

Assessment of the load carrying capacity of reinforced concrete columns strengthened by steel cages

Specificità nella valutazione della capacità portante di colonne in calcestruzzo armato rinforzate con incamiciatura in acciaio

G. Campione¹, F. Cannella¹, L. Cavaleri¹, M.F. Ferrotto¹, M. Papia¹

¹ Department of Civil, Environmental, Aerospace, Materials Engineering, Università degli Studi di Palermo, Palermo, Italy

ABSTRACT: In the present paper, a selected review of the most relevant analytical models provided for the evaluation of the confinement properties of Steel Jacketed RC columns is discussed. The reliability of the models is tested by comparing the analytical predictions of the load capacity with experimental results available in the literature depending on the type of mechanical end-connections. Moreover, new considerations regarding the application of the steel jacketing on columns while loaded are faced by experimental investigation / Il presente articolo riporta una raccolta dei modelli analitici di confinamento disponibili in letteratura per colonne in calcestruzzo armato rinforzate con incamiciatura in acciaio. L'affidabilità dei modelli in oggetto è testata confrontando le previsioni analitiche in termini di capacità portante con i risultati sperimentali al variare del tipo di connessioni meccaniche di estremità. Inoltre, vengono presentati i risultati di una recente campagna sperimentale realizzata per analizzare l'influenza del rinforzo applicato su colonne sotto carico.

KEYWORDS: Structural retrofitting; Steel Jacketing; confined concrete, strengthening under sustained loads / Rinforzo strutturale; Steel Jacketing; calcestruzzo confinato, rinforzo di elementi sotto carico

1 INTRODUZIONE

Il rinforzo di colonne in calcestruzzo armato tramite incamiciatura in acciaio conferisce incrementi di capacità portante e deformativa legati al confinamento addizionale che si traduce in una pressione laterale sul nucleo di calcestruzzo. L'incamiciatura in acciaio è costituita da due elementi principali disposti intorno alla colonna: angolari e calastrelli. Gli angolari sono posizionati agli spigoli della colonna e resi aderenti usando malta o resina epossidica o in taluni casi senza malta, mentre i calastrelli sono saldati esternamente agli angolari.

La presenza (o meno) di connessioni meccaniche tra gli angolari in acciaio e le zone nodali (in corrispondenza di travi e solai) condiziona il regime di trasferimento degli sforzi. I modelli meccanici devono tener conto degli effetti di instabilità degli angolari e dell'attrito che si genera tra gli stessi e la colonna (Fig. 1).

Sebbene questa tecnica sia ampiamente utilizzata per il miglioramento e l'adeguamento sismico degli edifici esistenti grazie alla versatilità, la semplicità e l'economicità nella realizzazione dell'intervento e consenta di modificare sia la rigidezza che la resistenza globale delle strutture, le prescrizioni normative sul calcolo della capacità degli elementi rinforzati risultano carenti.

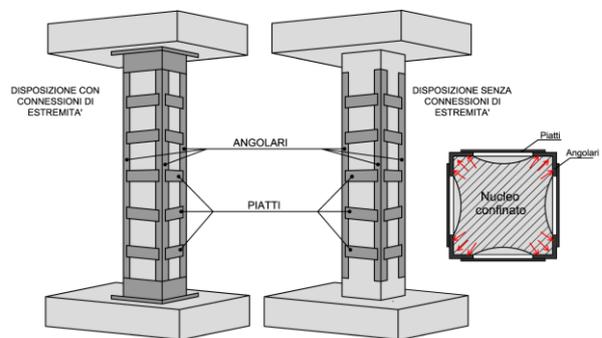


Figura 1. Arrangement of steel jacketing / Disposizione dell'incamiciatura in acciaio.

Le Norme Tecniche Italiane (NTC 2008) e l'Eurocodice 8 (2005) prevedono di valutare l'incremento di resistenza legato alla sola azione di confinamento, trascurando il contributo diretto degli angolari. L'Eurocodice 4 (2004) considera invece il contributo degli angolari soltanto nel caso delle connessioni piene (completa partecipazione e sezione monolitica), fornendo una procedura di calcolo di sezioni composte acciaio/calcestruzzo.

In Figura 2 si riportano i domini della sezione rinforzata, diversi nel caso di sezione in grado di disporre del contributo degli angolari in termini di area aggiuntiva (approccio secondo Eurocodice 4) o di sezione soggetta a solo confinamento (approccio se-

condo NTC 2008/Eurocodice 8). Si evidenzia che secondo l'Eurocodice 8, non è previsto un contributo di resistenza flessionale legato al sistema di rinforzo. Tuttavia, alcuni studi hanno dimostrato che anche in assenza di collegamento nelle zone di nodo, gli angolari possono fornire un contributo sul carico assiale dovuto alle tensioni tangenziali di scorrimento all'interfaccia tra angolari e calcestruzzo (Adam et al., 2007, 2009, Badalamenti et al., 2010, Campione et al., 2017).

$$\rho_{st,x} = \frac{n_{bx} A_{stx}}{s_i (h - 2c)} + \frac{2A_{sb} f_{yb}}{s_b h f_{yk}} \quad (2a)$$

$$\rho_{st,y} = \frac{n_{by} A_{sty}}{s_i (b - 2c)} + \frac{2A_{sb} f_{yb}}{s_b b f_{yk}} \quad (2b)$$

$$k_e = \left(1 - \frac{s_b - \phi_{st}}{2(b - 2c)}\right) \left(1 - \frac{s_b - \phi_{st}}{2(h - 2c)}\right) \quad (3)$$

dove $\rho_{st,x}$ and $\rho_{st,y}$ rappresentano il rapporto geometrico di armatura trasversale e n_{bx} and n_{by} il numero di staffe in direzione x ed y, s_i il passo delle staffe interne, s_b il passo tra i piatti in acciaio, A_{sb} è l'area della sezione trasversale dei piatti in acciaio, b e h le dimensioni della sezione, c è il copriferro delle staffe interne, ϕ_{st} è il diametro delle staffe interne.

