

**Esempio di calcolo su rafforzamento locale di nodi d'angolo
e nodi perimetrali con sistema CAM**

a cura di
ing. Carlo Margheriti

Introduzione

L'esempio d'intervento proposto per il progetto del rafforzamento locale di nodi non confinati, d'angolo e perimetrali, fa riferimento alla geometria del telaio di Figura 1.

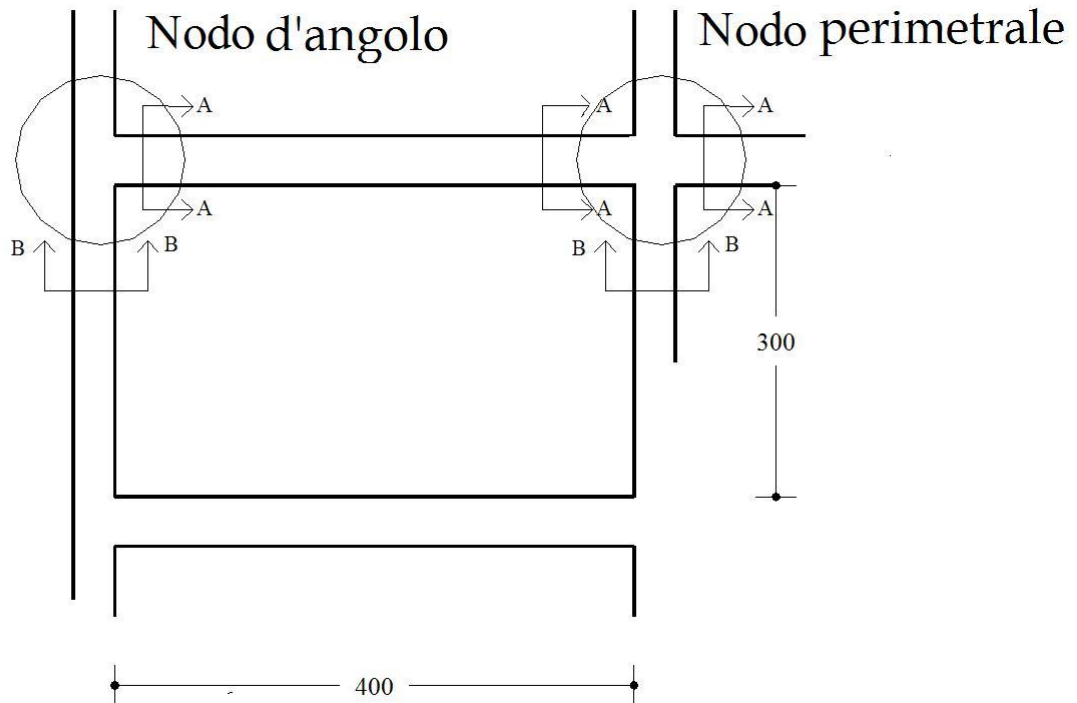


Figura 1 - Vista di prospetto di una maglia di telaio (misure in cm)

Le sezioni delle travi e dei pilastri convergenti nei nodi (non staffati) in esame sono riportate in figura 2.

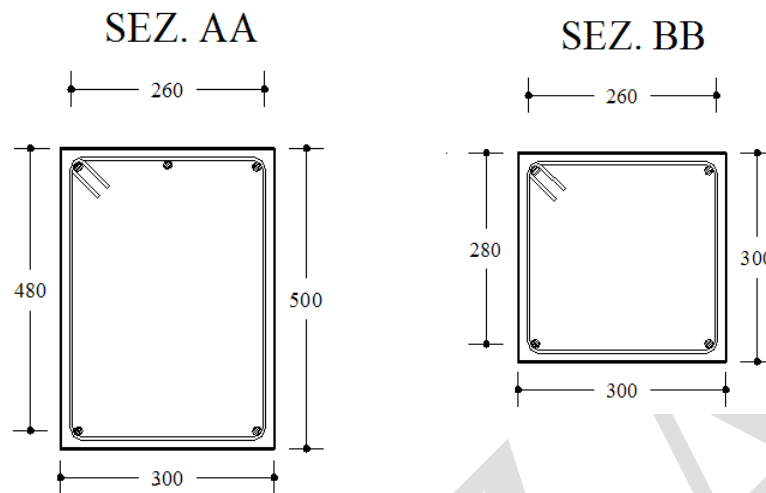


Figura 2 - Forma delle travi (sez A-A) e dei pilastri (sez B-B). Le misure sono in mm

Si ipotizza che, dalle indagini effettuate per il rilievo delle armature, sia stata riscontrata nelle zone di estremità la presenza delle seguenti barre (Figura 2):

- 5 Φ 16 longitudinali nelle travi;
- 4 Φ 12 longitudinali nei pilastri.

Per quanto concerne le resistenze dei materiali pre-esistenti si fa riferimento alle prescrizioni per gli edifici esistenti indicate dalle Nuove Norme Tecniche (D.M. 14/01/08) e della relativa Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009. I valori di progetto X_d si ottengono a partire dai valori medi X_m (determinati, in relazione al livello di conoscenza, come valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca, ovvero da specifiche o certificati originali oppure da prove in-situ) come:

$$X_d = \frac{X_m}{\gamma_m} \frac{1}{FC}$$

in cui il coefficiente parziale di sicurezza del materiale, γ_m , è unitario per il calcolo delle capacità di elementi duttili (verifiche flessionali) ed è pari al valore di normativa per il materiale in esame per elementi fragili (verifiche a taglio) ed FC è il fattore di confidenza, funzione del livello di conoscenza LC (vedi Circolare n. 617, tabelle C8.4 e C8A.1.2).

Si ipotizza che nel caso in esame si abbia un livello di conoscenza 1 (LC1, conoscenza limitata), utilizzando quindi un fattore di confidenza $FC = 1,35$.

Si ipotizzano i seguenti valori medi delle caratteristiche dei materiali:

- resistenza del calcestruzzo, f_{cm} , 15 MPa;

- tensione di snervamento dell'acciaio del tipo ad aderenza migliorata, f_{ym} pari a 480 MPa.

Nell'esempio in questione, in assenza di dati ottenuti da prove in situ, si ipotizza una resistenza f_{yd} pari a 355 MPa.

Ai fini dei calcoli di seguito riportati, si sono adoperate le seguenti espressioni fornite dalle Nuove Norme Tecniche (D.M. 14/01/08):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [\text{MPa}] \quad (\text{eq. 11.2.2 del D.M. 14/01/08})$$

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \text{per classi} \leq \text{C50/60} \quad (\text{eq. 11.2.3a del D.M. 14/01/08})$$

$$E_{cm} = 22'000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{eq. 11.2.5 del D.M. 14/01/08})$$

sulla base delle quali si sono ottenuti i valori riportati nelle tabelle seguenti:

Calcestruzzo (in MPa)					Acciaio (in MPa)
f_{ck}	f_{cd} (duttile)	f_{cd} (fragile)	f_{ctm}	E_{cm}	f_{yd}
7	11.11 ($\gamma_c=1$)	7.40 ($\gamma_c=1.5$)	1.10	$25 \cdot 10^3$	355 ($\gamma_s=1$)

Le indicazioni di seguito riportate fanno riferimento in particolare a quanto previsto al paragrafo C8A.7.2. della Circolare n. 617 per i modelli di capacità per il rinforzo di elementi in calcestruzzo armato con incamiciatura di acciaio, i quali sono utilizzabili anche per il dimensionamento degli interventi di rinforzo di elementi con angolari e calastrelli saldati.

