

Caratterizzazione meccanica delle murature (anche alla luce del recente sisma in Emilia) e interpretazione delle prove sperimentali a taglio



Antonio Borri

DICA – Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale. Università degli Studi di Perugia. Via G. Duranti 93, 06125 Perugia

Giovanni Cangi

Libero professionista, Città di Castello (PG)

Alessandro De Maria

Servizio Controllo Costruzioni e Protezione Civile. Provincia di Perugia. Via Palermo 106, 06129 Perugia

Keywords: prova compressione diagonale, prova taglio-compressione, attrito

ABSTRACT

Nel presente lavoro si focalizza l'attenzione su alcuni aspetti del comportamento della muratura in laterizio con particolare riferimento alle murature dell'Emilia Romagna colpite dal recente sisma. Si affronta la problematica delle pareti murarie sottoposte ad azioni orizzontali parallele al proprio piano e si propongono alcune tecniche innovative di rinforzo che si ritengono idonee per tali tipologie murarie. Si mostrano inoltre i risultati di alcune sperimentazioni condotte in Emilia dopo il sisma su murature in mattoni e malta di scarsa qualità, sia non rinforzate che rinforzate con intonaco armato con GFRP. Si valutano gli effetti del rinforzo sulla risposta globale degli edifici mostrando i risultati dell'analisi pushover prevista dalle vigenti NTC 2008 su un edificio. Infine si propone un diverso criterio di interpretazione dei risultati delle prove di taglio compressione in grado di dare spiegazione della differenza fra i risultati di tali prove ed i risultati delle prove di compressione diagonale condotte sulla stessa tipologia muraria. Tale criterio considera il contributo resistente dell'attrito che esplica il suo massimo effetto in presenza di carichi verticali e su murature con filari orizzontali, quindi tipicamente nel caso delle murature in mattoni e in particolare quando esse siano sottoposte a prove di taglio compressione.

1 OSSERVAZIONI SUL CAMPO PER LE MURATURE EMILIANE

Il sisma che nel maggio 2012 ha colpito l'Emilia Romagna ha evidenziato in molti casi un cattivo comportamento degli edifici in muratura. Eppure nel caso delle murature emiliane, quasi tutte in mattoni, la presenza di un materiale "nobile" come il laterizio, con elementi di forma regolare e con filari orizzontali avrebbe fatto sperare in una risposta strutturale migliore. In quei luoghi, per evidenti motivazioni geomorfologiche, non si disponeva certo di pietra come in altre zone montuose, collinari o in prossimità di fiumi, mentre, al contrario, vi era abbondanza di argilla. Dunque la tradizione costruttiva storica e culturale della terra emiliana si è concretizzata nelle murature in laterizio. In particolare è possibile distinguere ulteriormente in mattoni cotti o mattoni crudi. Questi ultimi rispetto ai mattoni cotti possiedono caratteristiche

di resistenza molto inferiori, hanno una notevole fragilità e soprattutto una durabilità limitata.

L'utilizzo di entrambe le tipologie laterizie in Emilia è presumibilmente da ricondurre a motivazioni sociali e culturali: nei centri più importanti e per le costruzioni di maggiore rilevanza si trovano infatti i mattoni cotti. Nelle zone rurali e più povere la cottura dei mattoni nelle fornaci era evidentemente un costo non sempre sostenibile. Ecco allora che si fa strada la convenienza economica di far essiccare i mattoni al sole e di impiegarli laddove siano protetti dagli agenti atmosferici. La soluzione di compromesso fra la necessità di risparmiare e l'esigenza di resistere a carichi verticali e di durabilità della costruzione è spesso consistita nell'utilizzo di mattoni cotti per le parti dell'edificio esposte alle piogge, mentre per i paramenti interni e per le (rare) pareti interne si utilizzavano laterizi crudi. Una delle conseguenze statiche negative di tale

procedimento costruttivo è che la distinzione di materiali fra fodera esterna e fodera interna delle pareti perimetrali dell'edificio portava quasi sempre anche alla loro separazione strutturale: si sono costruiti spesso muri a doppio paramento di ortostati solo accostati tra loro, senza alcuna connessione o con pochi elementi di collegamento (figura 1). Come noto, tali pareti forniscono una risposta inadeguata se sottoposte ad azioni sismiche fuori piano. Anche tralasciando la problematica sismica il comportamento per carichi verticali di tali murature non sempre si può considerare soddisfacente in quanto le travi lignee dei solai si appoggiano esclusivamente sul paramento interno (quello in mattoni crudi) creando dunque disuniformità nella distribuzione di tensioni verticali all'interno del muro (figura 2).



Figura 1. Il crollo ha messo in evidenza il paramento esterno in mattoni cotti (di colore tendente al rosso-arancione) e i mattoni crudi disposti sul paramento interno (di colore tendente al grigio-giallo).

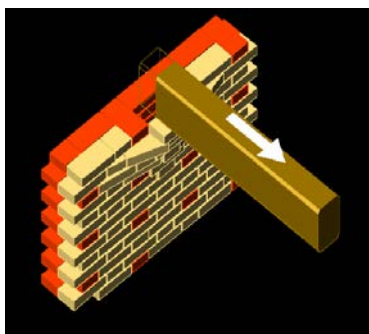


Figura 2. Meccanismo di sfilamento di travi lignee dei solai appoggiate sul paramento interno in mattoni crudi.

