



Prove in situ per la valutazione della risposta nel piano di un pannello murario in un edificio a L'Aquila

Michele Candela

Dipartimento P.A.U., Università degli Studi di Reggio Calabria. Salita Melissari 1, 89124 Reggio Calabria.

Serena Cattari, Sergio Lagomarsino, Michela Rossi

DICAT, Università degli Studi di Genova. Via Montallegro 1, 16145 Genova.

Roberta Fonti

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli "Federico II", Piazzale Tecchio 80, 80125 Napoli

Erminio Pagliuca

GEO-CONSULT s.r.l., SS 7 bis – Area PIP - 83030 Manocalzati (AV).

Keywords: masonry, in-plane behaviour, strength parameters, seismic capacity

ABSTRACT

La valutazione dei parametri meccanici della muratura storica, in particolare della resistenza a taglio, è uno dei problemi più critici per la conservazione del costruito storico in area sismica, per la difficoltà di eseguire prove davvero attendibili senza produrre un impatto significativo sulla costruzione. Il problema è particolarmente sentito per la ricostruzione a L'Aquila, in quanto da parte di molti sono stati avanzati dubbi sulla qualità della muratura locale, che possono essere chiariti solo attraverso prove di tipo distruttivo in situ.

Nell'ambito del programma di demolizione post-sisma messo a punto dall'Amministrazione comunale de L'Aquila, in collaborazione con l'U.T.C., è stato individuato un fabbricato nel comparto edilizio 96 del centro storico. Alcuni setti murari sono apparsi idonei per effettuare prove in situ finalizzate alla valutazione della risposta nel piano e fuori piano della muratura. La scelta è stata condizionata da varie problematiche, quali quelle della sicurezza operativa e dell'accessibilità, con la prerogativa principale della "rappresentatività" della tipologia muraria, nei confronti di quella più frequente per il costruito esistente Abruzzese.

Con riferimento alle prove eseguite per la caratterizzazione della risposta nel piano, ed in particolare quella a taglio, nell'articolo sono illustrati gli scopi della prova programmata, le modalità di esecuzione, nonché le preliminari rielaborazioni dei risultati ottenuti.

1 INTRODUZIONE

Una adeguata caratterizzazione dei parametri meccanici della muratura storica, ed in particolare della resistenza a taglio dei pannelli murari, è uno dei problemi più critici per la valutazione della sicurezza e per la conservazione del costruito storico in area sismica, per la difficoltà di eseguire prove davvero attendibili senza produrre un impatto significativo sulla costruzione.

Nel caso degli edifici esistenti in muratura, usuale pratica progettuale è quella di riferirsi ai valori delle proprietà meccaniche proposte nel documento di Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, Tabella C8A.2.1), con l'eventuale applicazione di ulteriori coefficienti correttivi (proposti in Tabella C8A.2.2 del suddetto documento) al

variare di diverse tipologie murarie. Evidentemente tali classi di tipologie murarie (e i valori delle proprietà meccaniche associati) sono definite perché possano essere rappresentative di quelle dell'intero territorio nazionale; dunque non possono tenere conto – se non in misura approssimata – di specificità legate alle tecniche costruttive e alle regole dell'arte locali. Una migliore e più rappresentativa caratterizzazione e differenziazione delle diverse tipologie murarie presenti sul territorio, di volta in volta esaminato, sarebbe possibile a fronte di una valutazione diretta tramite opportune campagne sperimentali delle proprietà meccaniche di resistenza di base.

Il problema è particolarmente sentito per la ricostruzione a L'Aquila, in quanto da parte di molti sono stati avanzati dubbi sulla qualità della muratura locale, che possono essere chiariti solo attraverso prove di tipo distruttivo.

In collaborazione con l'ufficio tecnico del Comune de L'Aquila, a seguito di sopralluogo

compiuto congiuntamente al geom. M. Mastrangelo dell'U.T.C. ed all'Ass. Comunale V. Placidi, è stato individuato un fabbricato nel comparto edilizio 96 del centro storico, destinato alla totale scomposizione tranne che per il piano terra, idoneo per l'esecuzione di prove distruttive in situ. In particolare sono stati individuati alcuni setti murari posti al piano primo delle facciate prospicienti Piazza San Pietro in Coppito e Via Pretatti (Figura 1). In particolare, uno di essi – oggetto della presente memoria - è stato provato al fine di una caratterizzazione meccanica della resistenza a taglio nel piano; altri pannelli sono stati invece testati (al variare di differenti tecniche di consolidamento applicate), da parte di un altro gruppo di ricerca, nei riguardi di azioni ortogonali al piano (Borri et al. 2011).