Nagaprasad et al. (2009) hanno presentato una campagna sperimentale di colonne soggette a carichi laterali monotoni e ciclici per osservare la capacità deformativa sotto azioni sismiche. Il modello analitico da loro adottato è un'estensione di quello proposto da Mander et al. (1988) riferito alle sezioni rettangolari. Nagaprasad et al. (2009) hanno considerato l'effetto di confinamento esercitato dagli angolari e dai piatti, trascurando il contributo al confinamento dell'armatura interna. Le pressioni di confinamento lungo gli assi x e y valgono:

$$f_{lx} = \frac{2t_2 (h - L_1)}{s_b \cdot b} f_{yb}; \quad f_{ly} = \frac{b}{h} f_{lx} \quad (4)$$

mentre il coefficiente di efficacia del confinamento è valutato come segue:

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{(b - L_1)(h - L_1)}{3bh}\right) \left(1 - \frac{s_b - s_2}{2b}\right) \left(1 - \frac{s_b - s_2}{2h}\right)}{1 - \rho_{long}} \quad (5)$$

dove L_1 e t_1 sono la lunghezza e lo spessore degli angolari mentre L_2 e t_2 sono rispettivamente la lunghezza a contatto con la colonna e lo spessore dei piatti in acciaio, ρ_{long} il rapporto geometrico di armatura longitudinale, s_2 il passo netto tra due piatti in acciaio. Entrambi gli autori propongono di valutare la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato f_{cc} in accordo con Mander et al. (1988) ovvero tramite il coefficiente di incremento di resistenza k ottenuto tramite un abaco. Si ha pertanto:

$$f_{cc} = f_c \cdot k \quad (6)$$

in cui f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato.

Badalamenti et al. (2010) hanno proposto un modello analitico per colonne quadrate rinforzate con angolari e piatti, considerando i casi di angolari direttamente caricati ed indirettamente caricati. La formulazione analitica adottata considera l'azione di confinamento fornita dall'armatura come una funzione del coefficiente di attrito tra angolari e calcestruzzo. Gli autori hanno suggerito un valore del

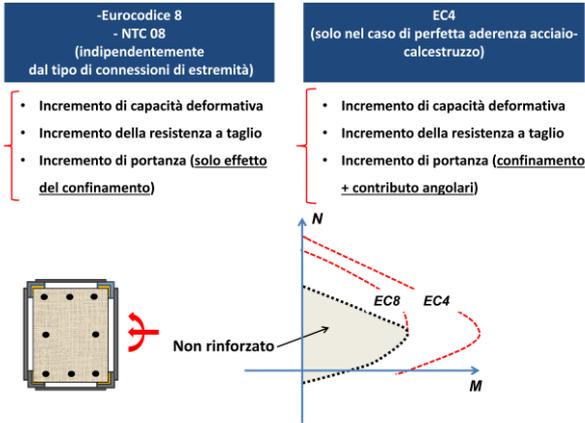


Figura 2. Mechanical behaviour of steel jacketed columns depending on the type of end-connections / Comportamento meccanico delle colonne rinforzate in funzione del tipo di connessioni meccaniche di estremità.

Un'altra questione da evidenziare è che gli interventi di incamiciatura, nella pratica, avvengono in condizioni di esercizio cioè quando i pilastri sono sotto carico. Tuttavia, non sono disponibili indicazioni normative per la valutazione dell'effetto dei carichi esistenti e/o su come tenerne conto nel progetto del sistema di rinforzo.

1.1 Revisione dei modelli analitici e analisi dei principali parametri

Nell'ultimo decennio, parecchi autori hanno posto attenzione sulla capacità portante delle colonne in cemento armato rinforzate con incamiciatura in acciaio includendo gli effetti del confinamento.

Montuori e Piluso (2009) hanno condotto una campagna sperimentale su colonne rinforzate attraverso incamiciatura metallica soggette a carichi centrati ed eccentrici. Essi hanno proposto un modello analitico sulla base delle relazioni proposte da Mander et al. (1988) per l'armatura interna, ovvero dipendenti dal rapporto geometrico di armatura trasversale ρ_{st} e del coefficiente di efficacia del confinamento k_e . Secondo tale modello la massima pressione si sviluppa al raggiungimento della tensione di snervamento dell'acciaio f_{yb} secondo l'espressione:

$$f_{le,x} = k_e \cdot \rho_{st,x} \cdot f_{yb}; f_{le,y} = k_e \cdot \rho_{st,y} \cdot f_{yb} \quad (1)$$

con:

coefficiente di attrito μ pari a 0.5. In tali condizioni per la pressione laterale di confinamento $f_{le,max}$ si ottiene come:

$$f_{le,max} = \frac{1.33 \cdot f_{yb}}{b \cdot s_b \cdot \left(\frac{L_1}{s_b \cdot t_2} + \frac{L_2}{s_b \cdot s_2} \right)} k_e \quad (7)$$

dove il coefficiente di efficacia del confinamento è stato espresso come:

$$k_e = e^{-1.5 \left(\frac{s_b}{b} \right)} \quad (8)$$

Inoltre, diversamente dai precedenti studi, la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato f_{cc} viene valutata in accordo con l'Eurocodice 8 (2005):

$$f_{cc} = f_c + 3.7 (f_{le,max})^{0.86} \quad (9)$$

Tutti gli studi precedentemente riportati propongono di adottare le relazioni di Mander et al. (1988) per determinare la deformazione al picco di resistenza ε_{cc} e la deformazione ultima del calcestruzzo confinato ε_{ccu} secondo le seguenti relazioni

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right], \quad \varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + \frac{1.4 \rho_{st} f_{yb}}{f_{cc}} \varepsilon_{su} \quad (10)$$

dove ε_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato, mentre ε_{su} è la deformazione a rottura dell'acciaio.

