



**CALCOLO E VERIFICA DEGLI INTERVENTI
DI RAFFORZAMENTO LOCALE SU PARETI
IN MURATURA ORDINARIA O MISTE**

Versione 1.130329.01



G R U P P O S I S M I C A S . R . L .

3DMacro è prodotto da:

Gruppo Sismica s.r.l.

Viale Andrea Doria, 27

95125 Catania

Telefono: 095/504749

Email: info@grupposismica.it

Web: www.grupposismica.it

www.3dmacro.it

3DMacro è distribuito in esclusiva da:

OmniaTest s.r.l.

Via Nina da Messina, 18

98121 Messina

Telefono: 090/346309

Email: info@omniatest.it

Web: www.omniatest.it

Supporto tecnico:

supporto@3dmacro.it

Proprietà letteraria riservata

Gruppo Sismica s.r.l. © Ottobre 2011

Si ringraziano coloro che hanno collaborato
alla stesura del presente manuale.

INDICE GENERALE

1. PREMESSA	4
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3. DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI LOCALI	4
4. MECCANISMI DI COLLASSO DI PANNELLI IN MURATURA PER AZIONI NEL PROPRIO PIANO	7
5. METODOLOGIE DI ANALISI DI UNA PARETE	10
5.1. Metodologia di analisi semplificata - Predimensionamento dell'intervento	10
5.1.1. Modellazione di pannelli in muratura	10
5.1.2. Modellazione di telai o cerchiature	11
5.1.3. Costruzione della curva di capacità mediante analisi pushover semplificata	13
5.1.4. Limiti dell'analisi semplificata	13
5.2. Analisi di verifica dell'intervento	14
6. VERIFICA DEGLI INTERVENTI LOCALI	14
7. CASO DI STUDIO: RAFFORZAMENTO LOCALE DI UNA PARETE	16
7.1. Descrizione della parete nello stato di fatto	16
7.2. Intervento di progetto	24
7.2.1. Analisi della parete senza rinforzi	25
7.2.2. Prima ipotesi di rinforzo: inserimento di cerchiature in c.a. e rinforzo dei maschi murari al piano terra	27
7.2.3. Seconda ipotesi di rinforzo: inserimento di cerchiature in acciaio e rinforzo dei maschi murari al piano terra.	29
8. CONCLUSIONI	31

1. PREMESSA

Il presente tutorial tratta una particolare tipologia di interventi, detti di "rinforzo locale", atti ad eliminare carenze localizzate della struttura o riparare un danno, senza che ne venga modificato il comportamento globale. A seguito di tali interventi non è necessario procedere alla verifica dell'intero organismo strutturale, ma ci si può limitare a verificare il singolo elemento strutturale che, nel caso di strutture in muratura, è possibile identificare con la singola parete.

Nella prima parte del documento viene presentata una panoramica degli interventi, che possono essere inquadrati come "interventi locali", ai sensi delle recenti normative antisismiche (D.M.14.01.2008 e relativa Circolare n°617 del 2009) e alla luce di alcuni orientamenti normativi regionali, quali quelli proposti dalle Regioni Toscana ed Emilia Romagna. Proprio questi orientamenti regionali offrono delle utili linee guida per la progettazione e la verifica di questo tipo di interventi.

Nella seconda parte del documento viene esposta la metodologia di analisi e verifica degli interventi locali, mediante l'utilizzo di analisi push-over e sistema ridotto equivalente, applicati a modelli "locali" costituiti da una sola parete o da una porzione di essa.

A partire da un breve richiamo dei meccanismi di rottura della muratura, per azioni nel proprio piano, vengono esposti nel dettaglio due procedure di calcolo per la costruzione della Curva Pushover (elemento che sta alla base della verifica con il metodo N2): il primo semplificato adatto per procedure di predimensionamento dell'intervento e al giudizio di accettabilità dello stesso e per pareti monopiano ; il secondo completo, adatto per la verifica di tutte le tipologie di parete e di intervento. In particolare l'approccio rigoroso, reso facile ed intuitivo, grazie all'utilizzo di 3DMacro, viene applicato ad un caso di studio trattato al capitolo 7) nel quale viene ipotizzato un intervento di allargamento di aperture al piano terra di una parete, compensato dalla realizzazione di cerchiature in c.a., o acciaio.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M.14.01.08 Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare n°617/2009 – Istruzioni di cui al D.M.14.01.08
- Orientamenti interpretativi su interventi locali o di riparazione - Regione Toscana, Comitato Tecnico
- Scientifico in materia di rischio sismico, D.G.R n.606 del 21/6/2010)
- Regione Emilia Romagna – CTS (art. 4, L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n. 1430/2009)

3. DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI LOCALI

Il punto 8.4 del D.M.14.01.2008 individua e classifica le seguenti tipologie d'intervento:

- Interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- Interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- Riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

In particolare il D.M.14.01.2008 al punto 8.4.3 e la relativa Circolare al punto C8.4.3 individuano gli interventi di rafforzamento locale, fornendone le seguenti definizioni:

8.4.3 - Riparazione o Intervento Locale: *In generale, tali interventi riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati. Si dovrà documentare che, rispetto allo stato attuale, non ci siano sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.*

C8.4.3 - Riparazione o Intervento Locale: *Può rientrare in questa categoria anche la sostituzione di coperture e solai, a condizione che non comporti una variazione significativa di rigidità nel proprio piano, importante ai fini della ridistribuzione di forze orizzontali, né un aumento dei carichi verticali statici. Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti) ricadono in questa categoria, in quanto comunque migliorano anche il comportamento globale della struttura, rispetto alle azioni sismiche. Interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la rigidità dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.*

Inoltre, secondo gli orientamenti interpretativi della Regione Toscana, Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico, D.G.R n.606 del 21/6/2010, il processo di analisi e verifica di interventi locali deve essere articolato secondo le seguenti fasi:

FASE 1: ANALISI DELLO STATO DI FATTO

- Per una corretta progettazione di un intervento sulle murature, ad un determinato livello o piano, occorre conoscere l'esatta altezza di interpiano, lo spessore della parete e la tipologia della muratura;
- E' indispensabile conoscere se la muratura ha continuità ai piani superiori e inferiori. Per i piani superiore e inferiore (adiacenti) è necessario conoscere anche la distribuzione delle aperture in corrispondenza delle pareti oggetto di intervento;
- Il livello di conoscenza che occorre acquisire è, quindi, almeno LC1 (verifiche limitate);
- In mancanza di specifiche prove sperimentali, i valori delle caratteristiche meccaniche della muratura potranno essere stimati in base alla Tab. C8.2.1
- Ai fini delle verifiche per questa tipologia di interventi si ritiene opportuno adottare i valori medi tra quelli proposti;
- Non occorre dividere i valori suggeriti per il fattore di confidenza FC;
- Si può fare riferimento alla rigidità in condizioni fessurate e quindi considerare i valori medi di E e G ridotti (50%);
- I valori della tab.C8.2.1 devono tenere conto dei coefficienti correttivi indicati nella Tab.C82.2.

FASE 2: ANALISI E VERIFICA INTERVENTO

In particolare, ai fini del dimensionamento degli elementi e della parete nel suo stato di progetto, deve essere dimostrato e sufficientemente argomentato che:

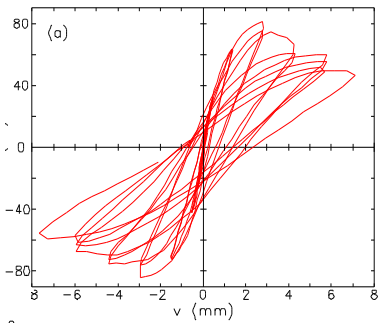
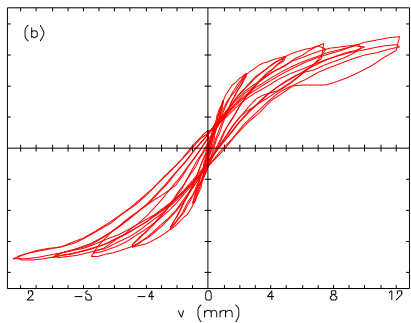
- La rigidezza dell'elemento variato (parete) non cambi significativamente rispetto allo stato preesistente ($\pm 15\%$);
- La resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. Il taglio ultimo della parete e lo spostamento ultimo dovranno essere superiori ai valori dello stato di fatto.
- Tale intervento non cambia significativamente il comportamento globale della struttura. Il ripristino di rigidezza (elemento principale dell'intervento) può avvenire secondo le tecniche previste al punto C8.5.5 e C8.5.6. Generalmente si opera con l'inserimento di telai metallici rigidi in acciaio o in cemento armato a cerchiatura del vano di progetto oppure con rinforzi sulle porzioni di murature residue laterali. Pertanto le verifiche si effettueranno comparando la parete nello stato ante/post/operam, comprensiva degli interventi di rinforzo. Nel caso si adottino cerchiature metalliche o in cemento armato occorrerà verificare le sezioni e le unioni secondo le sollecitazioni derivanti dall'analisi eseguita secondo le NTC 2008.

