentata dal Prof. Lagomarsino al corso di Bologna) ma mi limito qui al calcolo del nodo una volta scelto il profilo dei montanti.

Di seguito è schematizzata la tipologia del nodo colonna-traverso che viene esaminata dal programma "Capitello"



Il foglio seguente illustra il calcolo della saldatura tra colonna (IPE 270) e flangia eseguito dopo aver scelto la tipologia del nodo (tipo 2). Si ipotizza un traverso HEB 200 e l'uso di acciaio S 275 per tutte le componenti della cerchiatura.

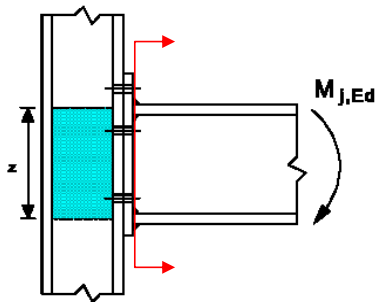
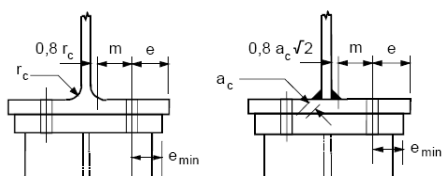
GIUNTO A FLANGIA CON BULLONI - STATO LIMITE ULTIMO - EN 1993-1-8 ; DM 14/01/08 e O.P.C.M. n° 3274

VERIFICA DELLA SALDATURA COLONNA-FLANGIA

COLONNA :	mat. tipo	2	S275 EN 10027-1 - fy =	27,5	$f_u = 43$ kN/cm ²	$\beta_w = 0,85$ $\varepsilon = 0,92$
TRAVE :	mat. tipo	2	S275 EN 10027-1 - fy =	27,5	$f_u = 43$ kN/cm ²	$\beta_w = 0,85$ $\varepsilon = 0,92$
IRRIGIDIMENTI :	mat. tipo	2	S275 EN 10027-1 - fy =	27,5	$f_u = 43$ kN/cm ²	$\beta_w = 0,85$ $\varepsilon = 0,92$
tipologia nodo	2	nodo non irrigidito				
coeff. sicur. saldat.	1,25	1				
coeff. sicur. mater.	1,05	2				
nodo senza capacità rotazionale		nodo con irrigidimenti trasversali				
trave ammortata in parete rigida		nodo con piattabande di rinforzo anima				
elementi di telaio shear type		3 + 2				
ELEMENTO	ALT. MIN	ALT. MAX	LARGHEZZA	IRRIGIDIMENTI ANIMA TRAVE		
TRAVE :	mm	200	mm	200	mm	200
COLONNA :	mm	270	mm	270	mm	135
classe colonna	1					
SALDATURA COLONNA-FLANGIA	2	$l_f = \text{mm}$	4,5	$l_w = \text{mm}$	3,1	
piena penetrazione						
SALDATURA IRRIGIDIM. TRAVE	1	$l_f = \text{mm}$	10,0	$l_w = \text{mm}$		

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO :

CARATTERISTICHE DEL GIUNTO :



saldatura colonna-flangia

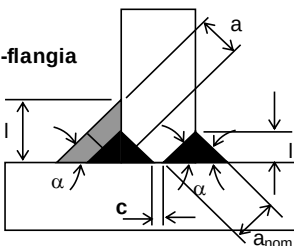
item 4.7.3

for $2 \cdot a_{nom} \geq t$ and

for $c \leq t/5$ o 3 mm

la saldatura è a

piena penetrazione



$$V_{c,Ed} = 50 \text{ kN}$$

$$M_{c,Ed} = 12667 \text{ kNm}$$

$$N_{c,Ed} = 25 \text{ kN}$$

$$< 5\% N_{pl,Rd,c} = 60 \text{ kN}$$

TRAVE	spessore piattabanda	(t_{fb})	cm	1,5
	spessore anima	(t_{wb})	cm	0,9
	raccordo anima-piattab.	(r_b)	cm	1,8
COLONNA	spessore piattabanda	(t_{fc})	cm	1,02
	spessore anima	(t_{wc})	cm	0,66
	raccordo anima-piattab.	(r_c)	cm	1,5

BRACCIO DI LEVA			(z _c)	cm	25,98
IRRIGIDIM. TRAVE	trasversali : spessore (t _{sb} >= t _{fc})		cm	1,5	
	d'anima : spessore (t _{sb} >= t _{wb})		cm		
VERTICE CIANFRINO	piattabande colonna (c _{fc})		cm	2,00	
	anima colonna (c _{wc})		cm	1,30	
	irrigidimenti anima (c _s)		cm		
	inclinazione cianfrino (α)		deg.	50°	
SEZIONI DI GOLA SALDATURE	COLONNA	piattabande (a _{f,c})	cm	0,58	
		anima (a _{w,c})	cm	0,40	
	IRRIGIDIM.	trasversali (a _{sc})	cm	0,64	
		d'anima (a _{sc})	cm	0,00	
parametro di trasformazione			β ₁		1,00
larghezza efficace piattabanda			b _{eff.c}	cm	13,50

FORZA AGENTE SULLA SALDATURA DELLE PIATTABANDE :

$$F_{w,Ed,c} \leq F_{w,Rd,c}$$

$$F_{w,Ed,c} = 488 \text{ kN}$$

FORZA AGENTE SULLA SALDATURA DELL'ANIMA :

$$V_{w,Ed,c} \leq V_{w,Rd,c}$$

$$V_{w,Ed,c} = 50 \text{ kN}$$

RESISTENZA DI PROGETTO DELLA SALDATURA PIATTABANDE :

$$F_{w,Rd,c} = 2 \cdot f_u / [3]^{0,5} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \cdot a_{f,c} \cdot b_{eff,c} \text{ o } 2 \cdot f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \cdot a_{f,c} \cdot b_{eff,c}$$

$$F_{w,Rd,c} = 632 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 1264 \text{ kN}$$

$$M_{c,Rd} = 16423 \text{ kNm}$$

CRITERIO DI SOVRARESISTENZA DELLA SALDATURA PIATTABANDE :

$$F_{w,Rd,c} \geq F_{w,Rd,f} \geq F_{w,Ed,c} \quad F_{w,Rd,f} = b_f \cdot t_f \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}$$

$$F_{w,Rd,f} = \text{=====}$$

VERIFICA DI RESISTENZA :

$$M_{c,Ed} / M_{c,Rd} + N_{c,Ed} / N_{c,Rd} = 0,77$$

RESISTENZA DI PROGETTO DELLA SALDATURA DELL'ANIMA :

$$V_{w,Rd,c} = 2 \cdot f_u / [3]^{0,5} / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \cdot a_{w,c} \cdot h_{w,c} \text{ o } 2 \cdot f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \cdot a_{w,c} \cdot h_{w,c}$$

$$V_{w,Rd,c} = 708 \text{ kN}$$

RES. DI PROGETTO DELLA SALDATURA IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI :

$$F_{w,Rd,s} \geq F_{w,Ed,c}$$

$$F_{w,Rd,s} = \text{=====}$$

Il momento di progetto è stato assunto pari al **momento resistente plastico della colonna** (12667 kNcm) visto il comportamento della cerchiatura con IPE 270. Forza assiale e taglio derivano dall'analisi sismica globale del complesso dotato di apertura cerchiata.