Un'altra tipologia osservata spesso in Emilia è la muratura a due teste con gli elementi disposti tutti di testa (tutti diatoni). È da rilevare che tale tessitura è frequente anche in costruzioni relativamente moderne (figura 3). Il comportamento di queste tipologie murarie nei confronti delle azioni sismiche complanari spesso è stato molto negativo in quanto con una tessitura di soli diatoni si può generare molto facilmente una superficie di rottura che passa solo per i

giunti di malta seguendo una inclinazione prossima ai 45 gradi. Su questa superficie, infatti, deve essere vinta la sola resistenza a trazione della malta, spesso povera o poverissima. Si tratta quindi di una tessitura che può opporre ben poca resistenza rispetto a quella che è la più tipica delle lesioni da sisma, permettendone la formazione senza che sia necessario fratturare alcun mattone.



Figura 3. Crisi di un pannello murario di soli diatoni appartenente ad un edificio di tre piani. Si notino le lesioni di scorrimento passanti per i giunti di malta e la debolezza che, in questo caso, è costituita dall'interfaccia malta-laterizio dotata di poca aderenza.

Naturalmente quanto detto vale a condizione che i giunti di malta si possano effettivamente considerare quale "materiale debole" rispetto al mattone. Dunque la problematica evidenziata vale a maggior ragione se la malta è di cattiva qualità o se essa ha una cattiva aderenza all'interfaccia con il laterizio.

Le malte osservate nelle zone colpite dal sisma sono molto variabili a seconda della zona geografica visitata. Tuttavia la qualità media della malta per quanto riscontrato in quasi tutte le costruzioni crollate o danneggiate può senz'altro definirsi piuttosto povera. Talvolta addirittura è stata osservata malta di fango disposta fra mattoni, anche cotti. Per contro, edifici in cui la malta, invece, appariva di qualità migliore sono stati poco o per nulla danneggiati dal sisma. Anche qui però, risultano fondamentali le modalità operative con cui è stata realizzata la muratura (corretta bagnatura dei mattoni, etc): la mancanza di aderenza all'interfaccia malta-laterizio rende inefficace anche la malta più resistente.

Una terza tipologia muraria osservata con frequenza in Emilia è la muratura in mattoni multistrato. Essa è diffusa soprattutto per edifici alti (4 piani) e per le chiese ed i campanili e torri (vedere figura 4). Nonostante lo spessore elevato

tale muratura non si può dire certo sia stata costruita a regola d'arte: essa nel caso degli edifici crollati (spesso si tratta delle celle campanarie dei campanili o della parte sommitale delle torri) mostra la sua sezione e si presenta con uno strato di mattoni esterni cotti e tessuti in maniera ordinata, talvolta legati al secondo strato con qualche diatono e con una serie di strati interni totalmente indipendenti e scollegati al punto da sembrare addirittura gettati alla rinfusa fra i due paramenti della parete. È chiaro che tale modo di costruire aumenta il peso proprio della stessa muratura, cioè la sua massa, e quindi le sollecitazioni sismiche, senza però aumentare la resistenza della parete in quanto la muratura è del tutto priva di tessitura nello spessore interno.



Figura 4. Muratura multistrato in mattoni come emerge dal crollo di una torre monumentale. San Felice sul Panaro (MO).

Per concludere questa sintetica e qualitativa rassegna sulle tipologie murarie osservate in Emilia bisogna citarne altre due non diffuse come le precedenti ma comunque degne di menzione.

La muratura ad una testa di soli ortostati talvolta è stata osservata nelle costruzioni rurali.

Infine sono state notate anche murature a due teste tessute in maniera più fedele alla regola dell'arte, cioè con un sufficiente numero di diatoni o con tessiture "per filari" di vario tipo e disposizione che di fatto assicuravano la connessione fra paramenti.

2 ESPERIENZE SPERIMENTALI SU MURATURE IN MATTONI IN EMILIA

Come noto, i parametri necessari per la progettazione e la valutazione di sicurezza ai sensi delle NTC 2008 di edifici esistenti in muratura sono le due resistenze medie a compressione f_m ed a taglio τ_0 , i due moduli elastici medi di Young E e di taglio G ed il peso specifico della muratura w .

Risulta evidente che, poiché le tipologie murarie emiliane spesso non sono fra quelle contemplate nelle tabelle delle NTC 2008, i valori effettivi di tali parametri sono di estremo interesse, specialmente nei prossimi mesi nei quali dovrà partire materialmente la ricostruzione delle zone colpite dal sisma del maggio 2012.

Per tali motivi si è più volte cercata la possibilità di effettuare delle prove a taglio su un edificio reale in Emilia e solo dopo numerosi tentativi è stata infine trovata la disponibilità del Comune di San Felice sul Panaro (MO) relativamente a un edificio molto danneggiato dal sisma e destinato alla demolizione.

L'edificio in questione ha tre piani ed è in muratura di mattoni. Nelle porzioni di muratura dove sono state svolte le prove i mattoni risultano quasi tutti cotti e la malta appare di cattiva qualità. I mattoni sono tessuti su due paramenti di ortostati quasi del tutto separati in quanto la densità dei diatoni è minima (figura 5).

Sono state eseguite le seguenti prove sperimentali delle quali si riassumono i risultati:

- prova di compressione diagonale su muratura non rinforzata;
- prova di compressione diagonale su muratura rinforzata (rinforzo mediante intonaco armato con rete GFRP su entrambe le facce);
- prova "brasiliana" su due carote di muratura;
- tre prove di scorrimento di singoli mattoni;
- prova di taglio compressione su muratura non rinforzata.

La muratura è stata rinforzata con intonaco in malta cementizia, armato con rete in fibra di vetro GFRP (preformata) disposta su entrambe le facce del pannello (vedere figura 5).