Dimensionamento del rinforzo per assorbire l'azione esercitata dalla tamponatura

La massima componente orizzontale della forza di compressione sviluppabile dalla tamponatura è pari a :

$$H_o = \min \left(\frac{f_{vko} \cdot l \cdot t}{0.6 \cdot \phi}; 0.8 \cdot \frac{f_k}{\phi} \cdot \cos^2 \theta \cdot \sqrt[4]{\frac{E_c}{E_m} \cdot I \cdot h \cdot t^3} \right)$$

Ipotizzando che il paramento sia costituito da laterizi forati la cui resistenza caratteristica a compressione degli elementi è $f_{bk}=7.5$ MPa e malta di classe M5, per uno spessore totale di 20 cm. Dalla Tabella 11.10.VII del D.M. 14/01/08 si ottiene la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di tensioni normali f_{vko} pari a 0.2 MPa e una resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k (Tabella 11.10.V del D.M. 14/01/08 per i blocchi artificiali semipeni) pari a 4.1 MPa.

Per la geometria in esame (vedi Figura 1), $\theta = \arctg(h/l) = \arctg(300/400) = 36.9^\circ$; si assume che E_m sia pari a $1000 \cdot f_k$ e quindi pari a 4.1 GPa. Il termine I rappresenta il momento di inerzia della sezione trasversale del pilastro rispetto all'asse ortogonale al piano della tamponatura, pertanto $I = bh^3/12 = 300 \cdot 300^3/12 = 6.75 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$.

Si ottiene dunque:

$$H_o = \min \left(\frac{0.2 \cdot 4000 \cdot 200}{0.6 \cdot 1}; 0.8 \cdot \frac{4.1}{1} \cdot \cos^2 36.9^\circ \cdot \sqrt[4]{\frac{25}{4.1} \cdot 6.75 \cdot 10^8 \cdot 3000 \cdot 200^3} \right) =$$

$$= \min(266,667; 209,277) \cong 209 \text{ kN}$$

Si affida al rinforzo esterno lo sforzo massimo tra il 50% di tale azione e quello che si ottiene scorporando da esso il taglio portato per attrito dal pilastro soggetto allo sforzo normale N. Nell'esempio in questione, il taglio portato per attrito si assume pari allo 0.4 N. Ai fini del calcolo, ed in mancanza dei risultati ottenibili con analisi strutturale globale, mediante valutazioni semplificate si determina la forza assiale normalizzata nel pilastro che, nell'esempio, si ipotizza pari a 0.2 e, quindi, $N = 0.2 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 200 \text{ kN}$ corrispondente ad una tensione di compressione di circa 2.2 MPa. La forza H di calcolo è quindi:

$$H = \max \left(\frac{H_o}{2}; H_o - 0.4 \cdot N \right) = \max \left(\frac{209}{2}; 209 - 0.4 \cdot 200 \right) = 129 \text{ kN}$$

Nodi d'angolo

La forza di calcolo deve essere assorbita dal pressopiegato ad L di maggiori dimensioni (Figura 3). Per il pressopiegato ad L si assume un acciaio per carpenteria metallica S 275 avente una tensione caratteristica di snervamento pari a $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$.

La resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ vale :

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (\text{eq. 4.2.18 del D.M. 14/01/08})$$

dove γ_{M0} è il fattore parziale globale per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 e vale 1.05, A_v è l'area resistente a taglio, ed ipotizzando un pressopiegato ad L 100x100x10, A_v è pari a $100 \cdot 10 = 1000 \text{ mm}^2$.

Ne segue che $V_{c,Rd} = 1000 \cdot 275 / \sqrt{3} \cdot 1.05 = 151.21 \text{ kN} \geq V_{c,Ed} = 129 \text{ kN}$ e la verifica è quindi soddisfatta.

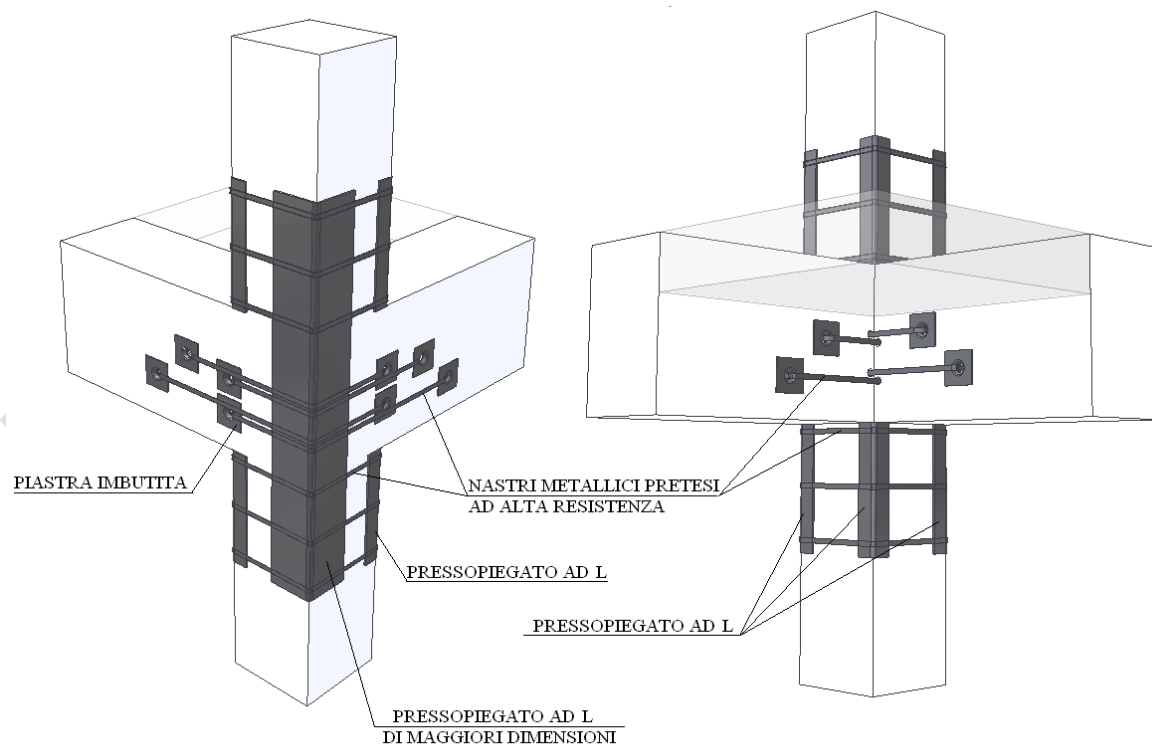


Figura 3 - Schema della disposizione del rinforzo mediante CAM

Il pressopiegato ad L di maggiori dimensioni è trattenuto superiormente da nastri in acciaio ad alta resistenza con $f_{tk} = 950 \text{ N/mm}^2$ che cerchiano il nodo e limitano l'altezza libera del pressopiegato non rendendo necessario considerare l'interazione flessione-taglio nella verifica. .

In analogia al calcolo delle giunzioni di elementi di acciaio, il valore di calcolo della sollecitazione massima a trazione è pari a

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \frac{0.9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} \right\}.$$

Nel caso del sistema CAM la resistenza di calcolo del nastro a trazione $N_{t,Rd}$ è assunta pari alla minore fra $N_{pl,RD}$ sollecitazione plastica della sezione lorda A e la sollecitazione a rottura $N_{u,Rd}$ della sezione netta A_{net} in corrispondenza della giunzione per la quale è garantita una resistenza minima pari al 70% della resistenza del nastro stesso.

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \frac{0.7 \cdot A \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right\} = 9.09 \text{ kN}$$

assunto che :

$$f_{yk} = 900 \text{ N/mm}^2, f_{tk} = 950 \text{ N/mm}^2;$$

$$A = 19 \cdot 0.9 = 17.1 \text{ mm}^2 ;$$

$$\gamma_{M0} = 1.05, \gamma_{M2} = 1.25 ;$$

in base alle precedenti considerazioni sulla resistenza del nastro si considera un valore di f_{yd} fornito dalla seguente relazione:

$$f_{yd} = N_{t,Rd} / A = 532 \text{ N/mm}^2.$$

La forza di calcolo H_d esercitata dalla tamponatura deve essere assorbita dai bracci delle spire che trattengono il pressopiegato ad L di maggiori dimensioni. Per ogni spira solo uno dei due bracci trattiene il pressopiegato (figura 4) e, quindi, ipotizzando, come in figura 3, due spire per ogni trave concorrente nel nodo ed un numero di quattro nastri per ogni spira, si ha che l'area da considerare in verifica A_{sh} corrisponde a 16 (4x4) braccia resistenti di armatura, di dimensioni 19x0.9 mm, pari a 273.6 mm^2 .

