

# Test di affidabilità per Por 2000

Secondo la normativa attuale, il progettista che utilizzi un codice di calcolo automatico nello svolgimento dell'analisi strutturale è tenuto a controllare l'affidabilità del codice utilizzato e a verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, in modo da pervenire ad un giudizio motivato di accettabilità dei risultati (Ntc08, punto 10.2).

Per conseguire tale finalità, l'utente dovrà avere a disposizione una documentazione di corredo al programma, che contenga una esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati, dei campi d'impiego e una discussione commentata di casi risolti, di cui siano disponibili i file di input necessari per la riproducibilità delle elaborazioni.

Per il programma Por 2000, l'utente può trovare una esauriente trattazione delle basi teoriche nel manuale d'uso e, nel presente lavoro, una discussione commentata sulle scelte di modellazione adottate. Sarà pure discusso un test di affidabilità basato sul confronto con risultati sperimentali ottenuti presso l'Università di Pavia nel 1994 di cui sono disponibili resoconti dettagliati [1,2]. La sperimentazione di Pavia è ben nota in letteratura ed è stata spesso utilizzata per la validazione di modellazioni numeriche anche molto dettagliate [3-7].

L'utente può riprodurre i tests di sua iniziativa, scaricando dal sito Newsoft i files di modellazione e sottoponendoli ad analisi con la versione in suo possesso. In questo modo avrà la possibilità di riscontrare l'affidabilità numerica dei risultati forniti dal programma e di pervenire in modo autonomo all'espressione di un giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

---

## L'analisi pushover in Por 2000

Prima di entrare nel merito del test di affidabilità, conviene premettere alcune informazioni generali sull'analisi pushover prevista nel programma.

I recenti sviluppi normativi hanno introdotto l'analisi statica nonlineare, detta anche Analisi Pushover, come ulteriore strumento di valutazione del comportamento di strutture soggette a sisma. In particolare le Ntc08 al punto 7.3.4.1 dispongono che l'analisi statica non lineare può essere applicata per gli scopi e i casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovraresistenza  $\alpha_0/\alpha_1$  che interviene nel calcolo del fattore di struttura  $q$ ,
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati col fattore di struttura  $q$ ,
- in sostituzione dei metodi di analisi lineari per gli edifici di nuova costruzione,
- come metodo di valutazione della capacità di edifici esistenti.

L'analisi pushover si basa su due assunzioni:

- che la risposta della struttura possa essere legata a quella di un sistema "ridotto equivalente" ad un solo grado di libertà;
- che la risposta dinamica alle azioni sismiche del sistema ridotto sia riconducibile a quella di un sistema elastico "equivalente".

La prima assunzione implica che il comportamento sotto sisma della struttura sia complessivamente valutabile in base alla sua risposta in spostamento a seguito dell'applicazione di una singola spinta, definita da un sistema di forze sismiche equivalenti, proporzionalmente crescenti; la seconda implica una appropriata definizione dei parametri del sistema elastico equivalente (massa, rigidità e viscosità) in modo che possa istituirsi una relazione semplice tra le escursioni massime in spostamento nei due sistemi.

Entrambe le ipotesi trovano riscontro solo come approssimazione grossolana, tuttavia una serie ormai numerosa di investigazioni ha mostrato che, se l'analisi è ripetuta per tutte le possibili direzioni di incidenza sismica e per le diverse possibili distribuzioni della spinta lungo l'altezza dell'edificio, si possano ottenere, per questa via, informazioni significative del comportamento reale delle strutture, almeno nei casi, tutto sommato frequenti, in cui la risposta è dominata da un solo modo deformativo. L'analisi pushover fornisce in effetti informazioni, quanto meno sul piano qualitativo, su aspetti importanti della risposta che in analisi basate su una modellazione elastico-lineare sono messe in conto solo in modo forfettario attraverso l'introduzione euristica del cosiddetto fattore di struttura  $q$ . In particolare l'analisi pushover:

- permette di tener conto delle riserve di duttilità e di resistenza che la struttura conserva anche oltre il limite elastico;

- permette di tener conto del degrado di resistenza in elementi soggetti a deformazioni elevate;
- segnala la presenza di elementi potenzialmente fragili ed la loro influenza sulla sicurezza complessiva della struttura;
- segnala gli elementi e le zone della struttura potenzialmente soggette a deformazioni più elevate.

---

### Modellazione degli elementi resistenti

Può essere utile premettere alcune note informative riguardanti la modellazione strutturale utilizzata in Por 2000.

Il modello di calcolo assume come elementi resistenti all'azione sismica i maschi murari, chiamati anche setti, corrispondenti alle porzioni di muratura comprese fra due aperture successive, fra una apertura e un nodo d'incrocio o fra due nodi in assenza di apertura intermedia.

---

### Le ipotesi di base

Le ipotesi base sono che i maschi murari abbiano un comportamento tipo shear-type, ovvero abbiano rotazioni al piede e in testa impedito, e che il loro spostamento in pianta sia descrivibile come roto-traslazione rigida.

La prima ipotesi è generalmente accettabile ai fini tecnici quando sussiste fra le pareti un sufficiente grado di ammortamento tale da garantire un comportamento scatolare dell'insieme. In queste condizioni infatti, la presenza dei muri trasversali limita notevolmente la rotazione delle sezioni terminali delle murature, rendendo plausibile l'ipotesi di rotazioni impedito al piede e in testa. Inoltre, nel caso di setti adiacenti ad aperture, la deformabilità del collegamento può essere messa in conto, come in effetti si fa in Por 2000, attraverso un appropriato trattamento del nodo a dimensione finita.

Per quanto riguarda la seconda ipotesi, questa non discende, come pure a volte troppo semplicisticamente si dice (mutuando dal caso degli edifici in c.a.), dalla presenza di solai di piano sufficientemente rigidi da impedire la deformazione in pianta della struttura (la rigidità dei solai, anche se realizzati in laterocemento, resta infatti irrisoria rispetto a quella della muratura portante) ma è conseguenza anch'essa del comportamento scatolare dell'edificio. Infatti, se i muri sono validamente ammortati negli incroci, possiamo assimilare la pianta di un edificio murario ad una sezione pluriconnessa, dotata quindi di una forte rigidità torsionale. In questo contesto, anche in assenza di solai, la risposta ad una spinta orizzontale lungo un setto non produce effetti solo locali, ma porta ad una collaborazione dell'insieme dei setti, che si manifesta con una roto-traslazione dell'insieme, e pertanto gli spostamenti in pianta risultano tali da poter essere descritti con buona approssimazione tramite un moto rigido del solaio.

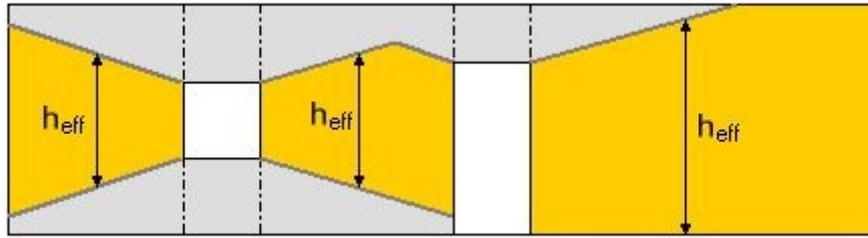
La validità di entrambe le ipotesi resta ovviamente legata ad un pieno ammortamento agli incroci murari ed ad una corretta realizzazione delle aperture, ma questi sono prerequisiti essenziali che una costruzione muraria in genere garantisce. In tal caso le ipotesi forniscono un buon compromesso fra semplicità di analisi ed accuratezza di modellazione e sono accettabili ai fini tecnici, specie se si considera anche il livello delle approssimazioni coinvolte negli altri aspetti della modellazione (identificazione dei parametri elastici e di resistenza delle murature, valutazione dello stato di degrado ed altro). Si può anche osservare che, all'estremo opposto, una modellazione apparentemente più sofisticata, che veda pareti separate trattate come strutture intelaiate, porterebbe a trascurare del tutto l'apporto dei muri trasversali e gli effetti legati alla rigidità torsionale della cassa muraria, con ciò perdendo l'aspetto forse più importante del comportamento della struttura.

---

### Riconoscimento dei maschi murari

L'individuazione dei maschi passa attraverso il riconoscimento delle pareti, viste come assemblaggio di uno o più pannelli murari allineati in pianta. In questo contesto la presenza delle aperture, interrompendo la continuità della muratura, indeboliscono la resistenza della parete; ma per contro si osserva, in qualche misura, un aumento di rigidità nelle immediate vicinanze dei vuoti, dovuto alla presenza delle fasce di piano sopra o sotto l'apertura. Studi sull'argomento modellano tale effetto con una riduzione dell'**altezza efficace**  $h_{eff}$  dei maschi posti a lato dell'apertura, tenendo conto di un angolo di diffusione degli sforzi in prossimità dei vuoti [8].

L'altezza netta così valutata interviene in sostituzione dell'altezza di piano nel calcolo della rigidità tagliante e flessionale del setto.



Schema per il calcolo dell'altezza efficace dei maschi

Nell'ambito della parete, inoltre, è frequente trovare setti adiacenti non intercalati da una apertura. E' questo il caso dei setti a cavallo di un nodo di incrocio o di due setti in contatto, distinti per diversità di spessore o di materiale. Se si ipotizza che durante la deformazione non insorgano distacchi fra i due setti adiacenti (fatto plausibile per l'irrigidimento conferito dai solai), ovvero che l'insieme dei due setti mostri un comportamento solidale, è necessario amplificare in maniera opportuna le rigidzze flessionali dei singoli setti per tener conto del comportamento d'insieme. Questo aspetto di modellazione viene affrontato dal programma e risolto con l'omogeneizzazione delle rigidzze flessionali dei maschi riconosciuti in contatto.

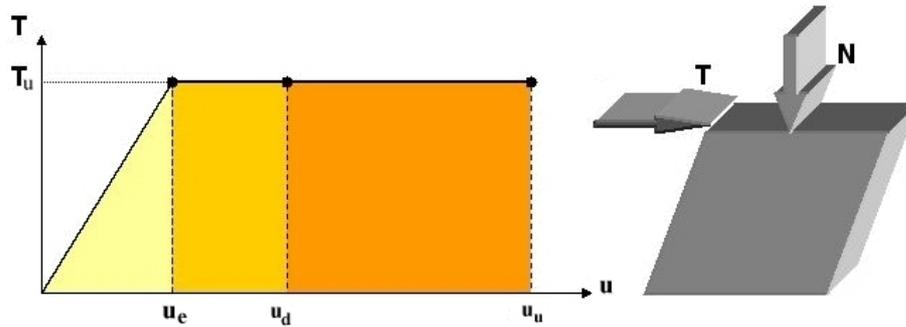
### Considerazioni sulle fasce di piano

Come dicevamo al punto precedente, nella modellazione dei setti murari si considerano gli effetti di rigidzza delle fasce di piano, documentati in alcuni studi specifici. Il programma però non effettua verifiche di resistenza delle fasce di piano e le motivazioni per questa scelta sono diverse:

1. Innanzitutto, il comportamento di questa zona di muratura è molto complesso e dipende fortemente dalle modalità costruttive, come la consistenza dell'architrave, la presenza di un arco in mattoni o pietra per la raccolta della spinta verticale, l'eventuale disassamento tra le aperture, la presenza di catene ed altro. Ciò potrebbe rendere illusorio un trattamento semplicistico a telaio "equivalente", specie la modellazione non tiene conto della forte ortotropia di comportamento della muratura.
2. In considerazione delle difficoltà di una corretta interpretazione del loro funzionamento statico, le regole dell'arte sono al riguardo tradizionalmente cautelative e forniscono prescrizioni relativamente restrittive sulla ampiezza delle aperture e sulle disposizioni costruttive. In realtà il cedimento della fascia per apertura di fessure verticali è un evento relativamente raro (più frequente la caduta della muratura sottostante all'arco di spinta, comunque da mettere in relazione con insufficienze costruttive).
3. In ogni caso, in presenza di dubbi sul funzionamento statico della fascia, devono sempre essere previsti interventi locali di rinforzo (con l'inserimento di catene, il rafforzamento degli architravi od altro) attraverso una progettazione "a regola d'arte".
4. Un eventuale cedimento della fascia non altera la resistenza a taglio delle pareti e quindi ha poca o nulla influenza sulla verifica a taglio in corrispondenza stato limite ultimo. Può avere influenza solo sulla verifica a pressoflessione longitudinale (cioè nel piano della parete) che tuttavia è quella tipicamente meno restrittiva. Problemi reali potrebbero nascere solo in presenza di un cedimento delle fasce così esteso da compromettere il comportamento scatolare della costruzione, che rappresenta la caratteristica più importante per la resistenza delle strutture in muratura, ma una adeguata attenzione alle buone regole dell'arte dovrebbe essere garanzia sufficiente che questa circostanza non si verifichi.