Si fa presente che i precedenti modelli prevedono la riproduzione del legame tensione-deformazione in compressione del calcestruzzo confinato secondo le relazioni di Mander et al. (1988) non riportate qui per brevità.

Volendo fornire un quadro completo sullo stato dell'arte, si riportano le relazioni fornite dalla Circolare 02/02/2009 n.617 relativa alle NTC 2008 per il calcolo della pressione di confinamento, la resistenza a compressione f_{cc} e i limiti deformativi ε_{ccu} del calcestruzzo confinato con incamiciatura in acciaio:

$$f_{l,max} = \frac{2(b+h)A_{sb}}{s_b b h} f_{yb} \quad (11)$$

$$f_{cc} = f_c + 3.7 (0.5 f_{l,max})^{0.86} \quad (12)$$

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + \frac{0.25 \alpha_n \alpha_s \rho_{st} f_{yb}}{f_{cc}} \quad (13)$$

in cui

$$k_e = \left(1 - \frac{(b-2R)^2 + (h-2R)^2}{3bh} \right) \left(1 - \frac{s_b - t_2}{2b} \right) \left(1 - \frac{s_b - t_2}{2h} \right) \quad (14)$$

$$\rho_{st} = \frac{2(b+h)A_{sb}}{s_b b h} \quad (15)$$

Inoltre, R rappresenta il raggio di curvatura degli spigoli della colonna rinforzata.

È importante sottolineare che le NTC 2008 non forniscono disposizioni sul legame costitutivo da adottare per tenere conto degli effetti del confinamento di elementi rinforzati con incamiciatura in acciaio. Tuttavia, disposizioni sul legame costitutivo in compressione che tiene conto degli effetti del confinamento sono contenute nella nuova normativa, ovvero le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC 2018), relazioni comunque già presenti nell'Eurocodice 2 (2004).

1.2 Esempio di applicazione della tecnica di rinforzo su una colonna in c.a.

Per dare un'indicazione dal punto di vista progettuale, si è considerato un pilastro di sezione 400x400 mm, copriferro di 30 mm, armatura longitudinale pari a 6 ϕ 12, staffe ϕ 8 a passo 200 mm, acciaio B450C con tensione di snervamento f_{yk} pari a 450 MPa, rinforzata con angolari e piatti in acciaio tipo S275, avente tensione di snervamento f_{yb} di 275 MPa. Gli angolari sono di tipo 50/50/5 mm mentre i piatti in acciaio sono di tipo 40/4 mm.

Le variazioni sulla deformazione al picco di resistenza ε_{cc} , la deformazione ultima ε_{ccu} (Fig. 3a) e l'incremento percentuale di resistenza del calcestruzzo confinato (Fig. 3b) sono stati valutati al variare del rapporto s_b/b .

Analizzando gli andamenti riportati nella Figura 3 si nota come per rapporti $s_b/b > 1$ l'intervento risulta poco efficace sia dal punto di vista dell'incremento di resistenza che dall'incremento della capacità deformativa e quindi di duttilità.

Dalla Figura 3(a) è possibile osservare un buon accordo dei modelli per la previsione del rapporto $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0}$; viceversa, i valori di $\varepsilon_{ccu}/\varepsilon_{c0}$ calcolati con le relazioni delle NTC 08 si discostano da quelli ottenuti con gli altri modelli.

Dall'analisi della Figura 3(b) si osserva come i modelli siano concordi nella previsione del rapporto f_{cc}/f_{c0} al variare di s_b/b tranne che per il modello di Montuori e Piluso (2009) dove la resistenza del calcestruzzo confinato viene sovrastimata.

2 VALUTAZIONE DEL CONTRIBUTO DEGLI ANGOLARI

Nel caso di angolari indirettamente caricati, caso non previsto dai codici normativi, è opportuno considerare gli effetti di scorrimento tra le superfici di contatto e valutare il carico trasmesso dagli angolari dovuto agli sforzi tangenziali all'interfaccia acciaio-calcestruzzo. Nel caso di connessioni alle estremità, è lecito invece assumere come ipotesi la perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, valutando anche gli effetti di instabilità degli angolari.