Figura 1. Vista del fabbricato sito in Piazza S. Pietro in Coppito destinato alla demolizione in cui sono stati individuati diversi pannelli oggetto di test in situ (in rosso è evidenziato quello oggetto di prova nel piano)

La scelta del fabbricato è stata condizionata ovviamente da varie problematiche, quali quelle della sicurezza operativa e dell'accessibilità, con la prerogativa principale tuttavia della "rappresentatività" della tipologia muraria selezionata rispetto a quella che più frequentemente caratterizza l'ambito geografico Abruzzese. La muratura selezionata è quindi quella classica dell'area in esame, per l'edilizia monumentale di tipo storico, costituita da conci in pietra calcarea di pezzatura media e forma arrotondata appena sbazzata, allettati con malta di calce realizzata con inerti di granulometria media, impastati con un'importante componente terrosa e posti in opera con spessori di svariati centimetri. I paramenti murari, realizzati a doppia cortina, nel complesso appaiono generalmente ben organizzati con regolarizzazione dei piani di posa molto frequente, circa ogni 40cm, e rinzeppatura dei vuoti generati dalle irregolarità fra gli elementi lapidei, operata mediante scapoli in pietra e/o frammenti in laterizio, non sempre sufficiente ad assicurare la continuità di contatto fra le pietre. L'analisi della sezione trasversale non evidenzia la presenza di un nucleo interno con materiale sciolto, ma piuttosto la presenza di malta e di conci di pezzatura irregolare più

piccola spesso apparecchiati in modo tale da creare un certo grado di ammorsamento trasversale (come rilevato dall'analisi anche di altre sezioni murarie sul territorio aquilano, Figura 2).



Figura 2. Esempi di sezioni trasversali tipiche della tipologia muraria riscontrata nel territorio aquilano (quella a destra è tratta dall'edificio esaminato).

La prova progettata è di tipo taglio – compressione eseguita in controllo di forze con la possibilità di applicare tale azione di taglio, in sommità al pannello, in maniera alternata. La condizione attuale del fabbricato in esame, originariamente su tre livelli, oggi ridotti a due a causa dei crolli occorsi a seguito dell'evento sismico del 6 aprile 2009, nonché l'esecuzione in situ di tale tipo di test, ha comportato la necessità di mettere a punto un apposito setup di prova. Il pannello murario individuato per la valutazione della risposta nel piano è largo 3.3 m, alto 2.4 m con spessore pari a 60 cm; esso non risulta compromesso da uno stato di danno iniziale conseguente all'evento sismico. Situato al primo piano del fabbricato, esso è stato sganciato dalle porzioni di solai superstiti ai crolli, in modo da risultare libero in sommità (secondo uno schema statico approssimabile a quello di mensola). Tramite un opportuno sistema di tiranti è stato applicato un carico assiale al pannello tale da indurre uno stato di compressione (la cui risultante è mantenuta costante durante la prova) comparabile con l'azione dei carichi gravitazionali di esercizio e la presumibile occorrenza in sede di prova di una modalità di rottura a taglio per fessurazione diagonale (considerate contestualmente le condizioni di vincolo, la snellezza del pannello e la tipologia di muratura). Inoltre i pannelli murari adiacenti a quello oggetto del test sono stati impiegati (debitamente rinforzati) per offrire il necessario contrasto ai martinetti, destinati ad imprimere le sollecitazioni orizzontali alternate.

Ad integrazione dei risultati ottenibili da tale prova, finalizzata alla valutazione della resistenza a taglio, sono stati inoltre eseguiti ulteriori test per una più completa caratterizzazione della muratura in oggetto (nello specifico, prova di

martinetto piatto doppio e prove soniche dirette ed indirette). Nell'articolo sono illustrati dettagliatamente gli scopi delle prove programmate, le modalità di esecuzione, nonché alcune prime rielaborazioni dei risultati ottenuti (da intendersi come preliminari avendo la prova avuto luogo a fine giugno 2011).

2 PROVA A TAGLIO – COMPRESSIONE

2.1 Descrizione del setup di prova

Come precedentemente introdotto, la prova progettata è di tipo taglio – compressione eseguita in controllo di forze con la possibilità di applicare tale azione di taglio, in sommità al pannello, in maniera alternata. L'esecuzione di tale prova in situ ha necessitato, rispetto ad altre campagne sperimentali condotte da vari autori in laboratorio (ad esempio Magenes et al. 2009), la progettazione di un opportuno setup che tenesse in conto delle effettive condizioni nelle quali versava l'edificio danneggiato dall'evento sismico del 6 aprile 2009. La Figura 6 illustra in dettaglio la configurazione di tale setup. In particolare il sistema si compone:

- di un attuatore oleodinamico a doppio effetto orizzontale da 500 kN (servo controllato mediante elettrovalvola proporzionale) avente la funzione di applicare in sommità al pannello la forza di taglio in maniera alternata. Il pannello è libero di ruotare in sommità. Un adeguato sistema realizzato mediante profili HE100 predispone l'attacco per l'attuatore (Figura 4). I carichi sono trasmessi al provino per mezzo di una trave in acciaio realizzata mediante profili UPN140 collegati tramite barre iniettate passanti e imbullonate (Figura 2);

- di un sistema di contrasto realizzato mediante i pannelli adiacenti quello da testare (Figura 3). In particolare tali pannelli sono stati irrigiditi e rinforzati: tamponando un'apertura e le relative porzioni di sottofascia presenti (fino al raggiungimento dello spessore dei maschi murari pari a 60 cm); realizzando un cordolo sommitale e due spalle verticali in cemento armato alle estremità dei pannelli; inserendo una serie di piatti metallici (passo circa 100 cm) collegati alla muratura mediante barre iniettate passanti e imbullonate (Figura 2). In corrispondenza dell'attacco dell'attuatore orizzontale anche sul pannello di contrasto, per tutta la sua lunghezza,

sono stati inseriti due profili UPN 140 collegati mediante barre iniettate passanti e imbullonate;

- di un sistema di due coppie di barre $\Phi 24$ post-tese, atte ad assegnare il carico assiale progettato per simulare l'effetto dei carichi gravitazionali di esercizio e perché compatibile con la prevalente occorrenza di un meccanismo a taglio per fessurazione diagonale. Le barre sono fissate all'estremità mediante un sistema di ancoraggio realizzato con profili UPN 140 collegati alla muratura mediante barre iniettate passanti e imbullonate (Figura 4). In particolare ciascuna coppia di barre è stata post-tesa ad un carico di 18 kN (tale da indurre una tensione di compressione totale sul pannello pari a 0,19 MPa mantenuto costante durante la prova). Tale sistema è stato adottato anche in uno dei pannelli impiegati per il sistema di contrasto su cui è stata eseguita la prova di martinetto piatto doppio.