La verifica è quindi rispettata essendo: $A_{sh} f_{yd} = 532 \cdot 10^{-3} \cdot 273.6 = 145.55 \text{ kN} > 129 \text{ kN}$.

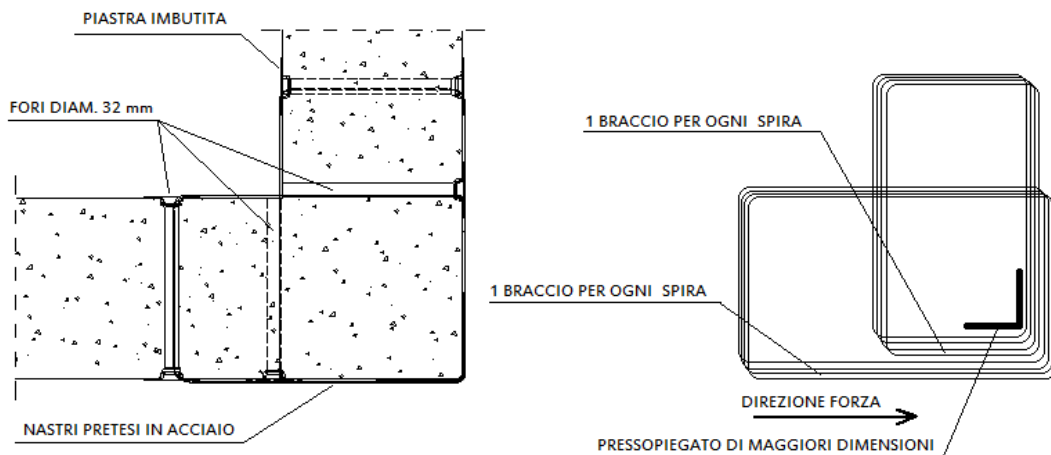


Figura 4

Nodi perimetrali

La forza di calcolo deve essere assorbita dal sistema costituito da un piatto, saldato a quattro pressopiegati ad L di dimensioni minime 60x6 mm, ed i pressopiegati stessi i quali presentano un'ala che prosegue sulla faccia esterna del nodo (Figura 5). Un'ala dei pressopiegati presenti sul pilastro inferiore e superiore prosegue per una lunghezza pari a circa $h_{trave}/2$ e queste in genere non vengono saldate fra di loro di testa poiché i pilastri possono anche non essere allineati in verticale in caso di presenza di rastremazioni in altezza. Per i pressopiegati ad L e per il piatto si assume un acciaio per carpenteria metallica S 275 avente un valore di $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$.

Il piatto può essere posizionato sotto, sullo stesso piano o sopra alle ali dei presso piegati, le saldature sono a cordone d'angolo nel primo e nel terzo caso, sono di testa nel secondo caso, lo spessore del cordone è pari allo spessore minimo dei piatti collegati, in questo caso 6 mm.

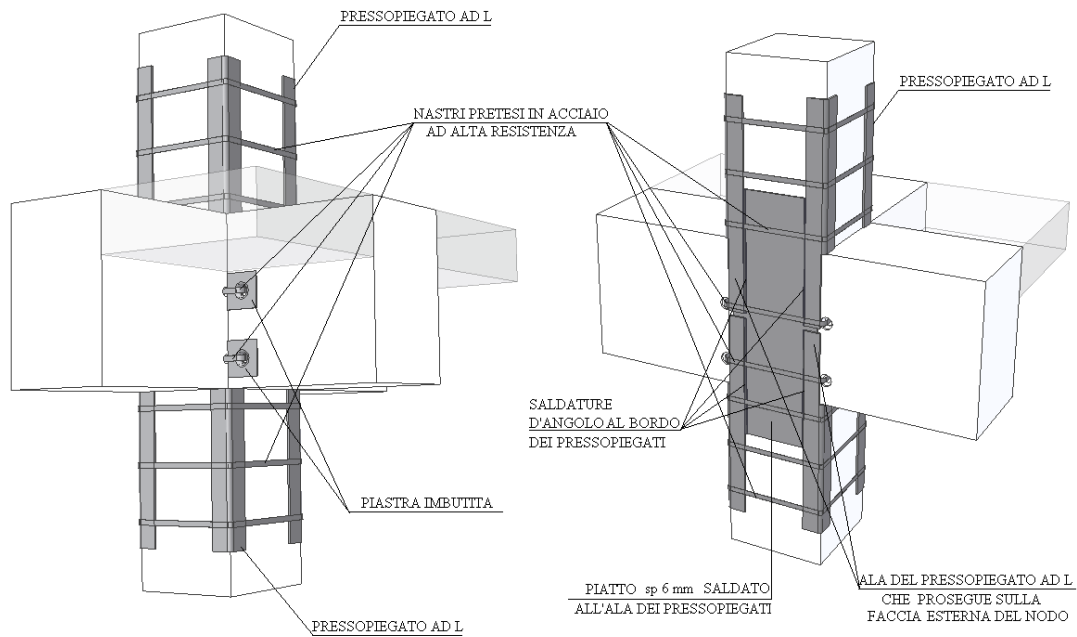


Figura 5

La verifica riportata di seguito viene effettuata nel caso del piatto posto al di sotto delle ali dei pressopiegati e può essere adattata facilmente agli altri casi. Le sezioni significative sono due (vedi figura 6).

Sezione C-C

La resistenza di calcolo a taglio del piatto $V_{c,Rd}$ nella sez C-C a metà altezza del nodo, nella quale il piatto resiste da solo, è pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (\text{eq. 4.2.18 del D.M. 14/01/08})$$

dove γ_{M0} è il fattore parziale globale per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 e vale 1.05, A_v è l'area resistente a taglio. Ipotizzando un piatto di spessore 6 mm ed una larghezza di 250 mm, di poco inferiore alla dimensione del pilastro (B_{pil} 300 mm), A_v è pari a $250 \cdot 6 = 1500 \text{ mm}^2$.

Ne segue che $V_{c,Rd} = 1500 \cdot 275 / (\sqrt{3} \cdot 1.05) = 228 \text{ kN} \geq 129 \text{ kN}$ e, quindi, la verifica è soddisfatta.

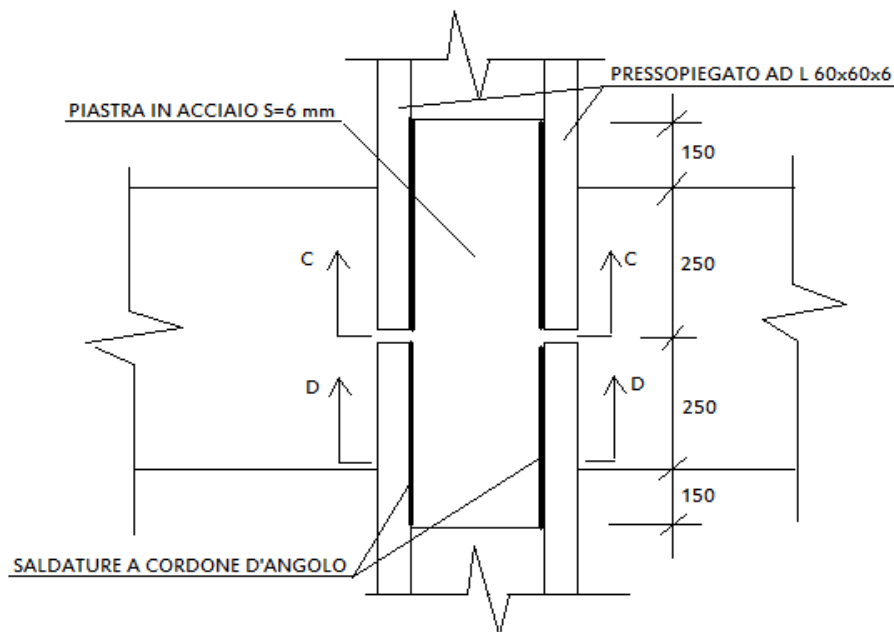


Figura 6

Sezione D-D

La resistenza di calcolo a taglio del piatto $V_{c,Rd}$ nella sez D-D all'attacco dei pilastri dove sono presenti anche le ali dei presso piegati è pari a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (\text{eq. 4.2.18 del D.M. 14/01/08})$$

dove γ_{M0} è il fattore parziale globale per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 e vale 1.05, A_v è l'area resistente a taglio. Ipotizzando un piatto di spessore 6 mm e larghezza 250 mm e sommando ad esso l'area della sezione delle ali dei pressopiegati, ne segue che A_v è pari a $250 \cdot 6 + 2 \cdot (60 \cdot 6) = 2220 \text{ mm}^2$.