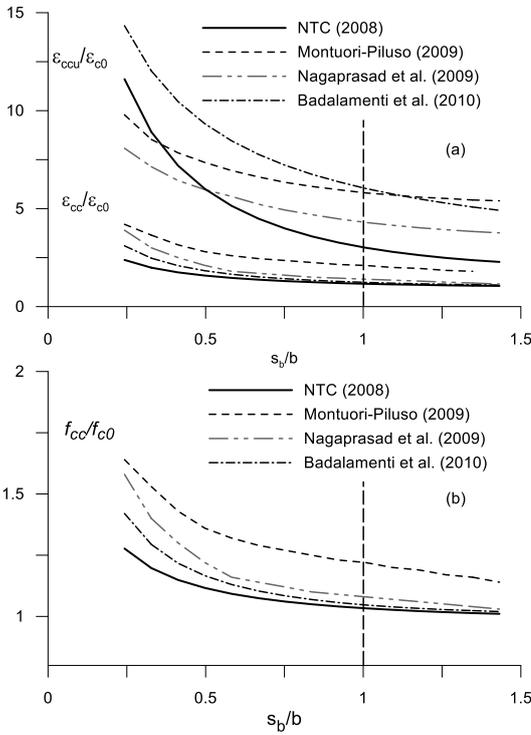


Figura 3. (a) Variation of the strain parameters depending on the ratio s_b/b ; strength enhancement depending on the ratio s_b/b / (a) Andamento dei parametri deformativi al variare del rapporto s_b/b ; (b) incremento di resistenza al variare del rapporto s_b/b .

Di seguito si riportano due studi presenti in letteratura per la valutazione del carico trasmesso dagli angolari nei casi prima citati.

2.1 Angolari indirettamente caricati

La definizione della curva tensione-deformazione nel caso di angolari caricati indirettamente può essere condotta attraverso la formulazione proposta da Campione et al. (2017). La capacità portante degli angolari è funzione delle tensioni tangenziali che si sviluppano lungo la superficie di contatto durante lo scorrimento. Vengono considerate due ipotesi:

a) la malta all'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo è efficace nel collegamento e fornisce una resistenza coesiva c_0 lungo la superficie di contatto;

b) le tensioni tangenziali aumentano con l'espansione del nucleo di calcestruzzo confinato e quindi dipendono dalla pressione laterale di confinamento, per dato coefficiente di attrito μ .

La tensione tangenziale massima all'interfaccia angolare-calcestruzzo τ_{max} , può essere calcolata secondo la legge di Coulomb come:

$$\tau_{max} = c_0 + \mu \cdot f_{le,max} \quad (16)$$

in cui $f_{le,max}$ è la pressione laterale di confinamento efficace valutata in accordo con Montuori e Piluso (2009), pari al minimo tra le pressioni di confinamento sviluppate lungo le direzioni x e y della sezione:

$$f_{le,max} = \min(f_{le,x}; f_{le,y}) \quad (17)$$

L'aliquota di carico P_A^* sostenuto dagli angolari è valutabile attraverso un'equazione di equilibrio

lungo la direzione degli angolari che conduce alla seguente relazione:

$$P_A^* = 2 \cdot n_a \cdot l_{1a} \cdot l_0 \cdot (c_0 + \mu \cdot f_{le,max}) \quad (18)$$

dove n_a è il numero di angolari, l_{1a} la larghezza di ciascun lato e l_0 la loro lunghezza totale.

La conseguente tensione normale massima f_{yb}^* è

$$f_{yb}^* = \frac{P_A^*}{A_a} < f_{yb} \quad (19)$$

con A_a l'area totale degli angolari.

Si assume un comportamento elastico-perfettamente plastico per l'angolare in presenza di scorrimento. Il modulo elastico fittizio E_s^* , che tiene conto della ridotta rigidità governata dai fenomeni di attrito, è calcolato come:

$$E_s^* = \frac{f_{yb}^*}{\varepsilon_{yb}^*} \quad (20)$$

Gli autori propongono, sulla base di osservazioni effettuate sulla propria sperimentazione, di adottare in via semplificata $\varepsilon_{yb}^* = \varepsilon_{c0}$, in cui ε_{c0} è il valore di deformazione al picco di resistenza del calcestruzzo non confinato. Inoltre propongono un valore di $c_0 = 0.10$ MPa e $\mu = 0.4$.

2.2 Angolari direttamente caricati

Gli effetti di instabilità possono significativamente influenzare la risposta in compressione degli angolari, riducendone la capacità portante quando gli effetti della snellezza sono rilevanti.

Con buona affidabilità dei risultati, gli effetti di instabilità possono essere valutati in accordo con il modello di Badalamenti et al. (2010) mediante un approccio analitico per la definizione della risposta carico-deformazione assiale degli angolari soggetti a compressione.

Imponendo le condizioni di equilibrio nella configurazione deformata del sistema con angolari e piatti, detto w_h lo spostamento laterale che si genera per un determinato accorciamento δ_v , e θ l'angolo del sistema deformato, si ottiene la relazione fra carico critico e resistenza flessionale della sezione dell'angolare:

$$N_c \cdot w_h - 2 \cdot M_u^* + \frac{q \cdot l_{1a} \cdot s_b^2}{8} = 0 \quad (21)$$

Nella Eq.(22) M_u^* è il momento ultimo dell'angolare soggetto al carico assiale e il carico laterale q , assunto pari alla pressione laterale di confinamento massima $f_{le,max}$.

La tensione critica σ_c è determinata per ogni valore di deformazione assiale della colonna, dividendo il carico critico N_c per l'area degli angolari:

$$\sigma_c = \frac{1}{s_b \cdot l \cdot t_2} \cdot \frac{1}{\sqrt{2\varepsilon_s - \varepsilon_s^2}} \cdot \left\{ 2 \left[\frac{l^2 \cdot t_1 \cdot f_{yb}}{4} - \frac{(N_u^*)^2}{16 \cdot f_{yb} \cdot t_1} \right] - \sqrt{2} \cdot f_{l,max} \cdot l \cdot \frac{s_b^2}{4} \right\} \quad (22)$$

dove N_u^* varia con la deformazione assiale. Assumendo pertanto che non venga mai superato il valore limite di snervamento dell'acciaio degli angolari, si ha:

$$N_u^* = \varepsilon_s \cdot 2 \cdot l_1 \cdot t_1 \cdot E_s \leq 2 \cdot l_1 \cdot t_1 \cdot f_{yb} \quad (23)$$

Il legame costitutivo dell'acciaio in compressione dipendente dalla tensione critica si ottiene infine nella seguente forma:

$$\sigma = \begin{cases} \min(E, \varepsilon_s; \sigma_c) & se \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yb} \\ \min(f_{yb}; \sigma_c) & se \quad \varepsilon_s > \varepsilon_{yb} \end{cases} \quad (24)$$

dove ε_{yb} rappresenta la deformazione di snervamento dell'acciaio degli angolari.