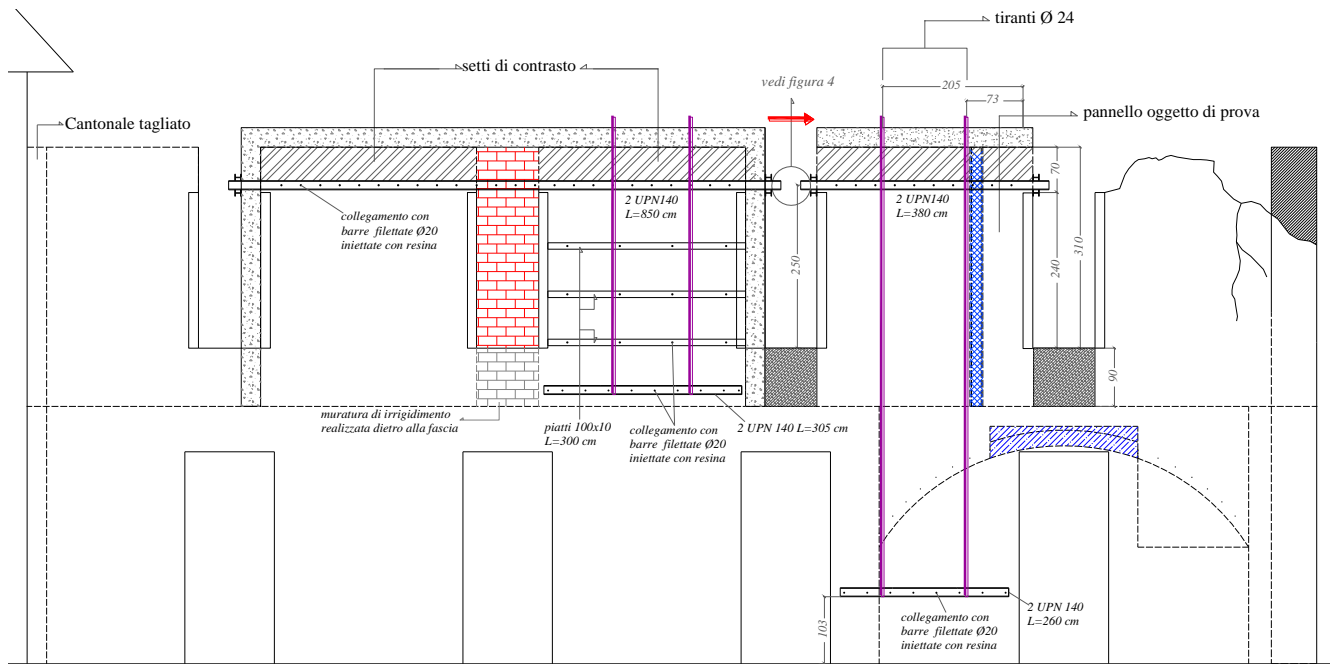
Figura 2. A sinistra, configurazione del pannello oggetto della prova. A destra, configurazione di uno dei setti di contrasto.



Figura 3. Vista generale del pannello di prova e dei setti di contrasto irrigiditi e rinforzati.



Figura 4. A sinistra, particolare dell'attacco dell'attuatore oleodinamico. A destra, particolare dell'ancoraggio delle barre agli UPN.



LEGENDA:

- | | | |
|--|---|--|
| Tamponatura realizzata in muratura di laterizi semipieni | Porzione di volta crollata | Demolizione tramezzo |
| Cordoli in c.a. 70x30 di ripartizione carico armati con 7+7Ø14 e staffe Ø8/20 (cls C20/25 acciaio B450C) | Creste murarie regolarizzate con malta cementizia | Irrigidimento della fascia con aumento dello spessore fino al raggiungimento di 70cm totali - materiale: conglomerato cementizio |

Figura 5. Schema di configurazione della prova (la freccia rossa indica il verso positivo dell'applicazione del carico).

Inoltre, con particolare riferimento al pannello da testare, si precisa che sono state eseguite le ulteriori seguenti lavorazioni per predisporlo alla prova: i) riempimento con getto in cls delle porzioni di sottofascia adiacenti il pannello (fino allo spessore dello stesso di 60 cm) al fine di irrigidire il vincolo di base; ii) demolizione di una tramezza interna e di alcune porzioni del solaio superstiti dai crolli incidenti sul pannello; iii) realizzazione di un cordolo in c.a. sommitale.

Lo schema risultante del pannello oggetto di prova è dunque idealizzabile a quello di una mensola.

Per quanto riguarda il sistema di acquisizione dei dati (campionamento ad 1 secondo) e le letture effettuate sugli spostamenti durante la prova, la Figura 6 illustra lo schema del posizionamento dei trasduttori potenziometrici impiegati (a base lunga con precisione 0.01 mm e corsa massima 50 mm). E' stato inoltre applicato un inclinometro in sommità al pannello (precisione 0.001 grado sessagesimale).

