

Affidabilità delle catene metalliche nell'edilizia storica

Reliability of steel tie rods in existing masonry buildings

S. Podestà¹, L. Scandolo² ■

Sommario

La valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti in muratura rispetto ai meccanismi locali rappresenta una delle principali problematiche che siamo tenuti ad affrontare per garantire la sicurezza degli edifici esistenti. Le diverse fasi costruttive, la presenza di soluzioni di continuità che caratterizzano ogni struttura storica in muratura, la mancanza di un comportamento d'insieme di molte tipologie edilizie rendono l'attendibilità delle verifiche globali, proposte a livello normativo, dipendenti, in primo luogo, dalla valutazione della vulnerabilità dei meccanismi locali che possono attivarsi a seguito di un evento sismico. Queste difficoltà vengono spesso risolte imponendo, in maniera acritica, interventi di incatenamento e cerchiatura senza una reale analisi dei meccanismi che si possono attivare e senza una reale valutazione dell'efficacia del presidio che si va a realizzare. Nell'articolo gli autori mostrano le potenzialità del sistema d'intervento ma allo stesso tempo le criticità che possono manifestarsi da un non consapevole utilizzo dell'analisi limite dell'equilibrio, in riferimento all'influenza di tale presidio e dei parametri che devono essere tenuti sotto controllo.

Abstract

The evaluation of the local mechanism vulnerability in existing masonry buildings represents an important topic to ensure the structural safety. The different construction phases, the presence of interruptions that characterize each masonry historical structure as well as the lack of global behavior, makes the global analysis reliability, proposed by standard codes, dependent by the vulnerability assessment of local damage mechanisms that may be activated by a seismic event. These problems are often solved by imposing, uncritically, retrofitting interventions like steel tie rods or metallic hoop without any analysis of the mechanisms that could be activated and without any evaluation of the effectiveness of these aseismic improvement interventions. In the paper the authors show the potential of the steel tie rod intervention as well as the critical issues that can arise from a not self-conscious limit equilibrium analysis use, with reference to the influence of the intervention and the parameters that must be kept under control.

Introduzione

Da sempre i terremoti rappresentano una sorta di lezione sul comportamento strutturale degli edifici e a livello nazionale la particolare tipologia dell'edificato esistente, fortemente caratterizzato da edifici in muratura, ha determinato un notevole sviluppo di metodi di verifica, tecniche e soluzioni di intervento, che sono state applicate al costruito "storico".

Anche se alla prova del successivo terremoto, non sempre questi aggiornamenti si sono rivelati del tutto risolutivi, la riflessione generata dall'osservazione del comportamento degli edifici esistenti danneggiati da un evento sismico ha avuto il vantaggio di mostrare come il collasso degli edifici esistenti in muratura avvenga generalmente per la scomposizione per parti del manufatto.

I meccanismi di I modo (Giuffrè, 1993) rappresentano, infatti, le modalità di danno più vulnerabili ed allo stesso tempo quelle che determinano un maggior rischio per la pubblica incolumità. Il ribalta-

mento di una parete può comportare il collasso del solaio che insiste su di essa determinando di fatto il superamento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita molto prima che la parete stessa raggiunga questo stato limite. Il raggiungimento di un comportamento "scatolare", definizione ormai presente in letteratura e nei codici normativi da moltissimo tempo (Circolare del 30/97/1981; Circolare n°65°/1997; Circolare n°617/2009; D.M. 16/01/1996; D.M. 14/01/08; EC6 1996; EC8 1998; Ordinanza 3274/2003; Giuffrè, 1993; Tassios, 1988; Podestà, 2012), rappresenta, infatti, una condizione ottimale per la sicurezza strutturale di un edificio esistente in muratura. Tale condizione, tuttavia, è molto difficile da raggiungere con interventi di consolidamento e può sussistere solo se già ricercata all'atto della costruzione dell'edificio (presenza di buon ammorsamento tra le pareti, solai adeguatamente rigidi ben collegati alle murature, muratura di buona qualità, presenza di catene).

¹ Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova - ✉ stefano.podesta@unige.it

² Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova - ✉ lorenzo.scandolo@unige.it

L'esperienza di consolidamenti recenti alla prova del terremoto, mostrano con estrema chiarezza come interventi finalizzati a creare un teorico comportamento "scatolare" (cordoli in breccia, solai infinitamente rigidi) abbiano snaturato il comportamento originario senza però evitare l'attivazione e l'evoluzione di altri meccanismi di danno, in molti casi, non ipotizzabili da un'analisi preventiva (disgregazioni, espulsioni di cantonali, ecc), ma resi più vulnerabili a seguito dell'intervento. La valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio in muratura esistente passa quindi, in primo luogo, nella verifica nei riguardi dei meccanismi locali. Solo se tali meccanismi di danno non risultano attivabili è necessario verificare la risposta globale del manufatto, che in caso con-

trario, potrebbe risultare quasi superflua in quanto la fessurazione che si accetta, nel rispetto della norma, è tale da determinare una separazione per parti (macroelementi) del manufatto, impedendo pertanto la risposta globale.

La presenza di catene metalliche o il loro inserimento come intervento di miglioramento sismico nei confronti dell'attivazione ed evoluzione dei meccanismi locali rappresenta il presidio più utilizzato in passato. Le soluzioni tecniche adottate sono, infatti, molteplici e possono variare dalle più consuete catene metalliche (Figura 1), alle soluzioni che sfruttano gli elementi lignei esistenti (e.g.: travi di un solaio) o connesse a particolari tradizioni costruttive, come per esempio, i "radiciamenti" aquilani.

Figura 1
Catene nell'edilizia storica
genovese.



L'efficacia di questi presidi trova conferma, anche a livello statistico, nelle analisi condotte a seguito degli eventi sismici di Umbria e Marche (1997) e Molise (2004) che hanno evidenziato come l'assenza di catene metalliche abbia favorito, per esempio, l'attivazione di meccanismi fuori piano delle facciate delle chiese (Figura 2): la distribuzione percentuale del livello di danno (DPM), nelle aree epicentrali, in assenza di catene, mostra, infatti, una distribuzione fortemente spostata verso il danno grave, in netta contrapposizione rispetto al caso in cui il presidio antisismico sia presente. Ad avvalorare l'importanza di questo elemento sono i risultati associati alle aree non epicentrali caratterizzate, quindi, da bassi valori

di intensità macrosismica I_{MCS} ; in tal caso la presenza di catene determina una distribuzione del danno con un picco di probabilità sul danno nullo evidenziando, a livello statistico, come la presenza di catene possa essere considerata efficace proprio nel contrastare la prima attivazione del ribaltamento di facciate in chiese a singola navata (Lagomarsino & Podestà, 2004).