3 AFFIDABILITÀ DEI MODELLI NELLA RIPRODUZIONE DEI DATI SPERIMENTALI

L'affidabilità dei modelli discussi nei precedenti paragrafi viene testata confrontando, in un ampio intervallo di rapporti meccanici di confinamento, le previsioni analitiche della capacità portante con i risultati sperimentali di diversi studi disponibili in letteratura. I dati assunti per confronto comprendono i casi di campioni con angolari direttamente caricati che di campioni con angolari indirettamente caricati, tenendo conto dunque sia degli effetti di instabilità che di quelli legati al trasferimento degli sforzi per attrito.

Per i confronti analitico-sperimentali sono stati considerati gli studi di Cirtek (2001), Adam et al. (2007), Campione (2013), Tarabia e Albakry (2014), Belal et al. (2015) e Campione et al. (2017).

I campioni sono stati identificati in funzione del rapporto meccanico di armatura trasversale ω_{st} :

$$\omega_{st} = \omega_{st,x} + \omega_{st,y}, \quad \omega_{st,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yb}}{h \cdot s_b \cdot f_{c0}}, \quad \omega_{st,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yb}}{b \cdot s_b \cdot f_{c0}} \quad (25)$$

in cui $A_{st,x}$ e $A_{st,y}$ sono le aree dell'armatura trasversale in direzione x e y rispettivamente. Per maggiori dettagli sui campioni, si prega di riferirsi alle trattazioni originali dei rispettivi autori.

L'accuratezza dei risultati è stata valutata definendo due parametri di errore, ovvero l'errore medio assoluto AAE che restituisce l'errore dei modelli analitici rispetto ai dati sperimentali, e il rapporto tra i valori analitici e sperimentali AR che restituisce informazioni sulla sovrastima ($AR > 1$) o sottostima dei risultati ($AR < 1$), cioè:

$$AAE = \frac{\sum_{i=1}^N E_i}{N}, \quad AR = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} \quad (26a)$$

$$E_i = \frac{|V_{TH} - V_{EXP}|}{V_{EXP}}, \quad X_i = \frac{V_{TH}}{V_{EXP}} \quad (26b)$$

Nella Eq. 26b V_{TH} e V_{EXP} sono rispettivamente i valori delle previsioni analitiche e i dati sperimentali, mentre N è il numero dei campioni analizzati.

Nelle tabelle 1 e 2 sono riportati i dati sperimentali relativi ad ogni autore identificati da ω_{st} , e i valori di AAE e AR ottenuti dalle previsioni analitiche di ogni modello descritto precedentemente, ovvero Montuori e Piluso (2009) (1), Nagaprasad et al. (2009) (2), Badalamenti et al. (2010) (3) e NTC 2008 (4), rispettivamente nei casi di angolari direttamente caricati e indirettamente caricati.

Come è possibile notare, i risultati ottenuti dai confronti mostrano un significativo scarto nella previsione dei valori. Tuttavia, tutti i modelli analitici presentano scarti all'interno del 16% di errore assoluto, eccetto le NTC 2008 che risultano essere fortemente conservative in entrambi i casi analizzati.

Tabella 1. Comparisons between analytical and experimental results: specimens with steel angles directly loaded / Confronti analitico sperimentali: campioni con angolari direttamente caricati.

	(1)	(2)	(3)	(4)
	<i>AAE (%)</i>			
Autori	14.876	7.669	12.787	25.262
	<i>AR</i>			
	1.135	1.043	0.917	0.760
	<i>ω_{st}</i>		<i>V_{TH} / V_{EXP}</i>	
	0.0953	1.3682	1.3430	1.0576
Ca	0.1334	1.1818	1.0736	1.0014
	0.2001	1.0720	1.0316	0.9775
A	0.9321	1.1077	0.9514	1.1680
	0.2815	0.9821	1.0702	0.9024
	0.1841	0.9826	1.0426	0.8628
T	0.2815	0.9707	0.9929	0.8920
	0.4004	1.2139	0.9883	0.7779
	0.2618	1.2070	0.8970	0.7206
	0.4004	1.2720	1.0356	0.8151
	Ca= Campione (2013)		A= Adam et al. (2007)	
	T= Tarabia e Albakry (2014)			

Tabella 2. Comparisons between analytical and experimental results: specimens with steel angles non-directly loaded / Confronti analitico sperimentali: campioni con angolari indirettamente caricati.