2.2 Esecuzione della prova

Sono state eseguite due prove monotone in controllo di forza con verso positivo e negativo (secondo il sistema di riferimento introdotto in Figura 5).

A seguito dell'applicazione del carico assiale tramite le barre post-tese, è stata eseguita una preliminare sequenza di carico, applicando un taglio orizzontale pari a 5 kN con verso positivo, al fine di verificare il sistema di acquisizione e il corretto funzionamento del setup. Si è proseguito quindi all'esecuzione della prova con verso positivo incrementando progressivamente il taglio applicato. Sebbene il setup progettato consentisse l'esecuzione di una prova ciclica, durante

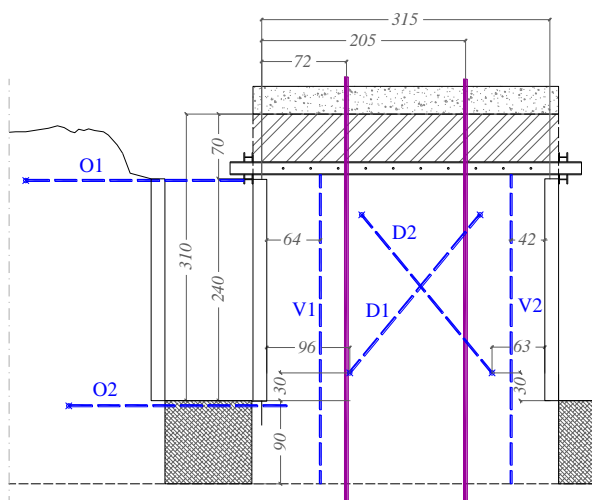


Figura 6. Schema di posizionamento dei sensori sul lato interno dell'edificio (analogo al lato esterno).

l'esecuzione di questa prima prova l'attuatore è sfuggito al controllo proseguendo ad incrementare il taglio applicato fino al raggiungimento della rottura del pannello. A questo punto si è deciso dunque di procedere eseguendo direttamente una seconda prova monotona con verso opposto.

La Figura 7 illustra le curve taglio - drift (calcolato a partire dagli spostamenti orizzontali misurati tramite i sensori O1 e O2) per ciascuna delle due prove eseguite; per comodità di rappresentazione e per confrontare l'andamento delle due curve, esse sono state rappresentate entrambe nel primo quadrante. Nella curva relativa alla prova con verso negativo, si evidenziano in particolare: un primo tratto (fase 1'-2 in Figura 7) relativo al progressivo recupero della rigidità associato alla fase di richiusura delle lesioni residue dal termine della prova con verso positivo (per fessurazione diagonale in particolare al centro del pannello e per apertura dei giunti di base associata alla risposta flessionale); un secondo tratto (fase 2-3 in Figura 7) relativo all'effettiva risposta del pannello nella direzione in esame. Si noti come la pendenza di questo secondo tratto (fase 2-3) non risulti significativamente ridotta rispetto a quella rilevata nella prova con verso positivo (sebbene il pannello partisse da una condizione già degradata dal danno precedente occorso); la resistenza massima raggiunta in questa seconda prova (250 kN) risulta, come presumibile, leggermente inferiore a quella ottenuta nella prima curva di carico (293 kN). In Figura 7, in piccolo a destra, è illustrato uno schema ideale della risposta ciclica di un pannello in muratura; sebbene nel caso in esame siano state eseguite due prove monotone, tale schema vuole richiamare la condizione di partenza (punto 1') nella quale effettivamente si trovava il pannello all'inizio della seconda prova. In questo caso per il calcolo della curva taglio-drift, sono stati utilizzati gli spostamenti orizzontali depurati dai residui misurati al termine della prima prova. In tali curve l'ultimo tratto risulta tratteggiato poiché per tali punti sono occorsi alcuni problemi nell'acquisizione della lettura degli spostamenti orizzontali tramite i trasduttori a seguito del progredire significativo della rottura del pannello (raggiungimento del fondo scala del sensore); essi sono stati stimati comunque con sistemi di minore precisione.

La modalità di rottura occorsa nel pannello è chiaramente di taglio per fessurazione diagonale

(Figura 8). Alle estremità del pannello sono inoltre occorse alcune lesioni di minore entità riconducibili alla risposta flessionale dello stesso (Figura 9).

Ulteriori rielaborazioni dei risultati ottenuti sono discussi al §4 integrandoli con quelli acquisiti e dedotti dalle altre prove effettuate.

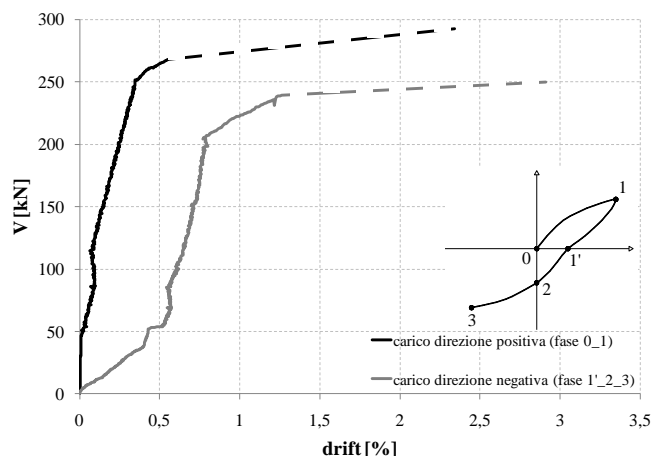


Figura 7. Curva taglio-drift per le due prove taglio-compressione monotone eseguite. A destra, schema ideale della risposta ciclica di un pannello murario.