Ne segue che $V_{c,rd} = 2220 \cdot 275 / (\sqrt{3} \cdot 1.05) = 335.7 \text{ kN} \geq 129 \text{ kN}$ e, come atteso (visto il soddisfacimento della verifica nella sez. C-C), la verifica è quindi soddisfatta; da questo controllo si evince che la sollecitazione di calcolo non supera il 50% del taglio resistente di calcolo e quindi nella verifica a flessione si può non considerare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Difatti, oltre che a taglio, il sistema costituito dal piatto comprensivo degli angolari è soggetto anche ad un momento flettente che, nelle sezione D-D, assume il valore pari a :

$$M_{E,d} = H_d \cdot (h_{trave}/2) = 129 \cdot 0.500/2 = 32.250 \text{ kNm},$$

dove H_d è la spinta esercitata dalla tamponatura, calcolata in precedenza.

La sezione del piatto (250x6 mm) è una sezione in classe 1 in quanto il rapporto $250/6 < 72\varepsilon$ dove ε vale 0.92 per acciaio S275.

Il momento resistente di calcolo del piatto vale $M_{c,Rd}$:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{eq. 4.2.13 del D.M. 14/01/08})$$

Nelle sezioni in corrispondenza dell'attacco dei pilastri (sez D-D), considerando il contributo delle ali dei due pressopiegati 60x6 ($l_p=60$ mm, $s_p=6$ mm) con i baricentri posti ad una distanza ($B_{pil}+2s_p-l_p$) si ha:

$$W_{pl} = 6 \cdot 250^2 / 4 + 60 \cdot 6 \cdot (300 + 12 - 60) = 184470 \text{ mm}^3;$$

$$M_{c,Rd} = 184470 \cdot 275 \cdot 10^{-6} / 1.05 = 48.313 \text{ kNm}.$$

Ne segue che $M_{E,d} = 32.250 < M_{c,Rd} = 48.313$ kNm e quindi la verifica è soddisfatta.

Ipotizzando un piatto di altezza h_p 800 mm si hanno quattro cordoni di saldatura di lunghezza $l_s=400$ mm (sia quelli superiori che quelli inferiori) ciascuno dei quali è soggetto a due forze, un'azione tangenziale ortogonale pari a $H/2$ e un'azione tangenziale parallela F pari a:

$$F = H \frac{h_p - l_s}{2i_s}$$

dove i_s è l'interasse fra le saldature dato da:

$$i_s = B_{pil} - 2 \cdot (l_p - s_p) = 300 - 2 \cdot (60 - 6) = 192 \text{ mm}$$

$$\text{Tale forza } F \text{ vale pertanto } F = 129 \cdot (800 - 400) / (2 \cdot 192) = 134.37 \text{ kN}.$$

Si verifica quindi la resistenza dei cordoni di saldatura, considerando la superficie resistente di questi ultimi pari all'area ottenuta ribaltando la sezione di gola del cordone sul piatto.

Per un cordone di lato 6 mm (pari allo spessore del piatto e del pressopiegato) pertanto si ha:

$$A_{sald} = 400 \cdot 6 / \sqrt{2} = 1697 \text{ mm}^2.$$

Le tensioni sulla saldatura sono quindi:

$$\tau_{\parallel} = F / A_{sald} = 134.37 \cdot 10^3 / 1697 = 79.18 \text{ N/mm}^2;$$

$$t_{\perp} = (H/2) / A_{sald} = (129 \cdot 10^3 / 2) / 1697 = 38 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica dei cordoni di saldatura viene effettuata in riferimento alle equazioni (4.2.78) e (4.2.79) del D.M. 14/01/08 dove β_1 e β_2 sono coefficienti che dipendono dal tipo di acciaio che nel caso specifico è acciaio per carpenteria metallica S275.

La verifica è quindi soddisfatta risultando :

$$\sqrt{t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq f_{yk} \cdot \beta_1 ;$$

$$\sqrt{79.18^2 + 38^2} = 87.82 \leq 275 \cdot 0.7 = 192.5 \text{ N/mm}^2 ;$$

$$|t_{\perp}| \leq f_{yk} \cdot \beta_2 ;$$

$$38 \leq 0.85 \cdot 275 = 233.75 \text{ N/mm}^2 .$$

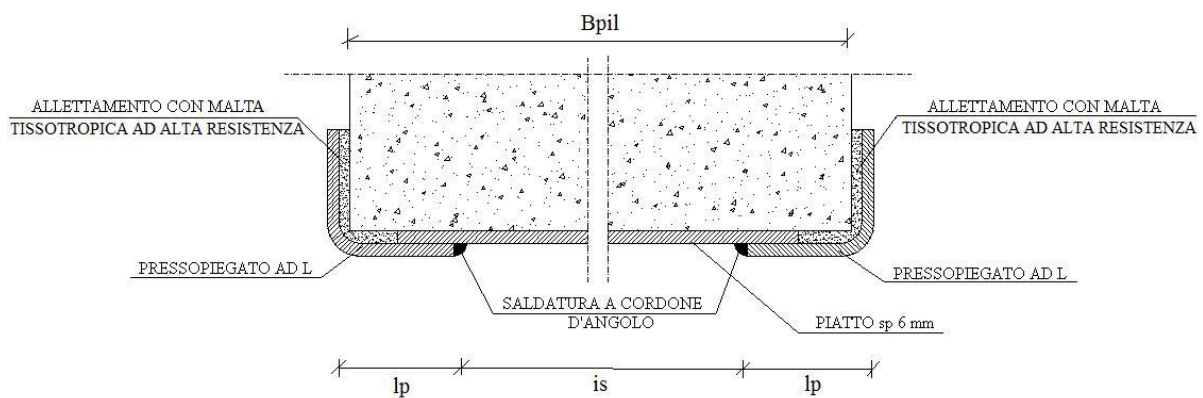


Figura 7

Valutazione della resistenza del pannello di nodo

Si fa riferimento alle verifiche di resistenza dei nodi trave-pilastro (paragrafo C8.7.2.5. della Circolare 617 del 6.2.2009); la tensione di compressione indotta dal meccanismo a tirante-puntone non deve eccedere il 50% della resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo e la tensione di trazione non deve eccedere una resistenza a trazione posta pari a $f_{ctd} = 0.3 \cdot \sqrt{f_{cd}}$.

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2 \cdot A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot A_g}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_g}\right)^2} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \quad (C 8.7.2.3)$$

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2 \cdot A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot A_g}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0.3 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad (C 8.7.2.2)$$

In entrambe le formule f_{cd} è pari alla resistenza per la verifica di elementi fragili pari a 7.4 N/mm^2 .