	(1)	(2)	(3)	(4)
	<i>AAE (%)</i>			
Autori	6.248	9.185	16.240	23.751
	<i>AR</i>			
	1.034	1.051	0.842	0.762
	<i>ω_{st}</i>		<i>V_{TH} / V_{EXP}</i>	
C	0.4800	1.0724	1.1251	0.8096
				0.7672

	0.6400	0.9970	1.0510	0.7979	0.7038
	0.3491	1.1300	1.1300	0.8208	0.8094
	0.2400	1.1020	1.0711	0.7960	0.8154
	0.8000	1.1240	1.2063	0.8771	0.7845
	0.5091	1.0198	0.9828	0.8183	0.7779
	0.2909	1.1014	1.1193	0.8543	0.8342
	0.4800	1.0366	1.0983	0.8304	0.7489
	0.4364	1.0397	0.8889	0.7763	0.7401
	0.4364	0.9365	0.9054	0.7216	0.6668
	0.4364	0.8671	0.9698	0.7441	0.6214
	0.5908	0.9012	0.8762	0.7469	0.6313
	0.5908	1.0045	0.9765	0.8325	0.7036
	0.5908	1.0211	0.9927	0.8463	0.7153
	0.5908	0.9971	0.9694	0.8264	0.6988
A	0.9321	1.1150	1.0350	0.8956	0.8706
M	0.1795	1.1489	1.2420	1.0484	0.9893
	0.1471	1.0176	1.0891	0.8930	0.7594
F	0.4567	1.0001	1.0704	0.8777	0.7464
	0.4567	0.9994	1.0697	0.8771	0.7459
	0.4567	1.0776	1.1831	0.9960	0.8820
	0.2407	1.0724	1.1251	0.8096	0.7672
C= Cirtek (2001)		A= Adam et al. (2007)			
M= Belal et al. (2015)		F= Campione et al. (2017)			

4 INFLUENZA DEI CARICHI ESISTENTI NELLE COLONNE DURANTE L'APPLICAZIONE DEL RINFORZO IN ACCIAIO: INDAGINE SPERIMENTALE

L'esecuzione dell'intervento di rinforzo in condizioni di esercizio avviene in presenza di uno stato tenso-deformativo nelle colonne, causato dalla presenza dei carichi gravitazionali. Questo può comportare una variazione degli effetti del confinamento, in quanto la risposta del sistema si differenzia dal caso standard in cui il rinforzo viene applicato in assenza di sollecitazioni agenti.

Nasce allora l'esigenza di valutare gli effetti che i carichi di esercizio producono sullo stato tensionale dell'elemento strutturale ai fini di una corretta progettazione del dispositivo di confinamento.

4.1 Programma sperimentale

Vengono di seguito riportati i risultati di una campagna sperimentale recentemente condotta dagli autori presso il laboratorio di strutture dell'Università degli Studi di Palermo, mirata allo studio dell'effetto dei carichi esistenti sulla capacità in compressione delle colonne confinate con il metodo dell'incamiciatura in acciaio.

La campagna sperimentale ha previsto prove di compressione su dieci colonne rinforzate in condizioni di carico differenti. I campioni oggetto della sperimentazione hanno dimensioni di 200x200 mm (sezione quadrata) e lunghezza 750 mm, calcestruzzo con resistenza a compressione di 16.75 MPa e

sono stati rinforzati con angolari 50/50/5 e piatti 40/4 in acciaio tipo S275.

I test sono stati eseguiti su provini non rinforzati e rinforzati scarichi e precaricati. Il precarico è stato assegnato come aliquota del carico di rottura (Ferrotto et al., 2017). Dopo l'applicazione del precarico i provini sono stati rinforzati e successivamente sono state eseguite le prove di compressione a rottura. Sono stati previsti livelli bassi, medi e alti di precarico, ovvero 40%, 60%, 72% e 80% della resistenza a compressione f_{co} . Pertanto il rinforzo è avvenuto sotto carico. Tramite l'applicazione di strain gauges sugli angolari e sui piatti si sono valutate le deformazioni e conseguentemente le tensioni, quindi il contributo degli elementi acciaio, mentre tramite comparatori millesimali si sono determinati gli accorciamenti e successivamente le deformazioni delle colonne durante tutte le fasi delle prove. Lo schema della strumentazione dei campioni è riportato in Figura 4, mentre in Figura 5 si mostrano i campioni rinforzati prima del test di rottura, eseguito tramite una macchina a controllo di spostamento avente capacità di 4000 kN.

Il precarico è stato applicato in uno speciale sistema a telaio tridimensionale in acciaio composto da tre travi rigide e quattro montanti fissati al solaio. Un martinetto idraulico e una cella di carico sono stati posizionati tra la trave centrale e il campione per applicare la forza di compressione monitorata da un sistema di acquisizione digitale. Il sistema è schematizzato in Figura 7, mentre le immagini di un campione soggetto a precarico e rinforzato sono riportate in Figura 6.

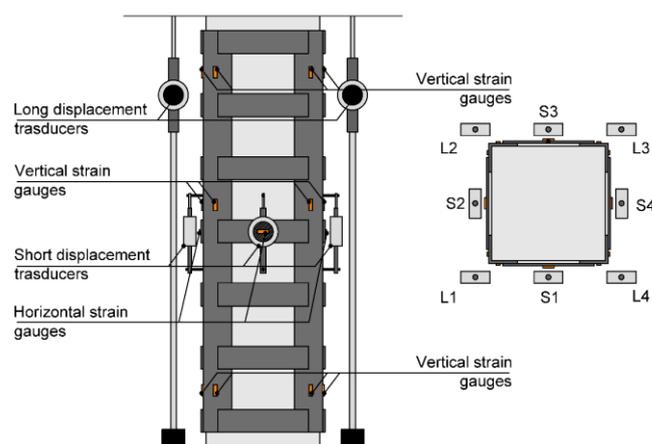


Figura 4. Instrumentation of the specimens / Strumentazione dei campioni.