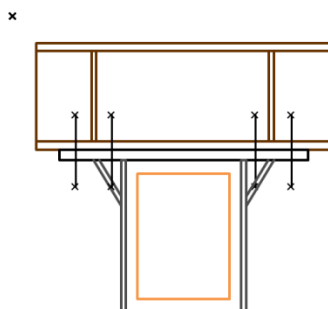
Il nodo è stato considerato privo di capacità rotazionale (bloccato). La trave è considerata ben ammortata nella parete garantendo così un comportamento shear-type.

La saldatura colonna-flangia è a piena penetrazione di I° classe come è bene che sia per sollecitazioni sismiche con cianfrino inclinato di 50° e vertice di 2 mm per le piattabande e 1,3 mm per l'anima.

Il criterio di sovrarresistenza della saldatura delle piattabande non viene applicato nel caso in cui il nodo sia privo di capacità rotazionale (& 4.9 (6) e 6.2.3 (4) EN 1993-1-8 ma nel caso sia richiesta la formazione di una cerniera plastica nella colonna tale condizione dovrebbe essere soddisfatta. In questo caso bisogna definire il nodo dotato di capacità rotazionale e la verifica di resistenza della saldatura non risulta soddisfatta.

CRITERIO DI SOVRARRESISTENZA DELLA SALDATURA PIATTABANDE :		piena penetrazione	$F_{w,Rd,f} =$	kN	361
$F_{w,Rd,c} \geq F_{w,Rd,f} \geq F_{w,Ed,c}$	$F_{w,Rd,f} = b_f \cdot t_f \cdot f_{yf} / \gamma_{M0}$				< 448

Per soddisfare questa condizione è necessario aumentare la sezione della colonna oppure prevedere una "espansione" dell'altezza per mezzo di due mensole laterali come rappresentato nella seguente figura :



Dal foglio di calcolo si deduce che la saldatura proposta è verificata ovvero la resistenza a trazione per le piattabande risulta maggiore della forza agente sulle stesse (632 kN > 488 kN)

La verifica della saldatura degli irrigidimenti dell'anima non è richiesta per nodo bloccato e ben ammortato nella muratura.

Il foglio successivo illustra la verifica dell'**unione bullonata che viene definita a doppia simmetria** data la sollecitazione ciclica del sisma. Il giunto (tipo 2) prevede una fila di bulloni esterni e 4 file di bulloni interni del tipo M20 10.9 (ad alta resistenza come previsto dalla normativa sismica). La distanza trasversale tra i bulloni è di 80 mm mentre l'interasse longitudinale è di 60,7 mm. Sono inizialmente dichiarati attivi a trazione 2 file di bulloni (una esterna ed una interna). La flangia è larga 200 mm ed ha uno spessore di 20 mm. Il calcolo con il "T-stub" method evidenzia che il giunto è a completa resistenza ovvero il momento resistente minimo del giunto è maggiore della resistenza plastica della colonna e il modo di collasso è per rottura bulloni e snervamento della flangia sia per la fila singola di bulloni che per i bulloni in gruppo.

FLANGIA :	mat. tipo	2	S275 EN 10027-1 - fy =	27,5	f _u =	43	kN/cm ²	β _w = 0,85	ε = 0,92
CONTROPIATTO :	mat. tipo		input materiale	0,0	f _u =	0	kN/cm ²	β _w = 1	ε = 0,00
BULLONI :	tipo M	20	10.9	f _{yb} =	90,0	f _{ub} =	100	kN/cm ²	SEZ. SUL FILETTO : A _s = 2,45 cm ²
tipo di giunto	2 →	giunto con bulloni interni		giunto con bulloni esterni				giunto con bulloni esterni irrigidito	
giunto trave-trave ?	N	contropiatto ? 1		simmetrico ? 2				simmetrico ? 3	
nodo terminale ?	Y								
interasse file bulloni	8 cm								
passo min. bull. int.	6,00 cm								
n° file vertic. bulloni	2								
coeff. sicur. bulloni	1,25	n° file di bulloni attivi a trazione (<=2)		n° file di bulloni attivi a trazione (2;3)				2 file di bulloni attivi a trazione	
coeff. sicur. mater.	1,05	n° = 1	d = cm 6,07	n° = 2	d = cm 7,78	distanza d = cm 7,78			

		1	$M_{PLRd,b} =$	kNcm	16814
TRAVE	distanza bull.-raccordo		(m_b)	cm	2,11
	distanza bull.-bordo est.		(e_b)	cm	6,00
	distanza anima-raccor.		(d_b)	cm	1,44
FLANGIA COLONNA	larghezza flangia		(l_f)	cm	20
	distanza bull.-raccordo		(m_c)	cm	3,46
	distanza bull.-raccordo	$(m_{xc}=m_{2c})$	cm		3,08
	distanza bull.-bordo est.	(e_c)	cm		6,00
	distanza bull.-bordo est.	$(e_{x,c})$	cm		3,50
passo bull.	dist. min. bull.-bordo est.	(e_{min})	(n_c)	cm	4,33
cm	n° max. bull./fila interni		$(n_{i,c})$	n°	4
6,07 cm	braccio di leva		(z_c)	cm	25,98

DATI PER CALCOLO LUNGHEZZE EFFICACI	$\lambda_{1,c} =$	(α_c)	cm	7,17
		0,37	$\lambda_{2,c} =$	0,33

BULLONI	diametro rondella	(d_w)	mm	37
----------------	--------------------------	---------	----	-----------