Nodi d'angolo

L'area del nodo è $A_g = b_j \cdot h_{jc} = 300 \cdot 260 = 78000 \text{ mm}^2$, essendo h_{jc} la distanza fra le giaciture più esterne di armatura del pilastro e b_j la larghezza effettiva del nodo assunta pari alla minore tra :

- 1) la maggiore fra la larghezza della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- 2) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Non disponendo delle azioni di calcolo si ipotizza come in precedenza $N = 200 \text{ kN}$ e

$$v_d = \frac{N}{f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc}} = \frac{200000}{7.4 \cdot 300 \cdot 260} = 0.346 \quad \text{e dalla 7.4.12 del DM 14/01/2008 per nodi esterni si}$$

pone:

$$V = \gamma_{rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 \cdot v_d) = 1.20 \cdot 401.92 \cdot 355 \cdot (1 - 0.8 \cdot 0.346) = 124.02 \text{ Kn.}$$

Si ha che la verifica a compressione è soddisfatta essendo :

$$\sigma_{nc} = \frac{200000}{2 \cdot 78000} + \sqrt{\left(\frac{200000}{2 \cdot 78000}\right)^2 + \left(\frac{124020}{78000}\right)^2} = 3.325 \leq 0.5 \cdot 7.4 = 3.7 \text{ N/mm}^2 ;$$

e che la verifica a trazione è, seppur di poco, soddisfatta anche in questo caso:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{200000}{2 \cdot 78000} - \sqrt{\left(\frac{200000}{2 \cdot 78000} \right)^2 + \left(\frac{124020}{78000} \right)^2} \right| = 0.760 \leq 0.3 \cdot \sqrt{7.4} = 0.81 \text{ N/mm}^2 .$$

Nel caso che la verifica non fosse soddisfatta, per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} , potrebbe essere considerato un adeguato confinamento e pertanto in accordo alla *eq. 7.4.10 del D.M. 14/01/08* si potrebbe considerare il contributo dato da staffe orizzontali in modo che nel nodo :

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (\text{eq. 7.4.10 del D.M. 14/01/08})$$

Per ogni direzione del taglio, si hanno a disposizione per la verifica precedente, due braccia resistenti per ogni spiria contenuta nella trave parallela al taglio in esame, ed un braccio resistente per ogni spiria contenuta nella trave ortogonale (figura 8).

Nell'esempio in questione data la presenza di 2 spire a 4 nastri per ciascuna delle 2 travi concorrenti nel nodo, si ha che in ogni direzione:

$$A_{sh} = 2 \cdot 4 \cdot (2+1) \cdot 19 \cdot 0.9 = 410.4 \text{ mm}^2 ;$$

$$f_{ywd} = f_{tk} \cdot 0.7 / \gamma_{M2} = 532 \text{ N/mm}^2 ;$$

$$h_{jc} = 260 \text{ mm e } b_j = 300 \text{ mm } h_{jw} = 460 \text{ mm};$$

$$V_{jbd} = V = 124.02 \text{ kN};$$

$$\frac{410.4 \cdot 532}{300 \cdot 460} \geq \frac{(124020 / 300 \cdot 260)^2}{0.81 + 0.346 \cdot 7.4} - 0.81 ; \quad 1.58 \geq -0.06 \text{ N/mm}^2 .$$

La verifica è quindi soddisfatta in maniera molto più netta.

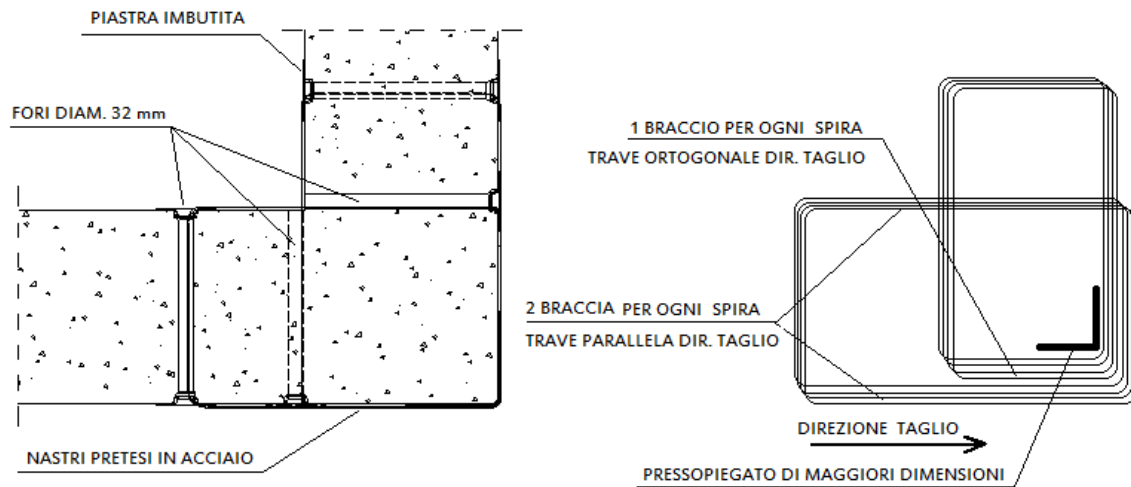


Figura 8

Volendo mantenere la stessa notazione in termini tensionali la formula di verifica va scritta come :

$$\sigma_{nt} = \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot A_g} - \frac{\sigma_{or}}{2}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_g}\right)^2} - \left(\frac{N}{2 \cdot A_g} + \frac{\sigma_{or}}{2}\right) \leq 0.3 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

dove :

$$\sigma_{or} = \frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \text{ ed } A_g = h_{jc} \cdot b_j \text{ da cui si ha } \sigma_{nt} = -1.24 < 0.81 \text{ N/mm}^2.$$

In ultimo valutiamo l'incremento di resistenza a taglio nel nodo, a seguito dell'inserimento dei nastri , invertendo l'equazione :

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (\text{eq. 7.4.10 del D.M. 14/01/08})$$

In assenza di nastri, per $\sigma_{or} = \frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} = 0$ si ha che il taglio resistente è pari a:

$$V_{rd,i} = b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{(f_{ctd}) \cdot (f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd})} = 129.59 \text{ kN.}$$

In presenza di nastri, per $\sigma_{or} = \frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \neq 0$ si ha che il taglio resistente è pari a:

$$V_{rd,f} = b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{(f_{ctd} + \sigma_{or}) \cdot (f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd})} = 286.13 \text{ kN.}$$

Per cui si ha un incremento di taglio resistente dovuto ai nastri pari a:

$$\Delta V_{rd} = b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} \cdot (\sqrt{f_{ctd} + \sigma_{or}} - \sqrt{f_{ctd}})$$

$$\Delta V_{rd} = 300 \cdot 260 \cdot \sqrt{0.816 + 0.346 \cdot 7.4} \cdot \left(\sqrt{0.816 + \frac{410.4 \cdot 532}{300 \cdot 460}} - \sqrt{0.816} \right) = 156.54 \text{ kN.}$$

In questo caso i nastri disposti nel nodo sono addirittura superflui per garantirne la verifica di resistenza. Si evidenzia comunque che in un intervento di miglioramento sismico non è indispensabile garantire sempre, come in questo caso, il ripristino della gerarchia delle resistenze fra la resistenza finale del nodo $V_{rd,f} = 286.13 \text{ kN}$ ed il taglio indotto dallo snervamento delle armature a flessione delle travi concorrenti nello stesso $V = \gamma_{rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 \cdot v_d) = 124.02 \text{ kN}$.

Valutazione dell'incremento di duttilità del calcestruzzo e della resistenza a taglio dei pilastri

Il confinamento delle estremità dei pilastri viene realizzato mediante fasciatura con nastri di acciaio ad alta resistenza di dimensioni 19·0.9 mm, pretesi, contrastando su pressopiegati ad L, con dimensioni minime di 60x6 mm interrotti in corrispondenza delle travi poste sugli angoli del pilastro e, nel caso di nodi d'angolo (figura 9), sul pressopiegato ad L continuo nell'angolo esterno del nodo.

