

MODELLAZIONE DELLE MURATURE Proposta di un metodo non lineare semplificato: “CPR_NL”



Abstract: In questo articolo si illustra una procedura di modellazione FEM per gli edifici in muratura, chiamata CPR_NL, che interpreta in modo semplificato il comportamento tipicamente non lineare del pannello murario, mantenendone la reale configurazione geometrica. Non si impongono comportamenti predefiniti, bensì solo la posizione delle zone “critiche”, modellate a comportamento non lineare “semplificato”, sulla falsa riga del metodo delle cerniere plastiche per i sistemi di travi. L’analisi di casi semplici, noti in letteratura, mostra che la modellazione proposta manifesta un comportamento in linea con le attese e le osservazioni sperimentali, mostrando un marcato comportamento non lineare. Inoltre interpreta con buona approssimazione tutti i meccanismi di rottura noti, anche nel caso di applicazione di rinforzi. Il metodo consente anche l’analisi di archi e volte in muratura, con e senza rinforzi. L’analisi sismica è solitamente pushover, ma possono essere adottati altri metodi.

INDICE

1. PREMESSA
2. LA PROPOSTA DI MODELLAZIONE MECCANICA “CPR_NL”
3. APPLICAZIONE DEL METODO A CASI REALI:
 - a. Edificio Anni ‘60
 - b. Edificio “Storico”
4. APPLICAZIONE DEL METODO A UN ARCO IN MURATURA
5. LA VERIFICA TRAMITE ANALISI NON LINEARE DELLA STRUTTURA
6. CONFRONTI DEL PRESENTE MODELLO “CPR_NL” CON CASI SEMPLICI

1. PREMESSA.

E' ben nota la difficoltà di modellazione delle murature. Già analizzando i casi più semplici, infatti, ci si scontra con diversi ostacoli, che non possono essere aggirati; tra questi spiccano:

- la bidimensionalità dei pannelli murari;
- il marcato comportamento meccanico non lineare della muratura.

Più in generale, le modellazioni devono affrontare altre problematiche molto frequenti:

- La presenza di aperture (non sempre ordinate);
- L'interazione con i solai, non sempre nota a priori;
- L'interconnessione fra i vari pannelli;
- L'interazione con le fondazioni;
- L'esigenza di introdurre rinforzi (muratura armata, tirantature, ecc.), i quali spesso cambiano drasticamente il comportamento della muratura;
- Ecc.

Vi sono poi casi complessi da affrontare, cioè gli edifici "storici". In questi casi vi è anche una problematica di "dimensione" complessiva del modello.



Caso reale di edificio storico

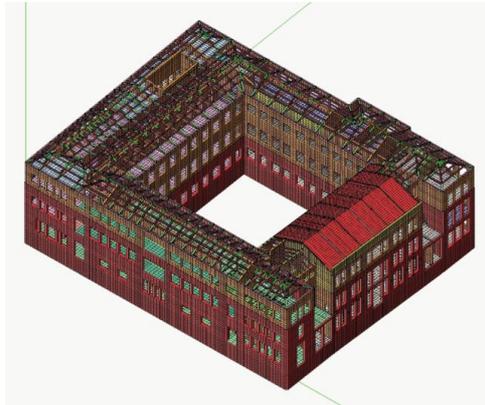
Modellazioni delle murature: strade attualmente possibili

Vi sono attualmente, a livello software, due modalità ritenute "corrette" e del tutto generali di interpretarne il comportamento:

- il primo è dato da una modellazione FEM (metodo degli elementi finiti) con elementi piani o solidi a comportamento non lineare ortotropo; è una strada possibile sulla carta, abbastanza complessa, attualmente inapplicabile nella pratica professionale su edifici di dimensioni reali;
- il secondo è dato dal metodo DEM (metodo degli elementi distinti), che pare promettere bene ma ancora in fase di ricerca, quindi anch'esso inapplicabile nella pratica.

Escludendo le tecniche suddette, non resta molto. Vi sarebbe, in linea teorica, la possibilità di effettuare modellazioni elastiche delle murature, con fattore di struttura, in quanto ammesse dalla normativa. In realtà

sappiamo bene tutti che la modellazione elastica, anche se ammessa, non fornisce risultati soddisfacenti e non Tuttavia, attualmente, è largamente utilizzata in pratica, soprattutto su modelli di grandi dimensioni.



Modello FEM "elastico" globale di edificio storico

Si escludono volutamente, tra i metodi richiamati, tutti quelli che tentano di schematizzare le pareti murarie con dei "telai". Non s'intende però, in questa sede, avviare questa discussione; in ogni caso si osserva che, con il telaio equivalente, diverse delle problematiche elencate sopra non sono affrontabili, e comunque uscendo dalle casistiche studiate si rischia di creare modelli di nessuna attendibilità.