Figura 5. Dettagli del rinforzo applicato (intonaco armato con rete preformata in GFRP su entrambe le facce).

L'uso di malta cementizia è dovuto al tempo limitato che si aveva a disposizione per effettuare

le prove in quanto l'edificio doveva essere demolito di lì a breve.

La rete è a maglie quadrate di passo 66 mm. Ogni filo della rete presenta un'area di fibra di 10 mm². Lo spessore complessivo del pacchetto di rinforzo è 30 - 40 mm per lato. Le reti sulle due facce sono solidarizzate mediante perfori passanti armati con barre in GFRP (densità di 4 perfori armati a metro quadro).

Le prove brasiliana e quella di scorrimento hanno evidenziato una notevole variabilità dei parametri meccanici della muratura, dipendente dal particolare punto di prelievo del campione. Si passa da valori prossimi allo zero di coesione della malta a valori discreti di resistenza a trazione per le due carote utilizzate per la prova brasiliana. Resta quindi confermato il disposto normativo che relega l'impiego di tali prove: in LC3 al ruolo di conferma dei risultati ottenuti da prove più estese e significative come quelle diagonali o quelle di taglio-compressione; in LC2 al ruolo di conferma dei valori letti sulle tabelle delle tipologie murarie della Circolare 617/2009.

I risultati ottenuti dalle prove di compressione diagonale, invece, assumono un significato non puntuale ma da riferirsi all'intero maschio murario. Essi sono riportati in tabella 1.

Tabella 1. Risultati di prove di compressione diagonale su muratura in mattoni non rinforzata e rinforzata con GFRP nell'edificio di San Felice sul Panaro (MO).

Prova N.	Dimensioni pannello (cm)	Carico rottura (kN)	Resistenza a taglio τ_0 (N/cm ²)	Modulo a taglio G (MPa)
Pannello originario	118x120x28	19.6	1,89	535
Pannello rinforzato	110x118x38	112.1	8,80	933

Il rinforzo ha garantito, nel caso in esame, un incremento di oltre 4 volte della resistenza a taglio media della muratura mentre il modulo a taglio G è poco meno che raddoppiato. In sintesi è stato ottenuto un apprezzabile incremento di resistenza senza stravolgimenti di rigidità.

Tali considerazioni sono confermate da alcuni esempi di analisi pushover di edifici in muratura svolti sia con una muratura non rinforzata come quella delle prove sperimentali sia con una muratura rinforzata con la tecnica del doppio intonaco armato in GFRP.

Si riporta qui, per brevità, l'esempio della "casa antisismica" ideata e descritta da Pirro Ligorio nel 1576 (figura 6). Per tale edificio si passa da un indice di rischio in termini di PGA di

0,658 ed un periodo proprio di 0,158 sec ad un indice di rischio in termini di PGA di 1,085 ed un periodo proprio di 0,120 sec. L'incremento percentuale di capacità in termini di PGA dovuto al rinforzo delle murature risulta pari a circa il 65% mentre il decremento del periodo proprio è del 32% (Violini, 2013).

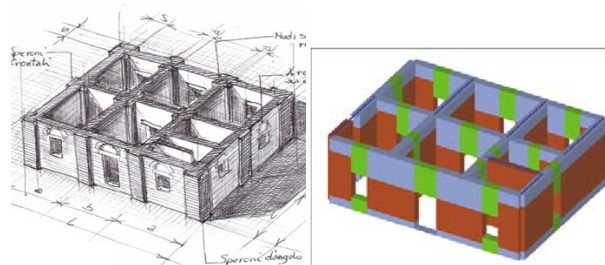


Figura 6. Assonometria e modello della Casa antisismica di Pirro Ligorio .

La prova di taglio compressione sulla muratura non rinforzata è stata eseguita in presenza di una tensione verticale di compressione di circa 0,19 MPa ed ha portato ad una resistenza media tangenziale della muratura τ_0 di 5,7 N/cm².

Tale valore è circa il triplo di quello trovato sulla stessa muratura della stessa parete dello stesso edificio con la prova di compressione diagonale. Per motivi che saranno discussi nel seguito si ritiene che il valore corretto di τ_0 sia quello associato alla prova di compressione diagonale, ossia $\tau_0 = 1,89$ N/cm².

Ne risulta che la muratura non rinforzata si attesta su valori di resistenza e rigidità di gran lunga inferiori a quelli suggeriti nelle NTC 2008 per le murature in mattoni e malta di cattiva qualità (6 - 9 N/cm²).

Per capire l'entità dell'errore che si può commettere a causa della scelta del parametro che descrive la resistenza a taglio della muratura, qualora non si effettuino prove sperimentali e ci si affidi ai valori presenti in Normativa per muratura in mattoni cotti e malta di calce si può fare riferimento alla figura 7 che mostra il confronto tra i domini di collasso per azioni nel piano di un pannello murario con caratteristiche desunte dalle NTC 2008 (muratura in mattoni e malta di calce, LC1) e con caratteristiche meccaniche misurate sperimentalmente.