Il dimensionamento è analogo per pilastri in corrispondenza di nodi d'angolo e di nodi perimetrali. Nel caso in esame si assume un interasse dei nastri pari a 50 mm.

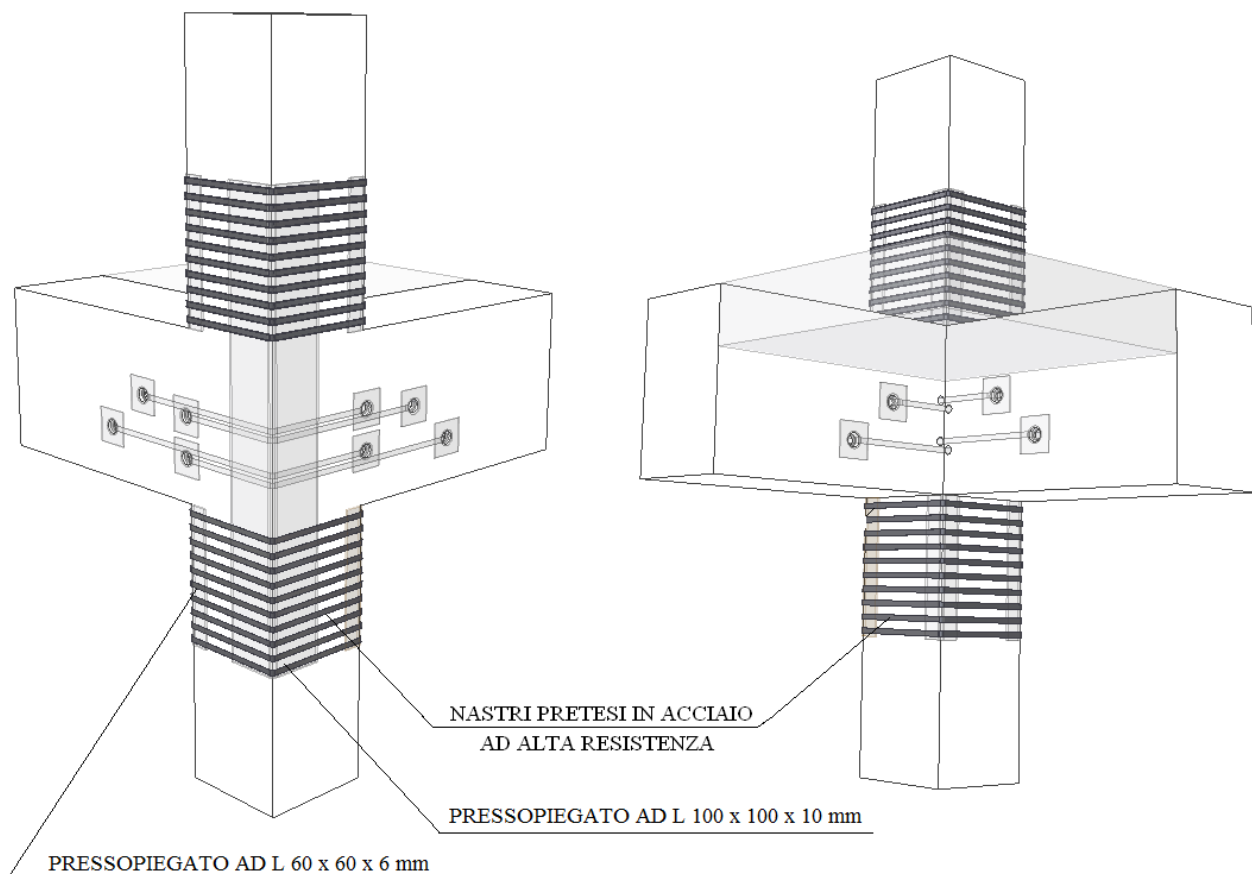


Figura 9

L'effetto di confinamento di una fasciatura con nastri in acciaio si valuta come per le staffe, con riferimento alla percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali; si fa riferimento alle Norme Tecniche Circolare 6.2.2009 paragrafo C8A.7.2.1.

Per le proprietà del conglomerato confinato vengono impiegate le espressioni seguenti:

- per la resistenza del conglomerato confinato :

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3.7 \left(\frac{0.5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_y}{f_c} \right)^{0.86} \right] \quad (C8A.7.6)$$

- per la deformazione ultima del calcestruzzo confinato :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.5 \frac{0.5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_y}{f_{cc}} \quad (C8A.7.8)$$

dove i valori impiegati per le resistenze dei materiali sono:

a) per il calcestruzzo esistente: la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

b) per l'acciaio della camicia: la resistenza di calcolo.

Il rapporto volumetrico di armatura trasversale ρ_s è pari a $\rho_s = 2 A_s (b+h) / (b h s)$. Nel caso di bande discontinue (A_s = area trasversale della banda, s = passo delle bande), α_n ed α_s sono, rispettivamente, i fattori di efficienza del confinamento nella sezione e lungo l'elemento, dati da:

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3bh} \quad (C8A.7.7.a)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s - h_s}{2b} \right) \left(1 - \frac{s - h_s}{2h} \right) \quad (C8A.7.7b)$$

dove R è il raggio di arrotondamento (eventuale) degli spigoli della sezione (in presenza di angolari/pressopiegati ad L, R può essere assunto pari al minore tra la lunghezza del lato degli angolari e 5 volte lo spessore degli stessi), b e h sono le dimensioni della sezione ed h_s è l'altezza delle bande discontinue.

$b=h= 300$ mm ;

$R= \min (5 \cdot 6 , 60) = 30$ mm (in presenza di pressopiegati ad L sugli spigoli 60·60·6 mm);

$s = 50$ mm;

$A_s = 19 \cdot 0.9 = 17.1$ mm².

Data la presenza di angolari continui lungo il pilastro, per la valutazione del confinamento lungo l'elemento, l'altezza delle bande discontinue h_s è valutata come altezza dei nastri a cui va sommata

due volte la lunghezza dell'ala dell'angolare e quindi in questo caso h_s sarebbe pari a $h_s = (19 + 2 \cdot 60) = 139$ mm; poiché così si viene ad avere $h_s > s$ si assume $h_s = s$ e quindi $\alpha_s = 1$.