La presenza di catene metalliche o il loro inserimento come intervento di miglioramento sismico comporta, quindi, una riduzione della vulnerabilità sismica. Tuttavia il loro ruolo, alla luce delle considerazioni precedenti, deve essere analizzato in modo da valutare la loro efficacia e l'influenza sulla risposta sismica.

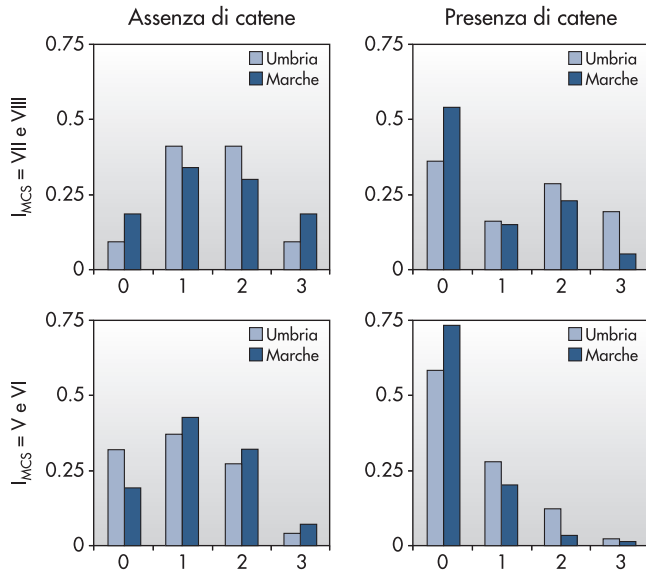


Figura 2
DPM del ribaltamento della facciata delle chiese ad una navata (Lagomarsino e Podestà, 2004).

2. Il ruolo delle catene dell'edilizia storica ed il loro dimensionamento

I principi antisismici (e.g.: progettazione in duttilità o i criteri del *capacity design*), che sono alla base della moderna legislazione tecnica, male si applicano alle costruzioni storiche in muratura, ma ci possono aiutare in una progettazione più consapevole dei presidi antisismici come per esempio le catene metalliche. In passato il dimensionamento delle costruzioni in muratura era legato a principi basati su semplici regole (regole dell'arte) spesso tramandate oralmente. I proporzionamenti geometrici che si utilizzavano (basati sull'equilibrio) determinavano strutture in cui le dimensioni erano definite in modo da soddisfare un concetto di sicurezza legato più alla solidità o robustezza strutturale, piuttosto che ad un criterio di resistenza. Tale aspetto porta ad osservare come le catene metalliche presenti negli edifici esistenti in muratura siano spesso caratterizzate da diametri considerevoli (superiori ai 30 mm), non connessi alla resistenza del materiale utilizzato. Il dimensionamento cercava, infatti, di tenere conto al suo interno di regole complessive per la solidità dell'insieme, considerando implicitamente anche la durabilità del presidio al fine di garantire la sicurezza dell'opera nel tempo. Anche analizzando gli stessi elementi di ancoraggio delle catene (piastre, bolzoni, capochiavi), la volontà di garantire l'efficacia del presidio ha portato a soluzioni tecniche molto diverse tra loro (Figura 3, pag. 70).

Oggi la necessità di quantificare numericamente la sicurezza delle nostre costruzioni (seppur convenzionalmente) e la possibilità di utilizzare materiali più prestanti ed affidabili determina una riduzione delle dimensioni (diametro) delle catene modificando parallelamente, e spesso inconsapevolmente, la loro capacità deformativa, soprattutto per le diverse caratteristiche

meccaniche dei materiali rispetto al passato.

Generalmente le verifiche di resistenza connesse ad un'azione statica, finalizzate al dimensionamento di catene metalliche, devono tener conto di 4 diverse condizioni: resistenza a trazione della catena, punzonamento della muratura, pressione di contatto, resistenza dell'ancoraggio. Di seguito si riportano le formule che possono essere utilizzate nella verifica di un generico tirante metallico (in riferimento alla Figura 4, pag. 71):

Resistenza

$$T_s = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \cdot f_{yd} \quad (1)$$

Punzonamento

$$T_m = \frac{2s \cdot \sqrt{1 + \tan^2 \alpha} (a + b + 2s \cdot \tan \alpha)}{2} \cdot [\tau_0 + (\tau_0 + 0.4 \cdot \sigma_v)] \quad (2)$$