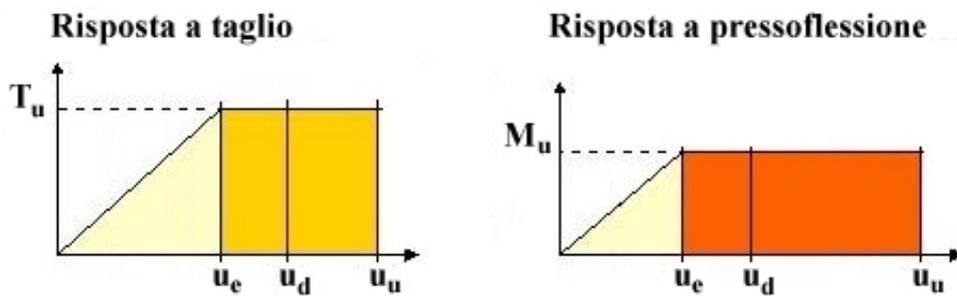
### Comportamento meccanico dei maschi

Si suppone inoltre che l'elemento resistente abbia un comportamento elastico-plastico fragile, definito da una resistenza ultima a taglio (definita in base alla tensione tangenziale limite della muratura o, se più restrittiva, dalla verifica a pressoflessione longitudinale) e dai valori limite di deformazione (duttilità di danno, duttilità ultima). Nel seguito, verranno discussi con maggiore dettaglio i termini di resistenza e duttilità che definiscono il legame elasto-plastico, in funzione delle indicazioni di normativa.



$u_e$  = Spostamento al limite elastico  
 $u_d$  = Spostamento al limite di danno  
 $u_u$  = Spostamento al limite ultimo

Legame elastoplastico taglio-spostamento per i setti



Risposte elastoplastiche a taglio e a pressoflessione dei setti

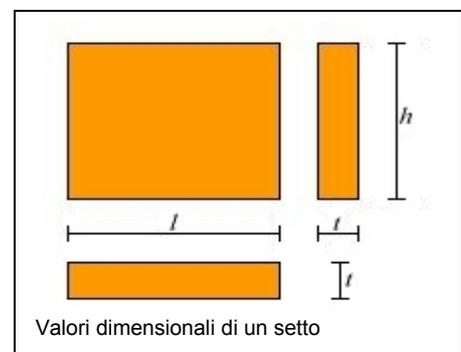
In virtù del comportamento elasto-plastico assunto per il maschio, la proporzionalità fra sforzo e spostamento è valida soltanto in campo elastico attraverso il valore calcolato di rigidezza, ossia fin tanto che lo spostamento  $u$ , dipendente sia dall'intensità della forza orizzontale applicata, sia dalle caratteristiche elastiche del setto di muratura, si mantiene inferiore allo spostamento al limite elastico  $u_e$ . Oltre detto limite, entrando in campo plastico, la muratura dissipa energia sotto forma di deformazione plastica senza più rispettare la legge di proporzionalità forza-spostamento, ma bloccando la portanza raggiunta al limite superiore di resistenza, identificato nel valore del taglio ultimo  $T_u$  o del momento  $M_u$ .

In funzione dei rapporti esistenti fra le resistenze  $T_u$  e  $M_u$  col progredire del processo deformativo il maschio arriverà al valore limite di resistenza per pressoflessione o per taglio. Da questo punto in poi, continua ad offrire la portanza limite raggiunta, finché lo spostamento non raggiunge la soglia ultima, al di sopra della quale il maschio è dichiarato collassato e il suo contributo si annulla.

**Rigidezza del maschio murario**

La rigidezza di un maschio murario, nelle condizioni di rotazioni impedito al piede e in testa, si valuta in base alla teoria della trave deformabile a taglio e a flessione. In particolare, per un maschio di lunghezza  $l$ , altezza netta  $h$  e spessore  $t$ , il valore della rigidezza può essere determinato in base alla formula

$$K_m = \frac{G \cdot l \cdot t}{1.2 \cdot h} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \cdot \frac{G}{E} \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2}$$



**Resistenza e duttilità della muratura**

Generalmente gli edifici in muratura sono costituiti da elementi con caratteristiche diverse per geometria, rigidezza, duttilità e resistenza e pertanto si comportano in maniera altrettanto diversa allorché sottoposti a sforzo da parte dei carichi agenti.

Ciascun setto di muratura potrà tollerare valori limitati sia di sforzo che di deformazione e il modo attraverso cui resiste alle sollecitazioni dipende fortemente da queste caratteristiche.

In particolare, all'attingersi del massimo sforzo sopportabile, le risorse meccaniche si traducono nella capacità di assorbire energia per deformazione plastica, ed è proprio in questa fase che la muratura preserva la struttura da un repentino collasso fragile, giacché la quantità di energia dissipabile in campo plastico è spesso paragonabile, se non superiore, a quella che viene consumata in campo elastico.

D'altra parte anche le risorse in campo plastico evidenziano un limite, raggiunto il quale il setto è da considerare collassato e, non essendo più in grado di equilibrare i carichi esterni, deve essere escluso dall'insieme murario ancora resistente.

### Risposta flessionale e a taglio dei maschi per analisi secondo Ntc08

I maschi murari sono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, in cui intervengono i valori resistenti del taglio ultimo  $T_u$  (calcolato in base alla verifica a scorrimento longitudinale) del momento ultimo  $M_u$  (calcolato in base alla verifica a pressoflessione longitudinale) e i valori degli spostamenti al limite di danno ed al limite ultimo  $d_D$  e  $d_U$ . Questi valori, per come indicato dalla Norma, sono definiti come segue:

#### Taglio ultimo longitudinale per edifici nuovi

Il valore del taglio ultimo resistente si ottiene dalla seguente formula

$$T_u = (f_{vmo} + \tan\varphi \sigma_n) L B$$

in cui:

$L$  e  $B$  sono lunghezza e spessore del maschio murario (dimensioni in pianta),

$f_{vmo}$  è la resistenza tangenziale media della muratura  $f_{vmo} = f_{vk0}/0.7$ ,

$f_{vk0}$  è la resistenza tangenziale caratteristica assegnata alla muratura,

$\varphi$  è l'angolo di resistenza a taglio della muratura (valore consigliato  $\tan\varphi=0.4$ ),

$\sigma_n$  è la tensione normale media, prodotta dal carico verticale e dalle precompressioni.

#### Taglio ultimo longitudinale per edifici esistenti

Il valore del taglio ultimo resistente si ottiene dalla seguente formula

$$T_u = f_{vm} L B$$

in cui:

$L$  e  $B$  sono lunghezza e spessore del maschio murario (dimensioni in pianta),

$f_{vm}$  è la resistenza tangenziale media della muratura ottenuta come:

$$f_{vm} = \frac{1.5 f_{vm0}}{k_b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1.5 \cdot f_{vm0}}}$$

$f_{vm0}$  è la resistenza tangenziale media di calcolo per carico verticale nullo

$$f_{vm0} = f_{vk0}/(0.7 \cdot \gamma_c),$$

$\gamma_c$  è un fattore riduttivo per le resistenze (fattore di confidenza),

$k_b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione

$$k_b = H/L, \text{ con valori limitati nel range } 1 \leq k_b \leq 1.5,$$

$f_{vk0}$  è la resistenza tangenziale caratteristica assegnata alla muratura,

$\sigma_n$  è la tensione normale media, prodotta dal carico verticale e dalle precompressioni.

#### Momento ultimo longitudinale

Il valore del momento ultimo resistente si ottiene dalla seguente formula

$$M_u = (L^2 B \sigma_n / 2) (1 - \sigma_n / (0.85 f_d))$$

in cui:

$L$  e  $B$  sono lunghezza e spessore del maschio murario,

$f_d$  è la resistenza normale di calcolo della muratura,  $f_d = f_k / \gamma_c$ ,

$f_k$  è la resistenza normale caratteristica assegnata alla muratura,

$\gamma_c$  è un fattore riduttivo per le resistenze (fattore di confidenza),

$\sigma_n$  è la tensione normale media.

Nel caso di murature rinforzate con intonaco armato o compositi fibrorinforzati si tiene conto del contributo a trazione offerto dall'armatura o dalle fibre.

#### Limiti di duttilità

Nell'ambito di un modello elastico-perfettamente plastico del setto murario, i limiti di duttilità determinano i valori di spostamento in corrispondenza dei quali si assume venga raggiunto un particolare stato limite: di danno, di collasso a taglio o di collasso a flessione.

Nella normativa i limiti di duttilità vengono espressi in rapporto all'altezza di calcolo del setto, secondo la seguente tabella, in accordo con le disposizioni delle Ntc08 (punti 7.3.7.2, 7.8.2.2 e 7.8.3.2).

	Tipo di muratura		
	Ordinarie esistenti	Ordinarie nuove	Armate
Duttilità al limite di danno	0.003 h	0.003 h	0.004 h
Duttilità al limite ultimo: collasso a taglio	0.004 h	0.004 h	0.006 h
Duttilità al limite ultimo: collasso a p.flessione	0.006 h	0.008 h	0.012 h

Sebbene nella normativa non si faccia menzione di fattori di sicurezza da applicare ai valori tabellati sopra, il programma consente la possibilità di applicare un fattore di sicurezza (maggiore o uguale ad uno) che possa tener conto di probabili effetti sfavorevoli all'estrinsecarsi della duttilità, come ad esempio per localizzazione delle deformazioni o per danneggiamenti già esistenti.

In particolare, i valori di calcolo delle duttilità limiti si ottengono come:

$d_D = d_{kD} / \gamma_d$  duttilità limite di danno,

$d_U = \mu_{kU} / \gamma_d$  duttilità limite ultima al collasso,

in cui:

$d_{kD}$  e  $d_{kU}$  sono le duttilità limite (di danno e ultima) assegnati per il tipo di muratura,  
 $\gamma_d$  è il fattore di sicurezza sulle duttilità assegnato ( $\gamma_d \geq 1$ ).