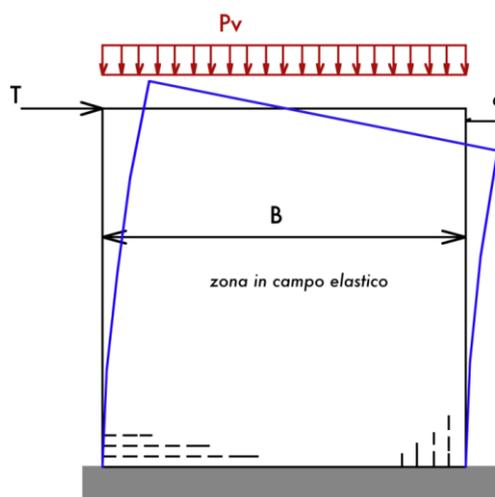
Vi è attualmente disponibile un solo ulteriore metodo di modellazione "alternativo", di tipo "semplificato" ma che fornisce buoni risultati, cioè quello implementato nel software 3Dmacro; esso utilizza un interessante macro-elemento con caratteristiche non lineari, ma che non utilizza propriamente un metodo FEM, quindi con tutte le limitazioni del caso.

Il metodo proposto in questa sede, chiamato CPR_NL, ha delle similitudini concettuali con quest'ultimo metodo elencato, ma si discosta da esso in molte cose: prima di tutto sul fatto che, quello proposto, è un metodo FEM e non richiede, dal punto di vista software, la creazione di un nuovo modello meccanico per il macro-elemento.

I Meccanismi di rottura dei pannelli murari

I meccanismi di rottura nel piano delle murature sono noti da tempo e riportati in tutti i testi.

Il caso di studio (e di prova sperimentale) più semplice è quello del pannello murario "isolato". Si manifestano sostanzialmente tre tipi di rotture (per azioni nel piano), che dipendono dalla combinazione fra carichi verticali applicati, resistenza della muratura, rapporti geometrici dei lati (lunghezza, altezza), deformata impressa dai solai.



Pertanto, una modellazione “attendibile” dovrebbe cogliere almeno le tipologie di rottura seguenti:

- la rottura per presso-flessione nel piano del pannello;
- la rottura a taglio per fessurazione diagonale;
- la rottura a taglio per scorrimento (alla base, o nei letti di malta);

Occorrerebbe poi aggiungere, nella casistica, le rotture fuori piano le quali, tuttavia, sono di minore interesse.

Altro caso “semplice”, studiato come caso limite, è quello del pannello con rotazioni impedito alle estremità, cioè un modello shear-type, il quale presenta meccanismi di rottura apparentemente molto diversi dal caso precedente.

Con il metodo proposto, trattandosi di modellazioni necessariamente non lineari, una volta identificato un modello meccanicamente accettabile del pannello, la strada più semplice è quella di seguire il metodo dell’analisi statica non lineare (pushover).

2. LA PROPOSTA DI MODELLAZIONE MECCANICA “CPR_NL”

La modellazione che si propone nel seguito è stata sviluppata dal sottoscritto progettista per poter affrontare un caso reale di edificio storico.

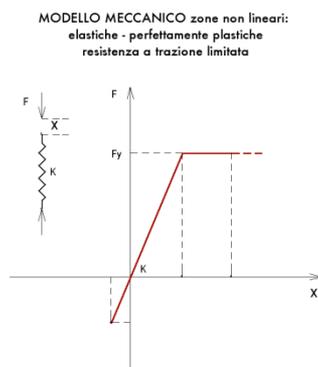
Esso parte dall’osservazione dei meccanismi “macro” di rottura nei due casi limite suddetti, cercando di “approssimarli” nel modo più semplice possibile.

L’obiettivo è ottenere un modello meccanico il più semplice e leggero possibile (dal punto di vista computazionale), mantenendo le seguenti caratteristiche minime:

- la geometria effettiva del pannello: bidimensionale (o, volendo, tridimensionale);
- utilizzare il metodo FEM, per essere facilmente implementabile in un software commerciale;
- tenere conto in automatico delle interazioni possibili (solai, altri pannelli presenti, fondazioni, architravi, tiranti, cerchiature) senza assunzioni aprioristiche;
- consentire la taratura del comportamento del pannello per tenere conto delle limitazioni di normativa (deformazione limite a compressione delle muratura, resistenza limite a trazione, resistenza limite a taglio del pannello, ecc.);
- tenere conto dei rinforzi eventuali applicati (armature, cerchiature, fibre, ecc).

Il modello proposto, "CPR_NL", fa tutto questo, con le seguenti approssimazioni:

- modella la non linearità meccanica solo nelle zone definite "critiche" dall'utente;
- modella la non linearità in via semplificata (ivi compresa la non resistenza a trazione), utilizzando nel caso più semplice, solo molle non lineari elastiche-perfettamente plastiche, tramite semplici elementi truss non lineari, o elementi beam svincolabili alle estremità secondo necessità.