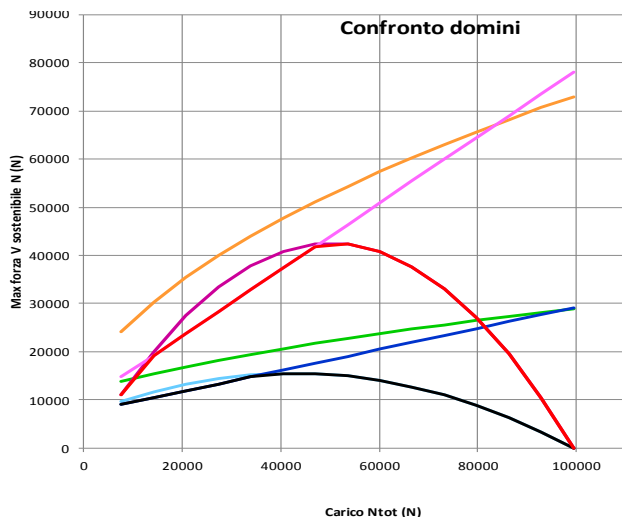


Figura 7. Confronto tra i domini di rottura per pannello murario 300cm*300cm*30cm con τ_0 derivante dalle NTC 2008 e con τ_0 di 1,9 N/cm² ottenuta da prova sperimentale di compressione diagonale. I meccanismi di rottura considerati sono: pressoflessione, taglio scorrimento (Coulomb) e taglio trazione (Turnsek e Cacovic). In rosso l'inviluppo dei domini in accordo alle NTC 2008 e in nero l'inviluppo dei domini in accordo alle prove sperimentali. (Violini, 2013).

3 UNA DIVERSA INTERPRETAZIONE DELLE PROVE DI TAGLIO COMPRESSIONE

In questo paragrafo si propone una spiegazione per la differenza osservata nelle diverse prove a taglio di pannelli murari.

In particolare, provando a taglio compressione (nel seguito, per brevità, TC) e a compressione diagonale (nel seguito, per brevità CD) la stessa muratura si osserva che la resistenza a taglio media τ_0 ottenuta dalle prove TC risulta generalmente superiore a quella ottenuta dalle prove CD. Se si definisce il coefficiente "a" come rapporto fra le resistenze tangenziali medie ottenute da due prove TC e CD sulla stessa tipologia muraria, si può vedere (tabella 2) come si ottengono valori compresi tra 1 e 3,4.

Nella stessa tabella 2 si nota come per le murature in mattoni pieni e malta risulta un rapporto a compreso fra 2,25 e 3,4 mentre per le murature in pietrame e malta i risultati sono molto più variabili e dispersi, risultando un rapporto a compreso fra 1 e 2,46.

Mediamente il rapporto a è maggiore nel caso delle murature in mattoni pieni e malta che nel caso delle murature in pietrame e malta.

Tabella 2. Valori del rapporto "a" fra la resistenza tangenziale media valutata con prova TC e con prova CD secondo l'interpretazione in regime di tensione biassiale (dalla tesi di laurea di Letizia Violini).

Id	Fonte	Tipologia muraria	a = τ_{0TC} / τ_{0CD}
1	Borri, Corradi, Vignoli. Sellano. 1999-2000	Pietrame e malta di cattiva qualità	2,46
2	Borri. Colle Umberto (PG). 2011	Pietrame. Muratura del 1900	1,7
3	Borri. San Felice sul Panaro. 2012	Mattoni pieni e malta di fango	3.03
4	Borri, Corradi. Laboratorio. 2012	Mattoni pieni e malta di calce	3,4
5	Vignoli. Laboratorio. 2001	Mattoni pieni e malta di calce aerea e sabbia limosa	2,25
6	Magenes, Galasco, Penna. Laboratorio. ReLUIS 2005-2008	Pietrame	1

Poiché la normativa vigente in Italia non fa differenze fra le due tipologie di prova, entrambe valide per accedere al livello di conoscenza LC3 e poiché, come risulta evidente, il valore di resistenza tangenziale media della muratura influenza drasticamente la risposta sismica dell'edificio e la valutazione di sicurezza¹, appare chiaro che la questione posta non è trascurabile.

Dato che la principale differenza fra la prova CD e quella TC risiede nella presenza di forze di compressione, è ragionevole ipotizzare che nello svolgimento delle prove TC le tensioni verticali indotte dal carico verticale attivino risorse resistenti che, invece, nel corso di una prova CD non si attivano.

Il metodo di analisi delle lesioni basato sul riconoscimento della direttrice fessurativa introdotto da Sisto Mastrodicasa può aiutare a comprendere quanto osservato.

Se si costruisce la direttrice fessurativa dopo la rottura di un pannello in mattoni e malta si nota che se il pannello è rotto con prova TC la rottura avviene sostanzialmente con uno scorrimento orizzontale (figura 8, caso a). Infatti in questo tipo di prova l'orizzontalità delle due facce del pannello, quella superiore e quella inferiore, è garantita da appositi dispositivi di vincolo e la

¹ Nel caso delle normative regionali emiliane più recenti sembra addirittura che l'accesso ad una classe di contributo economico piuttosto che ad un'altra possa dipendere dal valore del parametro τ_0 .

forza verticale di compressione schiaccia i filari orizzontali l'uno contro l'altro.



Caso a

Caso b



Caso c



Caso d

Figura 8. Direttrici fessurative per prove di taglio compressione e di compressione diagonale. Caso a: prova TC su muratura in mattoni; caso b: prova CD su muratura in mattoni; caso c: prova TC su muratura in pietrame (prove eseguite per ReLUIIS dal gruppo di lavoro del Prof. Guido Magenes); caso d: prova CD su muratura in pietrame.

Se, invece, lo stesso pannello in mattoni e malta è rotto mediante prova diagonale allora non è in generale sempre vero che lo scorrimento sia orizzontale; in generale è presente anche una componente verticale diretta verso l'alto (figura 8, caso b).