Infine, ulteriori Orientamenti Normativi vengono aggiunti dalla Regione Emilia Romagna – CTS (art. 4, L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n. 1430/2009), la quale evidenzia i seguenti aspetti:

- Ai fini della formazione e/o modifica di aperture in pareti murarie, si può considerare "singola parte" una parete (nel suo intero sviluppo verticale) e/o un insieme di pareti pressoché complanari (purché efficacemente connesse tra loro), inclusi gli elementi di connessione;
- Il confronto, tra lo stato di fatto e quello di progetto della "singola parte", deve prendere in considerazione il comportamento in campo anelastico, comparando i diagrammi forza –spostamento. La dimostrazione sulla rigidezza può essere condotta confrontando la rigidezza elastica iniziale oppure una "rigidezza equivalente", in termini di "energia di deformazione";
- Infine, si sottolinea la necessità di valutare, in generale e anche in presenza di interventi locali, il comportamento dell'intera parete ("terra-cielo") oggetto di intervento, quantomeno in termini qualitativi, al fine di individuare le porzioni potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, potendo successivamente limitare a queste ultime il progetto e la valutazione della sicurezza.

4. MECCANISMI DI COLLASSO DI PANNELLI IN MURATURA PER AZIONI NEL PROPRIO PIANO

Il comportamento ciclico di pannelli murari sottoposti ad azioni cicliche nel piano risulta profondamente differente a seconda se il pannello esibisce un comportamento prevalentemente a taglio (pannelli tozzi e ben vincolati alla rotazione), oppure un comportamento prevalentemente flessionale (pannelli snelli o soggetti a limitati sforzi normali).

	
<p><i>Risposta ciclica di un pannello con comportamento a TAGLIO:</i></p>	<p><i>Risposta ciclica di un pannello soggetto a ROCKING:</i></p>
<p>Rapida riduzione della Resistenza (softening); Comportamento poco duttile; Riduzione della Rigidezza (danno); Forte Dissipazione energia (isteresi);</p>	<p>Comportamento duttile; Incrudimento con sostanziale aumento della Resistenza; Maggiore conservazione della rigidezza; Ridotta Dissipazione energia;</p>

Ai fini della modellazione, il comportamento di un pannello può essere efficacemente schematizzato mediante una bilatera equivalente (vedi figura seguente). La resistenza ultima a taglio può essere valutata considerando le tre possibili modalità di rottura: per rocking, a taglio per scorrimento e a taglio per fessurazione diagonale. Nella pagina successiva si riportano tre possibili formulazioni per la determinazione della resistenza ultima associata a ciascun meccanismo.

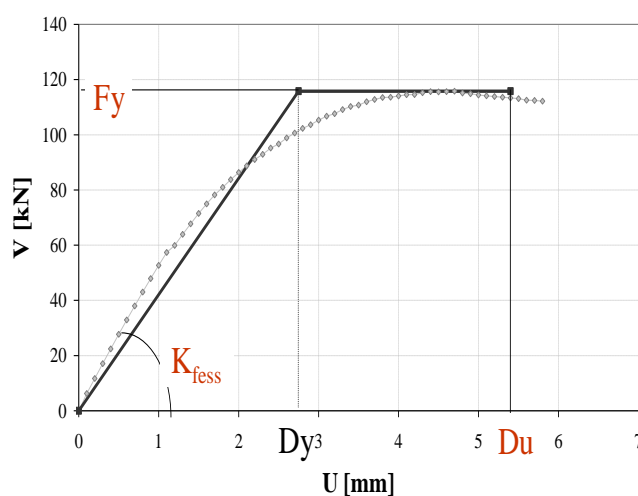
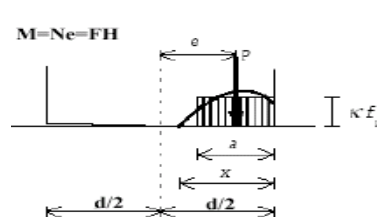
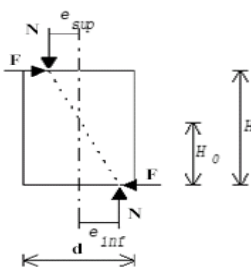
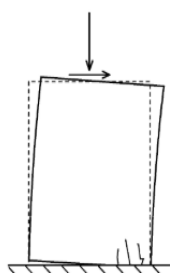


Figura 1. Schematizzazione del comportamento di un pannello.

Rottura Pressolessione/Rocking

Momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 f_d)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l è la larghezza complessiva della parete (compresa la zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

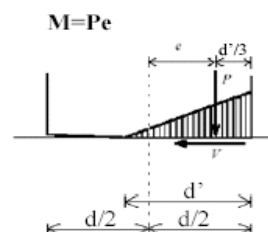
σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale ($= P/lt$, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

Se P è di trazione, $M_u = 0$;

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

Rottura Taglio per Scorrimento

$$V_{u, \text{scorr. sez. parz.}} = d' t \left(c + \mu \frac{N}{d' t} \right) = d t \left(\frac{1.5c + \mu p}{1 + 3 \frac{c \alpha_v}{p}} \right)$$



La verifica a taglio per scorrimento di ciascun elemento strutturale si effettuerà per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vk} / \gamma_M$$

dove:

l' è la larghezza della parte compressa della parete;

t è lo spessore della parete;

f_{vk} è definito al punto 2.3.2.1 del DM 20.11.87, calcolando la tensione normale media (indicata con s_n nel DM citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P / l't$);

Il valore di f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di $1.4 f_{bk}$, dove f_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione dei blocchi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 MPa.

Rottura a Taglio per fessurazione diagonale

La resistenza a taglio di calcolo per fessurazione diagonale un pannello in muratura potrà essere calcolata con la relazione:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

l è la lunghezza del pannello;

t è lo spessore del pannello;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($\sigma_0 = P/lt$, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

f_{td} e τ_{0d} sono rispettivamente i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_{td} = 1.5\tau_{0d}$);

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

5. METODOLOGIE DI ANALISI DI UNA PARETE

La verifica di un intervento locale su una parete in muratura si articola in generale in due distinte fasi, ciascuna delle quali prevede l'utilizzo di due tipologie di analisi differenti. In particolare, in una prima fase sarà possibile utilizzare una metodologia di analisi semplificata, finalizzata ad un semplice predimensionamento dell'intervento e al giudizio di accettabilità dello stesso, in una seconda fase, invece, è necessario eseguire un'analisi rigorosa, che consente di effettuare la verifica dell'intervento, mediante la costruzione di una curva di capacità della parete, che consente di determinare la rigidezza elastica, la resistenza ultima e la duttilità disponibile.

Le analisi della parete vengono eseguite previa applicazione dei carichi gravitazionali, provenienti dai solai e individuati mediante l'utilizzo di opportune aree di influenza, sulla parete oggetto di verifica.

5.1. METODOLOGIA DI ANALISI SEMPLIFICATA - PREDIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO

Nella procedura semplificata ciascuna elevazione della parete viene studiata indipendentemente, trascurando la mutua interazione. Ciascuna elevazione è composta da n pannelli, ciascuno dei quali caratterizzato da un legame elasto-plastico e quindi dai seguenti parametri:

- La rigidezza elastica (K);
- La forza ultima F_u ;
- La duttilità μ , pari al rapporto tra spostamento ultimo δ_u e spostamento al limite elastico δ_y .

5.1.1. MODELLAZIONE DI PANNELLI IN MURATURA

Consideriamo il singolo maschio sottoposto all'azione di una forza orizzontale F e verticale N come in figura:

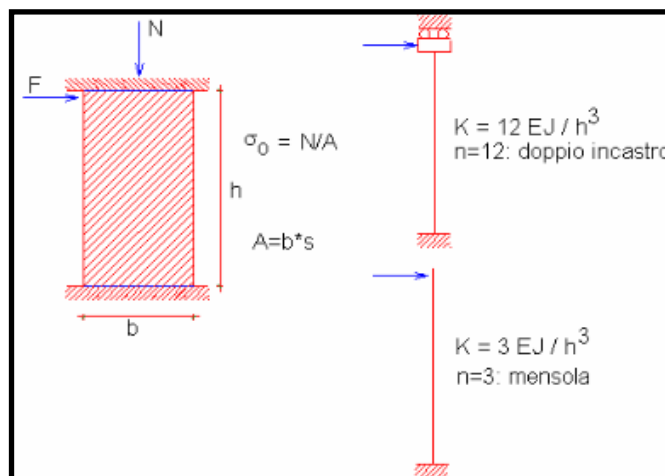


Figura 2. Modellazione di un pannello in muratura.