### Esecuzione dell'analisi pushover

L'analisi statica nonlineare, meglio nota come "analisi pushover", viene eseguita sulla struttura di elevazione facendo variare la direzione sismica e la distribuzione delle accelerazioni sull'altezza del fabbricato. L'utente può impostare in particolare il numero di scansioni sismiche da effettuare e selezionare le distribuzioni di accelerazioni da applicare nell'analisi (solo lineare, solo costante, o entrambe). A questo riguardo, la normativa Ntc08 (punto 7.2.4.1) richiede di considerare almeno due forme di distribuzione delle forze sismiche sull'altezza del fabbricato:

- una distribuzione lineare, ovvero derivata da una distribuzione lineare di accelerazioni,
- una distribuzione uniforme, ovvero derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni.

Per entrambe le forme si calcola il fattore di partecipazione e lo si applica nella valutazione dei taglianti di piano, moltiplicandoli per il fattore calcolato.

L'analisi è condotta applicando sulla struttura i carichi statici quasi-permanenti ed un insieme di forze statiche equivalenti ottenute assumendo una distribuzione (costante o lineare lungo l'altezza) di accelerazioni sismiche agenti in una prefissata direzione di incidenza dell'azione sismica. Si instaura quindi un processo incrementale di carico sotto spinta sismica proporzionalmente crescente, protratto fino al raggiungimento del collasso della struttura. Gli elementi resistenti sono considerati a comportamento elasto-plastico, con limiti di duttilità definiti per il limite di danno, di salvaguardia vita e di collasso in funzione del tipo di muratura.

Nel corso dell'analisi sono riconosciuti i seguenti stati limite:

- **stato limite di danno (SLD)**, segnalato dal primo raggiungimento in un setto dello spostamento limite di danno, definito dalla corrispondente duttilità limite e dal fattore di sicurezza applicato.
- **stato limite di salvaguardia vita (SLV)**, segnalato dal primo raggiungimento in un setto dello spostamento limite ultimo di collasso, definito dalla corrispondente duttilità limite e dal fattore di sicurezza applicato. In funzione delle caratteristiche di resistenza del setto, il collasso potrà avvenire per taglio o per pressoflessione longitudinale e, nei due casi, lo spostamento ultimo sarà definito dalla corrispondente duttilità ultima (a taglio o a pressoflessione). Un setto che ha raggiunto la soglia di collasso non darà più contributi di portanza per i passi di carico successivi e da questo punto in poi si registra in genere un calo di portanza.
- **stato limite di collasso (SLC)**, segnalato da una caduta di carico superiore ad un valore limite predefinito, tipicamente impostato fra il 15% e il 20% della forza massima raggiunta.

L'analisi è ripetuta con un'una diversa orientazione in pianta della spinta sismica, in modo da coprire, attraverso una scansione angolare, tutte le possibili direzioni di incidenza sismica (la verifica terrà conto dei risultati più restrittivi forniti dalle diverse analisi).

Nel caso delle murature il metodo è utilizzato prevalentemente come metodo per la valutazione della sicurezza sismica di edifici nuovi o esistenti e consiste nel calcolare le accelerazioni al suolo

(capacità di pga su roccia) sostenibili dalla struttura negli stati limite menzionati (SLD, SLV, SLC) e di confrontarle con le corrispondenti accelerazioni di progetto (domanda di pga su roccia), imposte dalla normativa.

Si parte assumendo una distribuzione di accelerazioni, il più possibile rappresentativa del campo di accelerazioni indotto dal sisma. Indicando con  $\mathbf{w}$  la forma modale e con  $a_g$  il valore di riferimento dell'accelerazione sismica al suolo, il sistema di forze inerziali indotto sulla struttura è determinato dalla relazione:

$$a_g \mathbf{f} = a_g \rho \mathbf{M} \mathbf{w}$$

essendo  $\mathbf{M}$  la matrice delle masse della struttura e  $\rho$  il fattore di partecipazione definito dalla:

$$\rho = \frac{\mathbf{w}^T \mathbf{M} \mathbf{i}}{\mathbf{w}^T \mathbf{M} \mathbf{w}}$$

dove  $\mathbf{i}$  corrisponde ad un moto rigido unitario nella direzione dell'eccitazione sismica.

Si esegue una analisi statica nonlineare al passo assumendo la struttura soggetta ad un sistema di forze  $\{a \mathbf{f}\}$ , per incrementi successivi del parametro amplificativo  $a$  fino al collasso ultimo della struttura, tenendo conto sia dell'insorgenza di deformazioni plastiche che del degrado di resistenza negli elementi della struttura indotto da deformazioni eccessive. Come risultato si ottiene una successione di configurazioni di equilibrio  $\{a_g, u\}$ , che possono essere raccolte in una curva di equilibrio

$$a_g = a_g(u)$$

dove  $u$  è il valore scalare dello spostamento di riferimento, convenientemente definito dalla relazione

$$u = \frac{\mathbf{f}^T \mathbf{u}}{\mathbf{f}^T \mathbf{i}}$$

Si noti dalla precedente espressione che il valore dello spostamento di riferimento viene calcolato con una equivalenza energetica col lavoro di deformazione (spostamento = lavoro/forza). Questa modalità di calcolo ha il vantaggio di rendere i risultati di analisi indipendenti dalla scelta arbitraria del punto di controllo e dalle irregolarità in altezza della costruzione, dovute ad esempio alla presenza di torrioni o di piani di copertura inclinati o sfalsati.

### Le curve di capacità pushover

L'analisi pushover è ripetuta più volte, facendo variare la direzione di incidenza sismica e la distribuzione di accelerazioni lungo l'altezza. Per ogni analisi eseguita, viene costruita la curva di equilibrio carico-spostamento (curva di capacità pushover), sulla quale sono individuati i punti corrispondenti agli stati limite di interesse:

#### Punto SLE

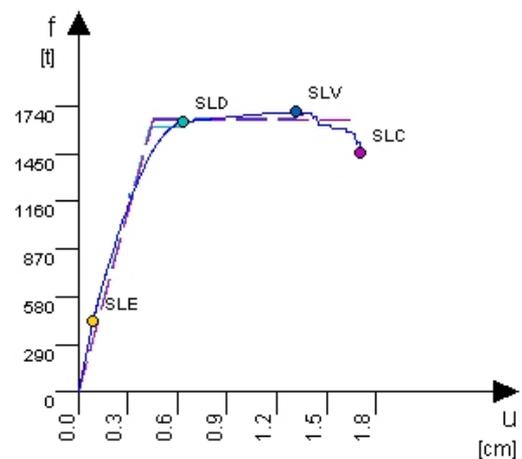
Rappresenta lo stato limite elastico, raggiunto quando per la prima volta un setto arriva alla sua resistenza ultima. Il setto continuerà però a dare il suo contributo all'assorbimento delle forze orizzontali, con un valore di resistenza bloccato al valore ultimo, fintanto che la deformazione non arriva al limite ultimo di duttilità.

#### Punto SLD

Rappresenta lo stato limite di danno, raggiunto quando per la prima volta un setto registra uno spostamento relativo corrispondente alla sua duttilità di danno.

#### Punto SLV

Rappresenta lo stato limite di salvaguardia vita, raggiunto quando per la prima volta un setto registra uno spostamento corrispondente alla sua duttilità ultima, il setto arriva cioè a collasso per taglio o per pressoflessione longitudinale. Un setto che ha raggiunto la soglia di collasso non darà più contributi di portanza per i passi di carico successivi e da questo punto in poi si registra in genere (ma non sempre) un calo di portanza nella risposta complessiva della struttura.



Curva di capacità pushover

### Punto SLC

Rappresenta lo stato limite di collasso, raggiunto quando per effetto della progressiva eliminazione dei setti arrivati a collasso si misura una caduta di spinta superiore ad un valore limite predefinito, tipicamente impostato fra il 15% e il 20% della spinta massima raggiunta.

L'esame della curva fornisce due informazioni significative del comportamento strutturale anelastico. La prima è il valore massimo dell'accelerazione sostenuta dalla struttura che, rapportata all'accelerazione agente in corrispondenza al limite elastico, fornisce il cosiddetto rapporto di sovrarresistenza. La seconda è l'escursione massima dello spostamento raggiunto che, in rapporto con lo spostamento al limite elastico, fornisce il valore complessivo della duttilità ammissibile della struttura in corrispondenza alla direzione di incidenza sismica considerata. Per inciso, queste informazioni possono essere correlate al calcolo del fattore di struttura e consentono quindi di migliorare l'affidabilità dell'analisi lineare, che sebbene non si presti all'applicazione nel caso delle murature, è molto utilizzata per altre tipologie strutturali diffuse, quali gli edifici intelaiati in C.A.

---

## Il procedimento di verifica

Una volta disponibili le curve di capacità, le verifiche sismiche sono condotte nei riguardi dei tre stati limite di interesse:

- SLD stato limite di danno,
- SLV stato limite di salvaguardia vita,
- SLC stato limite di collasso.

Le verifiche sono eseguite sempre per tutti i tre stati limite, anche se limitatamente ai casi di edifici esistenti le Ntc08 (punto 8.3) consentono di ritenere le verifiche SLV e SLC come alternative e quindi di eseguire l'una o l'altra facoltativamente.

Le verifiche sono condotte in termini di spostamento, confrontando la capacità di spostamento  $u_c$  con la domanda di spostamento  $u_d$  richiesta dalla normativa e verificando che la capacità risulti maggiore della domanda, ovvero:

$$u_c \geq u_d$$

Il risultato della verifica può essere espresso in maniera equivalente in termini di accelerazioni al suolo ( $Pga$ ), normalizzate per suolo di categoria A, confrontando la capacità di accelerazione al suolo  $pga_c$  con la domanda di accelerazione al suolo  $pga_d$  richiesta dalla normativa e verificando che la capacità risulti maggiore della domanda, ovvero:

$$pga_c \geq pga_d$$

La verifica consiste nel controllare che lo spostamento massimo raggiunto sotto sisma (domanda) sia inferiore a quello ammissibile per la struttura (capacità). In termini meccanici ciò equivale a richiedere che la struttura posseda risorse di duttilità tali da consentire un'adeguata escursione in campo plastico e una conseguente capacità di dissipare l'energia trasmessa dall'azione sismica.

---

### Capacità di spostamento

La capacità di spostamento  $u_c$  è lo spostamento registrato dal modello strutturale al raggiungimento dello stato limite di interesse, può quindi essere letto sull'asse delle  $u$  in corrispondenza del punto rappresentativo dello stato limite.

---

### Domanda di spostamento

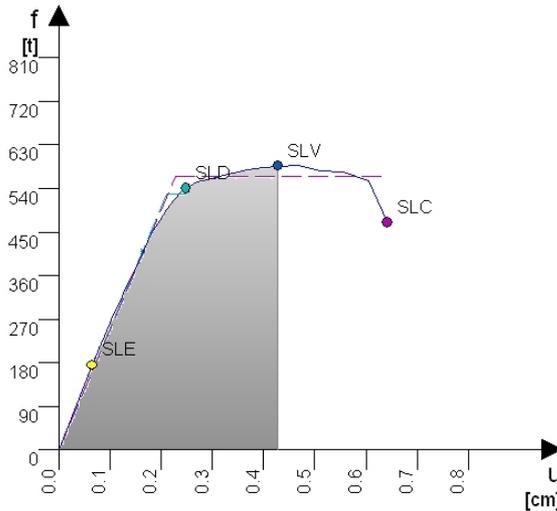
La domanda di spostamento  $u_d$  si ottiene costruendo il sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà, valutandone il periodo proprio in base alla rigidità elastica secante e ricavando lo spostamento richiesto dallo spettro elastico corrispondente allo stato limite di verifica, eventualmente amplificato con un fattore di correlazione fra sistema elastico e sistema anelastico. Più in particolare, la domanda di spostamento  $u_c$  viene calcolata secondo i seguenti criteri.