Nel caso di un pannello in pietrame e malta invece le direttrici fessurative mostrano come per la prova di TC si abbiano due componenti di scorrimento: orizzontale e verticale verso il basso, infatti lo scorrimento avviene su una superficie inclinata di un angolo dipendente dall'ingranamento delle pietre (figura 8, caso c).

Infine, per un pannello in pietrame e malta sottoposto a prova diagonale la direttrice fessurativa dopo la rottura mostra nella maggior parte dei casi una componente verticale di scorrimento (figura 8, caso d).

Da quanto detto è possibile ipotizzare che i contributi resistenti di natura coesiva e per attrito da scorrimento non necessariamente debbano agire in maniera distinta durante il complesso fenomeno della rottura nel piano di un pannello murario sottoposto a forza combinata di taglio e compressione.

Il contributo che si potrebbe definire "proprio del materiale" dovuto all'instaurarsi di un regime tensionale tipico di un materiale omogeneo ed isotropo è sempre presente fra le risorse resistenti della muratura. Esso è ben descritto dalla formula di Turnsek e Cacovic, derivante dalla rappresentazione del cerchio di Mohr, e dipende dalla resistenza propria del materiale attraverso la resistenza tangenziale media τ_0 e dallo stato di compressione del pannello murario tenuto in conto tramite la tensione verticale media σ_0 . Naturalmente se la resistenza a trazione del materiale è nulla tale contributo vale zero in quanto si annulla pure τ_0 .

Ma, come noto, la muratura non è un materiale omogeneo e isotropo in quanto è costituita da un assemblaggio di elementi (pietre, blocchi o mattoni) e malta. La sua resistenza a trazione nel senso tensionale del termine coincide con la minore fra la resistenza a trazione della malta e l'adesione della malta agli elementi. Dunque è possibile individuare anche un secondo contributo resistente del pannello murario sottoposto ad azioni nel piano e tale contributo è ben descritto dal termine attritivo della legge di Coulomb. Tale termine non è alternativo alla resistenza tensionale, come invece si suppone attualmente nelle NTC, ma si somma ad essa ed assume valore nullo in assenza di sforzi di compressione verticale.

Inoltre, il termine attritivo segue esattamente le stesse leggi dell'attrito di Coulomb e dunque dipende dall'inclinazione del piano di scorrimento della muratura lesionata, similmente a quanto avviene nel caso dello scorrimento di un mattone su un piano inclinato dove all'angolo di attrito fra il mattone ed il piano si sottrae l'angolo di inclinazione del piano di scorrimento.

Nel caso delle murature il piano di scorrimento è orizzontale per le murature dotate di filari orizzontali il cui lesionamento produce scorrimenti orizzontali (es. per le murature in mattoni) mentre per le murature in pietrame caotiche o poco organizzate il piano di scorrimento consente movimenti non pienamente orizzontali e dunque all'angolo di attrito proprio del materiale bisogna sottrarre l'angolo di scorrimento (pari a zero per le murature a filari orizzontali).

In linea generale pertanto la formulazione che si propone per interpretare il comportamento di un pannello murario sottoposto a prova di taglio compressione è la seguente:

$$\frac{T_u}{A} = \tau_u = 1,5 \frac{\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_0}} + \sigma_0 \tan(\varphi - \psi)$$

Tale equazione esprime quello che si può chiamare criterio unificato di Turnsek Cacovic Coulomb (TCC) per l'interpretazione della rottura a taglio in prove di taglio compressione su pannelli murari.

Il coefficiente di forma b dipende dalla snellezza del pannello e varia fra 1 ed 1,5.

Con σ_0 si indica la tensione normale media riferita all'area totale della sezione.

A è l'area della sezione in proiezione orizzontale.

τ_0 è la resistenza tangenziale media della muratura.

τ_u è la resistenza tangenziale ultima della muratura che tiene conto di tutti i contributi resistenti.

φ è l'angolo di attrito della muratura.

ψ è l'angolo di possibile scorrimento della muratura rispetto all'orizzontale, pari a zero per murature dotate di filari orizzontali. Esso tiene conto del fatto che per le murature in pietrame lo scorrimento non avviene in orizzontale ma possiede anche una componente verso il basso che tende ad attenuare l'effetto dell'attrito.

L'angolo di attrito φ è da intendersi come l'angolo di attrito alla Coulomb cioè l'inclinazione che deve assumere una forza rispetto alla verticale per causare lo scorrimento di una porzione del pannello murario rispetto all'altra porzione di pannello inerte nell'ipotesi che il piano di scorrimento sia perfettamente orizzontale.

I valori di letteratura che potranno essere adottati per il coefficiente d'attrito della muratura f (tangente dell'angolo d'attrito) in assenza di indagini più specifiche ed approfondite si attestano fra $f = 0,3$ ed $f = 0,8$. Inoltre, per le murature in laterizio di nuova costruzione (e, per esteso, per quelle esistenti di buona qualità) solitamente si adotta $f = 0,4$.

L'angolo di scorrimento ψ tiene conto dell'inclinazione del piano di scorrimento che si forma lungo la superficie di lesionamento. Tale angolo è nullo quando il piano di scorrimento è orizzontale, dunque, ad esempio, per il caso delle murature in mattoni o in blocchi con filari orizzontali e senza irregolarità nella tessitura.