Contatto

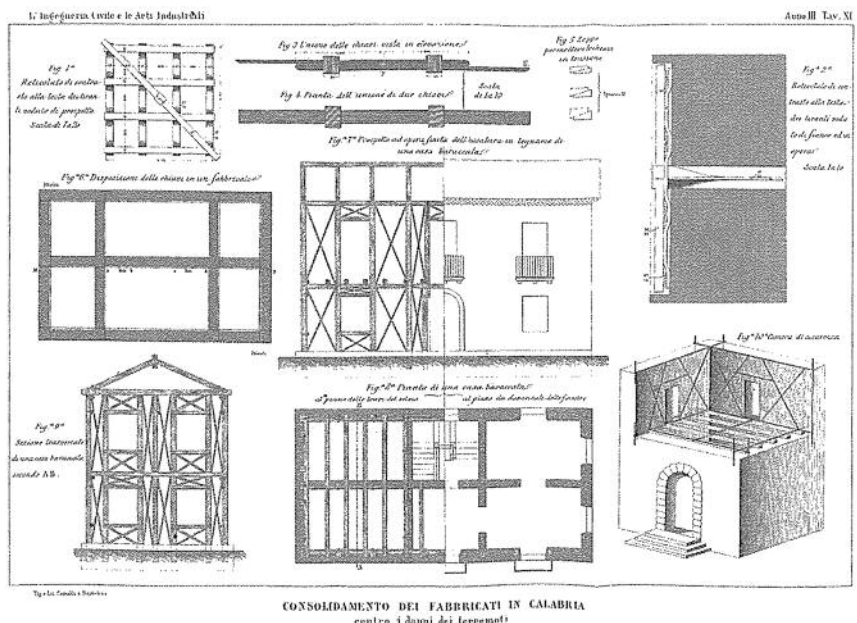
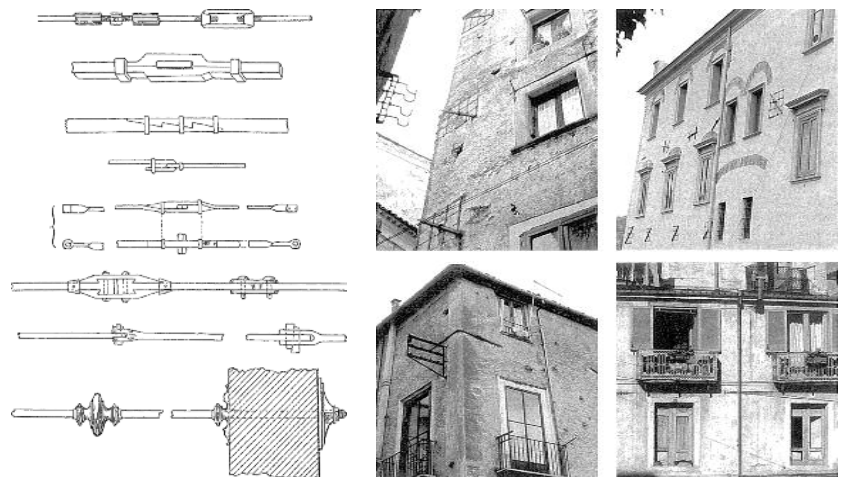
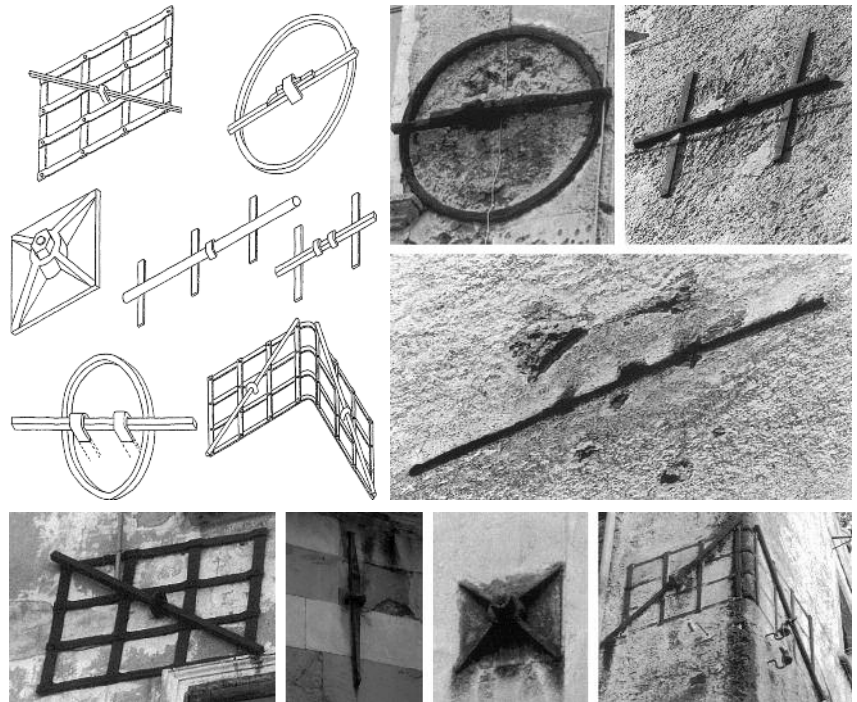
$$T_c = \sqrt{\frac{(a + 2s \cdot \tan \alpha) \cdot (b + 2s \cdot \tan \alpha)}{a \cdot b}} \cdot \sigma_r \cdot a \cdot b \quad (3)$$

Resistenza piastra

$$T_r = \frac{f_{yd} \cdot t^2 \cdot a \cdot b}{3 \cdot l^2} \quad (4)$$

dove ϕ è il diametro catena (supposta circolare), f_{yd} è la resistenza di progetto dell'acciaio, s è lo spessore della muratura, α è il coefficiente di diffusione del carico, a e b sono le dimensioni della piastra nervata (supposta quadrata), σ_r è la resistenza a compressione della muratura tenuto conto del fattore di confidenza F_C , t è lo spessore della piastra, l è un quarto della diagonale della piastra, σ_v è la tensione verticale agente alla quota della catena; τ_0 è la resistenza a taglio della muratura.

Figura 3
Principali tipologie di
capochiavi, collegamenti tra
catene e ancoraggi –
Paolini, 2005.



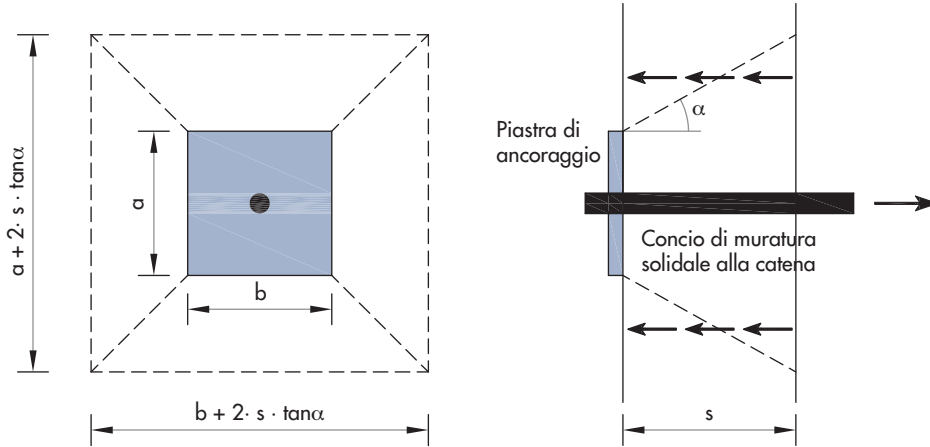


Figura 4. Geometria del sistema.

Le differenti verifiche permettono di individuare come il sistema “catena + muratura” possa determinare un’azione di ritegno che dipende da molteplici fattori, condizionando la sua efficacia soprattutto se progettato come intervento di miglioramento sismico. Nello stesso modo se l’azione a cui riferirsi è connessa con il terremoto, la forza di progetto da considerare nelle verifiche può non essere univoca, in quanto dipendente dall’azione sismica stessa.

Se ci si limita al campo statico, è buona regola verificare il sistema in oggetto calcolando la resistenza a punzonamento della muratura e successivamente dimensionare la sezione della catena in modo tale che soggetta a tale sollecitazione essa rimanga in campo elastico (assenza di danneggiamento). In caso di spinte statiche quali archi o volte è necessario, inoltre, controllare che la spinta orizzontale sia non inferiore al tiro della catena. In questo modo è garantita l’efficienza del presidio: per esemplificare tale semplice verifica si riporta un caso connesso al ribaltamento di una parete in conci sbozzati di 70 cm di spessore. I dati del problema sono:

- diametro catena: $\phi=32$ mm;
- resistenza a snervamento: $f_{yk}=215$ MPa;
- pretiro: $T=20$ kN;
- muratura a conci sbozzati ($\sigma_r=0.63$ MPa, $\tau_0=0.013$ MPa) di spessore $s=70$ cm con coefficiente di diffusione del carico $\alpha=45^\circ$; tensione verticale $\sigma_v=0.3$ MPa;

- piastra di 40 cm di lato e 2 cm di spessore. Con riferimento alle equazioni 1-2-3-4, si ottengono i valori riportati in Tabella 1 (adottando: $\gamma_m=2$, $\gamma_s=1.05$ e $F_C=1.35$).