#### Costruzione del sistema bi-lineare equivalente

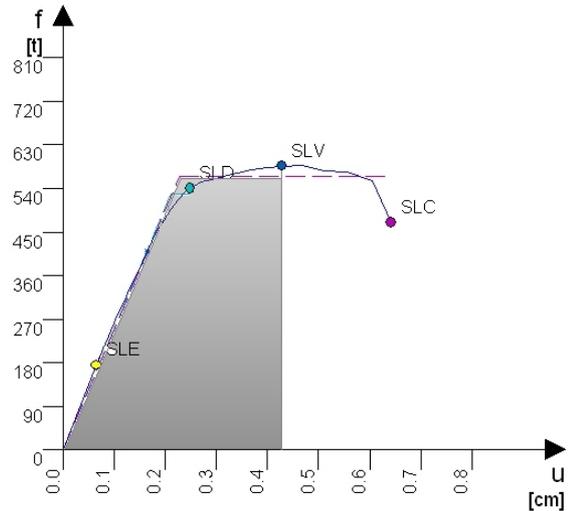
Innanzitutto si esegue la costruzione del sistema bi-lineare equivalente sul grafico che riporta la curva pushover. Lo schema sui cui è condotta l'equivalenza è quello suggerito dalle Ntc08.

Sulla curva si individuano i punti di massima portanza  $F_{max}$  e il punto al 70% di  $F_{max}$ .

Unendo l'origine col punto posto a  $0.7 F_{max}$  si ottiene il tratto elastico del sistema equivalente, dotato di rigidità  $K_e$ . L'ordinata  $F_y$  che esprime la forza di snervamento del sistema equivalente si ottiene dall'equivalenza energetica fra la struttura in esame e il sistema bi-lineare, imponendo l'uguaglianza delle aree sottese indicate nelle seguenti figure (riferite al caso della verifica SLV).



Area sottesa dalla curva di capacità



Area sottesa dallo schema bilineare equivalente

### Stima del periodo proprio sistema bi-lineare equivalente

Il periodo proprio  $T_{eq}$  del sistema equivalente può essere ricavato come:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}}$$

in cui  $M$  è la massa sismica totale della struttura e  $K_e$  è la rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente.

### Calcolo della domanda di spostamento

Nota il periodo proprio  $T_{eq}$ , si ricava la domanda di spostamento  $d_r$  dallo spettro elastico in spostamento  $S_{De}(T)$  secondo la seguente espressione:

$$d_r = c S_{De}(T_{eq})$$

in cui  $c$  è un fattore amplificativo ( $c \geq 1$ ) che tiene conto degli effetti anelastici, valutato come:

$$c = \max \left[ 1, \frac{1 + (q^* - 1)T_C/T_{eq}}{q^*} \right] \quad \text{essendo } q^* = \frac{f_e}{f_y} \quad \begin{array}{l} \text{se } T_{eq} < T_C \\ \text{se } T_{eq} \geq T_C \end{array}$$

in cui:

$f_y$  è la forza di snervamento del sistema equivalente, già indicata in precedenza,  
 $f_e$  è la forza di risposta elastica del sistema equivalente, che si ricava come:

$$f_e = S_e(T_{eq})M$$

in cui  $S_e(T_{eq})$  è l'accelerazione spettrale elastica.

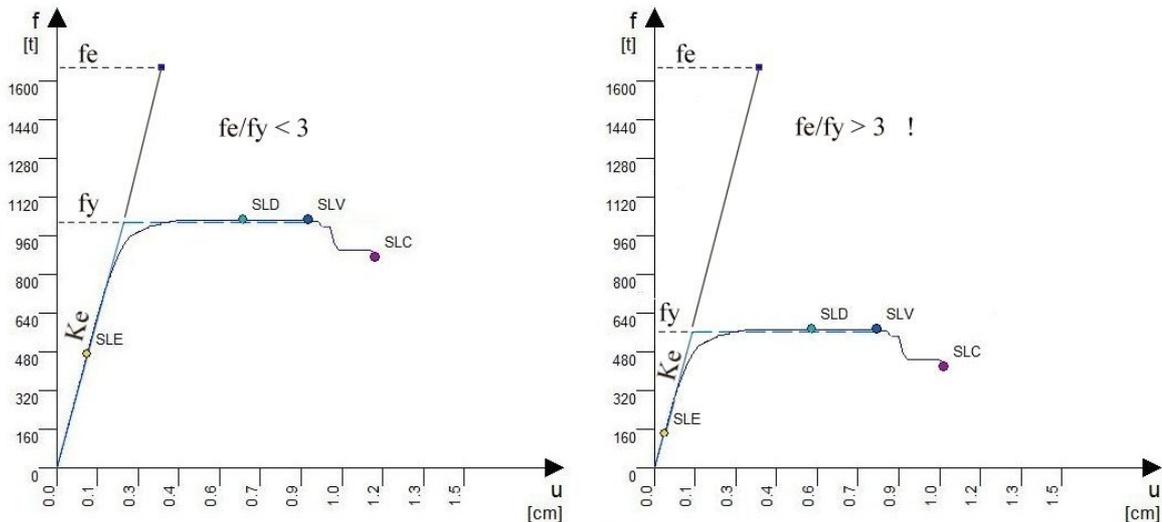
$T_C$  è il periodo  $T_C$  che compare nella definizione dello spettro sismico definito dalla normativa in funzione delle coordinate geografiche del sito di costruzione.

### Verifica del rapporto $f_e/f_y$

Insieme alle verifiche basate sulla capacità di spostamento si richiede anche una verifica basata sulle forze e in particolare si richiede che il fattore di struttura del sistema equivalente  $q_e$ , definito dal rapporto fra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (per i vari stati limite sismici di interesse), risulti non superiore a 3:

$$q_e = f_e/f_y \leq 3$$

Si tratta di una verifica complementare a quella vista in precedenza basata sulla capacità di spostamento ed equivale a richiedere che la capacità di termini di forze resistenti ( $f_y$ ) sia maggiore di un valore limite assunto pari a  $f_e/3$ . Se consideriamo due strutture assoggettate ad azioni sismiche identiche e che presentino la stessa rigidezza elastica  $K_e$ , avremmo un identico valore della forza elastica  $f_e$  per entrambe, come indicato nella figura seguente. A parità di forza elastica  $f_e$ , la verifica risulta positiva nella prima che presenta una forza resistente  $f_y$  maggiore.



### Verifiche in termini di accelerazioni al suolo o di periodi di ritorno

Convenzionalmente si preferisce esprimere le verifiche in termini di accelerazioni al suolo, normalizzate per suolo di categoria A (roccia), piuttosto che in termini di spostamento, in modo da avere una informazione fisica più evidente e direttamente più percepibile.

Bisognerà quindi controllare che la capacità di accelerazione al suolo  $pga_c$  sia maggiore o uguale alla corrispondente domanda  $pga_d$ , per tutti i tre stati limite SLD, SLV e SLC:

$$pga_{c(SLD)} \geq pga_{d(SLD)},$$

$$pga_{c(SLV)} \geq pga_{d(SLV)}$$

$$pga_{c(SLC)} \geq pga_{d(SLC)}$$

Le capacità di Pga sono valori di calcolo, ottenuti a valle dell'analisi pushover eseguendo le verifiche per i tre stati limite di interesse. Le domande di Pga sono i valori richiesti dalla normativa e corrispondono direttamente ai valori  $a_g$  che compaiono nelle espressioni degli spettri di risposta regolamentari.

In termini equivalenti, le verifiche possono essere espresse anche in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica, controllando anche in questo caso che il valore di capacità sia non inferiore al valore di domanda per gli stati limite di interesse.

### Interpretazione delle curve di capacità

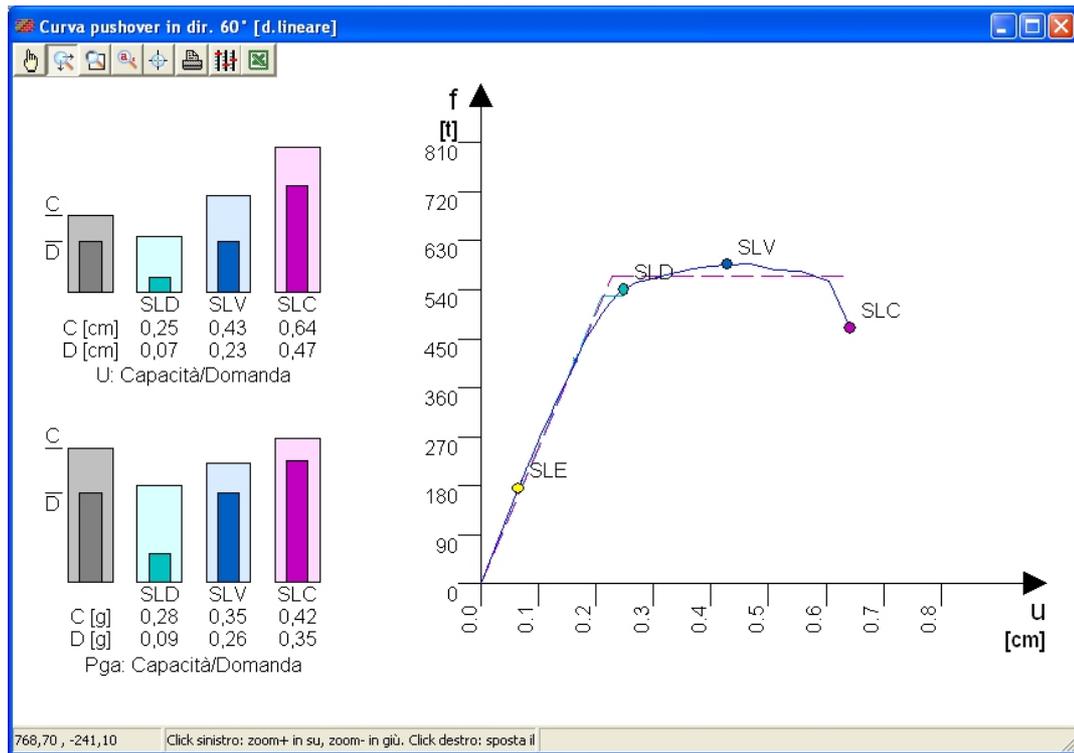
Sull'asse y è posta la forza sismica cumulata  $f$  (tagliante al piede dell'edificio), sull'asse x è posto lo spostamento orizzontale  $u$  corrispondente, calcolato con una equivalenza energetica col lavoro di deformazione (spostamento = lavoro/forza). Questa modalità di calcolo ha il vantaggio di relazionarsi a valori meccanicamente significativi rendendo i risultati di analisi indipendenti dalla scelta arbitraria del punto di controllo.