Figura 8. A sinistra, danno rilevato al termine dell'applicazione del carico in direzione positiva. A destra, quello rilevato in una fase intermedia con carico negativo.



Figura 9. A sinistra, danno rilevato al termine della prova. A destra, lesioni alle estremità del pannello associate alla risposta flessionale.

3 ULTERIORI PROVE ESEGUITE IN SITU PER LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA MURATURA

Ad integrazione della prova a taglio-compressione eseguita, al fine di acquisire ulteriori parametri od informazioni di carattere qualitativo per una più completa caratterizzazione della muratura in esame, sono state eseguite ulteriori prove di carattere non o semi distruttivo: prove soniche dirette ed indirette sul pannello testato (prima dell'esecuzione della prova a taglio-compressione); prova di martinetto piatto doppio sul pannello impiegato come contrasto (caratterizzato da tipologia muraria analoga al pannello testato come descritto in §2.2). In particolare tali prove sono state eseguite con le seguenti finalità: i) verificare la qualità della connessione trasversale tra i paramenti del pannello (prova sonica diretta); ii) valutare il modulo di Young della muratura (quantitativamente tramite il martinetto piatto doppio e qualitativamente – a convalida dei valori ottenuti – tramite la prova sonica indiretta).

3.1 Prove soniche

Come noto le indagini soniche si basano sul principio che la velocità di propagazione delle onde in un materiale elastico, omogeneo ed isotropo possa essere correlata con il modulo elastico di Young (E_d) e di Poisson del mezzo stesso, secondo la relazione seguente:

$$E_d = v^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (1)$$

Con: E_d in Pa (N/m^2); v velocità misurata dell'onda in m/s; ν = modulo dinamico di Poisson; ρ = densità del materiale in kg/m^3 .

Nel caso della muratura, per le quali le ipotesi suddette di eterogeneità ed isotropia trovano un riscontro piuttosto limitato, il risultato ottenuto deve essere inteso pertanto come indicativo; tuttavia esse possono fornire utili indicazioni sulle caratteristiche morfologiche del pannello murario investigato e sul suo stato di conservazione (ad esempio infatti, quando la muratura presenta delle discontinuità, la velocità delle onde diminuisce).

Nel caso esaminato, tali indagini sono state eseguite su una porzione (1.20 m x 1 m) del pannello oggetto del test a taglio-compressione.

I risultati delle prove soniche dirette sono illustrati in Figura 10 in una maglia che interpola i valori per tutta la porzione di muratura investigata a partire dai punti di battitura. Il fatto che l'esito delle battute sia stato positivo (ossia

l'onda sia stata trasmessa efficacemente tra i due paramenti) è sintomatico di una discreta connessione trasversale tra i paramenti senza la presenza significativa di vuoti interni.

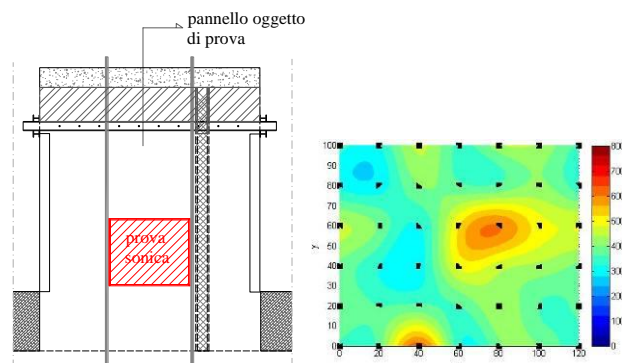


Figura 10. Localizzazione e mappa cromatica delle velocità ottenute dalle prove soniche dirette nel pannello di prova.

I risultati delle prove soniche indirette (eseguite su ciascuno dei due paramenti del pannello nella porzione identificata in Figura 10) sono stati rielaborati impiegando l'Equ. (1), operando una media delle battiture eseguite. È stata così ottenuta una stima del modulo di Young di 560 MPa, nel caso delle misure effettuate sul lato interno del pannello, e di 511 MPa per quello esterno. Si ritiene utile precisare che l'indagine è stata eseguita senza stonacare i paramenti al fine di non comprometterne in alcun modo la resistenza preliminarmente all'esecuzione della prova di taglio-compressione. La stima del modulo elastico è dunque in parte alterata dalle proprietà meccaniche dello strato di intonaco (di spessore non del tutto trascurabile nel caso della muratura esaminata).

3.2 Prova di martinetto piatto doppio

La prova è stata eseguita in accordo alle specifiche fornite nei documenti ASTM C 1196-91 e RILEM Lum 90/2 Lum.D.2 sul pannello impiegato come contrasto per l'esecuzione della prova a taglio-compressione.

La Figura 11 illustra la rielaborazione dei risultati in termini di diagramma tensione – deformazione medi. Da tale diagramma, interpolando sul primo tratto della curva (fino al raggiungimento della tensione pari a 0.9 MPa corrispondente alla chiara perdita di linearità), si ottiene la stima del modulo elastico di Young E pari a 856 MPa.