La resistenza a punzonamento è stata valutata sia trascurando l’effetto del carico verticale σ_v nella resistenza a taglio, sia computandolo per le sole superfici “orizzontali” del cono resistente. L’effetto della compressione genera, infatti, un effetto benefico nella valutazione della resistenza a punzonamento.

In assenza di carichi verticali rilevanti (e.g.: catene sommitali o azione sismica con componente verticale significativa), si può notare come la verifica più punitiva sia quella a punzonamento della muratura. L’analisi dei risultati di Tabella 1 mostra, inoltre, come il valore di resistenza a trazione della catena sia paragonabile alla resistenza a punzonamento della muratura, determinando un aspetto critico che deve essere necessariamente tenuto in considerazione soprattutto quando si utilizzano gli incatenamenti metallici come opere di presidio antisismico. Se da un punto di vista statico il criterio di progettazione può essere condizionato dalla salvaguardia della muratura da una rottura anticipata per punzonamento, da un punto di vista sismico appare fondamentale tener conto della resistenza e della duttilità del presidio, in modo da contrastare sia l’attivazione sia l’evoluzione di un possibile cinematismo di danno.

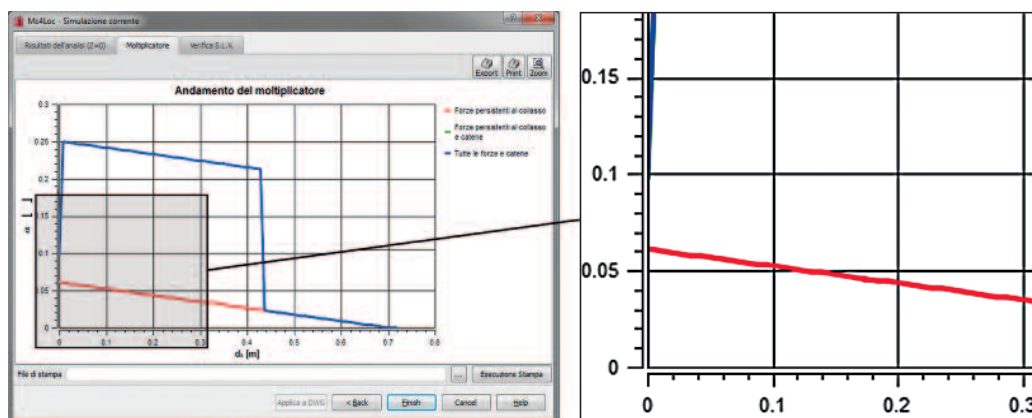
Tabella 1 - Forza massima trasmissibile [kN]

Resistenza [kN]	Punzonamento [kN]	Contatto [kN]	Ancoraggio [kN]
165	57/153	111	218

3. Le catene metalliche: verifica sismica
Il metodo per analizzare la sicurezza strutturale di un macroelemento rispetto un’azione sismica, consiste nel verificare se il terremoto possiede

sufficiente energia per attivare il meccanismo di danno. La verifica può essere effettuata in accordo con la Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009, “Istruzioni applicative alla Norma Tecnica

Figura 5
Confronto dell'andamento
del moltiplicatore dei carichi
con e senza catena.



per le Costruzioni" (D.M. 14 gennaio 2008 - § C8.A.4) confrontando l'accelerazione massima imprimibile dal terremoto con la capacità della struttura in riferimento a un oscillatore semplice a 1gdl. La capacità strutturale può essere valutata tramite l'applicazione del teorema dei lavori virtuali, ricercando il valore del moltiplicatore di prima attivazione del meccanismo in relazione ad una posizione variata "virtuale" del sistema rispetto alla sua configurazione iniziale.

In un approccio lineare il parametro chiave che governa la verifica risulta essere il pre-tiro della catena che innalza il moltiplicatore di prima attivazione del cinematismo garantendo un equilibrio del sistema in configurazione iniziale, come è visibile in Figura 5.

Secondo l'approccio cinematico lineare appare fondamentale, nel caso di voler computare il contributo di catene esistenti, la conoscenza dello stato tensionale iniziale, in quanto risulta l'unico parametro da determinare per la verifica sismica. Se si utilizza un fattore di struttura unitario le verifiche del sistema "catena + muratura", come descritte nel § 2, assumono, per le catene esistenti, un ruolo secondario, in quanto l'efficienza del sistema è certificata dalla sua stessa presenza in opera. In caso contrario, o nel caso di inserire nuove catene, il pre-tiro risulta un dato progettuale che dovrà essere necessariamente verificato in modo da soddisfare ognuna delle 4 verifiche precedenti (§ 2), prima di poterlo computare nel calcolo del moltiplicatore di collasso.

Parallelamente all'approccio cinematico lineare la Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009 introduce il metodo cinematico non lineare, che consente di controllare che la capacità di spostamento del sistema risulti inferiore alla domanda di spostamento richiesta dall'evento sismico.

Le motivazioni alla base dell'adozione dell'analisi cinematica non lineare risiedono nella valutazione che affrontare il problema della vulnerabilità fuori dal piano di elementi murari in termini di accelerazione spettrale, senza tener

conto di altre caratteristiche dinamiche del moto, può risultare non del tutto valido; quest'evidenza è stata osservata anche sperimentalmente nel caso di pareti isolate (Kariotis et al., 1985; Adham, 1985; Bariola et al., 1990; Lam et al., 1995; Lam et al., 1998). La descrizione della risposta sismica in termini di spostamento, infatti, è in accordo con le procedure di calcolo e verifica adottate in vari Paesi per la legislazione progettuale antisismica; esse tengono conto, infatti, della maggiore correlazione del danneggiamento agli spostamenti imposti, piuttosto che all'accelerazione. I meccanismi fuori dal piano, tipicamente non lineari mostrano una capacità di spostamento elevata prima di raggiungere il collasso (Figura 6) e una dipendenza dalle peculiarità legate alle forze inerziali che si sviluppano durante il moto che difficilmente possono essere valutate in modo appropriato attraverso l'analisi cinematica lineare. Sotto questo punto di vista, le due procedure, entrambe valide per la progettazione degli interventi, hanno una diversa ricaduta in termini di verifica: l'analisi cinematica lineare, di più immediata applicazione, risulta, in genere, anche più conservativa, in quanto, le risorse nella fase non lineare del moto non possono essere tenute adeguatamente in considerazione. Considerando per semplicità un blocco singolo, esso manifesterà maggior capacità di spostamento se maggiore sarà la sua altezza pur mantenendo costante la snellezza, aspetto che l'analisi cinematica lineare non è in grado di cogliere (blocchi con stessa snellezza presentano egual moltiplicatore di attivazione). Inoltre, tramite l'approccio cinematico non lineare, è possibile tenere in conto il comportamento post-elastico di presidi antisismici, valutandone "istante per istante" l'influenza sulla capacità di spostamento del sistema in analisi.