Si vede dall'andamento della curva come al crescere delle forze sismiche si raggiunga il punto di massima portanza e quindi per successivi collassi dei maschi murari si registri un calo di portanza.

L'analisi è ripetuta per varie direzioni sismiche e in genere per due distribuzioni delle forze sismiche sull'altezza del fabbricato (costante e lineare sull'altezza).

Sul disegno sono visibili:

- il percorso di equilibrio dell'analisi pushover, in blu a tratto continuo,
- il punto rappresentativo dello stato limite elastico SLE,
- il punto rappresentativo dello stato limite di danno SLD,
- il punto rappresentativo dello stato limite di salvaguardia vita SLV,
- il punto rappresentativo dello stato limite di collasso SLC,
- la costruzione degli schemi bilineari equivalenti per i tre stati limite,
- gli istogrammi di verifica Capacità/Domanda in spostamento,
- gli istogrammi di verifica Capacità/Domanda in accelerazione al suolo (Pga).



Vista di una curva di capacità pushover con gli istogrammi di verifica in spostamento e in accelerazione al suolo

### Istogrammi di verifica

Sul lato sinistro del disegno sono posti due gruppi di istogrammi che consentono il confronto visivo fra capacità e domanda, rispettivamente in termini di spostamento e di accelerazione al suolo, normalizzata quest'ultima per suolo di categoria A. Gli istogrammi sono riferiti ai tre stati limite SLD, SLV e SLC e riportano inferiormente anche i valori numerici di capacità e domanda.

### Interventi di rinforzo

Dopo aver eseguito l'analisi il programma riporta un resoconto sintetico delle verifiche effettuate, sia per le verifiche statiche locali, sia per le verifiche sismiche condotte con l'analisi pushover.

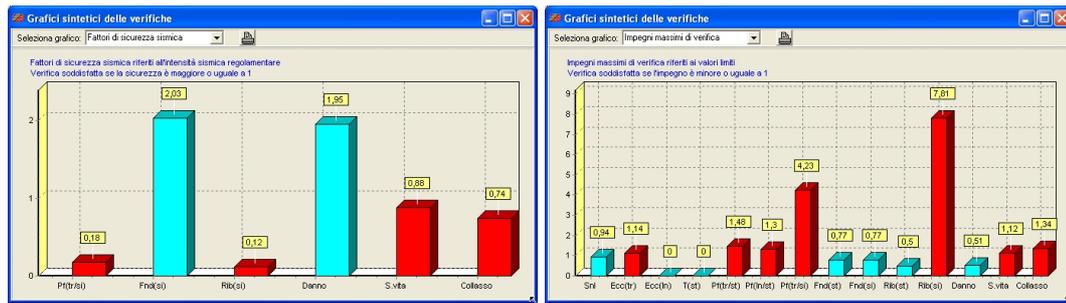
### Il quadro generale delle verifiche

In particolare, immediatamente al termine dell'analisi sono riportati i quadri delle Verifiche statiche locali e delle Verifiche sismiche, che evidenziano in rosso i casi di verifiche non soddisfatte.



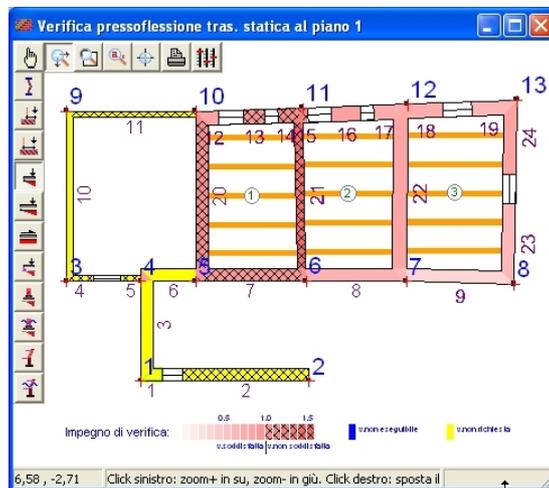
Quadri riassuntivi delle verifiche al termine dell'analisi

Informazioni analoghe possono anche ricavarsi dalla lettura dei Grafici sintetici di verifica, che riportano in rosso gli istogrammi relativi alle verifiche non soddisfatte.

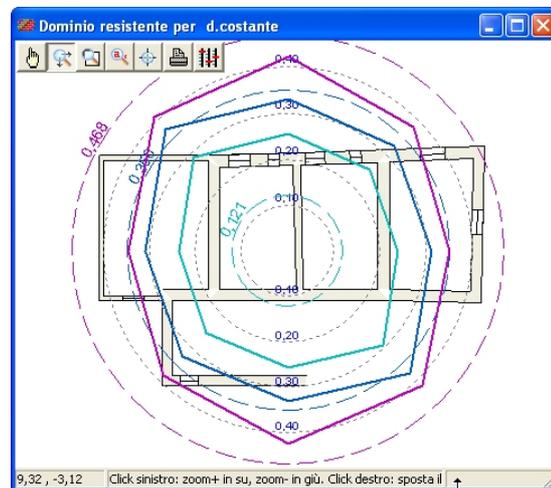


Istogrammi riepilogativi delle verifiche effettuate

Da queste prime informazioni, il progettista può farsi un quadro generale dello stato di sicurezza e individuare le principali carenze sulle quali intervenire. Dai quadri riportati si evince ad esempio che per quanto riguarda le verifiche statiche locali, ci sono problemi sulla verifica di eccentricità trasversale, di pressoflessione trasversale e longitudinale. Per le verifiche sismiche, sono evidenziate come non soddisfatte le verifiche locali a pressoflessione trasversale, a ribaltamento delle pareti e le verifiche pushover per lo stato limite di salvaguardia vita e di collasso. Prima di procedere con l'applicazione dei rinforzi, raccomandiamo comunque di arricchire il quadro informativo, esaminando i domini di resistenza sismici e le mappe di impegno delle verifiche.



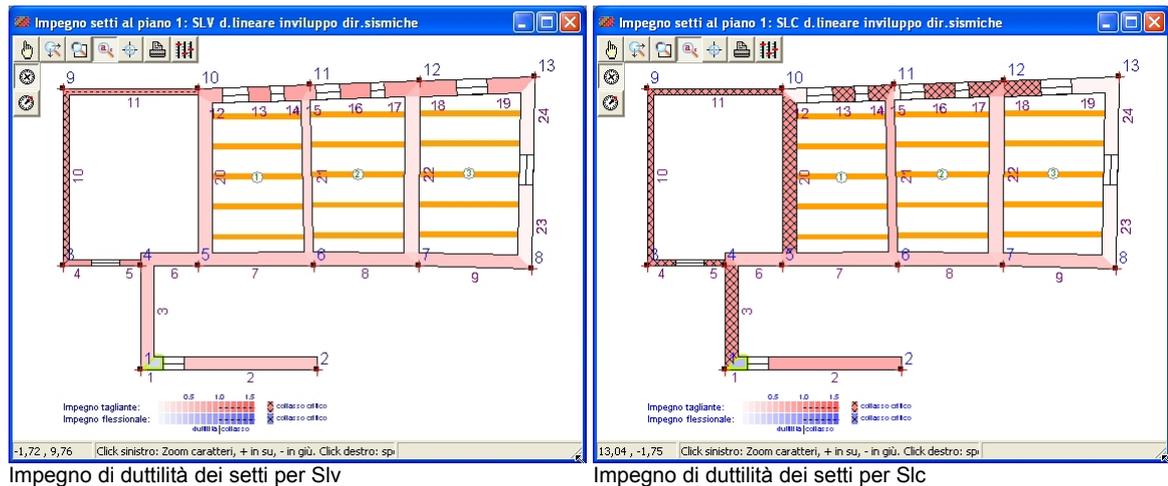
Quadro impegno a toni di colore per verifica locale



Dominio resistente ottenuto dall'analisi pushover

### L'individuazione degli elementi più impegnati

Il passo successivo consiste nell'individuare gli elementi su cui agire in via prioritaria. Nel caso delle verifiche sismiche pushover, per individuare gli elementi critici che necessitano di rinforzi, si può aprire la vista dell'Impegno sismico dei setti. Viene riportata una pianta a toni di colore con gli impegni di duttilità nei setti in corrispondenza di un particolare stato limite. Scorrendo le mappe di impegno per gli stati limite Slv e Slc ai vari piani, si possono individuare i setti critici, con retinatura a doppio tratteggio.



Un procedimento analogo può essere seguito anche per le verifiche statiche, come ad esempio la pressoflessione trasversale. In questo caso, per individuare gli elementi più impegnati si aprirà la vista dell'Impegno di verifica dei setti, selezionando dall'interno del foglio la verifica a pressoflessione statica, facendo attenzione ai setti evidenziati dal doppio tratteggio diagonale.

### L'applicazione dei rinforzi

Gli interventi di rinforzo possono essere diversi. Innanzitutto, si può pensare a rinforzare direttamente i setti individuati come critici, applicando ad essi una delle tecniche previste dal programma, come l'affiancamento murario, l'intonaco armato, la fasciatura con fibre composite (Frp), le cuciture attive in lamine di acciaio pretese (Cam) o le iniezioni di malta. Altre alternative, da valutare caso per caso, possono consistere nella chiusura o nello spostamento di aperture, nella costruzione di cordoli o catene, nella costruzione di nuove murature o nell'applicare rinforzi distribuiti lungo direzioni preferenziali (di maggiore debolezza o rigidità), individuate ad esempio dall'esame dei domini di resistenza.

### Il controllo del miglioramento conseguito

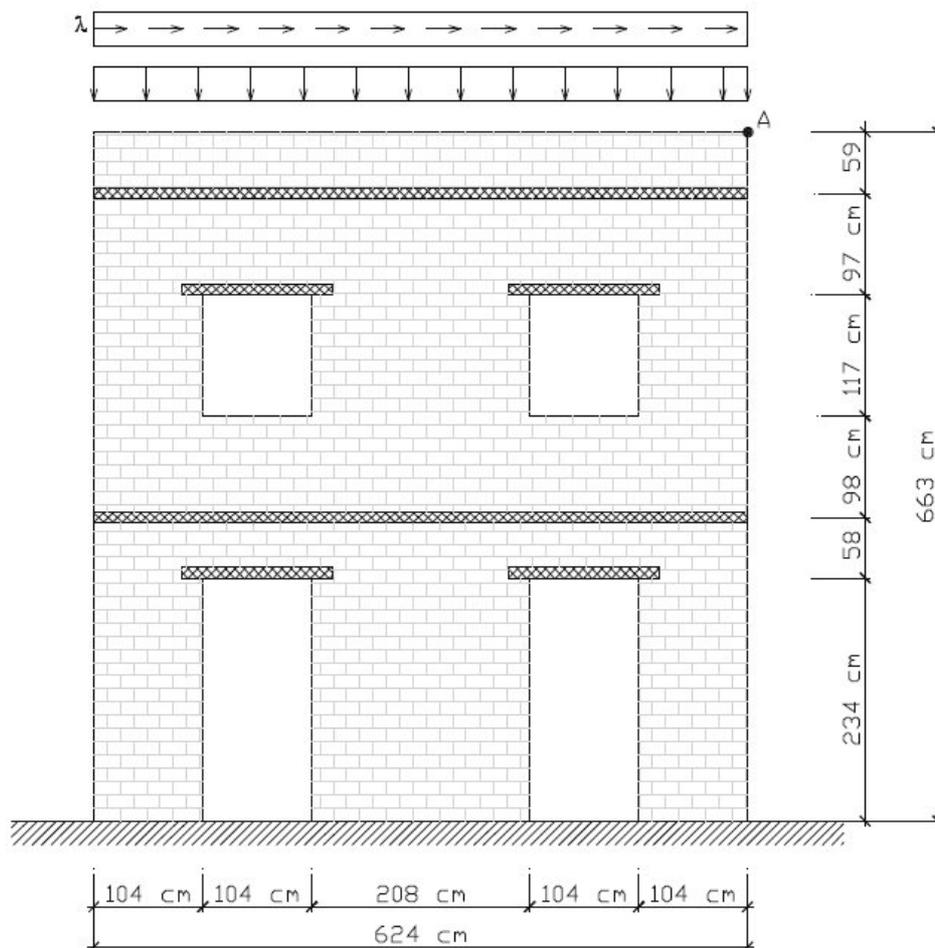
Dopo aver applicato i rinforzi, si possono controllare immediatamente gli effetti che si ottengono, rieseguendo l'analisi e verificando il miglioramento conseguito, ripercorrendo lo schema delineato in questo paragrafo.