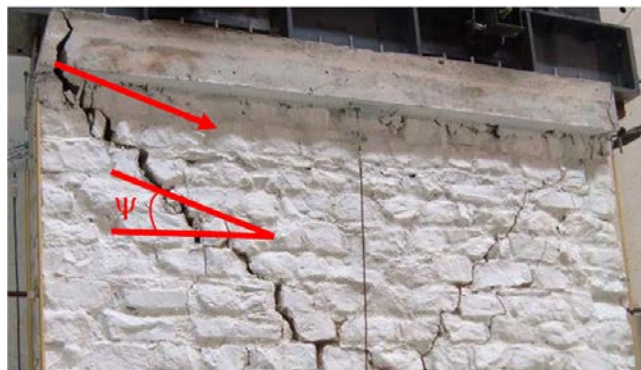


Figura 9. Nella prova eseguita in (Magenes e altri, 2009) si forma una lesione in cui i tratti obliqui prevalgono sui tratti di appoggio piano fra le pietre. I pochi punti di appoggio piano si frantumano (si vedano le pietre spaccate) e lo scorrimento globale risulta inclinato dell'angolo di scorrimento ψ che si sottrae all'angolo proprio di attrito del materiale.

Nel caso delle murature in pietrame i modelli geometrici si complicano notevolmente perché a seconda della tessitura muraria, delle dimensioni e della forma delle pietre, della presenza di diatoni o semidiatoni, intervengono due fattori, uno che tende a diminuire la resistenza nel piano del pannello e l'altro che, al contrario, tende ad aumentarla:

a. l'inclinazione globale della superficie di scorrimento che, se valutata sull'intera estensione del pannello, può presentarsi inclinata di un angolo tale da favorire lo scorrimento sotto l'azione dei carichi verticali. In termini energetici si può dire che compie lavoro anche la risultante delle tensioni verticali sulla superficie di scorrimento perché lo scorrimento ha una componente verso il basso (figure 9 e 10).

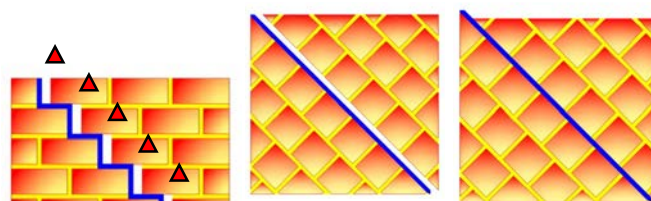


Figura 10. Casi teorici di scorrimento piano ed inclinato. A sinistra: scorrimento orizzontale in una muratura di blocchi dove il peso del semipannello superiore è sostenuto dalle superfici orizzontali che costituiscono appoggi su cui si esplica l'attrito alla Coulomb. Al centro: lo scorrimento orizzontale è impossibile in una muratura priva di filari orizzontali; il semipannello superiore non è sostenuto da alcun appoggio orizzontale e nel corso della sollecitazione orizzontale si adagia sul semipannello inferiore scorrendo su una superficie di appoggio inclinata (a destra).

b. l'ingranamento fra le pietre, che quasi sempre produce all'interno del paramento murario situazioni locali che richiedono il sollevamento,

la rotazione o, addirittura, la rottura di alcune singole pietre ingranate con quelle che sono loro vicine e tali spostamenti sono contrastati dalle tensioni indotte dal carico verticale. Tali configurazioni richiedono un incremento di energia per il progredire dei fenomeni fessurativi e pertanto aumentano la capacità resistente del pannello murario (figura 9, 11 e 12).

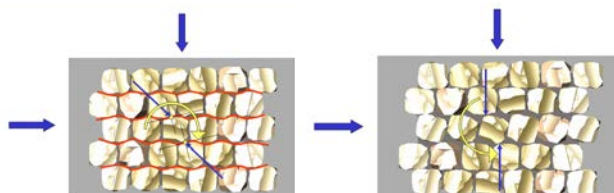


Figura 11. Innesco del meccanismo resistente in una muratura di blocchi irregolari ingranati per effetto della combinazione delle azioni orizzontali e verticali. La rotazione di una pietra interna produce un sollevamento che è contrastato dai carichi verticali. Sotto tali condizioni, in assenza di carico verticale (per esempio nelle prove di compressione diagonale) si osserva talvolta il sollevamento della sommità del pannello per un fenomeno analogo a quello della dilatanza dei terreni granulari.

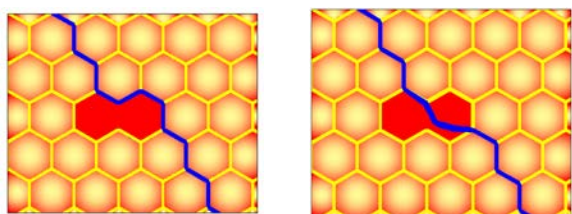


Figura 12. Muratura ingranata con un "disturbo" nella tessitura. In murature reali dove non sono possibili percorsi alternativi per la lesione è necessario portare a rottura la pietra di disturbo. Tale procedimento richiede energia ed aumenta la resistenza a taglio del pannello

4 VALUTAZIONE DELL'ANGOLO DI SCORRIMENTO PER MURATURE DI PIETrame

Per valutare l'angolo di scorrimento ψ delle murature in pietrame si può fare riferimento ad un modello concettuale in cui si considera un pannello murario quadrato di lato b .

Nel caso in cui la lesione che si forma al termine della prova TC è rettilinea lungo la diagonale (caso ideale) la lunghezza della stessa lesione è pari alla lunghezza della diagonale del pannello $L = \sqrt{2} b$ e questa corrisponde ad una superficie di scorrimento piana inclinata di 45° .

In genere però il percorso della lesione che porta a rottura il pannello (figura 13) è caratterizzato da un andamento tortuoso e la

lunghezza della lesione sarà maggiore di $L = \sqrt{2} b$ (diagonale del pannello).