Ai fini della determinazione della rigidezza elastica del pannello consideriamo, lo spostamento in sommità, componendo la deformazione flessionale e tagliente, è dato dalla:

$$\delta = \delta_M + \delta_T = Fh^3/(nEJ) + \chi Fh/(GA)$$

dove:

$x=1.2$;
 $n=3$ per il caso della mensola;
 $n=12$ per la parete doppiamente incastrata.

La rigidezza alla traslazione del pannello risulta quindi :

$$K=1/[h^3/(nEJ) + 1,2 h / (GA)]$$

Secondo il D.M. 14.1.2008, la deformazione ultima è espressa come drift di piano (percentuale dell'altezza deformabile del maschio pari al 0.4%, nel caso di rottura a taglio, e 0.6-0.8% per rottura a pressoflessione).

Il taglio ultimo (F_u) viene valutato come minimo tra i valori limite di ogni meccanismo di rottura, come descritto al paragrafo precedente.

5.1.2. MODELLAZIONE DI TELAI O CERCHIATURE

In presenza di telai o cerchiature realizzate in calcestruzzo armato o acciaio, ai fini della modellazione semplificata, si considerano i soli montanti considerati agenti in parallelo con i pannelli e trascurando del tutto gli effetti di confinamento (considerati nella metodologia rigorosa). Tali elementi si considerano a rotazione impedita in testa, mentre alla base può essere considerato un vincolo di incastro o di cerniera in funzione della modalità costruttiva. Ai fini della modellazione, analogamente a quanto fatto per i pannelli murari, ai piedritti viene attribuito un legame elasto plastico; di seguito si riportano i criteri per la determinazione della rigidezza iniziale (K), la forza ultima (F_u) e lo spostamento ultimo (δu).

RIGIDEZZA ELASTICA (K)

Nel caso di vincolo ad incastro perfetto del montante, con momento resistente corrispondente al momento di snervamento della sua sezione trasversale,
 La rigidezza alla traslazione del piedritto è espressa da:

$$K = 12 EJ / h^3 \quad (\text{vincolo incastro})$$

$$K = 3 EJ / h^3 \quad (\text{vincolo cerniera})$$

dove:

J = momento d'inerzia della sezione trasversale del piedritto nella direzione della sollecitazione (cioè della forza orizzontale). Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione ugualmente orientata, il momento d'inerzia deve ovviamente essere moltiplicata per 'n';

h = altezza del piedritto.

FORZA LIMITE (F_u)

Il limite elastico dei piedritti viene determinato in funzione del carico verticale N determinato sulla base dei carichi gravitazionali secondo una ripartizione per aree di influenza.

Sia F la forza orizzontale agente in testa al piedritto e M il momento flettente massimo agente, vale la seguente relazione:

$$M = F h / \alpha$$

dove $\alpha=2$ nel caso di vincolo incastro, $\alpha=1$ nel caso di vincolo cerniera

Nel caso di sezioni in acciaio la tensione normale agente nella fibra più sollecitata risulta pari a :

$$\sigma_{\max} = N/A + M/W = N/A + Fh/(\alpha W)$$

dove:

A = area della sezione trasversale del piedritto;

W = modulo di resistenza della sezione del piedritto nella direzione della sollecitazione. Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, il modulo di resistenza deve ovviamente essere moltiplicata per 'n'.

Ponendo la tensione massima pari alla tensione di snervamento del materiale f_{yd} , si ottiene la seguente espressione:

$$N/A + F_u h/(\alpha W) = f_{yd}$$

La forza ultima del piedritto risulta pertanto:

$$F_u = \left(f_{yd} - \frac{N}{A} \right) \cdot \frac{\alpha W}{h}$$

Nell'espressione precedente si prescinde da fenomeni di instabilità, poiché nella pratica la membratura in c.a. o in acciaio sono collegati alla muratura con vincoli diffusi lungo il perimetro.

Inoltre se si trascura lo sforzo normale agente sui piedritti, in genere sensibilmente inferiore rispetto al corrispondente valore ultimo, si ottiene:

$$F_u = 2W f_{yd} / h$$

Nota la rigidezza e la forza ultima, lo spostamento al limite elastico è dato dalla seguente espressione:

$$\delta_{el} = F_u / K$$

Per i piedritti in cemento armato il momento ultimo (M_u) può essere determinato imponendo il diagramma limite di deformazione che porta a rottura le barre di armatura o a schiacciamento il calcestruzzo.

$$M_u = f(N, A_s, \sigma_c, \varepsilon_c, \varepsilon_{yd})$$

La forza ultima può essere espressa secondo la formula:

$$F_u = \alpha M_u / h$$

SPOSTAMENTO ULTIMO (δ_u)

Nel caso di piedritti in acciaio si può considerare un comportamento infinitamente duttile. Nel caso di piedritti in c.a. invece il limite ultimo degli spostamenti viene determinato come:

$$\delta_u = \theta_u / h$$

Con θ_u la rotazione alla corda limite a rottura, determinata secondo le espressioni C8A.6.1 o C8A.6.5 contenute nelle NTC 2008.

5.1.3. COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITÀ MEDIANTE ANALISI PUSHOVER SEMPLIFICATA

Il comportamento strutturale di una parete, costituita da più maschi in parallelo, è correlato da quello dei singoli maschi. Sotto l'azione di una forza orizzontale, agente globalmente, la parete presenta uno spostamento comune a tutti i maschi. Ognuno di essi reagisce con una forza dipendente dalla propria rigidezza alla traslazione. Pertanto, il diagramma Forza-Spostamento della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascuno dei maschi, come riportato in figura:

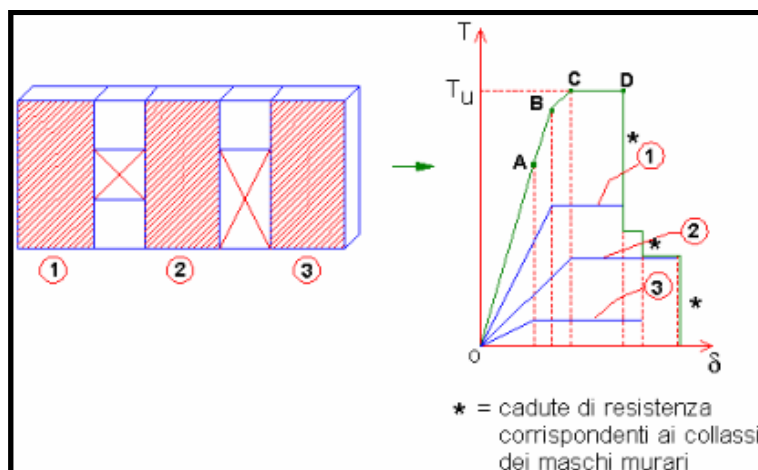


Figura 3. Costruzione della curva di capacità, mediante analisi semplificata.

Si faccia riferimento alla curva pushover in figura 3, costruito per il caso esemplificativo di 3 maschi. Supponiamo che i singoli diagrammi Forza-Spostamento dei maschi siano quelli riportati in figura, si vuole costruire il diagramma complessivo che descrive il comportamento della parete, procedendo come di seguito riportato:

- Fino al punto A si sommano i contributi resistenti elastici dei tre maschi. La fine della fase elastica è determinata dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n.3.
- Il punto B è caratterizzato dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n.1;
- Il punto C è determinato dal raggiungimento del limite elastico del maschio n.2;
- Successivamente, inizia un tratto orizzontale (fase perfettamente plastica): la forza corrispondente è la massima sviluppabile dalla parete nel suo complesso, ed è quindi la resistenza ultima della parete stessa;
- Il tratto orizzontale termina nel punto D, dove viene a mancare il contributo del maschio n.1, giunto a rottura;
- Proseguendo oltre questo punto, il diagramma presenta scalini corrispondenti alle successive cadute di resistenza degli altri due maschi.