## Il test di Pavia

La muratura è un materiale molto complesso in cui confluiscono fenomeni diversi: il comportamento elastico dei costituenti (malta, blocchi lapidei o in laterizio), la loro orditura, l'evoluzione del danno, l'apertura fragile di fessure, l'attrito. Non meraviglia pertanto che non esistano ancora modellazioni teoriche ampiamente consolidate che ne restituiscano tutte le peculiarità. Per una validazione del codice Por 2000, si deve pertanto fare riferimento a prove di laboratorio su strutture in scala reale, di cui siano stati pubblicati in dettaglio i dati riguardanti i materiali, la geometria ed i risultati strumentali ottenuti.

In questo campo una prova di riferimento molto ben documentata, è quella eseguita presso l'Università di Pavia nel 1994 [1,2] da Calvi e Magenes. Il test è stato eseguito su un piccolo edificio, a quattro pareti e due piani, in muratura di mattoni pieni e malta mista idraulica-cementizia, quindi abbastanza rappresentativo di costruzioni largamente diffuse nel nostro patrimonio edilizio. Una delle pareti, in cui erano presenti delle aperture, era stata parzialmente scollegata dalle restanti, in modo da semplificarne il comportamento e rendere più facile un eventuale confronto teorico sperimentale.

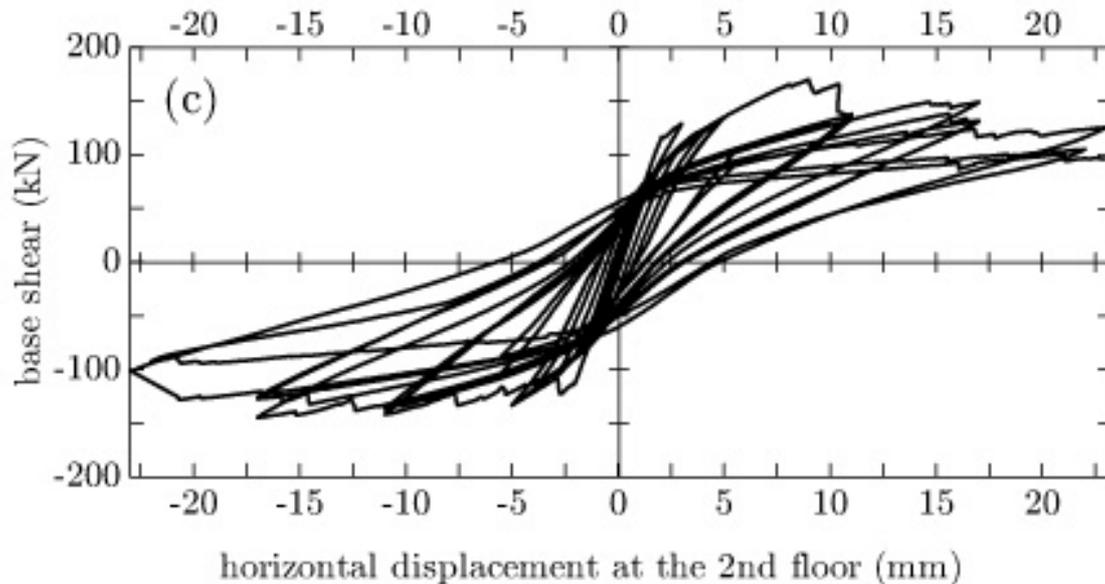
La parete è stata sottoposta, attraverso l'azione di martinetti idraulici applicati in corrispondenza dei solai di interpiano, a cicli di carico orizzontale alternato di ampiezza via via crescente, fino al collasso. Della prova sono disponibili e ben documentati, oltre che i risultati del test di carico in termini di diagramma forza/spostamento e di mappe di fessurazione, anche le caratteristiche dei materiali impiegati e le modalità di costruzione.



La parete del test di Pavia

La parete oggetto della prova ha spessore di 25 cm. Le modalità di preparazione del modello in scala reale e di esecuzione delle prove stesse hanno consentito di ricavare risultati strumentali per la singola parete caricata nel suo piano, mostrata in figura e a cui ci riferiremo come *parete test*, di spessore 25 cm e dotata di aperture ai due piani.

Nel test sperimentale la parete è stata inizialmente sottoposta (oltre che al peso proprio) ad un carico verticale uniformemente distribuito a livello dei solai per un totale di 120 kN per ogni piano. La parete è stata quindi sottoposta, attraverso l'azione di martinetti idraulici applicati in corrispondenza dei solai di interpiano, a cicli di carico orizzontale alternato di ampiezza via via crescente, fino al collasso. Date le modalità di caricamento, le forze orizzontali risultano eguali ai due piani e quindi, considerata l'eguaglianza delle masse di questi, la spinta laterale applicata corrisponde ad una distribuzione di accelerazioni costante sull'altezza.



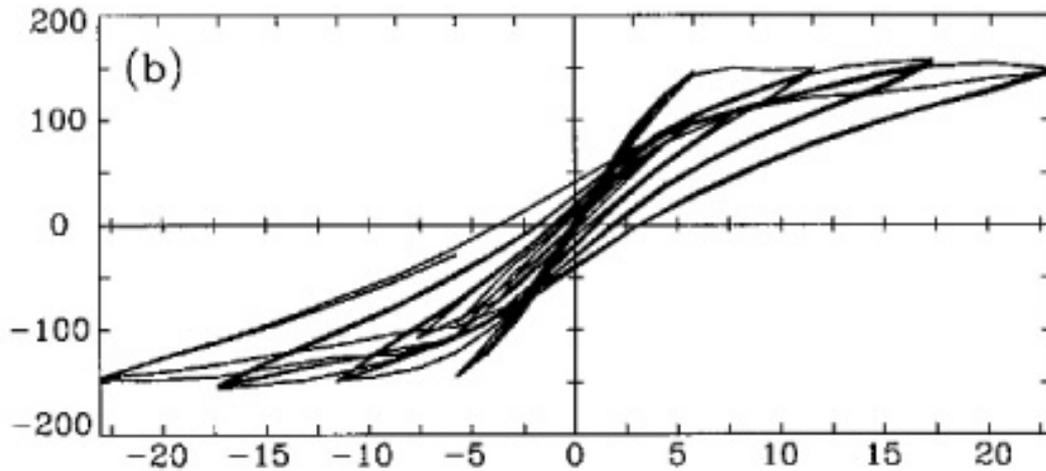
Curve forza/spostamento ottenute sperimentalmente nel test di Pavia [1,2]

Se si esaminano i percorsi di equilibrio ottenuti dal test, ovvero le curve forza/spostamento riportate in figura, si può notare come la struttura manifesti un comportamento abbastanza lineare in prossimità dell'origine, una progressiva riduzione delle rigidità al procedere dei cicli di carico e un evidente graduale appiattimento delle curve di isteresi. Si ha anche una progressiva riduzione della portanza orizzontale (tagliante alla base) che decade rapidamente a circa 15 t e sembra assestarsi, negli ultimi cicli, a circa 12 t.

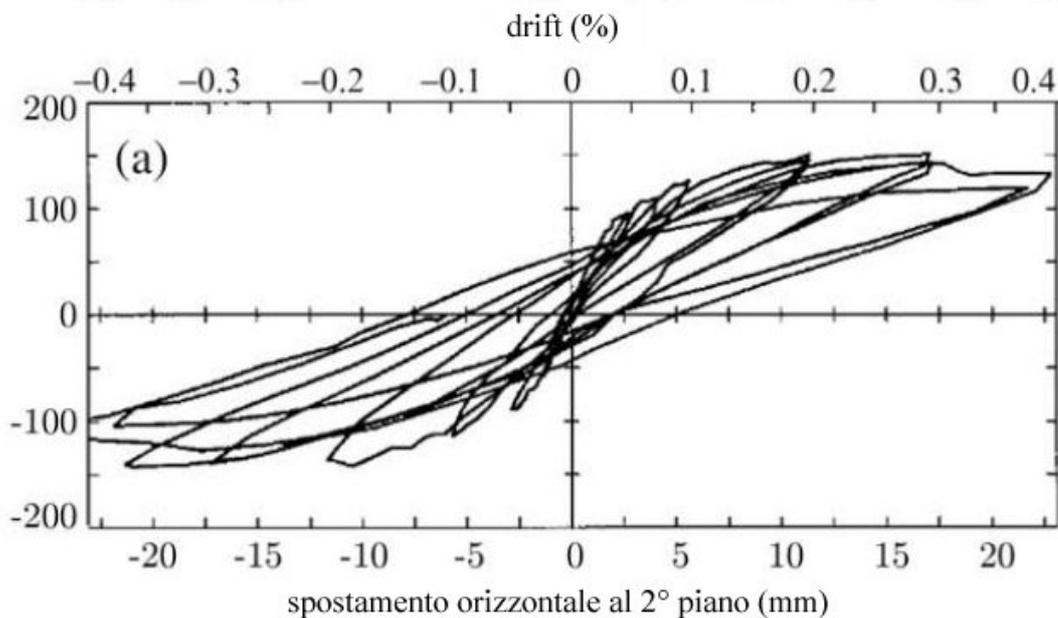
## Modellazioni Teorico-Numeriche del test di Pavia

Il test di Pavia, proprio in ragione della cura prestata nella esecuzione delle prove e della buona documentazione prodotta, è stato spesso utilizzato in ricerche successive come termine di confronto nella validazione di approcci teorico/numerici alla modellazione delle murature. Fra questi possiamo citare le modellazioni proposte da Gambarotta e Lagomarsino in [3], da Formica, Sansalone e Casciaro in [4] e da Brasile, Casciaro e Formica in [5,6,7]. Questi lavori sono basati su un legame elasto-plastico attritivo con danneggiamento per i materiali (mattoni e giunti di malta), anche se qualche differenza nella definizione del legame elastico e nella legge di evoluzione del danno e, più ancora, nella strategia complessiva dell'analisi. In particolare, in [3] e in [4] si fa uso di una discretizzazione standard ad elementi finiti con integrazione per punti di Gauss, mentre in [5], [6] e [7] si usa una descrizione fine della muratura (al dettaglio del singolo mattone e giunto di malta) insieme ad una gestione multilivello della soluzione.