4.2 Risultati

La risposta in compressione dei campioni rinforzati è stata caratterizzata da comportamento incrudente fino al raggiungimento della massima capacità portante, seguito da una fase di softening. I test sono stati interrotti in corrispondenza di una riduzione del carico pari a circa 85% del carico massimo. In qual-

che caso si è osservata la rottura prematura del campione dovuta alla crisi della saldatura tra gli angolari e i piatti (come per il campione POS2).



Figura 5. Strengthened specimens before the failure test / Campioni rinforzati prima del test di rottura.



Figura 6. Specimen under preload and during strengthening / Campione sotto precarico e durante il rinforzo.

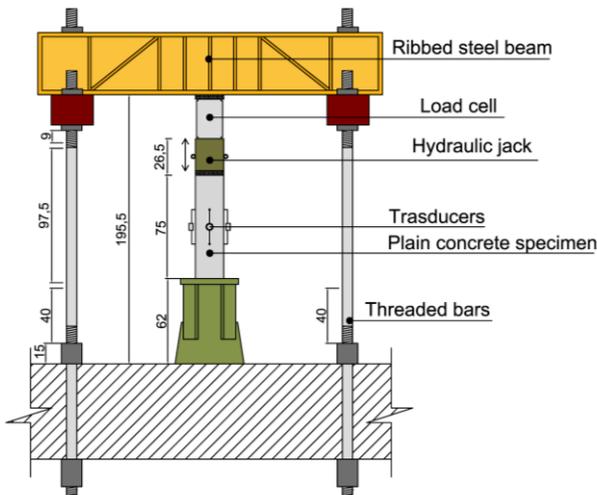


Figura 7. Preloading apparatus / Sistema di precarico.

I risultati delle prove indicano che la presenza del rinforzo esterno in acciaio incrementa notevolmente la capacità portante. Nello specifico, i campioni POS1-2 (non precaricati) hanno carico massimo rispettivamente di 1364 kN e 1402 kN, che risulta essere pari a circa il doppio di quello osservato per i campioni non rinforzati. I test a compressione eseguiti sui campioni soggetti a precarico hanno ripor-

tato differenze rispetto ai risultati dei test in assenza di precarico.

Nello specifico, la risposta in compressione ha evidenziato una riduzione della rigidità secante direttamente proporzionale al livello di precarico applicato prima del rinforzo. Questo è dovuto al ritardo nell'attivazione del dispositivo di confinamento che si ha per un determinato livello di tensione e deformazione del calcestruzzo (minore pressione laterale di confinamento per dati valori di deformazione assiale rispetto al caso senza precarico).

Analoghe considerazioni possono essere fatte per la risposta degli angolari. Nel caso di test senza precarico, la risposta è attivata dalle prime fasi, mostrando un incremento pressoché lineare fino al raggiungimento di un carico di circa 420 kN (corrispondente ad una tensione di 220 MPa), minore della tensione di snervamento (275 MPa). Dopo il raggiungimento di suddetto carico, non si sono registrati significativi incrementi di tensione. Questo fenomeno è dovuto allo scorrimento degli angolari sulla colonna, in accordo con le considerazioni precedentemente fatte nel caso di assenza di connessioni di estremità (Campione et al, 2017).

Anche nel caso di test con precarico la massima risposta degli angolari è risultata simile. Tuttavia, in questo caso si è osservato un ritardo nell'attivazione che ha comportato, come ci si aspettava, un contributo di portanza inferiore rispetto ai test in assenza di precarico. I risultati sono riportati in tabella 3, in termini di carico massimo P_{max} , deformazione al picco di resistenza ϵ_{cc} , carico ultimo P_u e deformazione ultima ϵ_{cu} .

In Figura 8a si riportano le curve in termini di carico totale-deformazione ottenute dai test in compressione in cui si può notare la riduzione di capacità dei campioni con precarico rispetto alle prove in assenza di precarico.

Inoltre, in Fig. 8b sono riportate le risposte in termini di carico ottenuto in corrispondenza della misura delle deformazioni degli strain gauges durante le prove di compressione.

Tabella 3. Experimental results / Risultati sperimentali.

Campioni	f_{c0} ϵ_{c0}	P_{max}	ϵ_{cc}	P_u	ϵ_{cu}
NC1		715.227	0.00202	589.006	0.00300
NC2		633.936	0.00203	494.777	0.00387
POS1		1364.800	0.01721	1165.333	0.03236
POS2		1402.970	0.01813	1347.733	0.02003
P40S1	16.75	1297.300	0.01519	1061.330	0.02688
P60S1	MPa	1274.137	0.01988	1118.988	0.03180
P60S2	0.002	1237.306	0.01426	1078.410	0.02784
P72S1		1179.805	0.01902	1051.200	0.02774
P80S1		1203.005	0.014500	973.8667	0.03825
P80S2		1323.125	0.019193	1059.204	0.03781