SPESORE FLANGIA	$t_{f,c}$	mm	20,00
SPESORE CONTROPIATTO	t_{bp}	mm	

Item 5.2.3.3 EN 1993-1-8

$M_{j,Rd,c} = 13296 \text{ kNm} \left\{ \begin{array}{l} M_{j,Rd,c} >= M_{pl,Rd,c} \\ M_{j,Rd,c} >= \delta \cdot M_{pl,Rd,b} \end{array} \right\}$

GIUNTO A PIENA RESISTENZA

$M_{pl,Rd,e} = kNcm$
 $M_{pl,Rd,b} = kNcm$

12668
 $=====$

	LUNGHEZZE EFFICACI FLANGIA POSIZIONE FILA TAB. 6.6 - item 6.2.6.5			
	FILE DI BULLONI SINGOLA		FILE DI BULLONI COME PARTE DI UN GRUPPO	
	DISTRIB. CIRCOLARE	DISTRIB. NON CIRCOLARE	DISTRIB. CIRCOLARE	DISTRIB. NON CIRCOLARE
	$l_{eff,cp}$ (cm)	$l_{eff,nc}$ (cm)	$l_{eff,cp}$ (cm)	$l_{eff,nc}$ (cm)
	flangia	flangia	flangia	flangia
esterno piattabanda tesa	19,32 17,66 21,66	16,68 14,34 10,00 12,34		
liv. 1 esterno piattabanda tesa	17,66	10,00		
liv. 2 1° fila sotto la piattab. tesa	21,75	24,83	0,00	0,00
liv. 3 altre file orizz. interne	21,75	21,35	16,94	17,19
liv. 4 altre file di estremità	21,75	21,35	12,14	6,07
modo di collasso 1	$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ ma $l_{eff,1} < l_{eff,cp}$	10,00	16,94	13,71
modo di collasso 2	$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,nc}$	10,00	$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc} < \Sigma l_{eff,cp}$	16,94
			$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	17,19
	file interne $l_{eff,ri} =$	21,35		

RESISTENZA A TRAZIONE DEI BULLONI : $F_{t,Rd,b} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = 176,43 \text{ kN}$

	RESISTENZA EFFETTIVA SINGOLA FILA	
	giunto	
	modo 2	
liv. 1	267,48	
liv. 2	240,21	
liv. 3	0,00	
liv. 4	0,00	

giunto a flangia	
	giunto a flangia
	file singola gruppo file
$F_{t,Ed} = kN$	243,78 487,57
$n_{b1,sub} =$	2 4
modo 1	340,63 512,75
modo 2	443,40 639,02
modo 3	267,48 507,69
modo 4	352,86 705,73

MOMENTO RESISTENTE DEL GIUNTO $M'_{j,Rd} = 13296 \text{ kNm}$

resistenza del gruppo di bulloni limitata alla resistenza minima delle componenti nodali :

N

limite resit. gruppo

Non è necessario eseguire le verifiche delle componenti nodali della trave (anima a taglio , a trazione e a compressione) mentre potrebbe essere richiesta la verifica della flangia soggetta a flessione se non ben ammortata nella muratura.

In queste condizioni di progetto la piattabanda inferiore della trave non sarebbe verificata (collasso flangia e rottura bulloni in gruppo) nonostante gli irrigidimenti trasversali :

piattabanda della trave in flessione locale

(item 6.2.6.4)

PIATTABANDA NON VINCOLATA A FLESSIONE

piattabanda trave compresa sempre tra 2 irrigidimenti se richiesti (file di bulloni 3 e 4)
beam flange always included between 2 stiffeners if required (bolt-rows 3 and 4)

$F_{t,Rd,f} \geq F_{t,Ed}$

$\lambda_{1,c} = 0,2601726$ $\lambda_{2,c} = 0,3792255$

$F_{t,Ed} = \text{ kN}$ $n_{b,t,stub} =$

trave	
fila singola	gruppo file
243,78	487,57
2	4

FORZA MASSIMA AGENTE SULLA PIATTABANDA NON IRRIGIDITA : $F_{t,Ed} = \text{ kN}$ **0**

$F_{t,Ed} =$ Forza massima sulle file di bulloni reagenti

RESISTENZA DI PROGETTO DELLA PIATTABANDA DELLA TRAVE : $F_{t,Rd,f} = \text{ kN}$ **0**

anima trave non irrigidita : $F_{t,Rd,f} \geq F_{t,Ed}$ $F_{t,Rd,f} = \text{ kN}$ **0**

resistenza singola fila limite : kN

trave		trave		
		fila singola	gruppo file	
estremi	modo 2	267,22	320,34	412,64
interni	modo 1	216,55	482,70	621,79
interni	modo 2	0,00	267,22	483,77
$l_{eff,ri}$	modo 3	15,94	352,86	705,73
MOMENTO RESISTENTE DEL GIUNTO		12765 kNcm		$M_{j,Rd} =$ 12765

anima trave irrigidita : $F_{t,Rd,f} \geq F_{t,Ed}$ $F_{t,Rd,f} = \text{ kN}$ **0**

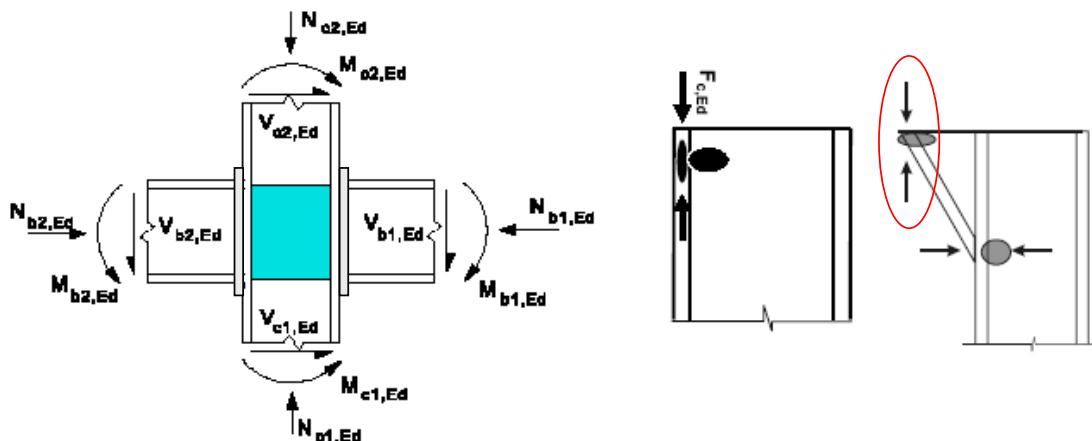
resistenza singola fila

trave		trave		
		fila singola	gruppo file	
estremi	modo 2	268,52	326,19	412,64
interni	modo 1	268,52	491,52	621,79
interni	modo 2	215,25	268,52	483,77
$l_{eff,ri}$	modo 3	15,94	352,86	705,73
MOMENTO RESISTENTE DEL GIUNTO		12775 kNcm		$M_{j,Rd} =$ 12775

Nel nostro progetto consideriamo però un buon ammortamento della trave nella muratura con collegamento tramite staffe dell'ala inferiore della trave al getto di calcestruzzo di completamento.