L'inserimento di catene metalliche consente di incrementare il valore del moltiplicatore di collasso (controllabile con l'approccio lineare) e migliorare la risposta in termini di spostamento.



Figura 6
Capacità di spostamento di un macroelemento – L'Aquila 2009.

In via generale la presenza di elementi metallici consente una riduzione della domanda sismica a seguito dell'abbassamento del periodo secante T_S , dovuto principalmente al tratto della curva di capacità corrispondente allo snervamento delle catene (Figura 7). Se l'annullamento del moltiplicatore dei carichi è ottenuto quando le catene non hanno ancora raggiunto la deformazione ultima a rottura, si determina, inoltre, un incremento della capacità di spostamento (Figura 8). Quindi la riduzione della domanda può essere ottenuta con delle percentuali di allungamento a rottura delle catene generalmente ridotte (indi-

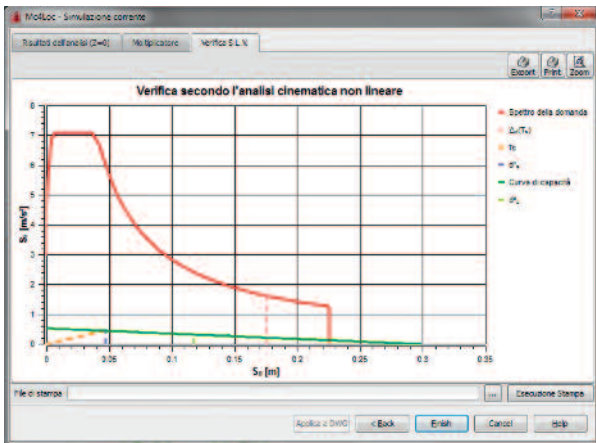
cativamente 5%) mentre affinché ci sia un incremento della capacità di spostamento servono valori percentuali molto superiori (indicativamente >10%).

In tale ottica diventa prioritario considerare la capacità deformativa del sistema (catene metalliche + muratura) non limitandolo alle sole caratteristiche non lineari delle catene ma anche ai meccanismi fragili che si possono generare per il punzonamento della muratura.

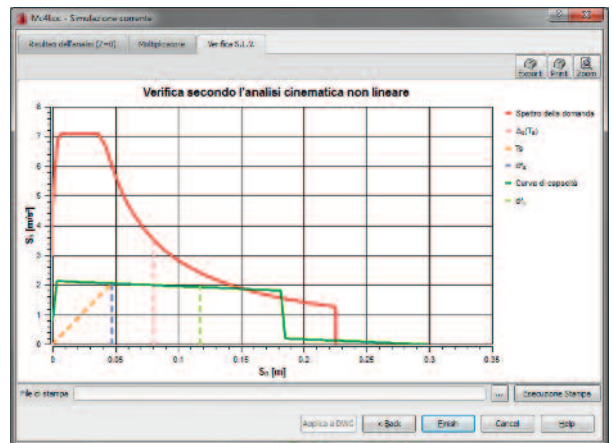
In Figura 9 si riporta il caso in cui, a seguito dell'incremento del tiro, la catena non riesce a raggiungere il valore di snervamento per il verifi-

Figura 7
Riduzione della domanda sismica: (a) senza catena, (b) con catena.

Figura 8
Incremento della capacità di spostamento.



a)



b)

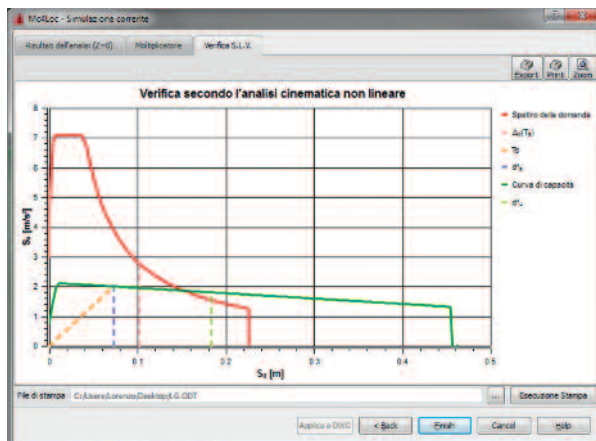
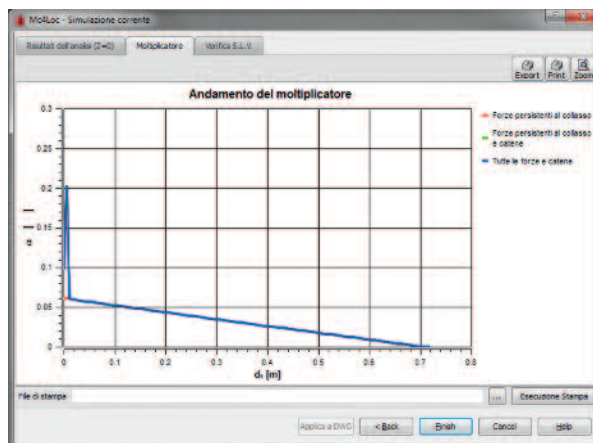


Figura 9
Andamento del
moltiplicatore di collasso
per effetto del
punzonamento.



carsi di un meccanismo di punzonamento della muratura. Come si può vedere sulla curva del moltiplicatore, l'effetto del punzonamento fa sì che non si riesca a incrementare la capacità di spostamento né a ridurre la domanda sismica. Non modificando le capacità di spostamento del sistema, in questo caso, l'inserimento delle catene non determina una riduzione significativa della vulnerabilità che si limita, unicamente, all'incremento del valore dell'accelerazione di

collasso α_0^* , già determinabile con la verifica cinematica lineare. Tale situazione risulterebbe accettabile strutturalmente solo nel caso in cui il pretiro che si assegna sia in grado di impedire l'attivazione del meccanismo (fattore di struttura unitario), poiché nel caso in cui si attivasse, le forze sismiche trasmesse alla muratura genererebbero il distacco della muratura a seguito del punzonamento (analisi svolte con il codice di calcolo Mc4Loc della Mc4software®).