Inoltre è possibile ricavare una stima della resistenza a compressione della muratura pari a 2.1 MPa; appare ragionevole ritenere tale stima per difetto poiché in effetti la curva tensione-deformazione non ha raggiunto un evidente plateau.

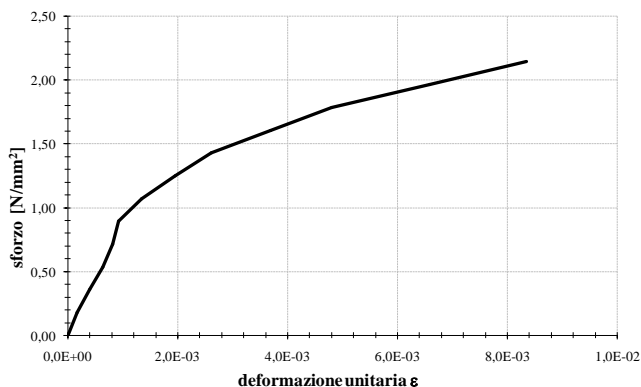


Figura 11. Diagramma tensione-deformazione medi ottenuto dall'elaborazione dei risultati del martinetto piatto doppio

4 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Nel seguito sono illustrate alcune preliminari rielaborazioni dei risultati ottenuti finalizzate a fornire una prima stima delle proprietà meccaniche della muratura in esame, per poi confrontarle con i valori proposti nel documento di Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (Tabella C8A.2.1).

Si analizzi in primo luogo la valutazione delle proprietà meccaniche di rigidezza in termini di modulo di Young E e modulo a taglio G . A partire dai dati della prova a taglio-compressione, una prima stima del modulo G può essere ottenuta, nell'ipotesi di approssimare il comportamento del pannello murario come quello di una trave, dalle seguenti espressioni (computando sia il contributo flessionale che quello a taglio, nell'ipotesi di schema di vincolo a mensola):

$$K = \frac{V}{u} = \left(\frac{3EJ}{h^3} + \frac{GA}{1,2h} \right)^{-1} \quad (2)$$

$$G = \frac{K \cdot 1,2 \cdot h}{A} \left(1 + \frac{4}{1,2} \frac{h^2}{l^2} \frac{G}{E} \right) \quad (3)$$

Con: K rigidezza della trave; h e l , altezza e larghezza del pannello, rispettivamente; J e A momento d'inerzia ed area della sezione trasversale del pannello, rispettivamente; V e u ricavati dalla curva taglio-drift per ciascuna prova effettuata in corrispondenza della chiara perdita di linearità (nel caso della prova con verso negativo considerando la curva a seguito del completo recupero di rigidezza occorso nella fase 1'-2). Ipotizzando un rapporto E/G pari a 3, ne

deriva un intervallo per il modulo G pari a 55-75 MPa (considerando gli esiti delle due prove monotone effettuate). Al riguardo, appare opportuno precisare che benché il vincolo di base sia stato ipotizzato fisso in questa prima valutazione e nel setup di prova siano stati adottati accorgimenti specifici per irrigidire tale porzione di base, essa in realtà non è infinitamente rigida. Al riguardo peraltro l'analisi del quadro di danneggiamento ha evidenziato l'occorrenza di alcune lesioni all'estremità inferiore del pannello che si sono estese anche nella porzione che idealmente costituiva il vincolo rigido di base (Figura 12). In virtù di tali osservazioni, più correttamente, tale vincolo potrebbe essere considerato come cedevole. Tenendo conto di tale condizione ed incrementando – in via approssimata per il solo contributo flessionale - l'altezza impiegata nella Equ.(3) (sommando a quella del pannello l'altezza della porzione di vincolo sottostante fino alla quota del solaio), si ottiene una stima di G pari a 80-120 MPa. Evidentemente tali valutazioni necessitano di ulteriori approfondimenti.



Figura 12. Danno esteso oltre la sezione di base del pannello nella porzione di vincolo (lato interno)

Si interpretino ora i risultati della prova taglio-compressione in termini di resistenza. Come evidenziato chiaramente dal quadro di danno occorso e discusso al §2.2, la modalità di rottura prevalente occorsa è quella di taglio per fessurazione diagonale. Appare dunque coerente (tenuto in conto inoltre della tipologia muraria in esame) interpretare i valori di resistenza in accordo al criterio proposto originariamente da Turnsek and Cacovič (1971) e recepito nel documento di Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, nel caso di edifici esistenti (§C8.7.1.5).

In tabella 1 sono illustrate le espressioni dei criteri di resistenza proposti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 per la modalità

a rottura a pressoflessione e a taglio per fessurazione diagonale.