La verifica delle componenti nodali della colonna (piattabanda compressa e anima tesa) sono di seguito riportate :

anima e piattabanda della colonna in compressione (item 6.2.6.7)



CERNIERA PLASTICA ? (Y,N) colonna :

Y

$$F_{c,Rd,c} \geq F_{c,Ed,c}$$

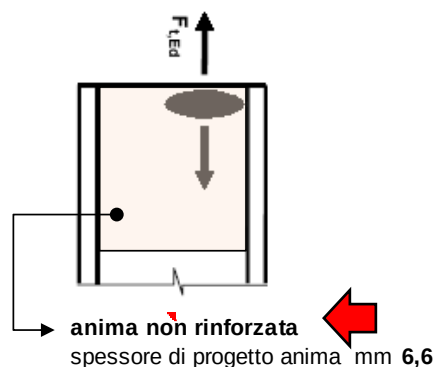
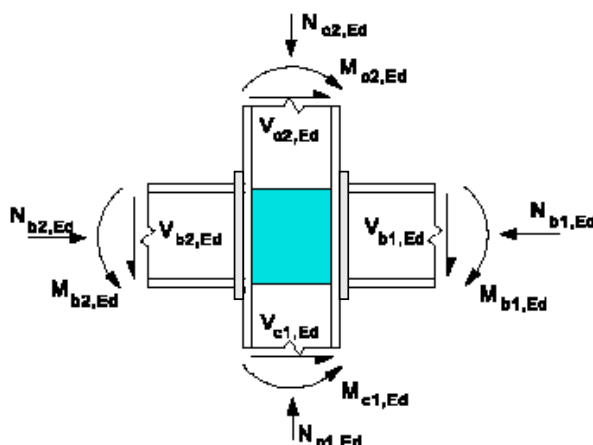
FORZA MASSIMA NELLA ZONA COMPRESSA :	$F_{c,Ed,c} =$ kN	488
--------------------------------------	-------------------	-----

RESISTENZA DI PROGETTO PER LA ZONA COMPRESSA :	$F_{c,Rd,c} =$ kN	488
$F_{c,Rd,c} = M_{c,Rd,c} / (h_i - t_{fc}) :$		
$M_{c,V,Rd,c} = [W_{pl} - \rho \cdot A_w^2 / 4 \cdot t_w] \cdot f_y / \gamma_{M0} \leq M_{c,Rd,c} = W_{pl,c} \cdot f_{yc} / \gamma_{M0}$		12668
$\rho_c = [2 \cdot V_{c,Ed} / V_{pl,Rd,c} - 1]^2$		0,000
$V_{pl,Rd,c} = A_{v,c} \cdot (f_{yc} / 3^{0,5}) / \gamma_{M0}$		335
altezza colonna < 600 mm - item 6.2.6.7(1)	$\alpha_d =$ 1,00	
$A_{v,c} = \max [A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f ; \eta \cdot t_w \cdot h_w]_c$	$\eta =$ 1,00	22
$W_{pl,c} =$	max h 484 cm ³ min h 484 cm ³	$M_{pl,Rd,c} =$ max h 12668 kNcm min h 12668 kNcm

La resistenza di progetto coincide con la forza di progetto calcolata al limite plastico di resistenza flessionale della colonna

anima della colonna soggetta a trazione

(item 6.2.6.8)



CERNIERA PLASTICA ? (Y,N) colonna :

Y

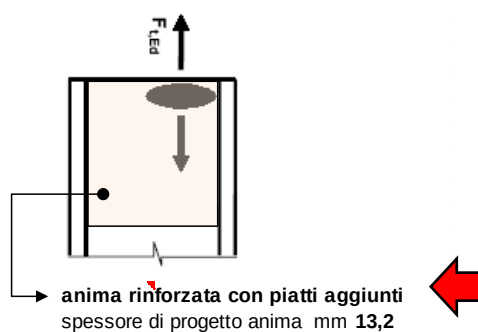
$$F_{t,Rd,c} \geq F_{t,Ed,c}$$

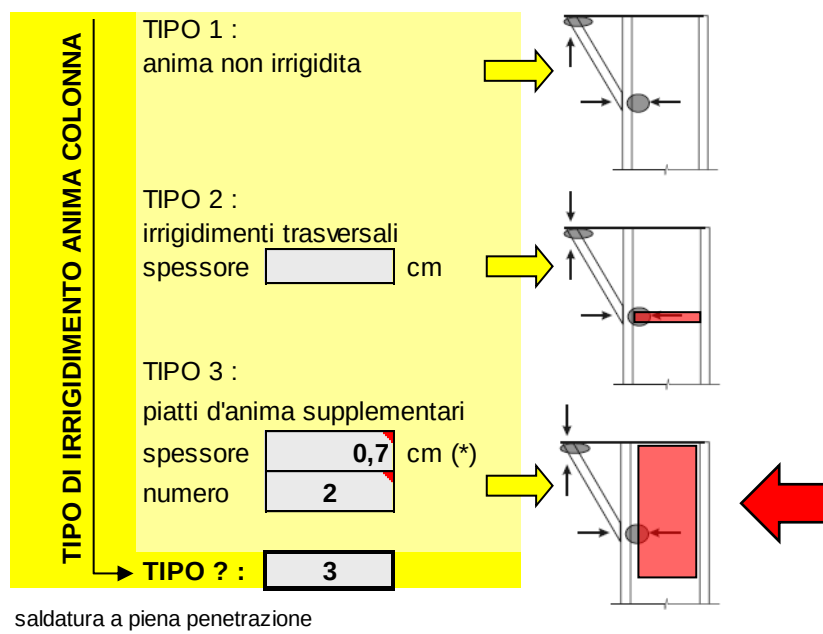
FORZA MASSIMA NELLA ZONA TESA : $F_{t,Ed,c} =$ kN 488