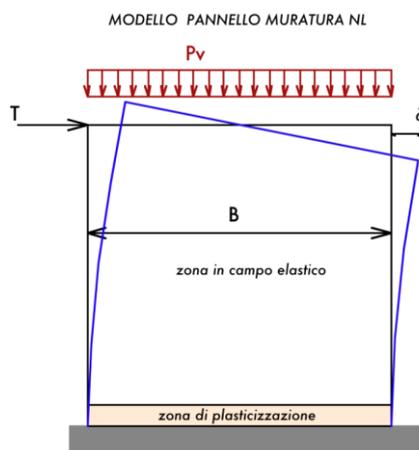


La modellazione proposta deriva dall'assunto che la "duttilità" in spostamento del pannello derivi in larga parte dallo schiacciamento della muratura nelle zone compresse e dalla parzializzazione (se si manifestano e ove si manifestano). Le zone non interessate da questo fenomeno vengono modellate con elementi elastici. Si modella quindi solo l'isteresi, ma non la dissipazione viscosa pura.

In una versione più accurata della modellazione proposta (ma anche più complessa), è possibile aumentare l'accuratezza della meshatura nelle zone non lineari e associare elementi damper per modellare la dissipazione viscosa del pannello (ammesso di disporre di dati attendibili); il tutto nell'ambito di analisi tipo "time history", quindi molto più complesse e poco utilizzate in ambito professionale. Nel seguito non si tratterà questo caso, bensì solo il caso più semplice delle analisi statiche non lineari, più frequentemente utilizzate nella pratica progettuale.

Si riportano nel seguito i due casi limite suddetti:

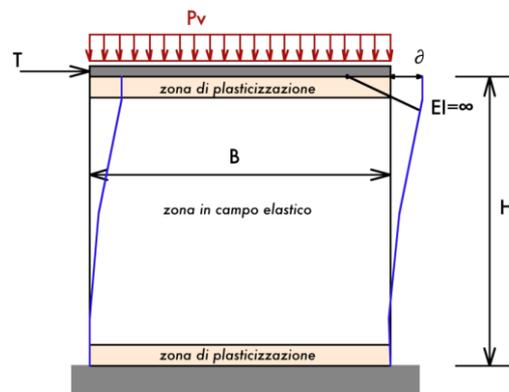
- a) Pannello a sbalzo. E' una situazione frequente nelle murature storiche. Può essere modellato come segue:



La zona a comportamento "non lineare" è individuata dall'utente: in questo caso è alla base

Questo è un caso apparentemente banale, ma che non risulta modellabile correttamente con i metodi semplificati usuali. Con il modello CPR_NL, al contrario, il pannello è analizzato agevolmente, e manifesta il comportamento che ci aspettiamo, che varia con i rapporti geometrici e con il carico verticale: parzializzazione per carico P_v basso, eventuale rotazione rigida con perdita dell'equilibrio, rottura a taglio per carico P_v alto.

- b) Pannello shear-type. E' una situazione frequente nelle murature nuove. Può essere modellato come segue:



La zona a comportamento "non lineare": collocata in due zone

Questo caso limite, al contrario del precedente, è affrontabile con altri tipi di modellazione, compreso il ben noto metodo POR. Anche questo caso, tramite il modello CPR_NL, si analizza agevolmente e manifesta il comportamento che ci aspettiamo, fornendo ulteriori confrmere: il comportamento infatti varia sempre con i rapporti geometrici e con il carico verticale. Si possono manifestare: schiacciamento nelle zone compresse, formazione di un puntone diagonale compresso e rottura a taglio per certi rapporti geometrici.

CASO GENERALE

Nei casi reali, il comportamento del generico pannello inserito all'interno di un organismo strutturale, con le sue reali interazioni (solai, travi in legno, catene, strutture in CA, ecc), non è prevedibile a priori. Esso è sempre un caso intermedio fra i due suddetti (a,b) ma il comportamento effettivo (tipo di deformata, rottura a pressoflessione, rottura a taglio) non può essere definito dall'utente a priori.

Possono invece essere scelte a priori dall'utente le zone definite "critiche", sulla falsa riga di quanto si fa applicando il metodo delle cerniere plastiche nelle travi (vedere esempio nel seguito). Le zone critiche, infatti, necessariamente non lineari, sono quasi sempre note, o comunque collocabili in zone prestabilite in cui il progettista si attende quel comportamento.

RIASSUMENDO: Di fatto il metodo CPR_NL è una tecnica di modellazione che definisce un macro-elemento "parete", assemblato utilizzando elementi finiti di libreria già presenti in tutti i software commerciali. L'unico elemento non lineare richiesto, nel caso più semplice, è un elemento "asta" a comportamento elastico-perfettamente plastico, con resistenza a trazione nulla (o limitata).