4. Campagna sperimentale su elementi metallici

Per comprendere il comportamento deformativo delle catene metalliche sono state condotte in laboratorio prove sperimentali volte a capire l'allungamento a rottura delle barre normalmente utilizzate come catene. L'obiettivo è quello di stimare l'allungamento dell'elemento per valutare correttamente la curva di capacità. Per ottenere ciò, si

sono condotte prove su provini di barre in acciaio S275 di lunghezza pari a 600 mm e 1100 mm, aventi differenti diametri 12, 16 e 20 mm.

Le prove di rottura a trazione sono state svolte presso il Laboratorio Ufficiale dei Materiali da Costruzione dell'Università degli Studi di Genova, utilizzando la macchina universale Losenhausen. Si riportano in Tabella 2 i principali risultati della campagna sperimentale.

Tabella 2 - Risultati prove a rottura

N° prova [-]	Acciaio [-]	Diametro [mm]	Lunghezza [mm]	F_y [kN]	$F_{y,teor}$ [kN]	F_{max} [kN]	$F_{max,teor}$ [kN]	F_t [kN]	Δ_{rott} [mm]	% rott [-]	Δ_{glob} [mm]	% glob [-]
1	S275	16	600	61	55	85	86	78	155	28	136	23
2	S275	20	600	100	86	139	135	127	162	29	145	24
3	S275	12	600	35	31	47	49	46	152	27	145	24
4	S275	12	600	38	31	49	49	48	160	29	153	26
5	S275	16	600	63	55	86	86	61	154	28	143	24
6	S275	20	600	101	86	139	135	121	167	30	154	26
7	S275	16	1100	63	55	86	86	80	244	28	232	21
8	S275	20	1100	100	86	138	135	125	230	26	215	20
9	S275	12	1100	35	31	47	49	44	228	26	215	20

dove: F_y è il carico al limite dello snervamento, F_{max} è il massimo carico raggiunto e F_t è il carico al momento della rottura, Δ_{rott} è allungamento della barra a rottura valutato sulla corsa millimetrata del pistone, Δ_{glob} è la lunghezza della barra dopo la prova ottenuto riavvicinando le due parti

mentre le percentuali di allungamento sono state calcolate su una lunghezza iniziale di 560 mm per le barre di 600 mm e di 880 mm per quelle di 1100 mm, per tenere conto dell'influenza dell'eventuale scorrimento della barra in corrispondenza del sistema di aggancio (30 mm per lato).

Si evidenzia come nel caso delle prove 7, 8 e 9 l'allungamento percentuale globale è minore che negli altri casi poiché l'incidenza della lunghezza totale della barra rispetto alla lunghezza compresa tra le morse risulta maggiore che negli altri casi (600/500 contro 1100/820).

Oltre alla determinazione del carico di rottura è stato misurato l'allungamento a rottura di ogni spezzone di barra sottoposta a prova. Tale verifica è stata possibile avendo realizzato, precedentemente alla prova di rottura, delle tacche ad interasse costante pari a 10 mm. In questo modo è stato possibile valutare l'allungamento percentuale

in vari punti della barra, considerando una base di 10 tacche (10 cm indeformati) a cavallo della rottura, 5-15-25-35 tacche a lato della rottura.

Il provino 5 ha avuto una rottura vicino all'estremità determinando l'impossibilità di valutare l'allungamento a cavallo della strizione, tuttavia è stato possibile misurare l'allungamento fino a 25 cm dalla rottura.

Nelle figure seguenti si riportano dei grafici per evidenziare la percentuale di allungamento a rottura manifestato in diverse posizioni in relazione ai dati della Tabella 3 per la prova 6 (Figura 10) e prova 8 (Figura 11).

Tabella 3 - Allungamenti percentuali su basi di 10 cm

N° prova [-]	% sulla rott [-]	% 5 cm [-]	% 15 cm [-]	% 25 cm [-]	% 35 cm [-]
1	41	25	24	-	-
2	41	23	24	-	-
3	37	25	25	-	-
4	36	30	23	-	-
5	-	25	23	23	-
6	40	27	26	-	-
7	40	25	22	23	22
8	41	21	21	21	19
9	41	22	21	22	21

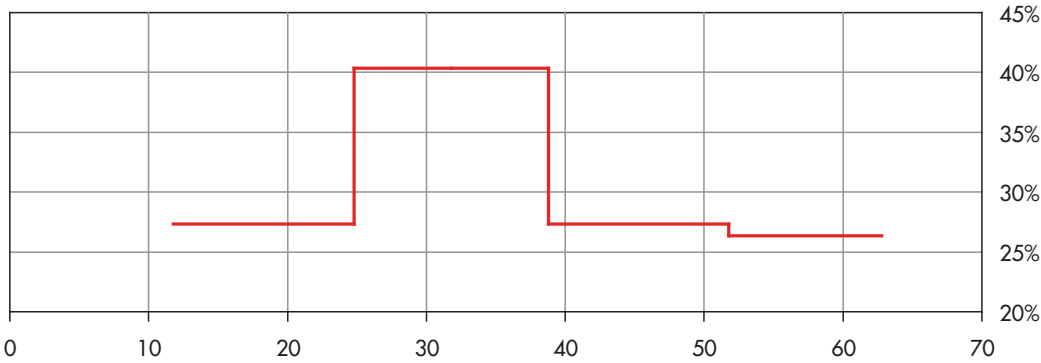


Figura 10
Andamento
dell'allungamento
percentuale nel provino 6.

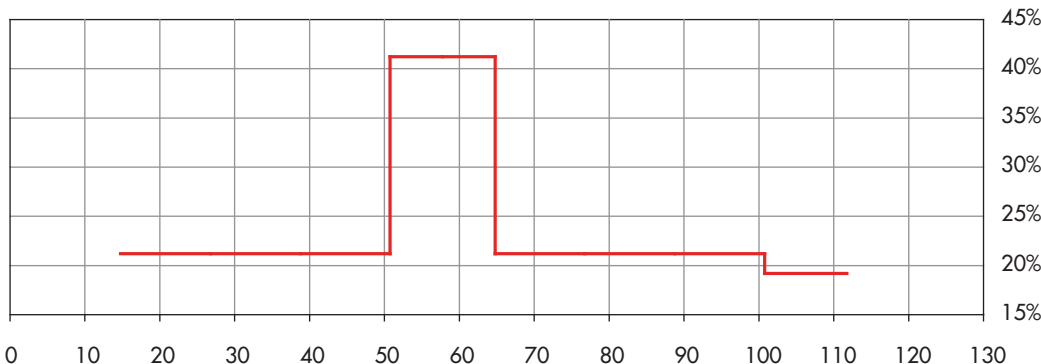
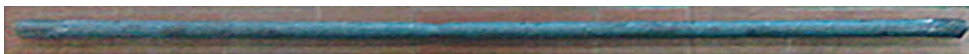


Figura 11
Andamento
dell'allungamento
percentuale nel provino 8.