RESISTENZA DI PROGETTO PER LA ZONA TESA : $F_{t,Rd,c} =$ kN 297

$F_{t,Rd,c} = b_{eff.t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} / \gamma_{M0}$		
MOMENTO RESISTENTE DEL GIUNTO $M_{j,Rd} =$ kNcm		6566
$b_{eff.t,wc}$ = lunghezza efficace dell'anima tesa : items 6.2.6.8 (2) e 6.2.6.5		17,19
per una sola fila di bulloni interni :		21,35 $F_{t,Rd,c} =$ 0
per una sola fila di bulloni interni vicini alla piattabanda tesa :		24,83 $F_{t,Rd,c} =$ 297
$W_{pl,c} =$	max h 484 cm ³	min h 484 cm ³
$M_{pl,Rd,c} =$	max h 12668 kNcm	min h 12668 kNcm

La verifica a trazione dell'anima della colonna non è soddisfatta per cui è necessario rinforzarla localmente con una coppia di piatti saldati di spessore $\geq$ allo spessore dell'anima :





La verifica risulta soddisfatta :

FORZA MASSIMA NELLA ZONA TESA :		$F_{t,Ed,c} =$ kN	488
RESISTENZA DI PROGETTO PER LA ZONA TESA :		$F_{t,Rd,c} =$ kN	594
$F_{t,Rd,c} = b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} / \gamma_{M0}$			
MOMENTO RESISTENTE DEL GIUNTO		$M_{j,Rd} =$ kNcm	13132
$b_{eff,t,wc} =$ lunghezza efficace dell'anima tesa : items 6.2.6.8 (2) e 6.2.6.5)		17,19	
→ per una sola fila di bulloni interni :		21,35	$F_{t,Rd,c} = 0$
→ per una sola fila di bulloni interni vicini alla piattabanda tesa :		24,83	$F_{t,Rd,c} = 594$
$W_{pl,c} =$	max h 484 cm ³	min h 484 cm ³	
$M_{pl,Rd,c} =$	max h 12668 kNcm	min h 12668 kNcm	

Un'ultima verifica del nodo riguarda la resistenza a taglio dei bulloni non sollecitati a trazione.

Anche questa verifica risulta ampiamente soddisfatta come di seguito dimostrato :

resistenza globale dei bulloni non tesi e tesi (item 6.2.2 (2))

resistenza a taglio per piano di taglio :
$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad \alpha_v = 0,5$$

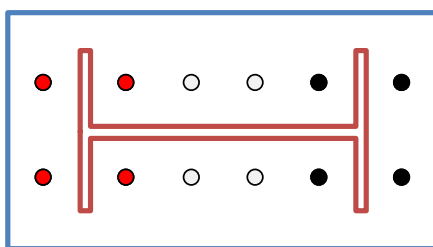
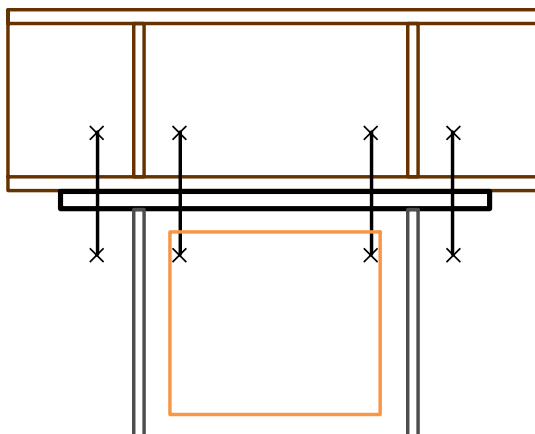
conferma o modifica

numero di bulloni resistenti a taglio :	$n_{b,v} =$	4	$\longleftrightarrow$	$n_{b,v} =$	4
numero di bulloni attivi a trazione :	$n_{b,t} =$	4			
resistenza a taglio per piano di taglio :	$F_{v,Rd} =$	98			kN
resistenza a taglio bulloni non tesi :	$F_{v,Rd,nbv} =$	392			kN
resistenza a taglio ridotta bulloni tesi :	$F_{v,Rd,nbt} =$	112			kN
taglio di progetto sul giunto :	$F_{v,Ed} =$	50			kN
verifica di resistenza a taglio :		0,099			< 1

Il giunto progettato è automaticamente disegnato in scala dal programma "Capitello" :

DETTAGLIO GIUNTO COLONNA TRAVE

×



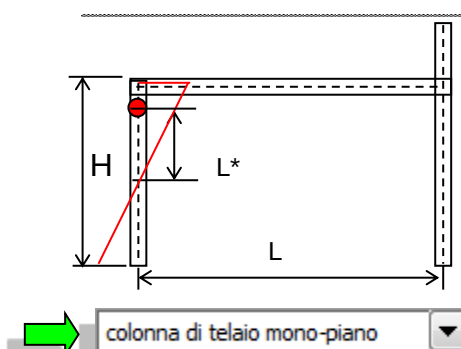
●

Di seguito vengono riassunte le sollecitazioni globali e le resistenze delle parti nodali da cui si evidenzia anche che il nodo è dotato di sufficiente capacità rotazionale non utilizzata per il blocco nella muratura.

RESISTENZA DI PROGETTO MINIMA DELLA SALDATURA DEL GIUNTO : (item 6.2.3 (5) EN 1993-1-8)				
coeff. di sic. per analisi del primo ordine (& 5.2.1(3)-EN 1993-1-1)	1,4	I° ordine	$\alpha = 1,4$	
coefficiente di sicurezza a da usarsi in tutti gli altri casi	1,7			
momento resistente minimo del nodo :	$M_{c,Rd,min} =$	13132 kNcm	>	12667
$M_{c,Rd,min} \geq M_{c,Ed}$				
criterio di sovraresistenza colonna-nodo :	$M_{c,Rd} =$	12668 kNcm	<	16423
$\min (M_{pl,Rd,c,min} ; \alpha \cdot M_{c,Rd,min}) \leq M_{c,Rd}$				
MOMENTO RESISTENTE MINIMO DI PROGETTO DELLA SALDATURA :	$M_{c,Rd} =$	kNcm		12668

VERIFICA DI RESISTENZA GLOBALE DEL NODO CAPACITA' ROTAZIONALE DEL NODO AGEGUATA				
RESISTENZA DI PROGETTO MINIMA DEL COLLEGAMENTO : (item 6.2.7.2 EN 1993-1-8)			$d/tw \leq$	63,78472
momento resistente minimo del nodo :	$M_{c,Rd,min} =$	13132 kNcm	>	12667
$M_{c,Rd,min} \geq M_{c,Ed}$				
criterio di sovraresistenza colonna-nodo :	$M_{pl,Rd,c} =$	12668 kNcm	<	13132
$M_{pl,Rd,c} \leq M_{j,Rd,c,min}$				
MOMENTO RESISTENTE MINIMO DI PROGETTO DEL COLLEGAMENTO :	$M_{c,Rd} =$	kNcm		12668