La modellazione "CPR_NL", quindi, è sempre fattibile, anche senza un software che lo implementi, ma risulta molto dispendiosa in termini di tempo e costringe l'utente ad approfondirne le basi teoriche. La proposta è di "automatizzarla" tramite un input grafico specifico, visualizzando solo il pannello nel suo complesso (senza meshatura) e lasciando all'utente solo le scelte essenziali (zone critiche, limitazioni meccaniche a compressione e taglio, ecc).

3. APPLICAZIONE DEL METODO A CASI REALI

EDIFICIO ANNI '60

Nel seguito si mostra il modello di una parete reale, con i macro elementi già individuati tramite un numero progressivo. Si nota la meshatura, tramite gli elementi a 3 e 4 nodi elastici nel corpo del pannello, ove non ci si attendono schiacciamenti oltre il limite elastico, mentre la modellazione non lineare è visualizzata con un simbolo grafico, ed è applicata solo alle zone critiche (quelle che possono risultare comprese oltre il limite elastico). Ovviamente, trattandosi di una modellazione FEM, gli elementi in CA sono modellabili nel modo che si ritiene più opportuno.

I solai (non visualizzati) in questo caso non hanno soletta collaborante, e presentano cordoli senza armature metalliche. In alcune zone vi sono telai in CA.



La parete suddetta viene modellata senza difficoltà; l'analisi converge rapidamente.. Si determina agevolmente la curva di capacità (vedere nel seguito).

MODELLAZIONE DELLE FASCE DI PIANO

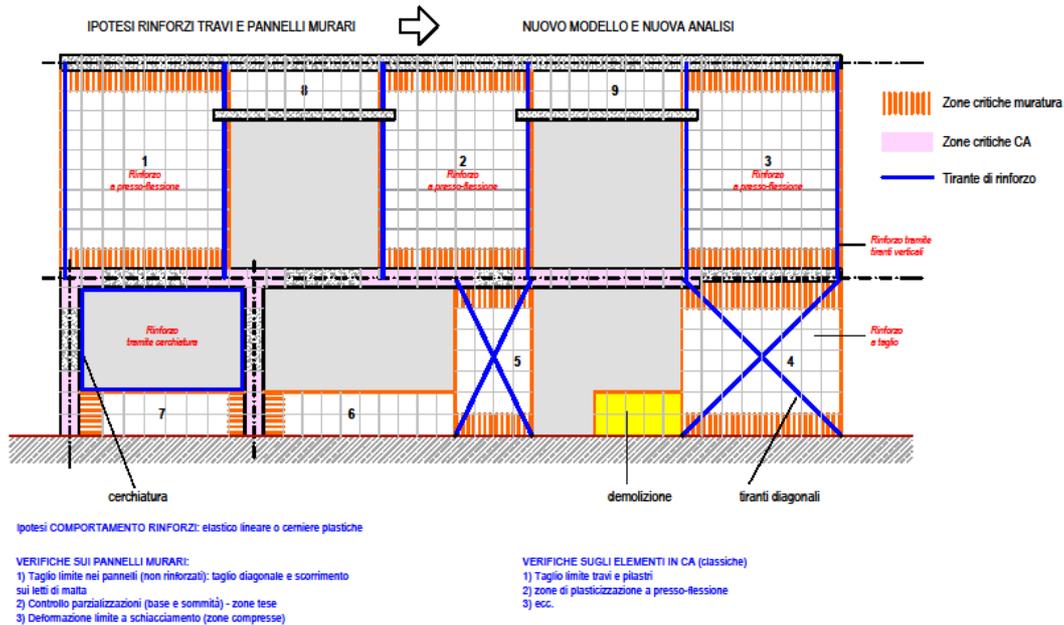
Il modello CPR_NL è applicabile, oltre che ai maschi murari, anche alle fasce di piano, semplicemente ruotando di 90° i pannelli. Anche nelle fasce è semplice individuare le zone di plasticizzazione; molto spesso però in queste zone avvengono rotture a taglio che modificano le rigidità ma non creano il collasso, per cui il macro elemento non lineare non sempre risulta indispensabile. A volte è addirittura inopportuno se confrontato all'appesantimento del modello complessivo.

INTERAZIONE FRA PANNELLI ORTOGONALI (INCROCI, ANGOLATE, MARTELLI).

Questa interazione, se voluta dal progettista, è modellabile con la stessa tecnica delle zone "critiche". Ovviamente appesantisce il modello.

ANALISI DELLA STRUTTURA “RINFORZATA”

Una volta analizzato l'edificio nello stato di fatto, verificate le rotture e la loro collocazione, è agevole inserire il tipo di rinforzo idoneo, ripetendo immediatamente la verifica.