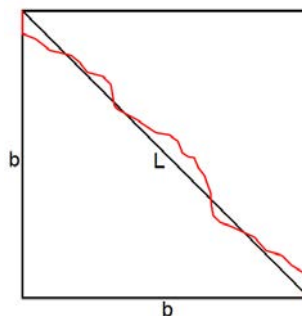


Figura 13. Andamento reale della lesione rispetto alla diagonale.

Con riferimento alla figura 14, sia L' la lunghezza necessaria ad unire i due spigoli opposti del pannello quadrato utilizzando solamente tre segmenti rettilinei, due sovrapposti ai lati verticali del pannello ed il rimanente centrale e la cui lunghezza è funzione del suo angolo di inclinazione rispetto all'asse orizzontale.

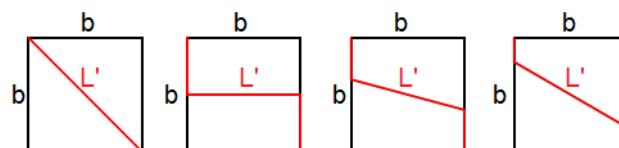


Figura 14. Possibili configurazioni della linea di lesionamento L' nel modello ideale di pannello quadrato: lesione inclinata di 45° con L' coincidente con la diagonale del pannello; lesione orizzontale ed $L' = 2b$; lesioni oblique.

Interessa determinare la legge che correla la lunghezza L' e l'angolo del tratto inclinato di L' in quanto si ritiene che in prima approssimazione sia possibile istituire una analogia fra L' e la lunghezza della lesione osservata sul pannello murario al termine della prova TC e fra l'angolo sull'orizzontale del tratto inclinato di L' e l'angolo di scorrimento della muratura ψ .

Il valore minimo di L' è con ogni evidenza pari a $L = \sqrt{2} b$ (coincidente quindi con la diagonale, in corrispondenza di un'inclinazione di 45°) mentre la massima lunghezza che L' può raggiungere è pari a $2b$ e corrisponde ad una lesione orizzontale.

Normalizzando rispetto alla base del pannello quadrato b si ottiene il grafico in figura 15.

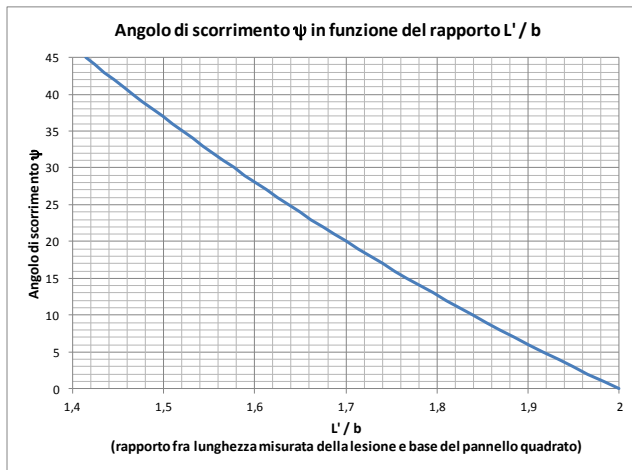


Figura 15. Correlazione fra lunghezza misurata della lesione in rapporto alla base del pannello ed angolo di scorrimento valutato sulla base del modello ideale.

5 APPLICAZIONE A CASI REALI

L'applicazione del modello esposto ai casi di murature reali presenta alcune (ovvie) difficoltà e, naturalmente, ha bisogno di conferme sperimentali e di valutazioni numeriche, anche al fine di determinare il campo di applicabilità e le condizioni di validità dello stesso modello.

Attualmente è in corso una campagna di prove CD e TC sulla stessa parete con lo specifico obiettivo di confermare quanto sinora esposto.

Nel caso specifico dell'interpretazione delle prove di taglio compressione su murature in mattoni e malta, dove data la bassa snellezza dei pannelli provati quasi sempre è possibile escludere il collasso per pressoflessione, il criterio unificato consente di stimare valori di τ_0 in buon accordo con i valori di τ_0 trovati con le prove di compressione diagonale sulle stesse murature. Infatti è possibile fornire l'interpretazione delle prove di taglio compressione illustrate all'inizio di questo paragrafo (in tabella 2) utilizzando il criterio di rottura unificato ora introdotto.

Come si può vedere in tabella 3, il criterio unificato di interpretazione delle prove di taglio compressione per il caso delle murature in mattoni e malta consente in due casi su tre disponibili di ritrovare gli stessi risultati ottenuti dalle prove diagonali se si considera un angolo di attrito di 22° (pari al coefficiente d'attrito $f = 0,4$ suggerito nelle NTC 2008).

In un solo caso è necessario ipotizzare un angolo d'attrito inferiore (15° pari al coefficiente

d'attrito $f = 0.27$) ma, consultando l'articolo che relaziona su tale prova di laboratorio, gli stessi autori delle prove precisano che quelle sperimentazioni (e solo quelle fra le oltre venti illustrate dall'articolo) furono condotte con malta di calce aerea e sabbia limosa, in un caso addirittura stagionata per un tempo non sufficiente. Ciò consente certamente di ipotizzare un attrito sensibilmente ridotto per quella prova sperimentale.

Per i casi relativi alle murature in pietrame si è proceduto alla valutazione dell'angolo di scorrimento con il metodo illustrato al paragrafo precedente (figura 16).