Se si vuole considerare il nodo dissipativo agli effetti sismici ovvero sia richiesta la formazione di una cerniera plastica nella colonna (già calcolata al limite plastico) e quindi sia richiesta una "sovraresistenza del nodo tale condizione non sarebbe soddisfatta come di seguito dimostrato :



fattori di sovraresistenza del materiale :		$\gamma_{ov} =$	1,2 per S 235	} 1,15
valore raccomandato dall'EC8 ?		$\gamma_{ov} =$	1,15 per S 275	
		$\gamma_{ov} =$	1,1 per S 355 , 420 , 460	
struttura a bassa duttilità	$\gamma_{RD} =$	1,1		

1 : **SALDATURA PIATTABANDA COLONNA - FLANGIA** (item 7.5.3.3 - NTC)

Il requisito di sovraresistenza è soddisfatto per saldatura a piena penetrazione di prima classe

$$R_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S \cdot R_{pl,Rd}$$

PIATTABANDA TESA :

$$R_{j,Rd} = \text{resistenza di progetto del collegamento piattabanda-flangia} = 632 \text{ kN}$$

$$R_{pl,Rd} = \text{resistenza plastica di progetto della piattabanda collegata} = 361 \text{ kN}$$

$$R_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S_t \cdot R_{pl,Rd} = 456 \text{ kN}$$

2 : **COLLEGAMENTO TRAVE-COLONNA (momento resistente minimo del giunto) :** (item 7.5.4.4 - NTC)

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S \cdot M_{c,pl,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = \text{resistenza flessionale minima di progetto del collegamento} = 13132 \text{ kNcm}$$

$$M_{c,pl,Rd} = \text{resistenza flessionale plastica di progetto della colonna collegata} = 12668 \text{ kNcm} \quad \text{in zona dissipativa}$$

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S_c \cdot M_{c,pl,Rd} = 16025 \text{ kNcm} \quad \text{ridimensionare il giunto}$$

3 : **PANNELLO NODALE DELLA TRAVE :** (item C7.5.4.5 - NTC) altezza colonna = 300 cm

$$V_{wp,Rd} \geq \beta \cdot M_{c,pl,Rd} \quad \beta = [1 - z / (H - h_c)] / z$$

$$V_{wp,Rd} = \text{resistenza di progetto a taglio del pannello nodale} = 441 \text{ kN}$$

$$\beta \cdot M_{c,pl,Rd} = \text{resistenza a taglio plastica di progetto della colonna collegata} = 441 \text{ kN} \quad \text{in zona dissipativa}$$

$$V_{wp,Rd} \geq \beta \cdot M_{c,pl,Rd} = 441 \text{ kN}$$

$$\text{nervatura addizionale diagonale (Y;N) : } N \quad \text{altezza pannello : } z = \text{mm}$$

$$\Delta V_{wp,Rd} = A_{ds} \cdot f_y \cdot [h_b - t_{fb}] / [(h_b - t_{fb})^2 + z^2]^{0.5} \cdot 1/\omega$$

$$\text{dimensioni irrigidimenti : } b_s = \text{mm} \quad t_s = \text{mm} \quad A_{ds} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{incremento resistenza pannello nodale : } \Delta V_{wp,Rd} = 0 \text{ kN}$$

gerarchia delle resistenze

per struttura a bassa duttilità è sufficiente garantire la sovraresistenza del nodo rispetto alla colonna collegata

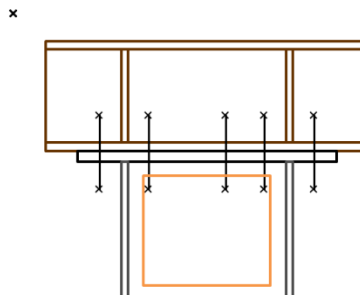
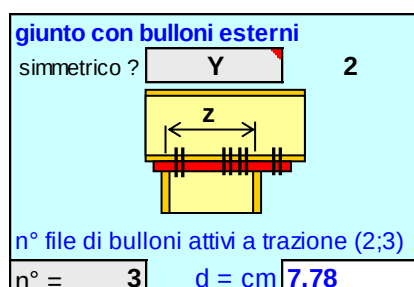
resistenza elementi del nodo > resistenza trave > resistenza colonna collegata

pannello anima saldatura minimo
----- 1,386 0,819

$\Sigma M_{b,pl,Rd} = 16814 \text{ kNcm}$

$\gamma_{RD} \cdot \Sigma M_{c,pl,Rd} = 13935 \text{ kNcm}$
1,00 **FALSO**

Il momento resistente minimo del giunto è dovuto alla resistenza dell'anima della colonna in trazione già rinforzata. Per ridurre la tensione di trazione nell'anima della colonna bisogna estendere l'area di azione della forza aumentando il numero di bulloni da 2 a 3. Lo schema del giunto è il seguente :



Per la condizione di simmetria del giunto soggetto ad azioni cicliche alternate dovranno essere previste 4 file di bulloni interni; per ciascuna direzione dell'azione sismica ci saranno 3 file di bulloni sollecitate a trazione e 2 file a taglio.

La verifica dell'unione trave-colonna, dissipativa per cerniera plastica nella colonna, è di seguito riportata :

1 : SALDATURA PIATTABANDA COLONNA - FLANGIA (item 7.5.3.3 - NTC)

Il requisito di sovraresistenza è soddisfatto per saldatura a piena penetrazione di prima classe

$$R_{j.Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S \cdot R_{pl.Rd}$$

PIATTABANDA TESA :

$R_{j.Rd}$ = resistenza di progetto del collegamento piattabanda-flangia **632** kN

$R_{pl.Rd}$ = resistenza plastica di progetto della piattabanda collegata **361** kN

$$R_{j.Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S_t \cdot R_{pl.Rd} = \mathbf{456} \text{ kN} \quad -$$

2 : COLLEGAMENTO TRAVE-COLONNA (momento resistente minimo del giunto) : (item 7.5.4.4 - NTC)

$$M_{j.Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S \cdot M_{c.pl.Rd}$$

$M_{j.Rd}$ = resistenza flessionale minima di progetto del collegamento **17767** kNcm