Tabella 1. Criteri di resistenza adottati per i maschi murari nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008

Modalità di rottura	Resistenza ultima
Pressoflessione ¹	$M_u = \frac{lt\sigma_v}{2} \left(1 - \frac{\sigma_v}{0,85f_m} \right)$
Taglio ²	$T_u = lt \frac{1,5\tau_o}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_v}{1,5\tau_o}}$

¹ f_m resistenza a compressione della muratura, l lunghezza della sezione, t spessore;

² τ_o resistenza a taglio della muratura, b fattore di riduzione in funzione della snellezza (Turnsek e Cacovič, 1971)

La Figura 13 illustra il confronto tra tali criteri di resistenza e i risultati sperimentali ottenuti. Si precisa che: la tensione di compressione del pannello σ_v è stata computata nella sezione di mezzeria del pannello tenendo conto del contributo del suo peso proprio, di quello del cordolo in c.a. e della compressione assegnata dalle barre post-tese; la resistenza a compressione f_m della muratura è stata assunta cautelativamente pari a 2.1 MPa, come stimato dall'esito della prova di martinetto piatto doppio; il coeff. b è stato assunto pari a 1 in ragione della snellezza del pannello pari a 0.75; nel caso del dominio a pressoflessione, la corrispondenza tra M_u e V_u è stata ottenuta nell'ipotesi di schema di mensola, trascurando la riduzione nella resistenza data dall'ipotesi di stress-block (0.85). I domini relativi alla rottura per taglio per fessurazione diagonale sono stati tracciati imponendo il passaggio dell'espressione riportata in Tabella 1 per i punti sperimentali ottenuti ($V_{u,prova1}=293$ kN; $V_{u,prova2}=250$ kN): ne consegue, note tutte le altre grandezze, un valore stimato della resistenza a taglio τ_o pari a 5,1 e 4 N/cm² per le due prove monotone eseguite.

Si noti come, in corrispondenza del livello di compressione agente sul pannello (corrispondente circa a $\sigma_v/f_m=0.1$), la previsione offerta dal criterio a pressoflessione proposto dalle norme risulta leggermente inferiore alla resistenza effettivamente esibita dal pannello. Tuttavia al riguardo appare opportuno precisare che tale formulazione trascura alcuni contributi sui quali – sebbene generalmente di modesta entità – la muratura può confidare (ad es. la resistenza a trazione dei giunti di malta). In Figura 13 a titolo di esempio è tracciato anche il dominio a

pressoflessione ricavato nell'ipotesi di considerare un minimo contributo della resistenza a trazione del giunto di malta di base (assunta forfettariamente e a puro scopo esemplificativo pari a 1/10 della resistenza a compressione della muratura).

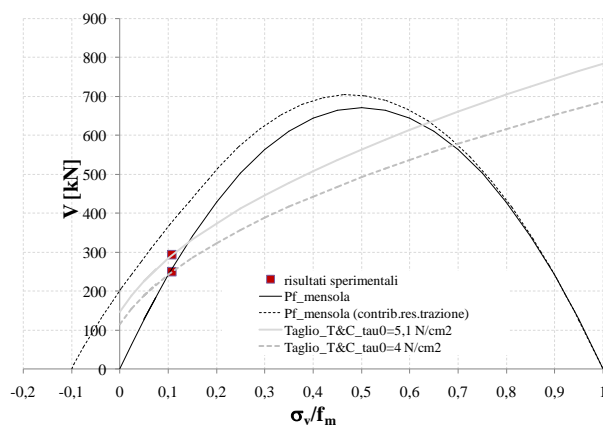


Figura 13. Confronto tra i domini di resistenza proposti nelle Norme Tecniche delle Costruzioni e i risultati sperimentali ottenuti dalla prova a taglio-compressione

Si confrontino nel seguito le stime dei parametri meccanici ottenuti dalle prove sperimentali eseguite con quelli proposti nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008. In particolare in Tabella 2 sono riportati i valori proposti nella già citata Tabella C8A.2.1 nel caso delle classi di muratura in “*pietrame disordinata*” (A) e “*a conci sbazzati con paramento di limitato spessore e nucleo interno*” (B). Sono state selezionate queste due classi perché, tra quelle disponibili proposte in tale documento, esse sono quelle che maggiormente si avvicinano alle caratteristiche delle murature riscontrate nel territorio aquilano.

Tabella 2. Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) per alcune tipologie di muratura proposte nel documento di Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 (Tabella C8A.2.1)

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	τ_o [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
A	100	2,0	690	230
	180	3,2	1050	350
B	200	3,5	1020	340
	300	5,1	1440	480

In effetti tuttavia, nel caso specifico della muratura esaminata, nessuna delle due classi ne rispecchia completamente le peculiarità. Ad

esempio, la classe B proposta dalla norma – *che si riferisce ad una muratura a sacco nella quale esiste una parte interna di materiale sciolto con resistenza usualmente più limitata* - solo parzialmente rispecchia la muratura in esame costituita da un paramento a doppia cortina con elementi lapidei non particolarmente regolari ma intessuti sull'intero spessore (sebbene all'interno con conci di pezzatura irregolare più piccola). L'assenza dunque di un nucleo interno con materiale sciolto consente alla muratura di sfruttare meglio l'intera sezione trasversale (con un minimo di ingranamento).

I valori di resistenza a taglio ottenuti dalle prove sperimentali risultano superiori (specialmente se riferimento è posto al risultato della prima prova sul pannello non ancora degradato pari a $5,1 \text{ N/cm}^2$) a quelli medi proposti in Tabella C8A.2.1 per entrambe le classi A ($2,6 \text{ N/cm}^2$) e B ($4,3 \text{ N/cm}^2$) considerate; il valore della resistenza a compressione è in accordo con il valore medio della classe B. Un tema relativo a futuri approfondimenti è sicuramente rappresentato dall'ingranamento nella sezione trasversale offerto dalla disposizione delle pietre di pezzatura più piccola (già introdotto al §1). Sebbene non certo paragonabile alla presenza di elementi passanti per l'intero spessore murario o buona parte di essa - quali ad esempio diatoni naturali o artificiali - tale tessitura potrebbe tuttavia offrire risorse non completamente trascurabili ai fini della connessione trasversale, giustificando l'adozione di coefficienti correttivi analoghi – *seppure opportunamente calibrati* - a quelli proposti in Tabella C8A.2.2. (ad esempio associati alla presenza di malta di buone caratteristiche, di ricorsi e listature, di connessione trasversale, etc.). Il riscontro del non trascurabile accoppiamento dei paramenti è testimoniato, nel caso in esame, dal fatto che non è occorso alcun fenomeno di espulsione del paramento esterno e dall'esito delle prove soniche dirette effettuate sul pannello (discusse al §3.1).