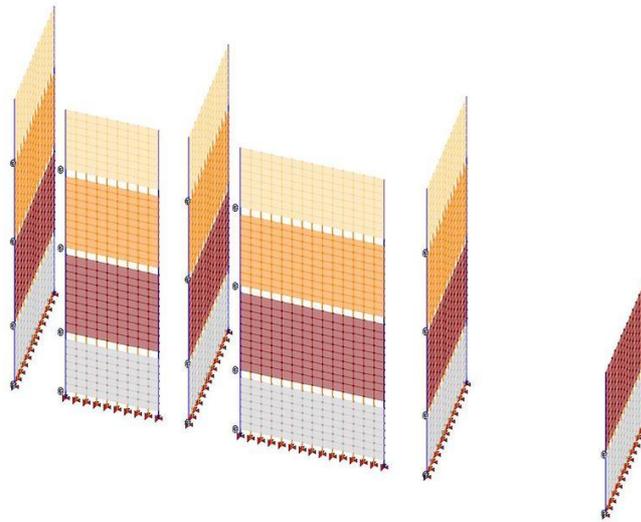


EDIFICIO STORICO

Nelle immagini seguenti si mostra la modellazione proposta applicata ad un caso reale di edificio storico; essa è stata realizzata “manualmente” con l'utilizzo un software commerciale generico (che non implementa questo metodo).

L'edificio ha dimensioni considerevoli. I piani sono tutti “deformabili” e, come spesso accade, la copertura è in legno, per cui essa deve essere modellata con la reale geometria (travi, capriate, arcarecci, ecc.); non sono presenti cordoli.

L'immagine seguente rappresenta una porzione dell'edificio (mostrato in premessa), ove solo i setti murari definiti “resistenti” dal progettista sono stati modellati con la tecnica proposta; i solai, (di vari tipi: in legno, a putrelle e voltini, ecc) in questo caso modellati con elementi elastici, sono stati spenti.

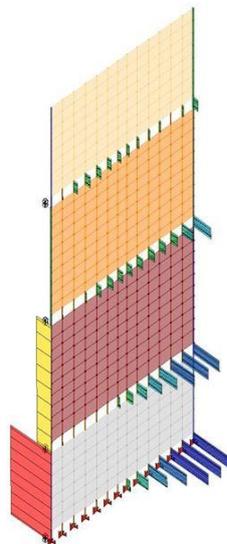


Schema setti resistenti corpo Ovest (Via Nobili)

I setti hanno lunghezze di 5-8 metri, altezze di circa 16 m, spessori da 45 a 30 cm. La verifica pushover mostra una buona capacità in spostamento, ma la rottura a taglio delle zone basse e la parzializzazione a flessione nelle zone alte (più scariche), limita molto la verifica.

Gli stessi setti, rinforzati con tiranti verticali di piccolo diametro, ancorati in fondazione e a livello dei solai, manifestano, al contrario del caso precedente, ottime capacità di resistenza e spostamento fino al limite di schiacciamento della muratura imposta dal progettista.

Il comportamento del singolo pannello non è imposto a priori, in quanto non noto. In effetti, in molti casi, si notano lungo l'altezza inversioni degli sforzi.

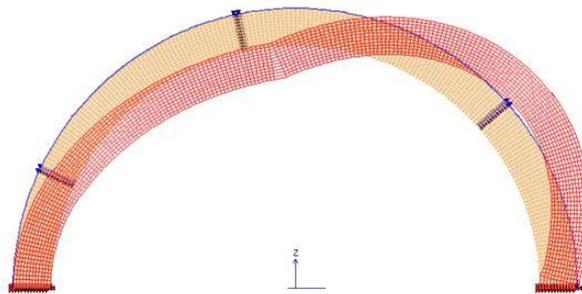


Setto rinforzato con tiranti verticali alle estremità. Si nota l'inversione degli sforzi.

4. APPLICAZIONE DEL METODO A UN ARCO IN MURATURA

Con le assunzioni dette, anche il caso di un arco in muratura può essere affrontato agevolmente, tramite elementi piani a 3 o 4 nodi elastici, o con elementi solidi, mentre le zone critiche, non lineari, possono essere concentrate in pochi punti ben noti. In quei punti si modella la cerniera non lineare “semplificata”, la quale deve schiacciarsi nelle zone compresse e “distaccarsi” nelle zone tese, formando una sorta di cerniera. Occorre poi limitare il valore del taglio alla soglia prestabilita. Nei casi incerti è ovviamente sempre possibile aumentare le zone di cerniera (o di non linearità) ma appesantendo il modello.

Lo stesso solutore che effettua l'analisi pushover viene utilizzato per l'analisi incrementale del carico verticale, trovando facilmente il carico limite di collasso. Con tale metodo si evita quindi l'adozione delle classiche analisi cinematiche le quali, com'è noto, presentano forti approssimazioni.