$M_{c.pl.Rd}$ = resistenza flessionale plastica di progetto della colonna collegata **12668** kNcm **in zona dissipativa**

$$M_{j.Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot S_c \cdot M_{c.pl.Rd} = \mathbf{16025} \text{ kNcm} \quad -$$

3 : PANNELLO NODALE DELLA TRAVE : (item C7.5.4.5 - NTC) altezza colonna = **300** cm

$$V_{wp.Rd} \geq \beta \cdot M_{c.pl.Rd} \quad \beta = [1 - z / (H - h_c)] / z$$

$V_{wp.Rd}$ = resistenza di progetto a taglio del pannello nodale **=====** kN

$\beta \cdot M_{c.pl.Rd}$ = resistenza a taglio plastica di progetto della colonna collegata **441** kN **in zona dissipativa**

$$V_{wp.Rd} \geq \beta \cdot M_{c.pl.Rd} = \mathbf{441} \text{ kN} \quad -$$

nervatura addizionale diagonale (Y;N) : **N** altezza pannello : $z =$ **=====** mm

$$\Delta V_{wp.Rd} = A_{ds} \cdot f_y \cdot [h_b - t_{fb}] / [(h_b - t_{fb})^2 + z^2]^{0.5} \cdot 1/\omega$$

dimensioni irrigidimenti : $b_s =$ mm **=====** $t_s =$ mm **=====** $A_{ds} =$ **0,00** cm²

incremento resistenza pannello nodale : $\Delta V_{wp.Rd} =$ **0** kN

gerarchia delle resistenze

per struttura a bassa duttilità è sufficiente garantire la sovraresistenza del nodo rispetto alla colonna collegata

resistenza elementi del nodo >			resistenza trave >	resistenza colonna collegata
pannello anima	saldatura	minimo	$\Sigma M_{b.pl.Rd} =$	$\gamma_{RD} \cdot \Sigma M_{c.pl.Rd} =$
-----	1,386	1,109	16814 kNcm	13935 kNcm
			=====	1,00
				VERIFICA OK !

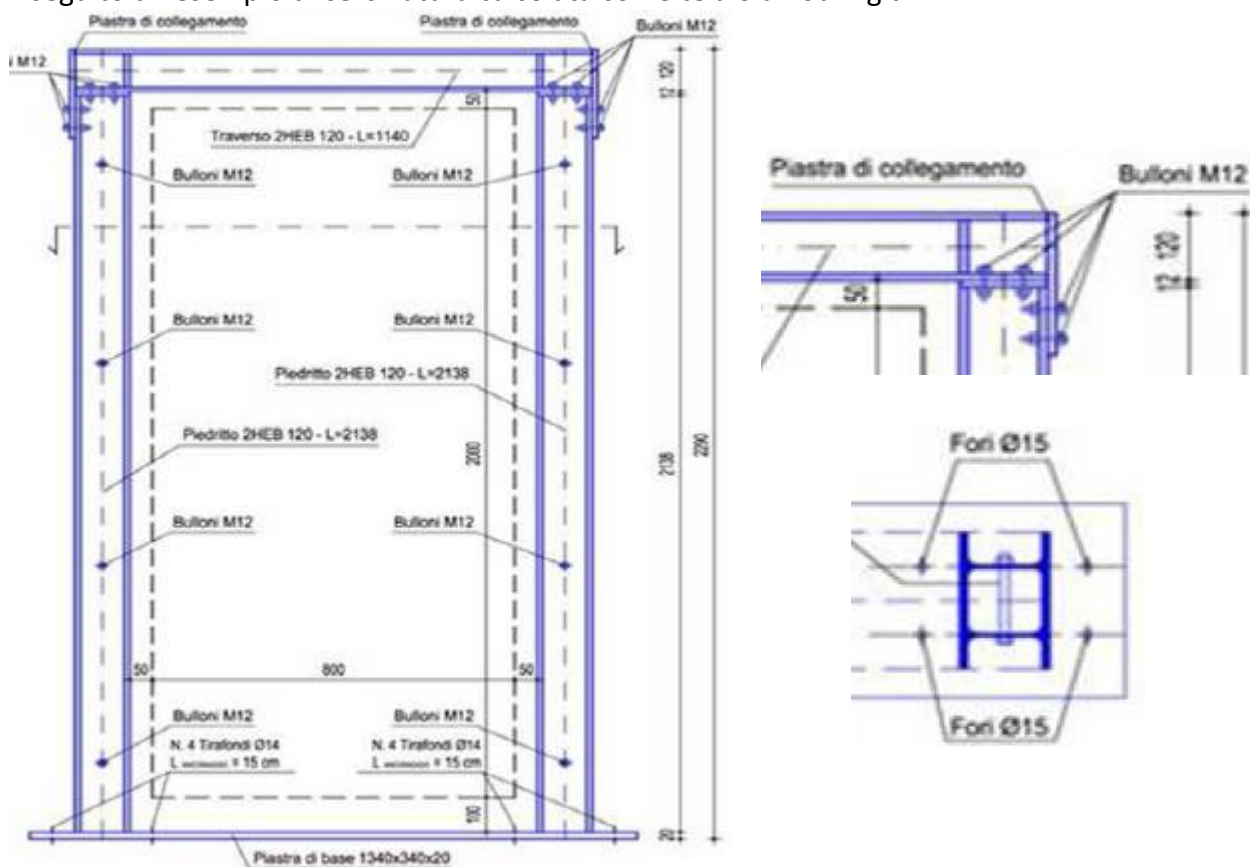
Da cui si evince anche un comportamento di alta duttilità della cerchiatura essendo rispettato il criterio gerarchico **componenti nodali-colonna**

Conclusioni :

Si è dimostrato nell'esempio che il progetto completo di una cerchiatura non può prescindere da un'analisi completa del nodo trave colonna il quale deve risultare sovrar resistente alla colonna nel caso di comportamento shear-type oppure sia alla colonna che alla trave nel caso di comportamento di telaio a nodi rigidi non vincolato nei nodi.

Oggi si possono scaricare dal web varie teorie di calcolo di telai di cerchiature ma nessuna esegue il calcolo in base ad un comportamento shear-type ad eccezione da quanto proposto dal Prof. Lagomarsino e tanto meno si pone il problema della verifica del nodo trave- colonna vero punto DEBOLE del complesso. Il programma "Capitello" consente di eseguire il calcolo sia per telai con comportamento shear-type si per telai a nodi rigidi.