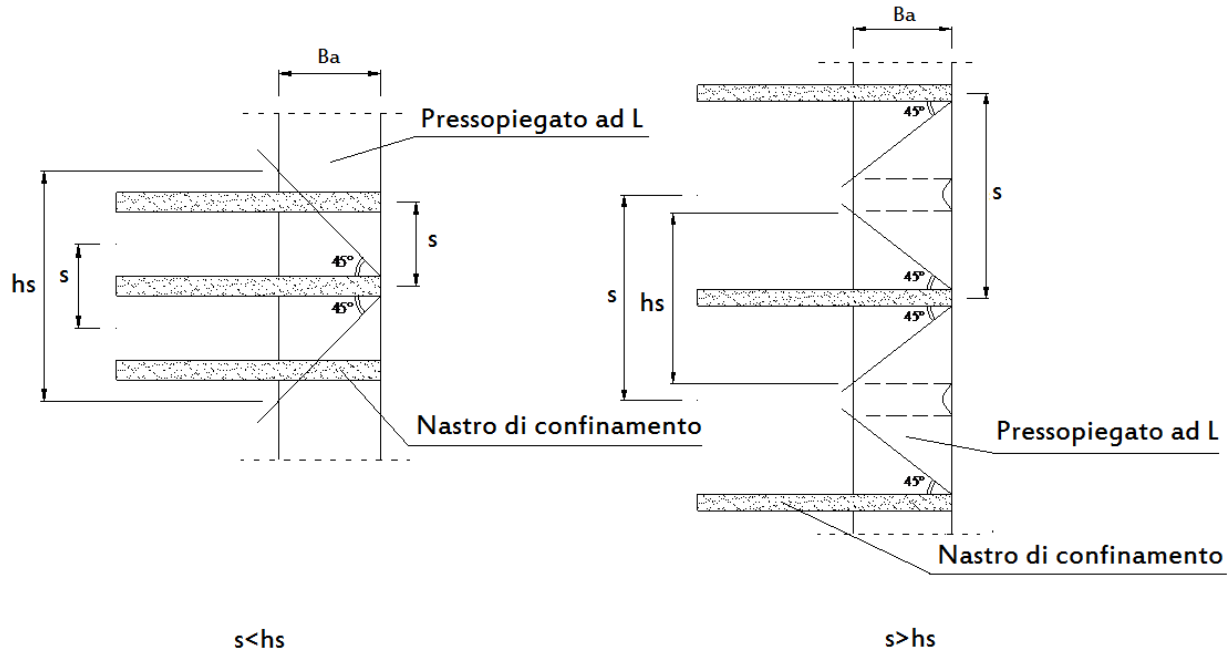


Figura 10

$$\alpha_n = 1 - \frac{(300 - 2 \cdot 30)^2 + (300 - 2 \cdot 30)^2}{3 \cdot 300 \cdot 300} = 0.573;$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{50 - 50}{2 \cdot 300}\right) \left(1 - \frac{50 - 50}{2 \cdot 300}\right) = 1;$$

$$\rho_s = \frac{2A_s(b+h)}{(b \cdot h \cdot s)} = \frac{2 \cdot 17.1 \cdot (300 + 300)}{(300 \cdot 300 \cdot 50)} = 0.00456.$$

Ne segue che per la resistenza del conglomerato confinato :

$$f_{cc} = 11.11 \left[13.7 \cdot \left(\frac{0.5 \cdot 0.573 \cdot 1 \cdot 0.00456 \cdot 532}{11.11} \right)^{0.86} \right] = 14.90 \text{ N/mm}^2 ;$$

per la deformazione ultima del calcestruzzo confinato:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.5 \frac{(0.5 \cdot 0.573 \cdot 1 \cdot 0.00456 \cdot 532)}{14.69} = 0.0273.$$

Date le incertezze ⁽¹⁾ presenti nella formula (C8A.7.5), per valutare l'incremento di resistenza a taglio offerto dall'intervento di incamiciatura in acciaio, si considera la formula che la normativa riporta per la valutazione della resistenza al taglio dovuta alla presenza di armatura trasversale :

$$V_{rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot sen \alpha \quad (eq. 4.1.18 \text{ del D.M. } 14/01/08)$$

e la si modifica introducendo il fattore moltiplicativo 0.5 per tener conto di quanto prescritto al paragrafo C8A.7.2.1.

Si valuta quindi l'effetto dell'incamiciatura nel modo seguente:

$$V_j = 0.9 \cdot d \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot (0.5 \cdot f_{ywd}) \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot sen \alpha$$

dove per i nastri in questione si utilizza $f_{ywd} = 532 \text{ N/mm}^2$.

Nel caso di cerchiaggi attivi con nastri pretesi la limitazione dell'ampiezza delle fessure e l'integrità del conglomerato sono sicuramente più controllate rispetto ai cerchiaggi passivi cui si riferisce la normativa; in favore di sicurezza si mantiene comunque la limitazione del 50% rispetto alla tensione di snervamento di calcolo, per cui nel nodo in analisi si ha:

$$t_j = 0.9 \text{ mm} ;$$

$$b = 19 \text{ mm} ;$$

$$s = 50 \text{ mm} ;$$

$$d = h_{\text{utile, pilastro}} = 280 \text{ mm} .$$

L'incremento di resistenza a taglio alle estremità dei pilastri è pertanto funzione del valore di $cotg \theta$ assunto nei calcoli dal progettista ($1 < cotg \theta < 2.5$), avendo cura di verificare che la sollecitazione nelle bielle di calcestruzzo sia compatibile con la resistenza del materiale.

⁽¹⁾ *Sebbene la Circolare n. 617 del 2009 fornisca, al punto C8A.7.2.1., la relazione per determinare il contributo dei rinforzi alla resistenza a taglio, si ritiene più appropriato utilizzare la formulazione prevista dalla normativa NTC 2008 (eq. 4.1.18 del D.M. 14/01/08), limitando opportunamente la tensione massima cui far lavorare l'armatura metallica. Tale soluzione si adotta a causa dei alcune imprecisioni contenute nella formula riportata nella circolare.*

Facendo riferimento ad una inclinazione a 45° delle bielle di calcestruzzo la cotangente assume il valore unitario e, quindi :

$$V_j = V_{Rsd,nastri} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 280 \cdot \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 19}{50} \cdot 532 = 45.9 kN$$

Nel caso in cui si assuma un valore della cotangente maggiore di 1, ad esempio pari a 2, l'incremento di resistenza sarà più considerevole ma andrà verificata anche la capacità resistente delle bielle di calcestruzzo. In tal caso si ha:

$$V_j = V_{Rsd,nastri} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 280 \cdot \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 19}{50} \cdot 532 \cdot 2 = 91.7 kN.$$

La capacità resistente a taglio delle bielle di cls è invece pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta) \quad (eq. 4.1.19 del D.M. 14/01/08)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot 280 \cdot 300 \cdot 0.5 \cdot 7,4 \cdot 1 \cdot (0 + 2) / (1 + 4) = 111.8 kN.$$

Valutazione dell'incremento della resistenza a taglio delle estremità delle travi

L'incremento di resistenza a taglio delle estremità delle travi consente di prevenire la eventuale crisi per taglio, che rappresenta un meccanismo fragile potenzialmente attivabile.

Il dimensionamento è analogo per travi in corrispondenza di nodi d'angolo e di nodi perimetrali.

Nastri che cerchiano l'intera sezione, forando il solaio.

L'intervento può essere realizzato mediante una fasciatura con nastri in acciaio ad alta resistenza di dimensioni 19x0.9 mm pretesi, nastri che cerchiano l'intera sezione delle travi (figura 11), e contrastando su 3 pressopiegati ad L tipicamente 60x6 mm in corrispondenza di 3 angoli della trave e su un piatto posto nell'angolo superiore interno della trave.