La modellazione del futuro rinforzo, estradossale o intradossale, risulta banale, in quanto è sufficiente collegare l'elemento di rinforzo da nodo a nodo nelle posizioni volute. La convergenza è immediata. L'incremento di resistenza è notevole, in linea con le osservazioni pratiche.

Si segnala che l'applicazione del rinforzo intradossale, spesso utilizzato sulle volte sottili delle scale, è modellato con la stessa semplicità e mette in luce il comportamento effettivo.

5. LA VERIFICA TRAMITE ANALISI NON LINEARE DELLA STRUTTURA

Un volta modellata la struttura, l'analisi, essendo il modello meccanico “non lineare”, consente di determinare le curve di capacità in modo abbastanza agevole, a condizione di disporre di un solutore che possa effettuare analisi non lineari almeno in controllo di forza. Anche questo è ormai disponibile in tutti i software commerciali.

Procedendo con le spinte, il processo si può arrestare per:

- 1) intervenuta labilità del sistema (perdita dell'equilibrio globale o di alcune parti);
- 2) raggiungimento della deformazione limite a compressione delle bielle compresse (se stabilito dall'utente);
- 3) raggiunto il limite di resistenza a taglio-scorrimento, per taglio diagonale (opzione stabilita dall'utente per il tipo di muratura).

Le verifiche sismiche normalmente sono di tipo pushover.

6. CONFRONTI DEL PRESENTE MODELLO CPR_NL CON CASI SEMPLICI

Si allegano alcuni confronti fatti preliminarmente su pannelli singoli, con e senza rinforzi, rispetto alle verifiche proposte dalla NTC 2008, per i casi più critici del pannello snello.

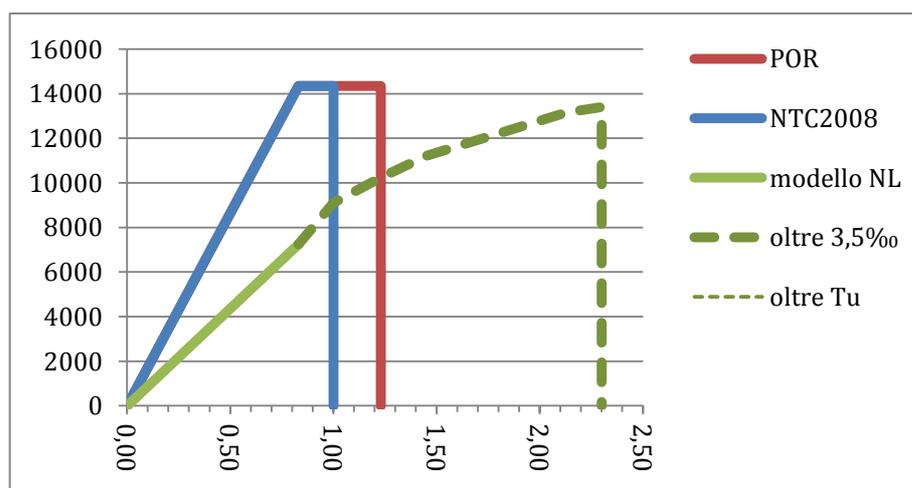
Si notano, prima di tutto, scostamenti a volte notevoli, ma attesi, con il modello “classico” elastico – perfettamente plastico (NTC2008), soprattutto a livello di rigidezza. Solo nel caso del setto tozzo con solaio infinitamente rigido e rottura a taglio, è possibile fare il confronto con il ben noto metodo POR. Il confronto mostra che il metodo proposto fornisce risultati maggiormente attendibili e cautelativi, mettendo in mostra che il pannello soggetto a taglio, in realtà, presenta sempre una pressoflessione indotta dalla indeformabilità del solaio.

Le curve di capacità forza – spostamento si discostano di molto soprattutto nel caso di pannelli snelli (nel grafico seguente si ha $H/B=2$ e si sono adottati i valori riportati nell'esempio allegato alla Circolare 1981) in quanto il pannello raggiunge la deformazione di rottura per compressione alle estremità prima di raggiungere la rottura a taglio.