5.1.4. LIMITI DELL'ANALISI SEMPLIFICATA

Nonostante l'analisi semplificata presenti dei pregi, in quanto consente lo studio della parete singola, ubicata alla base di una struttura o ad un certo piano di essa, questo metodo di analisi può essere

utilizzato solo come metodo di validazione dei calcoli e per il predimensionamento delle cerchiature, presentando invece dei limiti evidenti come metodo di verifica dell'intervento stesso.

In particolare, i pregi di questo metodo di analisi sono:

1. Semplicità nello studio e controllo del modello, grazie all'analisi e verifica dei soli maschi murari ed eventuali cerchiature metalliche o in c.a., messe in parallelo tra di loro, con un orizzontamento infinitamente rigido o flessibile.
2. Costruzione manuale (o con foglio di calcolo) della curva di capacità, mediante una analisi pushover semplificata, grazie alla costruzione di singoli e semplici diagrammi forza-spostamento bilineari, o al più trilineari e alla loro composizione.
3. Facile determinazione dei parametri necessari per effettuare la verifica.

Di contro, i limiti del modello semplificato sono da ricercarsi anche in relazione alle prescrizioni delle linee guida regionali per gli interventi locali, e precisamente:

1. Il modello della parete deve estendersi da terra a cielo, tenendo conto della distribuzione di aperture, maschi e carichi sotto e sopra la parete oggetto di verifica. Pertanto, è opportuno utilizzare un modello a telaio equivalente o a macroelementi;
2. L'orizzontamento rigido (shear-type) sopra i maschi non permette di far variare lo sforzo normale sugli stessi, durante il processo di applicazione incrementale della forza orizzontale, e falsa i meccanismi di collasso;
3. Non viene considerata la presenza di fasce di piano, cordolate o meno, con la loro rigidità, resistenza e duttilità;
4. Nel caso di interventi di cerchiatura, i maschi e i telai di cerchiatura sono messi in parallelo e quindi viene trascurata completamente l'interazione tra la parete e la cerchiatura e l'effetto di confinamento del c.a. sulla muratura;
5. Non si tiene conto della possibile rottura dei pannelli nodali, spesso verificata in caso di cerchiature molto rigide e resistenti.

5.2. ANALISI DI VERIFICA DELL'INTERVENTO

L'analisi consiste nel determinare le curve di capacità dell'intera parete, considerata da "terra a cielo", sia nello stato di fatto e nello stato di progetto. Essa viene condotta in modo analogo a quanto previsto per il calcolo globale dell'intero edificio. Determinata la curva di capacità della parete, l'obiettivo è quello di ricavarne la rigidità elastica, la resistenza ultima e la duttilità disponibile. Il dettaglio delle operazioni di verifica da eseguire verranno esposte nel capitolo che segue e applicate al caso di studio, riportato al capitolo 7.

6. VERIFICA DEGLI INTERVENTI LOCALI

Il primo passo della procedura di verifica consiste nel svolgere due analisi push-over della parete: una nella situazione dello stato di fatto e una nello stato di progetto. Le curve di capacità del sistema reale vengono quindi approssimate mediante il sistema bilineare equivalente, sul quale vengono determinati i parametri necessari ai fini della verifica:

- K_F , K_P rigidità elastica nello stato di fatto e nello stato di progetto;
- F_{UF} , F_{UP} resistenza ultima nello stato di fatto e nello stato di progetto;
- U_{rF} , U_{rP} spostamento ultimo nello stato di fatto e nello stato di progetto.

Occorre verificare che:

a) La rigidezza nello stato di progetto sia compresa tra l'85% e il 115% della rigidezza nello stato di fatto:

$$0.85 \cdot K_F \leq K_P \leq 1.15 \cdot K_F$$

b) La resistenza e la capacità di spostamento nello stato di progetto risultino non inferiori dei rispettivi valori nello stato di fatto:

$$F_{U,F} \leq F_{U,F}$$

$$U_{r,F} \leq U_{r,F}$$

OSSERVAZIONI

Nella verifica di un intervento locale bisogna prestare particolare attenzione nel caso in cui vi sia la presenza di solai rigidi. In questo caso, infatti, le modifiche sulla rigidezza di una parete possono generare delle modifiche significative nel comportamento globale. Nel caso contrario invece, se l'orizzontamento che collega la parete, oggetto di intervento, con la restante struttura è di tipo flessibile, la variazione di rigidezza registrata nella parete, dal modello piano, condiziona le altre pareti in misura inferiore, e quindi è più semplice contenere la verifica di sicurezza, rientrando entro i limiti della verifica locale.

Nel caso in cui la posizione della parete modellata non sia vincolata a terra, ma costituisce una parte in elevazione dell'intera parete, o nei casi in cui non sia comunque possibile modellare l'intera parete da "terra a cielo", se è stata eseguita un'analisi semplificata, descritta nel paragrafo precedente, per il calcolo della PGA_{CLV} occorre tenere conto della posizione in elevazione della parete, applicando un adeguato fattore di amplificazione, seguendo le formule proposte dalle NTC (secondo le ipotesi standard del metodo POR).

La parete può infatti essere posta ad un qualunque piano dell'edificio. Occorre pertanto definire una metodologia idonea a considerare la deformabilità della struttura sottostante, che si traduce in un'amplificazione dell'accelerazione al suolo.

Nelle formule dell'accelerazione spettrale, per le strutture che interessano una porzione della costruzione poste ad una certa quota, la $PGA_{(SLV)} = ag \cdot S_S \cdot S_T$ è sostituita da: $Se(T1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma$ dove:

$T1$ è il primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione esaminata, posto pari a: $0.05 \cdot H^{0.75}$ essendo H l'altezza del fabbricato $\psi(Z) = Z/H$ dove Z è l'altezza rispetto alla fondazione della quota di base della parete;

γ è il coefficiente di partecipazione modale, che può essere assunto pari a $3N/(2N+1)$, con N =numero di piani dell'edificio.

Pertanto, conformemente alle indicazioni normative, se la parete è posta al piano i -esimo a di sopra della quota terreno, l'accelerazione al suolo viene amplificata ed il termine $(ag \cdot S)$ viene sostituito da: $Se(T1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma$.

E' quindi possibile definire un fattore amplificativo F dato da:

$$F = [Se(T1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / (ag \cdot S)]$$

Pertanto la PGA reale si ottiene dalla PGA al suolo dividendola per il fattore F .

7. CASO DI STUDIO: RAFFORZAMENTO LOCALE DI UNA PARETE

Nel presente capitolo si riporta un esempio tratto da un caso reale di intervento locale su una parete, all'interno della quale vengono ampliate due aperture al piano terra. Tale intervento, che potrebbe rappresentare un indebolimento strutturale, viene accompagnato dalla realizzazione di cerchiature sulle aperture e dal rinforzo dei maschi del piano terra.

7.1. DESCRIZIONE DELLA PARETE NELLO STATO DI FATTO

DATI GENERALI DELL'OPERA

- Livello di conoscenza : LC1
- Sito di costruzione : Regione Abruzzo; Comune dell'Aquila (42° 21' 59" N 13° 22' 00" N)
- PGA (10% in 50 anni) : 0.2606 g
- Tipo di costruzione : ordinaria
- Classe d'uso : II
- vita nominale : 50 anni
- Coefficiente d'uso : 1,00
- Categoria di suolo : C
- Condizione topografica : T1

STATI LIMITE CONSIDERATI

Dati generali											
Ubicazione sito											
Vita utile della struttura/Fattore di importanza											
Suolo											
Smorzamento											
Stati limite											
Stato limite	P [%]*	T _r	PGA	F ₀	T [*]	η	S	T _B	T _C	T _D	Note
SLO	81	30	0.0788	2.4	0.27	1	1.8	0.146	0.437	1.92	
SLD	63	50	0.104	2.33	0.28	1	1.8	0.149	0.448	2.02	
SLV	10	474	0.261	2.36	0.35	1	1.6	0.173	0.52	2.64	
SLC	5	974	0.334	2.4	0.36	1	1.46	0.177	0.53	2.94	Stato Ultimo

(*) Probabilità di occorrenza dell'azione sismica per lo stato limite considerato in un tempo pari alla vita utile della struttura

Stato Limite: SLV

Modifica la richiesta
 Modifica la capacità
 Non includere nelle verifiche
 Elimina