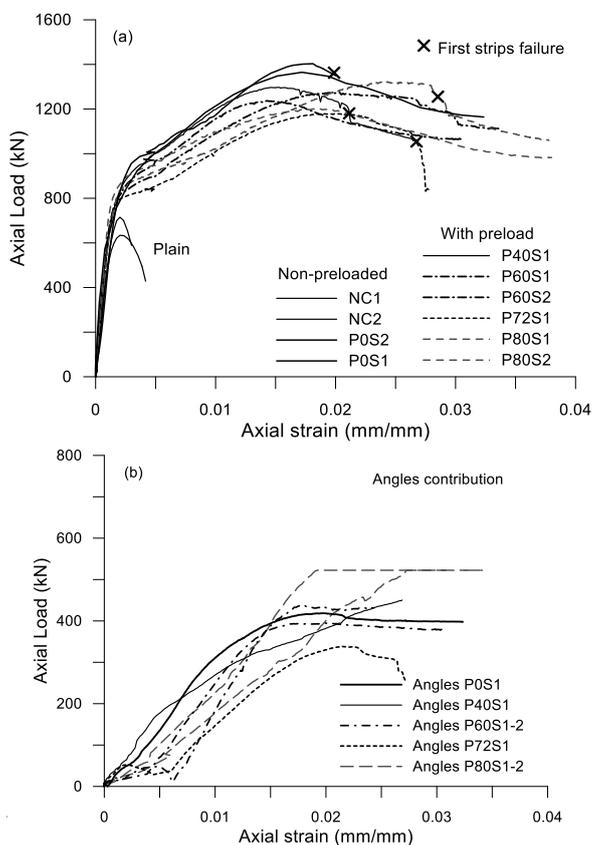


Figura 8. Overall compressive response of the specimens (a); angles contribution (b) / Risposta globale in compressione (a); contributo degli angolari (b).

CONCLUSIONI

In this paper, the reliability of the assessment of load bearing capacity of RC columns reinforced with steel cages was evaluated depending on the type of end connections and the different available analytical models.

Then, the effectiveness of the reinforcement system applied on members under sustained loads, and therefore subjected to a certain stress and strain level before strengthening, was evaluated through an experimental investigation. The results indicated that the compressive behavior of the preloaded specimens differs with respect to the non-preloaded ones, showing a lower load-bearing capacity with the increasing of the preloading level. Finally, the need for further studies is seen to take into account the long-term effects in the design of structural consolidation interventions. / Nel presente lavoro si è valutata la capacità portante di colonne in calcestruzzo armato rinforzate con incamiciatura in acciaio, tecnica oggi ampiamente utilizzata per il consolidamento strutturale di edifici esistenti.

Partendo da un approccio che tiene conto di un diverso contributo del rinforzo in funzione del tipo di connessione di estremità tra angolari e colonne in calcestruzzo si è valutata l'affidabilità dei più rilevanti modelli analitici di confinamento disponibili ad oggi in letteratura, attraverso un confronto con i dati sperimentali disponibili.

Successivamente si è discussa l'efficacia del sistema di rinforzo su elementi strutturali in condizioni di esercizio e quindi soggetti ad un determinato stato di tensioni durante il rinforzo stesso. Tramite indagini sperimentali si è osservato che il comportamento in compressione dei campioni rinforzati sotto carico differisce da quello osservato per gli stessi rinforzati in assenza di carico. In dettaglio si è visto che i primi presentano riduzioni di capacità maggiori con il livello di carico al momento del rinforzo. Si intravede infine la necessità di ulteriori

studi per tener conto degli effetti a lungo termine nella progettazione degli interventi di consolidamento strutturale.

BIBLIOGRAFIA

- Adam, J.M., Ivorra, S., Giménez, E., Moragues, J.J., Mirigall, C. & Calderón, P.A. 2007. Behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips", *Steel Compos. Struct.*, 7(5): 405-419.
- Badalamenti, V., Campione, G. & Mangiavillano, M.L. 2010. Simplified Model for Compressive Behavior of Concrete Columns Strengthened by Steel Angles and Strips, *J. Eng. Mechanics ASCE*, 136(2): 230-238.
- Belal, M.F., Mohamed, H.M. & Morad, S.A. 2015. Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket, *HBRC J.*, 11: 201-212.
- Campione, G. 2013. RC Columns Strengthened with Steel Angles and Battens: Experimental Results and Design Procedure, *Practice Periodical Struct. Design Constr. ASCE*, 18(1): 1-11.
- Campione, G., Cavaleri, L., Di Trapani, F. & Ferrotto, M.F. 2017. Frictional effects on structural behavior of no-end-connected steel-jacketed RC columns: Experimental results and new approaches to model numerical and analytical response, *J. Struct. Eng. ASCE*, 143(8): 04017070. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001796.
- Cirtek, L. 2001. RC columns strengthened with bandage – experimental program and design recommendations *Construction and Building Materials*, 15: 341-49.
- Circolare 02/02/2009, n. 617. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- DM 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.
- DM 17/01/2018. Aggiornamento delle norme tecniche delle costruzioni.
- Eurocode 2. 2004. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- Eurocode 4. 2004. Design of composite steel and concrete structures.
- Eurocode 8. 2005. Design of structures for earthquake resistance.
- Ferrotto, M.F., Fischer, O., Niedermeier, R., 2017. Experimental investigation on the compressive behavior of short term preloaded carbon fiber reinforced polymer confined-concrete columns. *Structural Concrete*. <https://doi.org/10.1002/suco.201700072>.
- Giménez, E., Adam, J.M., Ivorra, S., Moragues, J.J. & Calderón, P.A. 2009. Full-Scale Testing of Axially Loaded RC Columns Strengthened by Steel Angles and Strips, *Advances Struct. Eng.*, 12(9): 169-181.
- Mander, J.B., Priestley, M.J., Park, R.N. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *J. Struct. Eng. ASCE*, 114(8): 1804-1826.
- Shafei, E., Rahmdel, J.M. 2017. Plasticity Constitutive Modeling of Partially Confined Concrete with Steel Jacketing", *KSCE J. Civ. Eng.*, 21(7): 2738-2750.
- Tarabia, A.M., Albakry, H.F. 2014. Strengthening of RC columns by steel angles and strips", *Alexandria Eng. J.*, 53: 615-626.