PANNELLO SNELLO SENZA RINFORZI

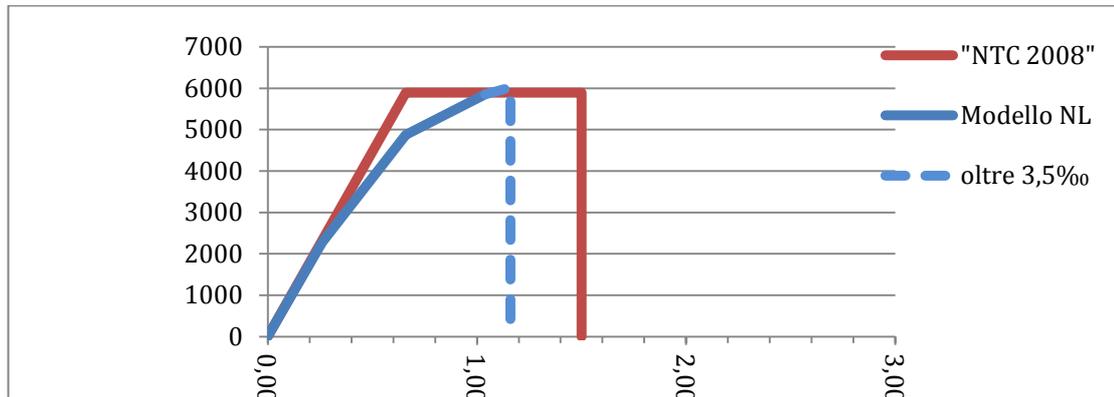
Sia nel caso di solaio infinitamente rigido che nel caso del solaio infinitamente deformabile, la NTC 2008 appare non cautelativa. Infatti, si riscontra spesso che (soprattutto per certe snellezze e certi valori di carico) la deformazione a compressione oltrepassa il limite del 3,5‰ molto prima di raggiungere il limite di spostamento interpiano previsto dalla norma.

Anche trascurando tale aspetto, molto spesso la parzializzazione della sezione riduce di molto la rigidezza del pannello, per cui le curve del modello CPR_NL risultano sempre meno rigide rispetto a quelle perfettamente elastiche, e non mostrano mai un punto preciso di “snervamento” (com'era atteso).



*Esempio: Pannello snello (B=130 cm, H 250cm), Sp. 50cm
solaio inf. Rigido, con carico verticale. NON RINFORZATO*

Anche nel caso del solaio infinitamente deformabile, le assunzioni della NTC 2008 appaiono non cautelative. Infatti, si riscontra spesso che la deformazione a compressione oltrepassa il limite del 3,5‰ molto prima di raggiungere il valore limite di spostamento interpiano.



*Esempio: Pannello singolo snello (B=130 cm, H 250cm), Sp. 50cm,
solaio inf. deformabile (es solaio in legno), con carico verticale. NON RINFORZATO.*

In questo caso, la norma non richiede il controllo della deformazione max a compressione della muratura. Nel presente modello può essere applicata, ma appare eccessivamente cautelativa.

Si evidenzia come in questo caso, pur trattandosi di un caso "limite", la stima della rigidezza dei metodi semplificati sia sempre molto diversa e comunque sovrastimata. Si tratta comunque di un caso frequente nell'edilizia storica, soprattutto nei piani di copertura dove insistono strutture lignee che configurano impalcati deformabili. L'esito di tale sovrastima è che, in un edificio reale, possono risultare sollecitati maggiormente alcuni pannelli rispetto ad altri.

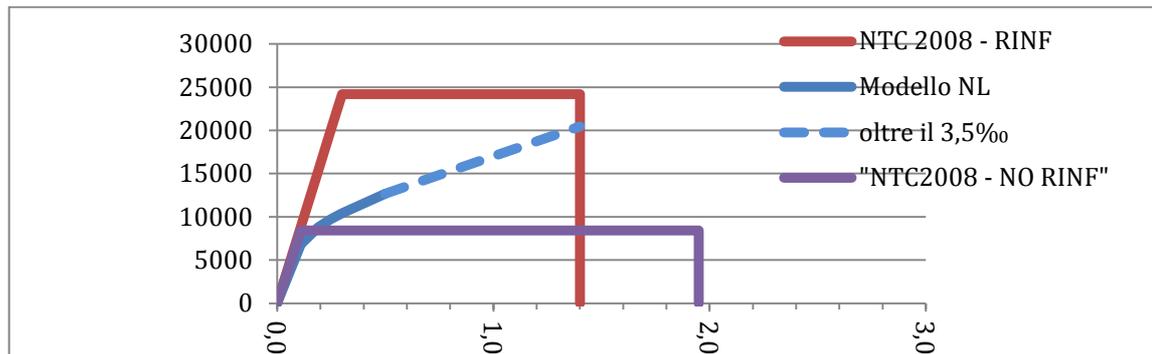
PANNELLO SNELLO A SBALZO - RINFORZATO

In questo caso il pannello, in assenza di carichi molto alti, presenta spesso notevoli parzializzazioni alla base; la parzializzazione innesca il funzionamento delle catene, ma fa anche degradare la rigidezza.

L'area a trazione delle catene può essere aumentata fino ad un certo punto, in quanto la resistenza a compressione della muratura molto spesso (come il caso in esame) è limitata.