I risultati ottenuti mostrano come mediamente gli spezzoni di barre (rappresentative delle catene metalliche normalmente utilizzate) presentino un allungamento plastico permanente paragonabile a circa il 20% della lunghezza dell'elemento.

Per validare tali evidenze sperimentali e generalizzarle alle lunghezze normalmente utilizzate negli edifici storici, è stata effettuata una campagna sperimentale su barre in acciaio S275 e S355 di lunghezza pari a 4 m, che sono state testate tramite un banco prova per funi e catene nautiche avente corsa utile di 10 m con carico massimo pari a 2000 kN (Figura 12).

Per garantire l'ancoraggio tra le barre e i grilli del sistema di trazione è stato necessario realizzare dei "golfari" alle estremità delle barre. Tale operazione è stata eseguita con particolare cura per non indebolire la sezione e per non determinare effetti che limitassero la duttilità della barra (Figura 13).

Le barre, di lunghezza pari a 4000 mm, sono

state portate a rottura misurando il carico a snervamento e a rottura, l'allungamento totale della barra e per ogni 10 cm su base indeformata (in analogia a quanto fatto nelle prove precedentemente descritte). In Tabella 4 vengono riassunti i principali risultati:

I risultati consentono alcune riflessioni. In primo luogo è possibile notare come l'utilizzo di acciai a minor quantitativo di carbonio (S275) determina duttilità più elevate e meno disperse rispetto ad acciai più performanti (S355). I provini in S355 hanno mostrato una dispersione significativa dei valori di allungamento che sono, sempre, inferiori rispetto a quelli osservati sulle barre in S275. Si evidenzia come il basso valore di allungamento del provino n°3 è stato registrato in corrispondenza di una resistenza molto superiore ai "valori teorici" per l'acciaio utilizzato (S355 - EN 10025).

I risultati della campagna sperimentale mostrano come gli acciai strutturali comunemente utilizzati

Tabella 4 - Risultati delle prove di rottura barre di L=4 m

n° prova	Acciaio	ϕ [mm]	L _{barra} [mm]	P _{snerv, teor} [kN]	P _{snerv} [kN]	P _{max, teor} [kN]	P _{max} [kN]	Δ [%]
1	S275	20	4816	86.4	102	135.1	148	20
2	S275	18	4899	70.0	78	109.4	114	22
3	S355	18	4446	90.3	100	109.4	149	11
4	S355	20	4705	111.5	125	135.1	177	18
5	S355	24	4105	160.6	275	194.5	300	3
6	S275	24	4985	124.4	125	194.5	176	25

Figura 12
Banco a trazione
orizzontale – presso Rapetti
srl.

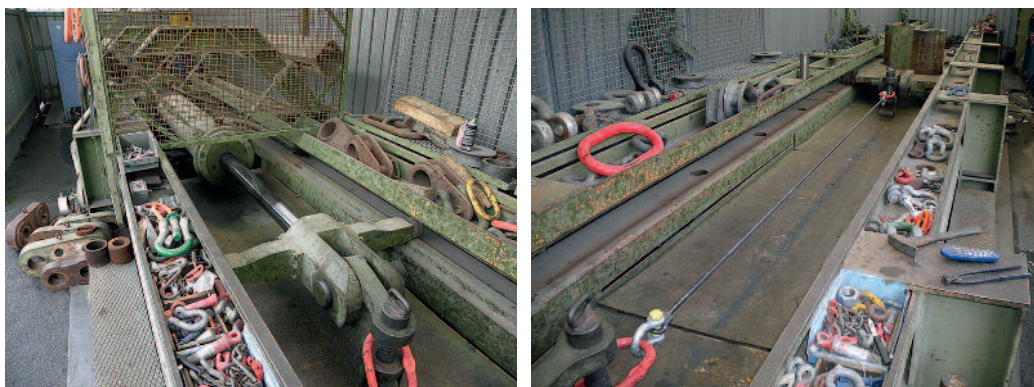
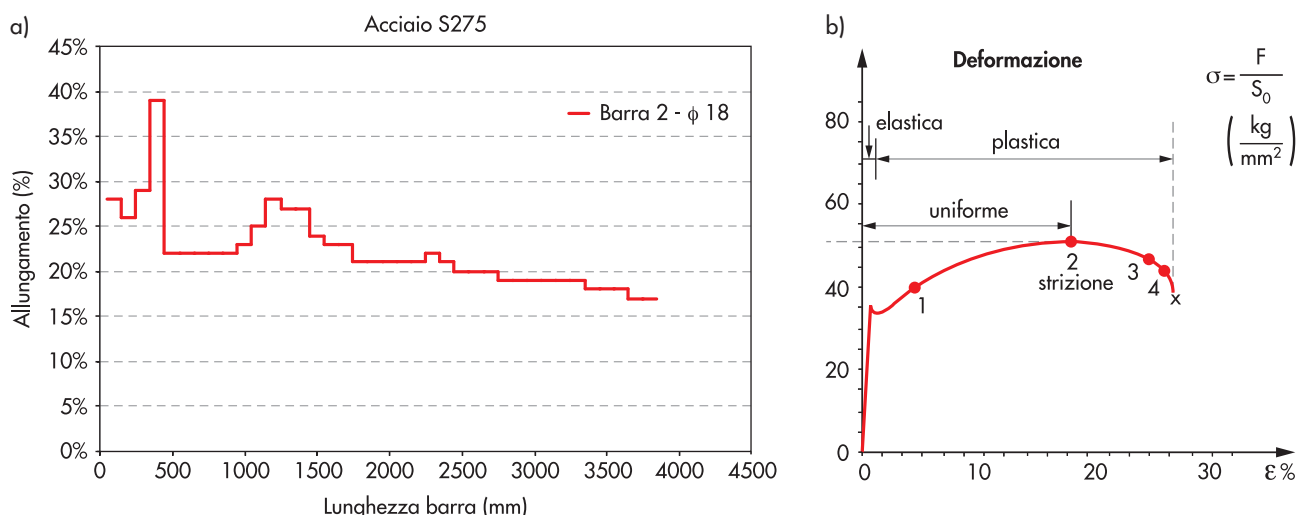


Figura 13
Dettaglio dei "golfari" di
estremità.





nell'edilizia storica possiedono (almeno per S275 e probabilmente per S235) valori di allungamento percentuali circa del 20% in riferimento alla lunghezza indeformata dell'elemento. In alcuni casi l'elevata lunghezza ha mostrato (Figura 14a) un principio di strizione in una zona lontana dalla localizzazione della rottura, ad indicare come la plasticizzazione dell'acciaio avvenga su tutta la lunghezza della barra (Figura 14b).