Per quanto riguarda i valori dei moduli elastici, il valore del modulo di Young ottenuto sperimentalmente dal martinetto piatto doppio trova un discreto accordo con l'intervallo proposto dalla normativa in particolare nel caso della classe A. Sul modulo a taglio G, il valore ottenuto (tenendo conto della cedevolezza del vincolo di base) sembra essere maggiormente rappresentativo di valori fessurati (ossia rispetto

agli intervalli proposti dalla norma, quest'ultimi potrebbero essere moltiplicati per un fattore 0,5). Tuttavia al riguardo è da rilevare che l'esito di altre campagne sperimentali – tramite ad esempio prove per compressione diagonale - evidenziano in generale una maggiore dispersione dei risultati per la valutazione di G, pur nell'ambito di medesima tipologia muraria (Brignola et al. 2009).

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

I risultati ottenuti dalla campagna svolta in situ per la valutazione della risposta nel piano di pannelli murari, sebbene debbano essere intesi come preliminari, evidenziano come il riscontro diretto con dati sperimentali costituisca un punto fondamentale per una più appropriata caratterizzazione di alcune tipologie murarie, nel caso specifico esaminato, quella che caratterizza il territorio aquilano. Le classi e i valori delle proprietà meccaniche di riferimento proposti nel documento di Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 – *a causa di una indispensabile semplificazione dettata da esigenze normative* - non possono infatti essere esaustive nel tenere conto delle singole specificità costruttive che caratterizzano ciascun ambito territoriale.

Nel caso specifico della muratura esaminata, aspetti che certamente sembrano meritevoli di ulteriori approfondimenti sono il ruolo giocato dall'ingranamento nella sezione trasversale e la qualità della malta.

Il setup di prova, specificamente progettato per l'esecuzione di prove taglio – compressione in situ, sebbene migliorabile in alcuni suoi aspetti, è risultato efficiente.

La possibilità di effettuare ulteriori campagne sperimentali di carattere distruttivo (per la valutazione della risposta sia nel piano che fuori piano, come avviato nella campagna sperimentale discussa in Borri et al. 2011) sembra pertanto assolutamente auspicabile senza l'impatto così significativo dell'invasività, cui purtroppo si presta lo scenario di danno di alcuni manufatti nel comprensorio aquilano danneggiati dal sisma del 6 aprile 2009. Gli esiti di tali sperimentazioni potrebbero infatti fornire – oltre che gli elementi per gli approfondimenti necessari sopra discussi – utili parametri di riferimento da adottare in sede progettuale nella fase di ricostruzione.

6 RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano per la loro spontanea volontaria e propositiva partecipazione:

L'Ufficio Tecnico del Comune de L'Aquila, con particolare riferimento all'Assessore Vladimiro Placidi ed il Geom. Maurizio Mastrangelo.

I titolari e collaboratori dell'Impresa To.Di.Ma. srl, con sede all'Aquila, il cui apporto è stato determinante per la messa in sicurezza del sub-cantiere di prova, perimetrato all'interno del ben più vasto comparto 96 di cui è assegnataria.

I proprietari dell'immobile oggetto di studio.

La società D'Agostino Angelo Antonio Costruzioni Generali S.R.L.Costruzioni, con sede di Montefalcione (AV), per la sponsorizzazione delle opere edili necessarie alla realizzazione del setup di prova.

Il laboratorio di prove sui materiali ed indagini Geo-Consult s.r.l con sede a Manocalzati (AV), per la sponsorizzazione della strumentazione necessaria per l'esecuzione della prova.

Questa ricerca è stata parzialmente finanziata dal Progetto esecutivo 2009-2012 del Consorzio ReLUIS.

REFERENCES

- Borri, A., Candela, M., Fonti, R. 2011. Sperimentazioni al vero nel centro storico de L'Aquila-Pannelli murari diversamente consolidati e sollecitati fuori piano: prime note, *Atti del XIV Convegno ANIDS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bari, 19 - 22 settembre 2011.
- Brignola, A., Frumento, S., Lagomarsino, S., Podestà, S. 2009. Identification of shear parametrs of masonry panels through the in-situ diagonal compression test, *International Journal of Architectural Heritage*, **3**, 53-73.
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27.
- Galasco, A., Magenes, G., Da Parè, M., Penna, A. 2009. Risposta ciclica sperimentale di pannelli in muratura in pietra. *Atti del XIII Convegno ANIDS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bologna, 28 giugno- 2 luglio 2009.
- Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto Ministero delle Infrastrutture, 14 gennaio 2008, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.
- Turnšek,V., Čačovič, F. 1971. Some experimental results on the strength of brick masonry walls , *Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference*, Stoke-on-Trent, 149-156.