In entrambi i casi, i risultati forniti dalla simulazione numerica, presentano un buon accordo con i risultati sperimentali sia nella ricostruzione delle curve carico-spostamento, riportate qui sotto in figura, che nella descrizione dell'evoluzione del danno, anche se la simulazione condotta in [5] sembra cogliere meglio l'ampiezza dei cicli di isteresi e il progressivo degrado di portanza all'avanzare dei cicli, che caratterizza le curve sperimentali.



Curve forza/spostamento ottenute mediante simulazione numerica in [3]

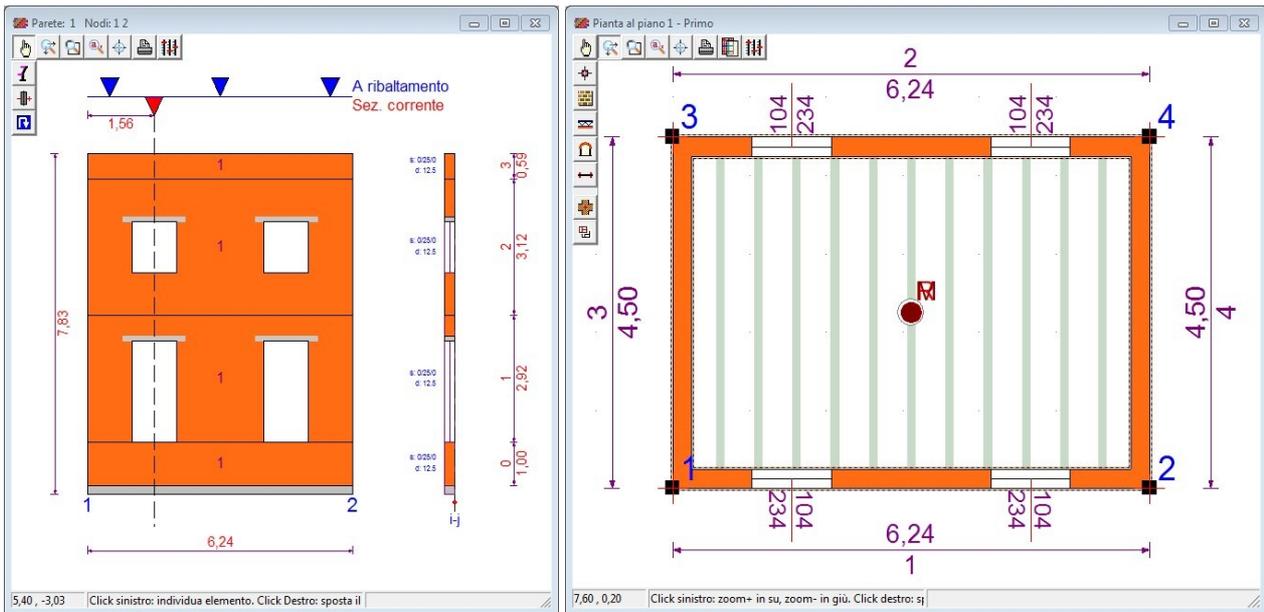


Curve forza/spostamento ottenute mediante simulazione numerica in [5]

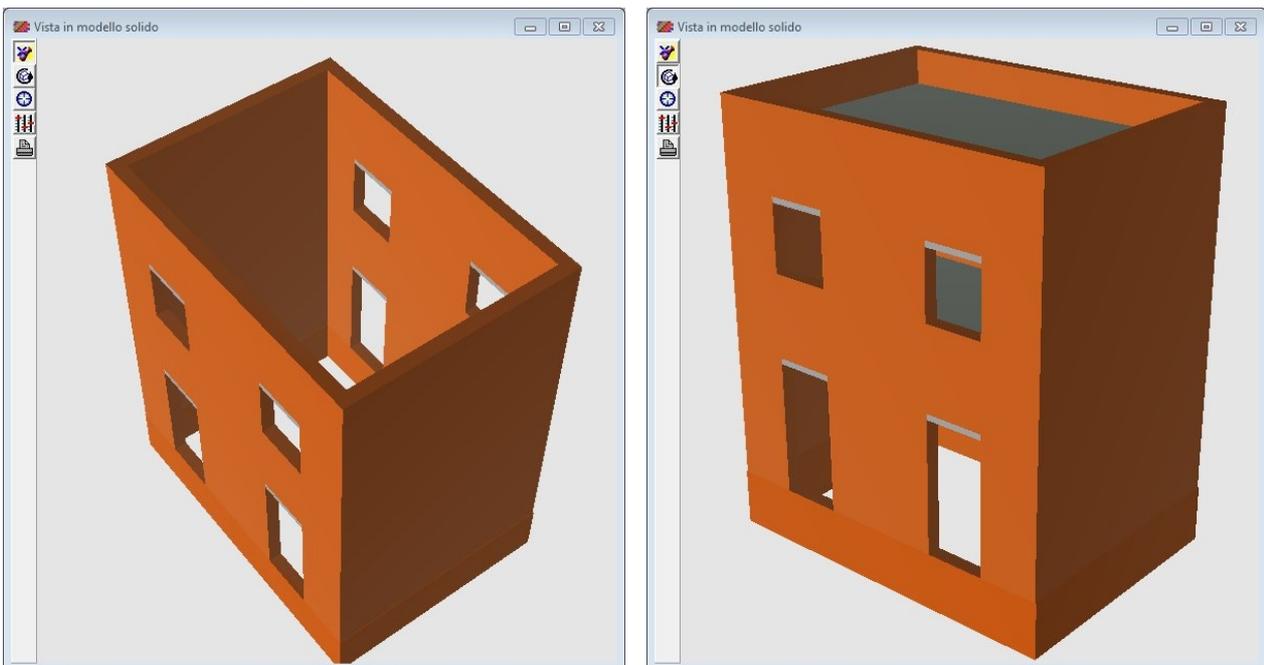
## Modellazione in Por 2000 del test di Pavia

Lo stesso test è stato analizzato utilizzando il programma Por 2000, versione 7. Dato che questo programma è indirizzato ad una analisi tridimensionale di strutture scatolari, la simulazione di una singola parete piana avrebbe portato a risultati irrealistici. E' stato pertanto costruito un modello tridimensionale costituito da due pareti in direzione X, fra loro eguali, corrispondenti alla parete oggetto della prova, e due pareti piene in direzione Y per la chiusura della scatola muraria (vedi figure seguenti).

La caratterizzazione della muratura è stata definita selezionando inizialmente l'opzione "edificio nuovo" in modo da applicare le impostazioni di normativa che si riferiscono a questa casistica: l'assunzione di un fattore di confidenza unitario (nessuna riduzione di resistenza per scarsa conoscenza strutturale) e l'applicazione del criterio alla Coulomb per la valutazione della resistenza tangenziale limite, basato sulla definizione dell'angolo di attrito.



Viste bidimensionali del modello in Por 2000



Viste solide 3D del modello in Por 2000

La tabella seguente riporta i parametri caratterizzanti la muratura utilizzati nell'analisi (vedi anche la tabella di input mostrata in figura)

**Caratterizzazione della muratura:**

resistenza normale caratteristica	$f_k = 38.0 \text{ kg/cm}^2$
resistenza tangenziale caratteristica	$f_{vk} = 2.00 \text{ kg/cm}^2$
modulo elastico normale	$E = 14000 \text{ kg/cm}^2$
modulo elastico tangenziale	$G = 4800 \text{ kg/cm}^2$
tangente dell'angolo di attrito	$tga = 0.40$
duttilità ultima per collasso a flessione	$duf = 0.80$

Il valore 0.80 assunto per la duttilità al limite ultimo per collasso a flessione è quello indicato dalla normativa per murature nuove non rinforzate, come nel caso in esame.

Tipi di murature		Blocchi resistenti	Armatura	Malta	Cel	Cma	Ces	Cct	Peso	fbv	fbo	[B]	iq%	fk	fvk	E	G	tga	ld	dd	dut	duf
1	Laterizi pieni +M5	Laterizi pieni	Assente	M5	II	P	2	M	1500	80,0	80,0	✓		38,00	2,00	14000	4800	0,40	A	0,30	0,40	0,80

Definizione della muratura per il modello in Por 2000

Sono state inoltre tarate le impostazioni dei fattori di sicurezza sui limiti di duttilità, nel foglio delle opzioni di analisi, che il programma imposta inizialmente in via cautelativa, ma che in accordo con le indicazioni di normativa possono essere assunti con valore unitario:

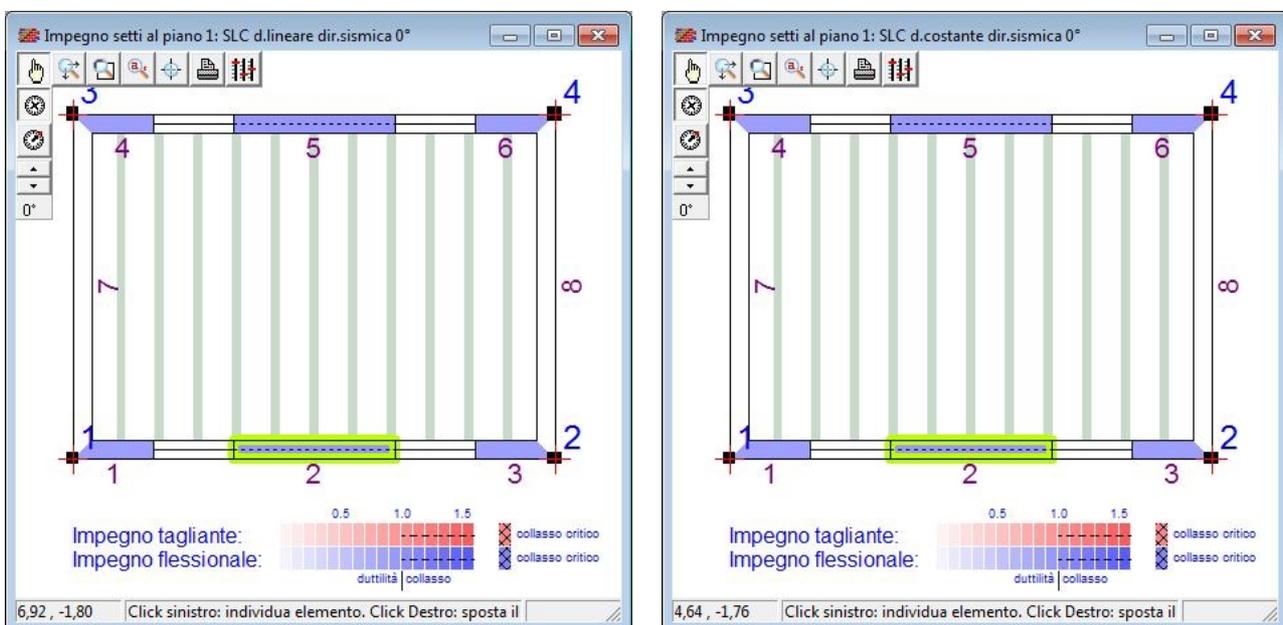
- fattore di sicurezza sulle duttilità per localizzazione deformazioni: 1.0,
- fattore di sicurezza sulle duttilità per preesistente danneggiamento: 1.0.