Riduzione del taglio alla base al 80%, Stato limite superiore

Blocca a default


Aggiungi


Spettri


CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA– LC1 →FC=1.35


Parametri meccanici	Valore minimo	Valore medio	Valore massimo	Valore base	Coefficiente correttivo	FC	Valore di calcolo
Modulo di elasticità normale, E	1200	1500	1800	1200 MPa	1		1200 MPa
Modulo di elasticità tangenziale, G	400	500	600	400 MPa	1		400 MPa
Resistenza a compressione, fm	240	320	400	240 N / cm ²	1	1.35	177.778 N / cm ²
Resistenza a taglio, tau0	6	7.6	9.2	6 N / cm ²	1	1.35	4.4444 N / cm ²
Peso specifico, w		18					18 kN / m ³


Coefficienti correttivi applicabili


 Malta buona (1.5)

 Giunti sottili (1.5)


 Connessioni trasversali (1.3)

 Nucleo scadente e/o ampio (0.7)

 Iniezioni di miscela leganti (1.5)

 Intonaco armato (1.5)


Coefficienti correttivi non applicabili



Ricorsi o listature

[Maggiori informazioni](#)

Tipologia




Mattoni pieni

Muratura in mattoni pieni e malta di calce

☒ Valutazione automatica dei coefficienti correttivi

CARATTERISTICHE DEL CLS DI CORDOLI/ARCHITRAVI– LC1 →FC=1.35

☐ Calcestruzzo nuovo
 ☒ Calcestruzzo esistente

Unità di misura  Secondo Normativa ▾

Tipo di calcestruzzo

Livello di conoscenza

Coeff. di sicurezza parziale per fc **1.5**


Rc medio provini

Parametri meccanici	Valore di calcolo
Modulo di elasticità normale, E	25612.7 MPa
Coefficiente di Poisson, ν	0.2
Resistenza a compressione, fc	10.4519 MPa
Resistenza a trazione, fct	1.01226 MPa
Deformazione ε _{c0}	0.002
Deformazione ultima a compressione	0.0035
Peso specifico, w	25 kN / m ³

CARATTERISTICHE DELL'ACCIAIO DI CORDOLI/ARCHITRAVI - LC1 → FC=1.35

☐ Acciaio nuovo
☒ Acciaio esistente

☒ Acciaio per calcestruzzo armato
☐ Acciaio per carpenteria metallica

Unità di misura
 Secondo Normativa ▼

Tipo di acciaio
 Fe B 38 k

Livello di conoscenza
 LC-1

Coefficiente di sicurezza parziale (solo per le verifiche di resistenza)
 $\gamma = 1.15$
 Da normativa Imposta a 1

Parametri meccanici	Valore di calcolo
Modulo di Elasticità, E	210000 MPa
Coefficiente di Poisson, ν	0.2
Tensione di Snervamento, f_y	27777.8 N / cm ²
Deformazione Ultima, ϵ_u	0.01
Peso Specifico, w	78.5 kN / m ³

CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI IN C.A

Cordolo in c.a (dimensioni): 30x20 cm

Armatura longitudinale: 3+3 Φ 14

Armatura trasversale: Φ 8/15 cm

Generale | Dimensioni | **Armatura** | Caratteristiche di base | Caratteristiche avanzate

Immettere il numero e il tipo di barre di armatura per ogni posizione
 P. es., per immettere 2 barre da 20 e 4 da 14 digitare 2f20+4f14

Posizione	Armatura in barre	Area
Armatura inferiore	3 Φ 14	4.618 cmq
Armatura superiore	3 Φ 14	4.618 cmq
Armatura di parete sinistra		--
Armatura di parete destra		--

Staffe

☒ Immettere diametro, passo e numero di bracci delle staffe.

Diametro Φ 8 Passo 0.15 m

Numero bracci orizzontali 2 Numero bracci verticali 2

Cordolo in c.a (dimensioni): 30x30 cm

Armatura longitudinale: 3+3 Φ 14-1+1 Φ 14 di parete

Armatura trasversale: Φ 8/15 cm

Generale | Dimensioni | Armatura | Caratteristiche di base | Caratteristiche avanzate

Immettere il numero e il tipo di barre di armatura per ogni posizione
P. es., per immettere 2 barre da 20 e 4 da 14 digitare 2f20+4f14

Posizione	Armatura in barre	Area
Armatura inferiore	3 Φ 14	4.618 cmq
Armatura superiore	3 Φ 14	4.618 cmq
Armatura di parete sinistra	1 Φ 14	1.539 cmq
Armatura di parete destra	1 Φ 14	1.539 cmq

Staffe

☒ Immettere diametro, passo e numero di bracci delle staffe.

Diametro Φ 8 Passo 0.15 m

Numero bracci orizzontali 2 Numero bracci verticali 2

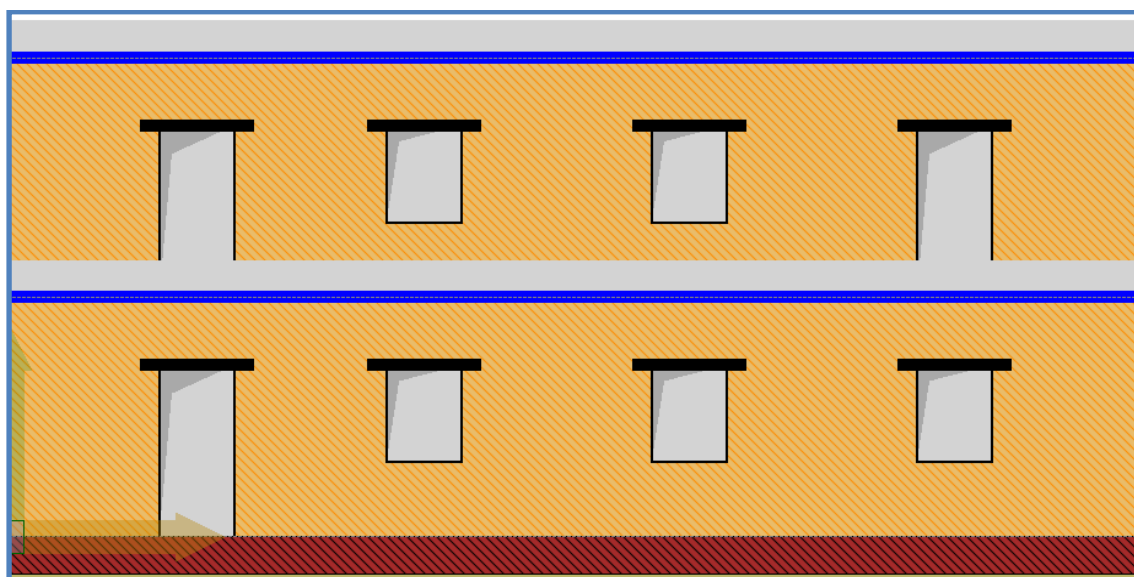
CARICHI SULLA PARETE PROVENIENTI DAI SOLAI

Solaio abitazione

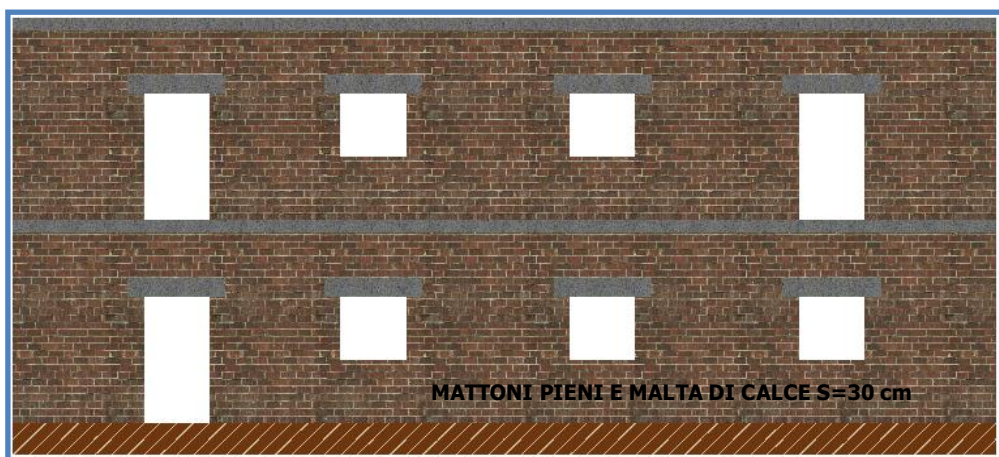
PP SOLAIO	Permanenti Strutturali		1400	kgf / m		
PERM SOLAIO	Permanenti Non Strut...		1000	kgf / m		Psi0=1; Psi1=1; Psi2=1; P...
VARIABILE CAT A	Variabili		1000	kgf / m	A. Ambienti ad uso re...	Psi0=0.7; Psi1=0.5; Psi2=0