Il confronto riportato nel seguito mette in luce un po' tutti i difetti della modellazione a "trave" classica, in quanto:

- il legame "elastico – perfettamente plastico" sovrastima di molto le rigidezze;
- il pannello armato e non armato hanno la stessa rigidezza in fase elastica, cioè il modello a trave non tiene conto della rigidezza modificata dalla presenza delle armature, né a flessione, né a taglio.
- il controllo degli spostamenti (indipendente dalla snellezza, che richiede di conoscere a priori il tipo di rottura e tiene conto forfetariamente di tutti gli aspetti) non è cautelativo.



Nella figura soprastante si ha sempre il pannello snello precedente, a sbalzo, con $B=130$ cm, $H=250$ cm, spessore 50 cm. I dati meccanici del pannello sono quelli della muratura armata tradizionale, armato con 10 cm^2 ai bordi. Il carico verticale induce una tensione media alla base di 5 daN/cm^2 .

I dati riportati nella curva rossa (NTC 2008 Rinf) sono ricavati con un software commerciale. Si è utilizzata muratura con caratteristiche da "muratura nuova", solo per poter effettuare un confronto, perché il software, in questo caso, non accetta i dati della murature vecchie.

La forza di snervamento in base alla NTC 2008 è ricavata sfruttando al massimo la sezione a presso-flessione, con diagramma stress-block, e armando a taglio. Dal momento che per sfruttare tutta la sezione a flessione occorre armare a taglio, il software utilizza la soglia di spostamento max pari a 0,6% H (per rottura a taglio), pari a 1,5 cm, anche se la deformata è a mensola. La duttilità messa in campo, indipendente dalla snellezza, appare eccessiva.

Per fare un raffronto, lo stesso pannello, senza rinforzi, fornisce la curva viola, con limitazione a 0,8% di H, per cui lo spostamento ultimo (flessionale) è maggiore. La duttilità è ancora maggiore e, in questo caso, la norma non impone nessun controllo sulla deformazione max a compressione del muro.

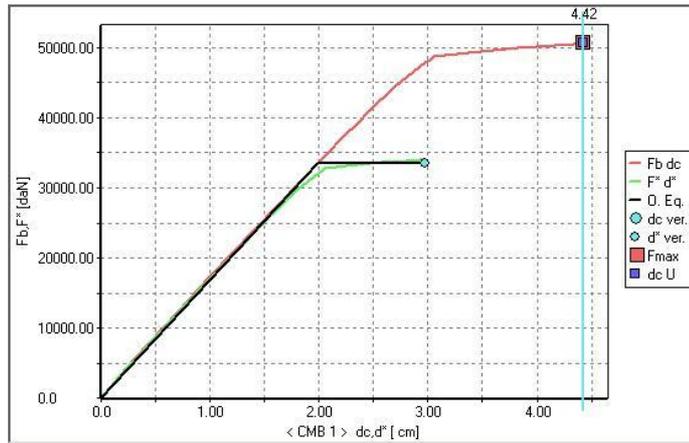
La curva ricavata con il presente modello NL è quella riportata in blu. Si evidenzia come, in certe configurazioni geometriche, di vincolo e di carico, la limitazione della deformazione limite al 0.35% può risultare penalizzante rispetto alla stima della reale duttilità in spostamento del pannello. Si evidenzia anche come la stima delle rigidità sia il vero tallone d'Achille dei metodi semplificati proposti in normativa.

RINFORZI A TAGLIO DEI PANNELLI MURARI – CURVE DI CAPACITA'

La resistenza al taglio del setto murario armato, per analogia alla classica muratura armata, risulta notevole anche solo con le armature verticali, per la formazione del meccanismo "tirante-puntone". Applicando ulteriori armature orizzontali si può aumentare ulteriormente la resistenza a taglio. Permane tuttavia la limitazione di normativa ($V_{lim} \leq 0,3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$) corrispondente alla rottura del puntone di muratura compresso.

Dalla bibliografia e dalle Linee Guida LL.PP. 2009 sui rinforzi delle murature si evince la possibilità di mettere in conto più tipi di rinforzi a taglio, applicati in orizzontale o in diagonale. Di conseguenza è possibile inserire, ove necessario, anche più tipi sovrapposti di rinforzi. Nel caso in esame, sono stati scelti tiranti diagonali esterni ai muri, collegati direttamente a travi metalliche poste a livello solai e in fondazione a nuovi "cordoli" di rinforzo.

Il setto rinforzato con tiranti diagonali presenta una curva di capacità ovviamente più ridotta ma comunque di discreta entità. Se i tiranti sono correttamente dimensionati, la rottura avviene per schiacciamento della muratura la quale, tuttavia, nei casi più critici può essere rinforzata con elementi metallici.



*Pannello con rinforzi metallici verticali e diagonali
(Curva ricavata con solutore a controllo di forza, senza applicazione della limitazione al 3,5% della deformazione a compressione)*

CPR Ingegneria
Ing. Alessandro Pignagnoli