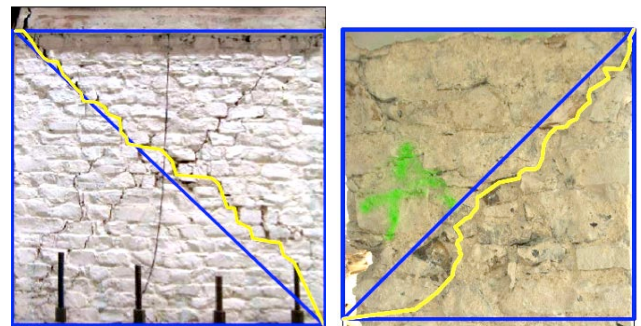


Figura 16. Valutazione della lunghezza delle lesioni al termine di prove TC.

Per l'angolo d'attrito è difficile una stima a priori e necessiterebbero prove ad hoc. Per compiere le valutazioni riportate in tabella 3 si sono ipotizzati valori dell'angolo d'attrito in linea con i principali testi disponibili in letteratura scientifica e che consentono di trovare il risultato desiderato (uguaglianza di τ_{0CD} e τ_{0TC}).

Se pure ad una riprova sperimentale dovessero risultare valori d'attrito diversi da quelli ipotizzati, tuttavia appare evidente come l'interpretazione mediante il criterio di resistenza unificato consentirebbe quantomeno di avvicinare i risultati forniti dalle prove di compressione diagonale e dalle prove di taglio compressione sulle stesse tipologie murarie.

6 RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato condotto nell'ambito del Progetto ReLUIS 2010-2013, Linea 1.1.1 - Edifici in muratura: sperimentazione e valutazione dell'efficacia degli interventi.

Tabella 3. Interpretazione delle prove di taglio compressione illustrate all'inizio di questo paragrafo utilizzando il criterio di rottura unificato. Come si può notare tale criterio consente di annullare la differenza di risultato fra prova TC e CD per le murature in laterizio e consente comunque di ridurre tale differenza per le murature in pietrame.

Id	Prova	Tipologia muraria	Tensione verticale σ_0 (MPa)	Angolo d'attrito φ (gradi)	Angolo di scorrimento ψ (gradi)	$\tau_{0\text{ TC}}$ criterio Turnsek-Cacovic (MPa)	$\tau_{0\text{ TC}}$ criterio unificato (MPa)	$\tau_{0\text{ CD}}$ (MPa)
1	Borri, Corradi, Vignoli. Sellano. 1999-2000	Pietrame e malta di cattiva qualità	0.31 e 0.12	35	24 ⁺⁺	0.077 ⁺	0.031	0.031 ⁺
2	Borri. Colle Umberto (PG). 2011	Pietrame. Muratura del 1900	0.106	32	21	0.031	0.019	0.0188
3	Borri. San Felice sul Panaro. 2012	Mattoni pieni e malta di fango	0.191	22	0	0.057	0.018	0.019
4	Borri, Corradi. Laboratorio. 2012	Mattoni pieni e malta di calce	0.325	22	0	0.086	0.023	0.026
5	Vignoli. Laboratorio. 2001	Mattoni pieni e malta di calce aerea e sabbia limosa	0.263	15 [*]	0	0.063	0.029	0.029
6	Magenes, Galasco, Penna. Laboratorio. ReLUIS 2005-2008	Pietrame	0.2 e 0.5	30	29 e 32	0.08 ⁺	0.08 ⁺	0.091 ^{**}

* utilizzata malta di calce aerea e sabbia limosa, dunque di pessima qualità

** rispetto al lavoro citato: ottenuto dividendo la resistenza media a trazione per 1,5 (l'output era in termini di resistenza media a trazione f_t)

⁺ rispetto al lavoro citato: media delle due prove CT01 CT02 per coefficiente di forma $b = 1$

⁺⁺ angolo di scorrimento ipotizzato in assenza di fotografie post lesionamento

REFERENCES

- Blondet M., Villa Garcia M., "Adobe Construction", Catholic University of Peru, Peru (sito EERI)
- Borri A., Paci G., De Maria A., (2011). "Resistenza a taglio delle murature: prove diagonali e correlazione con l'Indice di Qualità Muraria IQM", Atti del XIV Convegno Nazionale su l'Ingegneria Sismica in Italia (ANIDIS), 18-22 Settembre 2011, Bari.
- Borri A. (direttore scientifico), Donà C., De Maria A. (curatori), (2011). "Manuale delle Murature Storiche", voll. I e II, Ed. Dei, Roma.
- Borri A., Cangi G., De Maria A., "Sulla resistenza a taglio delle murature storiche. Esperienze e riflessioni", L'Edilizia, 2012.

- Giuffrè A., "Lecture sulla meccanica delle murature storiche" Ed. Kappa, Roma, 1991
- Gattesco N., Dudine A., "Il rinforzo di murature esistenti con intonaco e rete in GFRP", su: "Structural", Ed. De Lettera, n. 164, 2010.
- Cangi G., "Sisma in Emilia: un fenomeno anomalo e imprevisto" in PONTE (Mensile di Progettazione, Gestione e Tecnica per Costruire), Edizioni DEI, Roma - n.6/7 giugno/luglio 2012.
- Galasco A., Penna A., Magenes G., "Caratterizzazione meccanica di muratura in pietra. Parte seconda. Prove cicliche di taglio compressione su pannelli di grandi dimensioni". Progetto ReLUIS 2005-2009, 2009.
- Violini L., "Caratterizzazione delle murature interessate dal sisma emiliano e interpretazione delle prove sperimentali". Tesi di laurea in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Perugia, relatore Prof. A. Borri, 2013