Solaio copertura

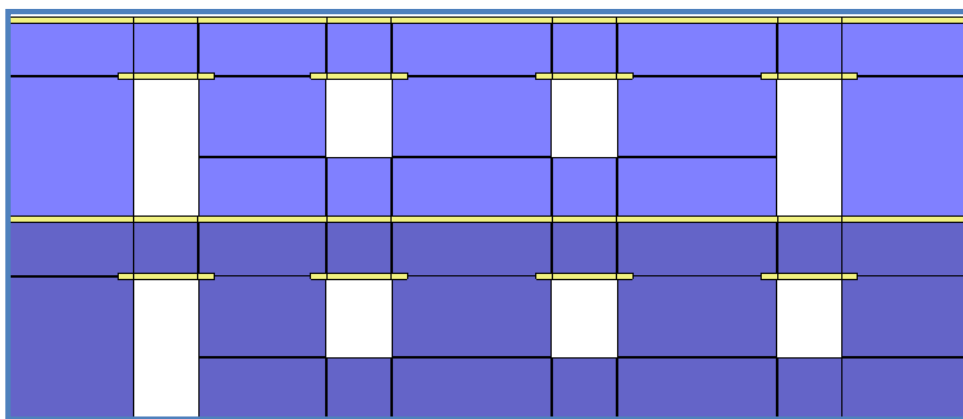
PP SOLAIO	Permanenti Strutturali		1400	kgf / m		
PERM SOLAIO	Permanenti Non Strut...		750	kgf / m		Psi0=1; Psi1=1; Psi2=1; P...
VAR CAT H	Variabili		250	kgf / m	H. Coperture	Psi0=0; Psi1=0; Psi2=0; P...
NEVE	Variabili		900	kgf / m	Neve (a quota \leq 1000...	Psi0=0.5; Psi1=0.2; Psi2=0



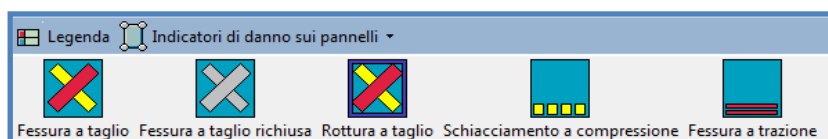
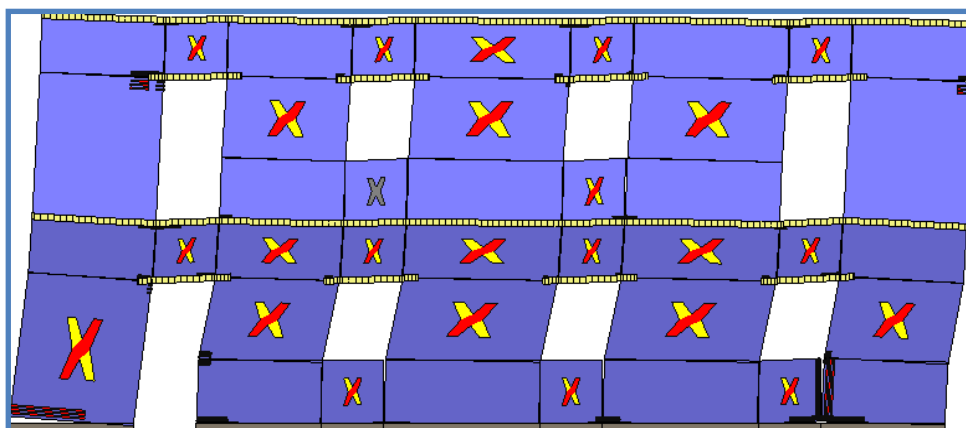
MODELLO SOLIDO TRIDIMENSIONALE



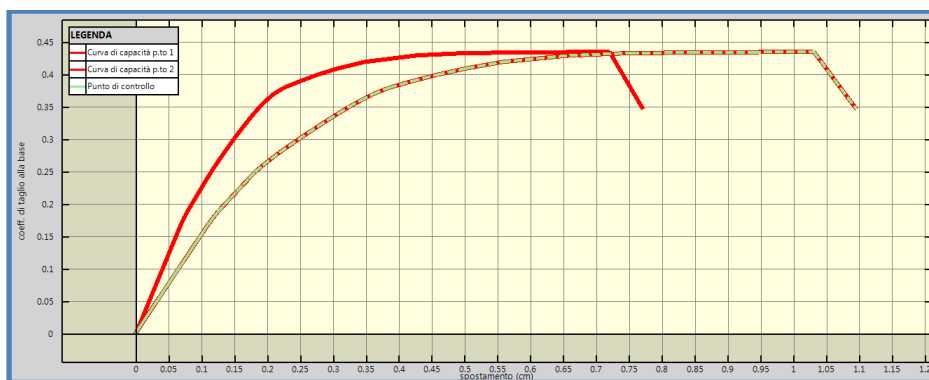
MODELLO COMPUTAZIONALE



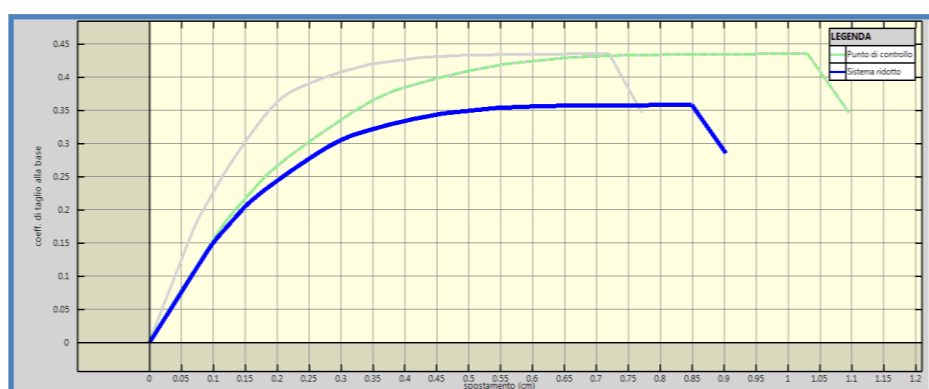
PUSHOVER DIR X MASSA



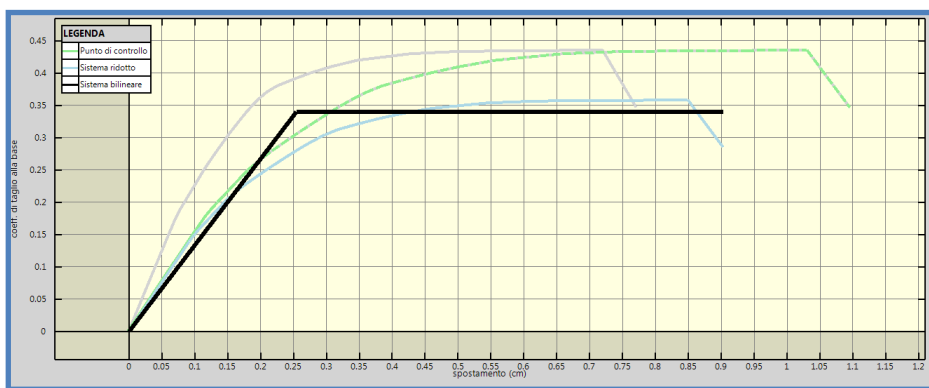
Quadro fessurativo nel punto di capacità strutturale (SLV)



Curva di capacità al variare dei punti di controllo - MGDL



Curva di capacità del sistema ridotto – 1GDL



Sistema bilineare equivalente

Forma Phi proporzionale alla quota e alla massa Scegli forma...