L'effetto di impostare ad 1.0 questi fattori corrisponde ad utilizzare nell'analisi i valori limiti di duttilità così come risultano specificati nel foglio dei tipi di muratura (ultime tre colonne della griglia riportata nella figura in alto), senza ulteriori riduzioni di sicurezza.

## Confronto fra risultati sperimentali e la modellazione eseguita con Por 2000

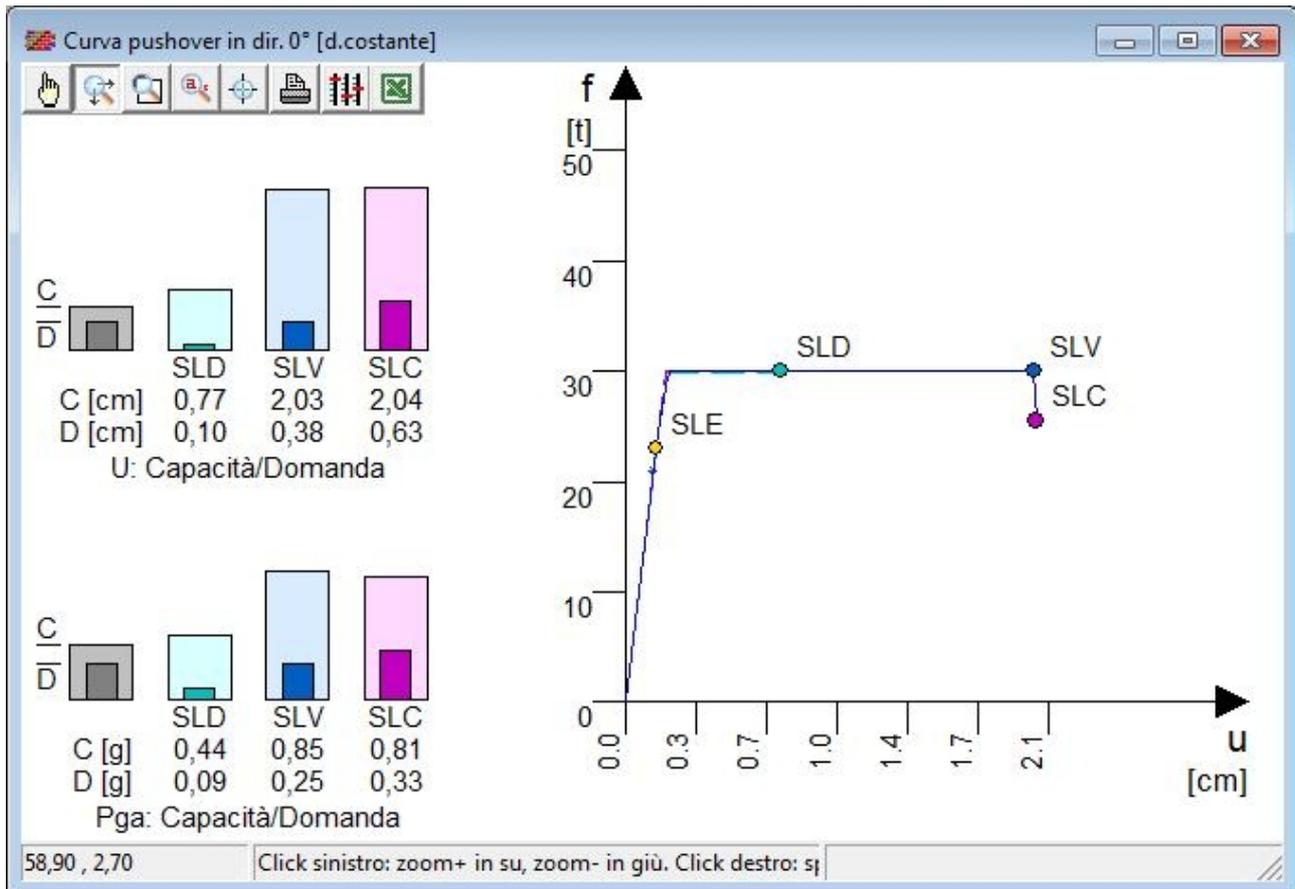
Utilizzando il programma è stata eseguita una analisi pushover della struttura. Il programma procede per scansione angolare, considerando tutte le possibili direzioni di incidenza sismica, ma ci soffermiamo qui in particolare sui risultati per sisma in direzione 0° (parallelo cioè alle pareti test), in modo da avere un diretto confronto con i risultati sperimentali.

Se si esamina la mappa degli impegni sismici (per la direzione 0°) si vede che, nel caso in esame, il comportamento sotto carichi orizzontali è dominato dalla risposta a pressoflessione, ovvero che il collasso è raggiunto per crisi a pressoflessione, piuttosto che per crisi di taglio. Il meccanismo è dominato dall'apertura di fessure orizzontali, al piede ed alla testa dei maschi, più che da scorrimenti trasversali lungo i letti di malta, come peraltro si individua nei risultati del test sperimentale.



Viste delle mappe di impegno per analisi nella direzione 0° per distribuzione lineare e costante

Inoltre, se si esamina la curva di equilibrio per l'analisi con sisma in direzione 0° per distribuzione uniforme delle accelerazioni sull'altezza del fabbricato, si può vedere come il comportamento della struttura rimanga in campo elastico lineare fino ad uno spostamento di circa 0.2 cm, oltre il quale si sviluppa il comportamento in campo plastico, caratterizzato da un valore della forza di circa 30 t e una escursione di spostamento di circa 2 cm.



Curva di equilibrio per la direzione sismica 0°C parallela al piano della parete test ottenuta mediante analisi pushover in Por 2000

I valori numerici della forza massima e dello spostamento raggiunto al collasso sono riportati nella tabella dei risultati delle verifiche pushover, illustrata in figura. I risultati di interesse, in corrispondenza alla direzione 0° gradi, sono evidenziati con un riquadro per i due casi di analisi 0°L (distribuzione lineare) e 0°C (distribuzione costante).

dir	sl	Keq	Teq	fe	fy	qeq	psa	uc	ud	pgac	pgad	fsa
0°L	SLD: Danno	132,53	0,135	13,0	29,9	0,436	1,128	0,812	0,098	0,470	0,091	5,165
	SLV: S.Vita	132,53	0,135	35,7	30,0	1,193	2,124	2,068	0,336	0,885	0,250	3,540
	SLC: Collasso	132,53	0,135	47,6	30,0	1,588	2,044	2,081	0,582	0,845	0,330	2,560
0°C	SLD: Danno	148,65	0,135	14,7	29,9	0,491	1,053	0,773	0,099	0,439	0,091	4,819
	SLV: S.Vita	148,65	0,135	40,4	30,0	1,347	2,047	2,029	0,378	0,853	0,250	3,411
	SLC: Collasso	148,65	0,135	53,8	30,0	1,794	1,968	2,042	0,629	0,813	0,330	2,464
45°L	SLD: Danno	156,00	0,124	13,0	40,6	0,321	1,016	0,549	0,083	0,423	0,091	4,653
	SLV: S.Vita	156,00	0,124	35,7	40,7	0,878	1,483	1,098	0,229	0,618	0,250	2,472
	SLC: Collasso	156,00	0,124	47,6	39,8	1,195	1,600	1,289	0,400	0,661	0,330	2,003
45°C	SLD: Danno	178,11	0,123	14,7	42,3	0,347	1,099	0,642	0,083	0,458	0,091	5,034
	SLV: S.Vita	178,11	0,123	40,4	42,4	0,953	1,869	1,530	0,227	0,779	0,250	3,114
	SLC: Collasso	178,11	0,123	53,8	42,4	1,269	1,809	1,539	0,425	0,747	0,330	2,265
90°L	SLD: Danno	189,23	0,113	13,0	32,1	0,406	1,222	0,705	0,069	0,509	0,091	5,597

Risultati numerici della verifica pushover in Por 2000

L'esame di questi dati e della curva carico/spostamento ottenuta analiticamente evidenzia, anche in questo caso, un ottimo accordo con i risultati sperimentali, specie se si considera che l'analisi pushover realizza una unica spinta crescente e non i cicli di carico alternato a cui è stata sottoposta la struttura sotto test. In particolare, il carico di collasso ottenuto con Por 2000, di circa 30 t per l'insieme delle due pareti, corrisponde perfettamente alla portanza iniziale di circa 15 t ottenuta per la singola parete nel test sperimentale. Lo spostamento massimo, di circa 2 cm, è anche in buon accordo con il risultato sperimentale, anche se lo spostamento raggiunto durante l'esperienza, di circa 2.5 cm, era risultato leggermente superiore. Si osservi tuttavia che nella valutazione di questo valore intervengono fortemente i limiti di duttilità, necessariamente

cautelativi, suggeriti dalla normativa e fatti propri dal programma. Tenendo conto che, allo spostamento massimo raggiunto sotto il test, la parete si presentava già fortemente dissestata, questa cautela, che nell'analisi comporta un vantaggio di sicurezza, può ritenersi appropriata.

#### Tabella di confronto fra valori analitici e valori sperimentali

	Valore analitico Por: analisi 0°L	Valore analitico Por: analisi 0°C	Valore sperimentale Test di Pavia
<b>Forza massima</b>	30,0 t	30,0 t	15.0x2 = 30 t
<b>Spostamento masimo</b>	2,08 cm	2,04 cm	2,5 cm

Per concludere, possiamo affermare che i risultati forniti dalla analisi condotta con il programma Por 2000, versione 7, sono da ritenere adeguatamente vicini a quelli ottenuti con i risultati sperimentali ottenuti nel test a scala reale condotto a Pavia [1,2] e con simulazioni analitico/numeriche dello stesso test apparse su riviste a larga diffusione [3-7].

Gli utenti che volessero ripetere in autonomia il procedimento di confronto illustrato in questa pubblicazione, possono scaricare dal nostro sito il file dati *TestPavia.por*, per esaminare in maggiore dettaglio le scelte di modellazione e per rieseguire l'analisi con eventuali variazioni nella impostazione dei dati.

#### Riferimenti

- [1] G. M. Calvi, G. Magenes, Experimental research on response of URM building system. D. P. Abrams, G. M. Calvi eds. Proc. U.S.-Italy workshop on guidelines for seismic evaluation and rehabilitation of unreinforced masonry buildings, State University of New York at Bufalo, NCEER-94-0021, 3-41/57, Pavia, 1994.
- [2] Magenes G, Calvi GM. In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Eng Struct* 1997;26:1091–112.
- [3] Gambarotta L, Lagomarsino S. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications. *Earthq Eng Struct D* 1997;26:441–62.
- [4] Formica G, Sansalone V, Casciaro R. A mixed solution strategy for the nonlinear analysis of brick masonry walls. *Comput Meth Appl M* 2002;191:5847–76.
- [5] Brasile S, Casciaro R, Formica G. Multilevel approach for brick masonry walls – part I: a numerical strategy for the nonlinear analysis. *Comput Meth Appl M* 2007;196:4934–51.
- [6] Brasile S, Casciaro R, Formica G. Multilevel approach for brick masonry walls – part II: on the use of equivalent continua. *Comput Method Appl M* 2007;196:4801–10.
- [7] Brasile S, Casciaro R, Formica G. Finite Element formulation for nonlinear analysis of masonry walls. *Computer and Structures* 2010; 88: 135–143.
- [8] Mauro Dolce, Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti, Corso sul Consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica- Ordine Ingegneri di Potenza.