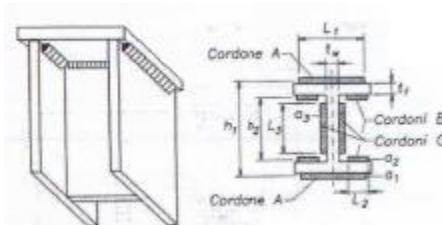
Di seguito un esempio di cerchiatura calcolata come telaio a nodi rigidi :



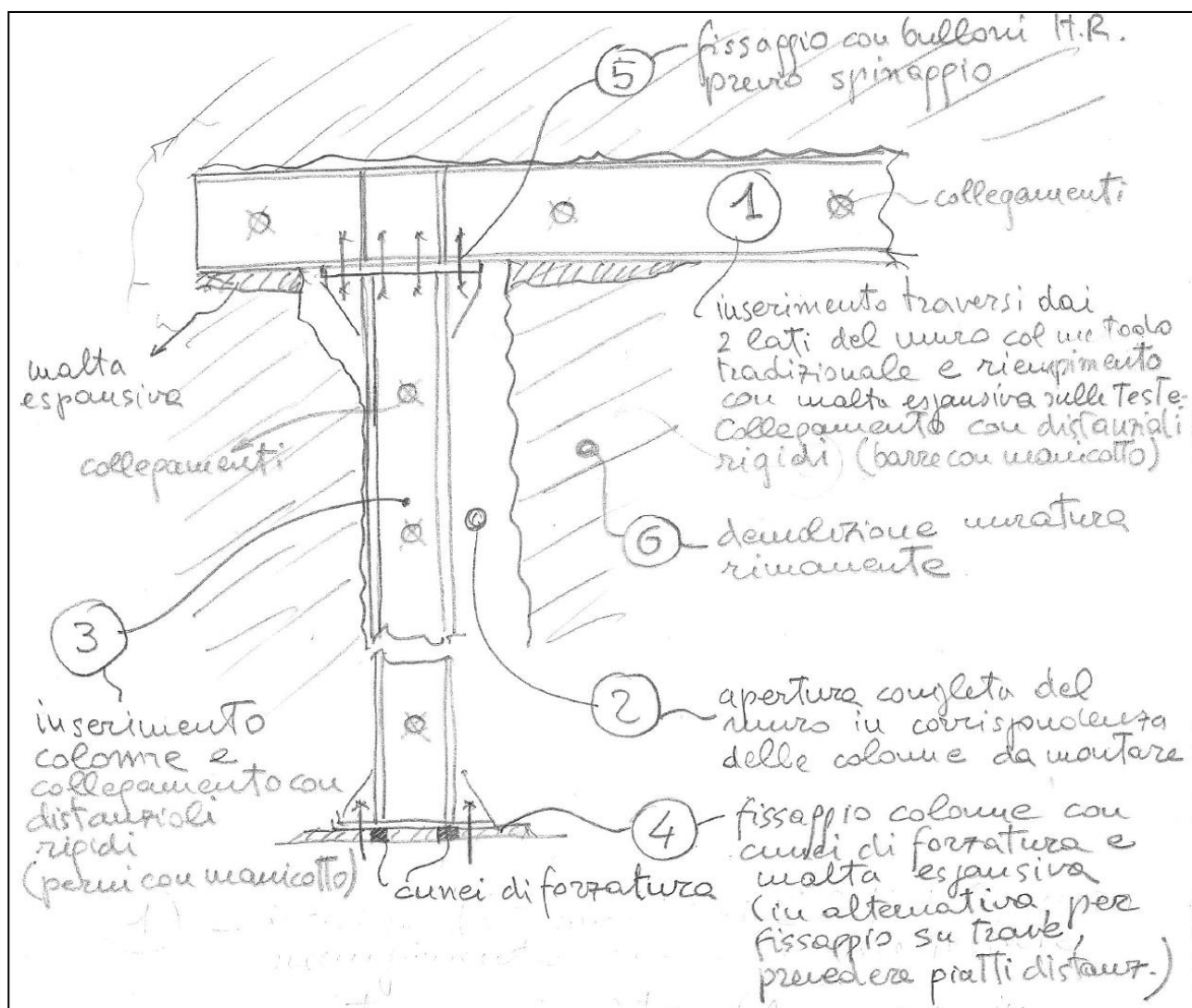
Il nodo non simmetrico evidenzia il diverso braccio di leva per sollecitazioni cicliche e inoltre non garantisce un buon ammortamento nella muratura. Non è chiara la sequenza di esecuzione del lavoro poiché, essendo ciascuna coppia di colonne solidarizzata al piatto (unico) di base e tra loro lungo l'altezza, ci si chiede come e quando il piatto di base e/o il telaio completo pre-assemblato vengano inserito nella muratura esistente.

Altra proposta di realizzazione del nodo trave-colonna è quella di eseguire la saldatura degli elementi tra loro in sito oppure mediante preassiemaggio in officina. Le sollecitazioni cicliche dovute al sisma richiederebbero l'esecuzione di saldature a piena penetrazione controllate di I° classe oppure saldature d'angolo o a parziale penetrazione dotate però di opportuna sovrarresistenza. Eseguire una buona saldatura in sito "sopratesta" è però molto difficile e non

offrirebbe garanzia di resistenza sufficiente anche se teoricamente dimostrata. Pertanto sarebbe preferibile eseguire una saldatura a piena penetrazione in officina ma ciò richiederebbe la messa in opera del telaio completo con evidenti problemi di trasporto ed esecuzione dei lavori preliminari di sostegno della muratura parzialmente aperta specie per grandi aperture.



La soluzione bullonata resta a mio avviso la migliore purchè associata ad una chiara sequenza di montaggio. Di seguito si riporta uno schizzo relativo alla sequenza di montaggio di una cerchiatura i cui nodi sono realizzati come illustrato, anche con calcolo, nel presente articolo :



Bibliografia :

Atti del corso di formazione organizzato dall'O.I. di Bologna
LA REALIZZAZIONE DI NUOVE APERTURE NELLE COSTRUZIONI IN MURATURA ESISTENTI
Bologna, 4-5 marzo 2011

Sergio LAGOMARSINO

Serena CATTARI

DICAT, Università di Genova

sergio.lagomarsino@unige.it

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – DM 14.1.2008 (GU n.29 del 4.2.2008)

“Norme tecniche per le costruzioni”

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Circ. 2.2.2009, n. 617

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni”

di cui al D.M. 14 gennaio 2008