Fattore Gamma: Massa efficace:

Selezionare un punto di modello nell'elenco per impostare eventuali masse aggiunte

Punto modello	Quota	Massa	Spostamento
1	3.2 m	67984.1 Kg	0.535
2	6.4 m	59021.1 Kg	1

Coefficiente di riduzione dal sistema a M-GDL a 1-GDL

Parametro	Valore
Risultati Analisi Pushover	
Taglio alla base massimo, V_b	542778 N
Peso sismico, W	1245540 N
Coefficiente di taglio alla base massimo, $C_b = V_b/W$	0.435777
Spostamento massimo del punto di controllo	0.0109521 m

Risultati analisi pushover

Dati del Sistema Bilineare Equivalente	
Massa efficace	95412 Kg
Rigidezza efficace	166436000 N / m
Periodo efficace	0.150438 s
Spostamento di snervamento	0.00254374 m
Spostamento ultimo	0.00902674 m
C_b ultimo	0.3399099
Duttilità disponibile	3.548604
Fattore di struttura, q	2.469252

Dati del sistema bilineare equivalente

Risultati della stima	
Parametro	Valore
Stato Limite	
Definizione dello stato limite	SLV
Capacità del Sistema	
Periodo del sistema bilineare, T^*	0.1504 s < 0.5196 s (sistema rigido)
Spostamento accettabile allo stato limite (capacità)	0.903 cm 
Richiesta del Sisma	
Spettro di progetto	Da normativa
PGA richiesta allo stato limite	0.261 g
Spostamento massimo elastico richiesto, d_{max}^*	0.425 cm
Fattore di struttura, q^*	1.672
Spostamento massimo richiesto, d_{max}^*	0.845 cm 
Stima della Vulnerabilità Sismica del Sistema	
Passo dell'analisi a cui si raggiunge d_{max}^*	48 su 50 (contr. spostamento)
 Fattore di sicurezza	106.9%

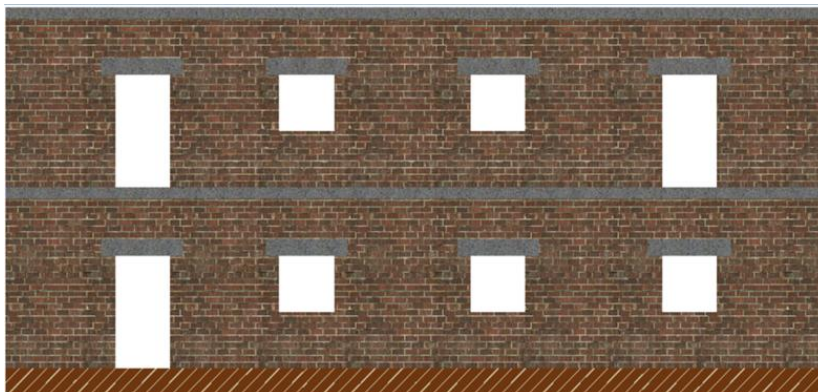
Stima della Vulnerabilità Sismica

RIEPILOGO PARAMETRI DI ANALISI				
RISULTATI STATO DI FATTO				
<i>RIGIDEZZA PARETE [KN/m]</i>	<i>RESISTENZA MAX [KN]</i>	<i>CAPACITA DI SPOSTAMENTO [cm]</i>	<i>PGA_{CLV} [g]</i>	<i>IR,min</i>
<i>166436</i>	<i>543</i>	<i>0.903</i>	<i>0.271</i>	<i>1.040</i>
Qualsiasi intervento sulla parete in oggetto deve rispettare i seguenti requisiti, affinché l'intervento possa essere considerato "intervento locale" e non di miglioramento sismico:				
REQUISITI RICHIESTI ALLO STATO DI PROGETTO				
<i>141470KN/m <RIGIDEZZA SP <191415 KN/m</i>			<i>RESISTENZA SP> 543 KN</i>	
<i>CAPACITA DI SPOSTAMENTO SP>0.903 cm</i>			<i>PGA_{CLV} - SP>0.271g</i>	

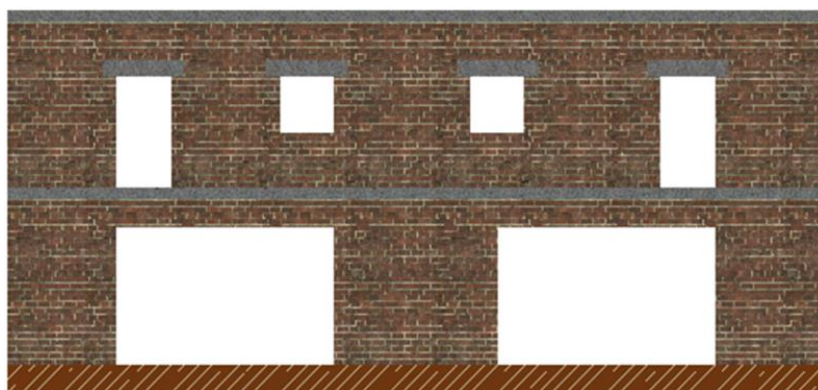
7.2. INTERVENTO DI PROGETTO

L'intervento che si vuole realizzare sulla parete consiste nella esecuzione di due porte garage al piano terra di dimensioni 400x250 cm. Si prevede in particolare:

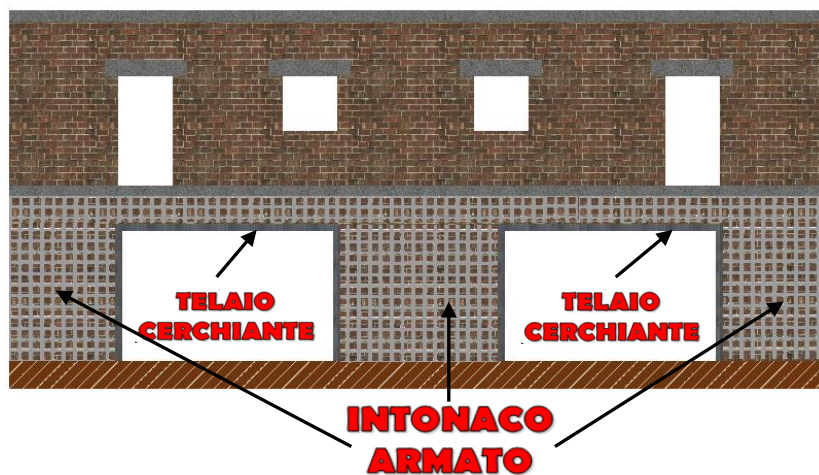
- La demolizione di parte di muratura in alcune zone e di ricostruzione della stessa in altre;
- L'inserimento di due telai cerchianti e il consolidamento della muratura restante al piano terra, con intonaco armato, posto su entrambi i lati. Per la scelta dei telai cerchianti si sono fatte due ipotesi di rinforzo, la prima utilizzando elementi in c.a. e la seconda con elementi in acciaio.



Stato di fatto



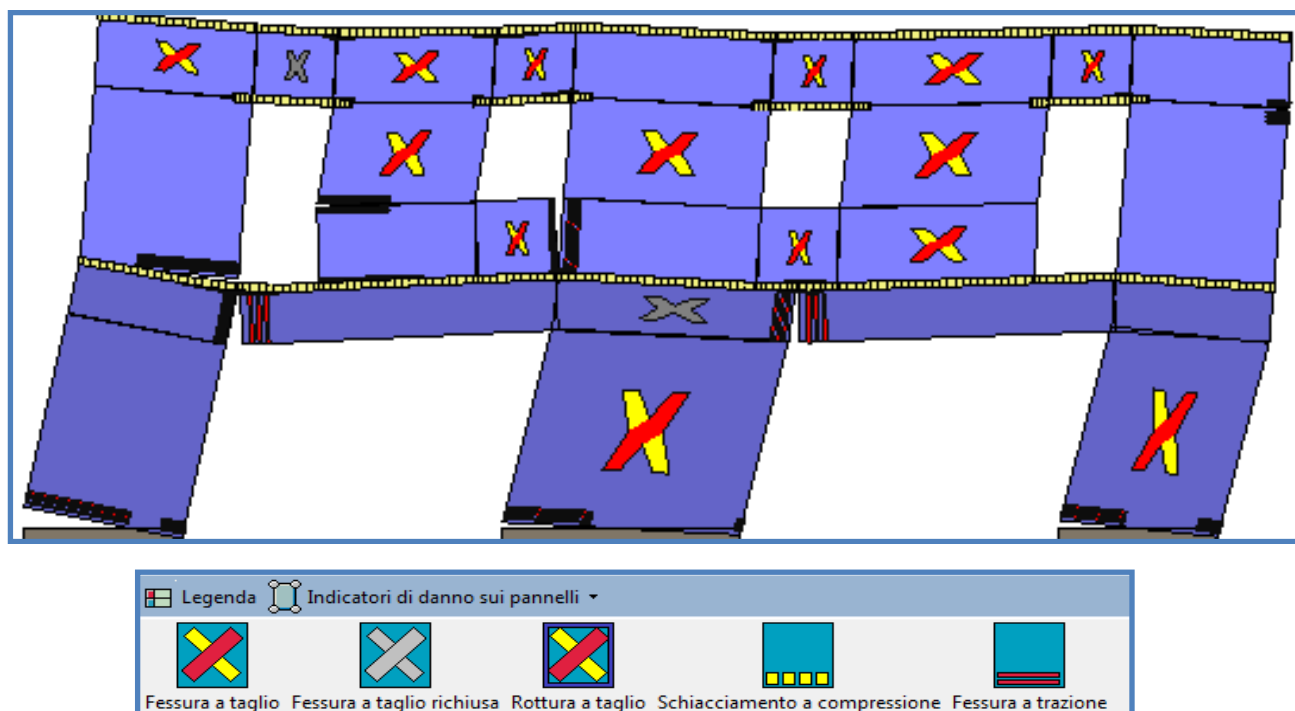
Intervento da realizzare (stato di progetto)



Intervento di rafforzamento locale –cerchiatura delle aperture e intonaco armato (stato di progetto)

7.2.1. ANALISI DELLA PARETE SENZA RINFORZI

Al fine di evidenziare l'influenza, sul comportamento della parete, dell'intervento di allargamento delle aperture, le prime analisi vengono condotte in assenza di rinforzi e cerchiature.