Tali risultati avvalorano la forma della curva di capacità (Figura 7 e Figura 8), evidenziando come la duttilità della catena sia in grado di ridurre la domanda sismica (a seguito della riduzione del T_S) ma possa addirittura incrementare la duttilità del sistema. Tali osservazioni validano l'applicazione di valori di allungamento del 5% normalmente utilizzati all'interno dell'analisi cinematica non lineare, evidenziando come tale valore potrebbe essere innalzato (anche al 10%) mantenendo sempre un buon margine di sicurezza.

Da un punto prettamente operativo, la conoscenza della reale duttilità dell'acciaio che si utilizza come catena metallica risulta un prerequisito iniziale paragonabile alla conoscenza della sua resistenza a snervamento. Utilizzare acciai ad alta resistenza può infatti limitare la deformabilità del sistema e di fatto limitare la sicurezza strutturale nel manufatto, se questa è affidata alla sua capacità di spostamento. Il ricorso ad acciai dolci con basse resistenze anche a

scapito di un incremento della dimensione dell'elemento può quindi rappresentare un requisito molto importante per la duttilità del presidio. Tale aspetto è, inoltre, condizionato dall'efficienza del dispositivo di ancoraggio: in primo luogo è necessario che la resistenza a punzonamento della muratura consenta alla catena di arrivare a snervamento. Nonostante ciò è necessario sottolineare che, diversamente dal modello elastico perfettamente plastico adottato per l'acciaio, l'escursione in campo plastico avviene per valori di tensione assai superiori a quelli di snervamento (Figura 14b). A valle di queste considerazioni, per garantire un sufficiente livello di duttilità della risposta, sarebbe opportuno verificare il punzonamento per un azione superiore alla resistenza ultima della catena: solo in questo modo si è in grado di garantire la capacità di spostamento del nostro macroelemento.

Un ultimo aspetto da tenere sotto controllo è rappresentato dal sistema di serraggio, oggi frequentemente costituito dalla filettatura del tratto terminale della barra e dal relativo dado. Se il dimensionamento, in termini di resistenza, può essere effettuato con riferimento alla sezione ridotta per la tensione ultima della barra, la localizzazione della rottura in corrispondenza della filettatura (sezione di maggiore debolezza) limita notevolmente l'evoluzione in campo plastico su tutta la lunghezza della barra, condizionando fortemente la sua duttilità.

5. Conclusioni

La ricerca effettuata ha permesso di comprendere quali parametri meccanici devono essere considerati per dimensionare le catene metalliche in modo da poterle computare correttamente nella verifica dei meccanismi locali, prerequisito fondamentale per qualsiasi verifica sismica di un edificio esistente in muratura.

In tale ottica si è potuto osservare il diverso significato che si potrebbe attribuire alle verifiche cinematiche proposte dalla Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009. L'approccio cinematico lineare può essere, infatti, un valido strumento quando la massima accelerazione sismica sopportabile dal sistema è inferiore all'accelerazione di prima attivazione (anche per gli effetti dell'eventuale

Figura 14
a) Formazione di un'ulteriore zona di strizione e b) identificazione della plasticizzazione uniforme.

pretiro della catena). In questi casi, infatti, se i valori di pretensione sono inferiori alla resistenza a punzonamento della muratura (soprattutto nei piani più bassi dove è presente anche un effetto di confinamento della muratura) si può garantire una buona risposta del sistema.

Nei casi in cui, invece, il meccanismo viene attivato è necessario valutare correttamente le caratteristiche di duttilità e resistenza dell'elemento metallico. La campagna sperimentale ha evidenziato valori di allungamento plastico a rottura pari a circa il 20% per acciai S275, che permettono di garantire una duttilità sufficiente per le verifiche secondo l'approccio cinematico non lineare. Acciai più resistenti mostrano un allungamento minore e molto più variabile, aspetto che dovrà essere tenuto in debita consi-

derazione nell'ottica di un loro utilizzo.

Nel caso in cui la duttilità della catena sia garantita (utilizzo di acciai a basso contenuto di carbonio) di fondamentale importanza risulta essere la resistenza a punzonamento della muratura in relazione alla resistenza a rottura della catena e il progetto del sistema di serraggio che non dovrà limitare le caratteristiche deformative del sistema. Per tale motivo, in un'ottica cautelativa che ogni verifica deve mantenere, sarebbe auspicabile confrontare la resistenza a punzonamento della muratura con valori della resistenza a rottura della catena amplificati (una sorta di frattile superiore del 95%), per evitare l'insorgere di meccanismi fragili, che ridurrebbero pesantemente il livello di sicurezza del meccanismo.

Bibliografia

- Adham S.A. (1985) - Static and Dynamic out of plane response of brick masonry walls, *Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference*, Melbourne, 1218-24.
- Bariola J., Ginocchio J.F., Quinn D. (1990) - Out of plane seismic response of brick walls, *Proceedings of the 5th North American Masonry Conference*, pp. 429-39.
- Circolare Ministero Lavori Pubblici, 30 luglio (1981) - *Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma*.
- Circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG. (1997) - Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617 (2009) - *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- D.M. 16 gennaio 1996 (1996) - *Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*.
- D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - *Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- Eurocodice 6 - UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- Eurocodice 8 - UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- Giuffrè A. (1993) - *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso di Ortigia*. Laterza, Roma-Bari.
- Kariotis J.C., Ewing R.D., Johnson A.W., Adham S.A., (1985) - Methodology for mitigation of earthquake hazards in unreinforced brick masonry buildings, *Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference*, Melbourne, pp. 1339-50.
- Lagomarsino S., Podestà S. (2004) - Seismic vulnerability of ancient churches. Part2: statistical analysis of surveyed data and methods for risk analysis. *Earthquake Spectra*. Vol. 20(2):395-412.
- Lam N., Wilson J., Hutchinson G. (1995) - Modeling of an unreinforced masonry parapet wall for seismic performance evaluation based on dynamic testing, Departmental of Civil and Environmental Engineering, The University of Melbourne, *Departmental Report No RR/STRUCT/03/95*.
- Lam N., Nurtug A., Wilson J. (1998) - Shaking table testing of parapet walls with periodic and transient excitations, Departmental of Civil and Environmental Engineering, The University of Melbourne, *Departmental Report No.RR/STRUCT/98*.
- Mc4Loc (2011) - User Manual, Torino.
- Ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri (2003) - (Suppl. Ord. 72 alla G.U. 8 maggio 2003 n.105)
- Paolini C. (2005) - *Tradizione costruttiva e terremoto. L'edilizia storica a Cosenza*. Gangemi Editore.
- Podestà S. (2012) - *Verifica sismica di edifici in muratura*. Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- Tassios F. (1988) - *Meccanica delle murature*. Liguori, Napoli.