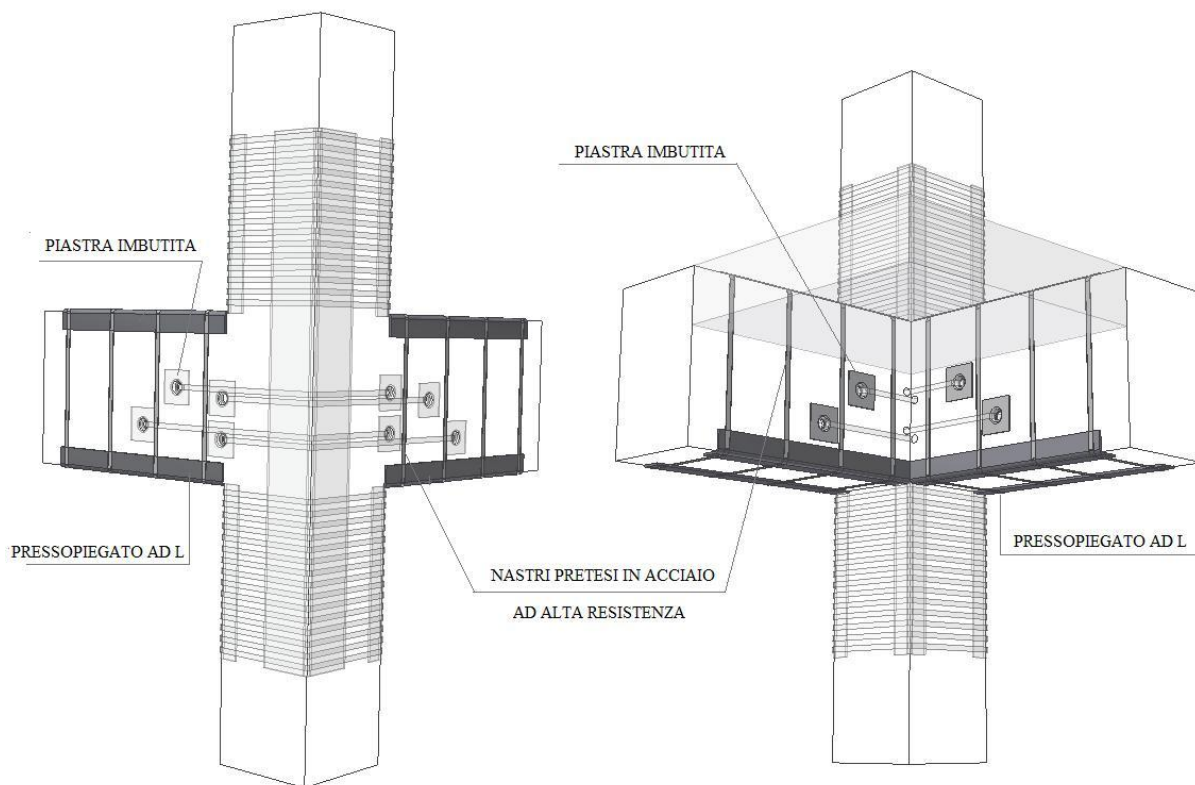


Figura 11

Nel caso in esame si assumono 3 nastri sovrapposti con un interasse di 200 mm.

Nel nodo in esame :

$$t_j = 0.9 \text{ mm};$$

$$b = 19 \text{ mm};$$

$$s = 200 \text{ mm};$$

$$d = h_{\text{utile, trave}} = 480 \text{ mm}.$$

L'incremento di resistenza a taglio alle estremità delle travi è pertanto funzione del valore di $\cotg\theta$ assunto nei calcoli dal progettista ($1 < \cotg\theta < 2.5$). Facendo riferimento ad una inclinazione a 45° delle bielle di calcestruzzo la cotangente assume il valore unitario e, quindi :

$$V_j = V_{Rsd, nastri} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 480 \cdot \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 19 \cdot 3}{200} \cdot 532 = 58.95 \text{ kN}.$$

Nel caso in cui si assuma un valore della cotangente non unitario, ad esempio pari a 2, l'incremento di resistenza sarà più considerevole ma andrà verificata anche la capacità resistente delle bielle di calcestruzzo

$$V_j = V_{Rsd, nastri} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 480 \cdot \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 19 \cdot 3}{200} \cdot 532 \cdot 2 = 117.9 \text{ kN}.$$

La capacità resistente a taglio delle bielle di cls è invece pari a :

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta) \quad (eq. 4.1.19 \text{ del D.M. } 14/01/08)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot 480 \cdot 300 \cdot 0.5 \cdot 7.4 \cdot 1 \cdot (0 + 2) / (1 + 4) = 191.8 kN.$$

Nastri che cerchiano la parte intradossata della trave, forandola sotto al solaio.

L'intervento può essere realizzato mediante una fasciatura con nastri in acciaio ad alta resistenza di dimensioni 19x0.9 mm pretesi, nastri che cerchiano la sola parte intradossata della trave (vedi figura 12), e contrastando su 2 pressopiegati ad L all'intradosso delle travi e su 2 piastre imbutite immediatamente al di sotto del solaio.

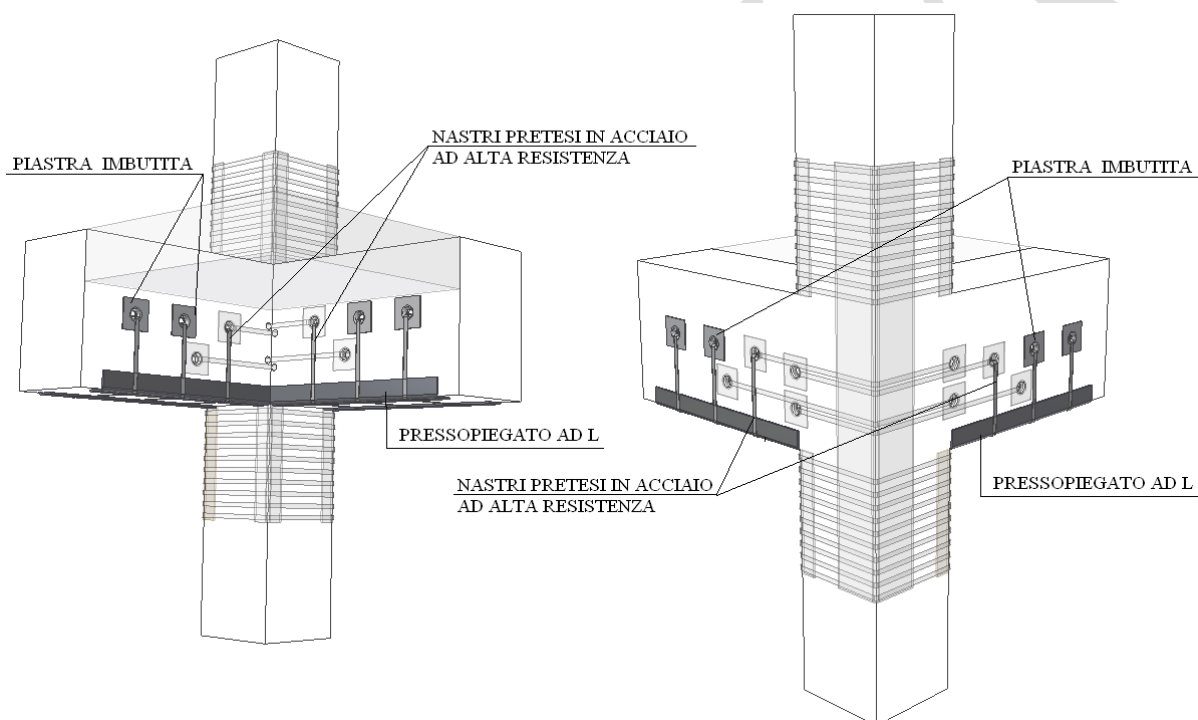


Figura 12

Nel caso in esame si assumono 3 nastri sovrapposti con un interasse di 200 mm e si considera, in presenza di un solaio alto 200 mm, un'altezza utile in favore di sicurezza pari all'altezza della trave detratta dell'altezza del solaio e del foro.

$$t_f = 0.9 \text{ mm};$$

$$b = 19 \text{ mm};$$

$$s = 200 \text{ mm};$$

$$d = h_{utile} = h_{utile\ trave} - h_{solaio} - h_{foro} = 480 - 200 - 40 = 240 \text{ mm}.$$



L'incremento di resistenza a taglio alle estremità delle travi è pertanto funzione del valore di $\cotg\theta$ assunto nei calcoli dal progettista ($1 < \cotg\theta < 2.5$). Facendo riferimento ad una inclinazione a 45° delle bielle di calcestruzzo la cotangente assume il valore unitario e, quindi :

$$V_j = V_{Rsd,nastri} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 240 \cdot \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 19 \cdot 3}{200} \cdot 532 = 29.47 kN.$$

Nel caso in cui si assuma un valore della cotangente non unitario, ad esempio pari a 2, l'incremento di resistenza sarà più considerevole ma andrà verificata anche la capacità resistente delle bielle di

calcestruzzo $V_j = V_{Rsd,nastri} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 240 \cdot \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 19 \cdot 3}{200} \cdot 532 \cdot 2 = 58.94 kN.$

La capacità resistente a taglio delle bielle di cls è invece pari a :

$$V_{Rcd} = 0.9 * d * b_w * 0.5 * f_{cd} * \alpha_c * (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta) \quad (eq. 4.1.19 del D.M. 14/01/08)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot 240 \cdot 300 \cdot 0.5 \cdot 7.4 \cdot 1 \cdot (0 + 2) / (1 + 4) = 95.9 kN.$$