Quadro fessurativo nel punto di capacità strutturale (SLV)

Parametro	Valore
Risultati Analisi Pushover	
Taglio alla base massimo, V_b	438727 N
Peso sismico, W	1157520 N
Coefficiente di taglio alla base massimo, $C_b = V_b/W$	0.379024
Spostamento massimo del punto di controllo	0.0196417 m

Risultati analisi pushover

Dati del Sistema Bilineare Equivalente	
Massa efficace	88522.5 Kg
Rigidezza efficace	82139500 N / m
Periodo efficace	0.206267 s
Spostamento di snervamento	0.00417463 m
Spostamento ultimo	0.0163652 m
C_b ultimo	0.2962389
Duttilità disponibile	3.92015
Fattore di struttura, q	2.615397

Sistema bilineare equivalente

Parametro	Valore
Stato Limite	
Definizione dello stato limite	SLV
Capacità del Sistema	
Periodo del sistema bilineare, T^*	0.2063 s < 0.5196 s (sistema rigido)
Spostamento accettabile allo stato limite (capacità)	1.64 cm
Richiesta del Sisma	
Spettro di progetto	Da normativa
PGA richiesta allo stato limite	0.261 g
Spostamento massimo elastico richiesto, d_{max}^*	0.865 cm
Fattore di struttura, q^*	2.072
Spostamento massimo richiesto, d_{max}^*	1.54 cm
Stima della Vulnerabilità Sismica del Sistema	
Passo dell'analisi a cui si raggiunge d_{max}^*	44 su 46 (contr. spostamento)
 Fattore di sicurezza	105.9%

Stima della Vulnerabilità Sismica

RIEPILOGO PARAMETRI DI ANALISI				
RISULTATI STATO DI FATTO				
RIGIDEZZA PARETE [KN/m]	RESISTENZA MAX [KN]	CAPACITA DI SPOSTAMENTO [cm]	PGA_{CLV} [g]	IR_{min}
166436	543	0.903	0.271	1.040
RISULTATI STATO DI PROGETTO SENZA INTERVENTI DI RINFORZO				
RIGIDEZZA PARETE [KN/m]	RESISTENZA MAX [KN]	CAPACITA DI SPOSTAMENTO [cm]	PGA_{CLV} [g]	IR_{min}
82140	439	1.64	0.271	1.042
VARIAZIONI				
-50.6 %	-19.2%	+55.00	0	0

Come si evince dai risultati sopra riportati, la realizzazione delle due grandi aperture del piano terra, senza il rinforzo della muratura restante, nè il confinamento delle aperture stesse, mediante cerchiature, comporta una variazione in termini di rigidezza e resistenza (rigidezza -50.6% ; resistenza -19.2%) nettamente superiore ai limiti ammessi, per poter considerare l'intervento come locale. L'unico parametro che rispetta i limiti è la duttilità disponibile, dato che la capacità di spostamento della parete, nella condizione modificata, risulta maggiore della capacità di spostamento originaria.

In definitiva, se l'intervento si fosse limitato al solo allargamento delle aperture, avremmo dovuto procedere alla verifica globale dell'intero edificio, non potendo rispettare i limiti ammessi, affinché l'intervento possa essere definito come "locale".

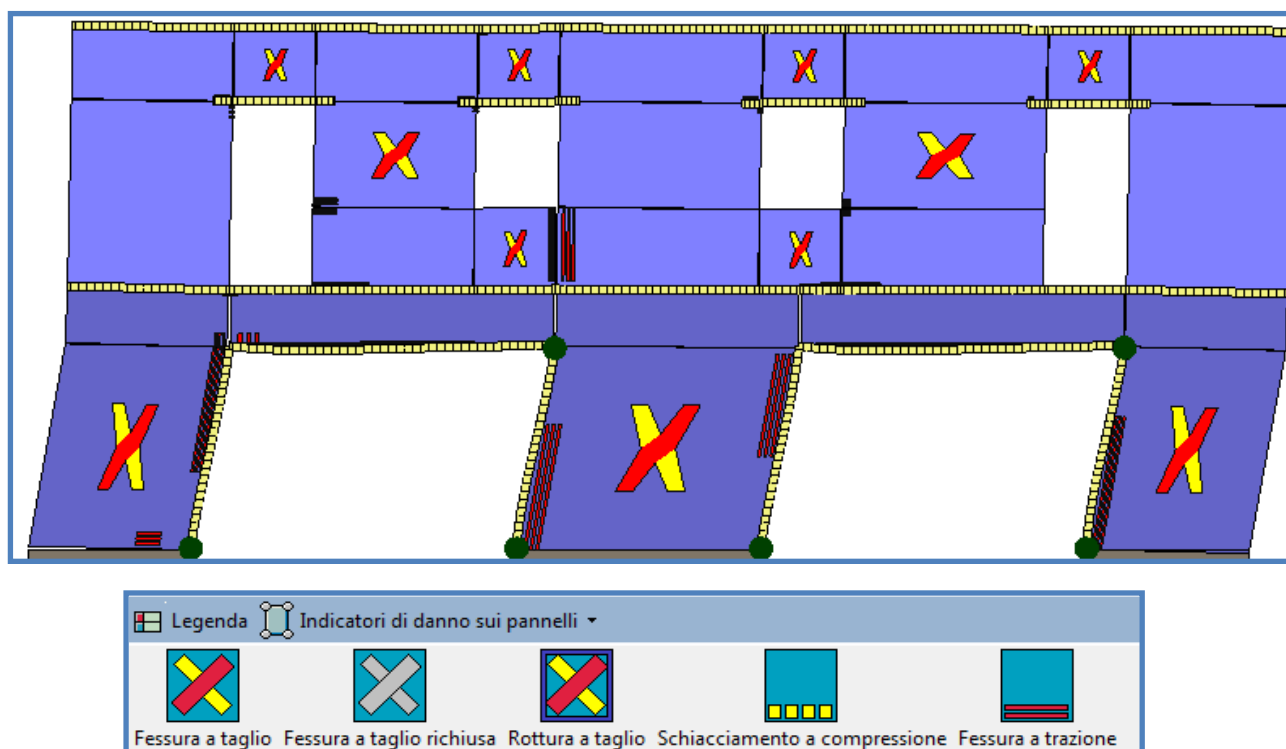
7.2.2. PRIMA IPOTESI DI RINFORZO: INSERIMENTO DI CERCHIATURE IN C.A. E RINFORZO DEI MASCHI MURARI AL PIANO TERRA

Nel presente paragrafo viene analizzata la parete a seguito dell'inserimento di cerchiature in c.a. e il rinforzo dei maschi murari al piano terra, al fine di recuperare la rigidezza e la resistenza perse a seguito della variazione della geometria della parete.

I telai cerchianti in c.a. hanno le seguenti caratteristiche meccaniche e geometriche:

- Sezioni 30x25 sia per i piedritti che l'architrave;
- Materiali da c.a. costituiti da calcestruzzo di classe C20/25 e acciaio tipo B450C.
- Armature delle sezioni costituite da 4+4Φ14 per i ferri longitudinali e 1+1 Φ 14 per i ferri di parete, e staffe trasversali Φ 8/10 cm.

Il rinforzo dei maschi murari al piano terra è realizzato con intonaco armato su ambo le facce. Con tale intervento le caratteristiche meccaniche della muratura, sia in termini di resistenza che di deformabilità, vengono amplificate di un fattore pari a 1.50.




Quadro fessurativo nel punto di capacità strutturale

Parametro	Valore
Risultati Analisi Pushover	
Taglio alla base massimo, V_b	581204 N
Peso sismico, W	1181900 N
Coefficiente di taglio alla base massimo, $C_b = V_b/W$	0.491756
Spostamento massimo del punto di controllo	0.0116117 m

Risultati analisi pushover

Dati del Sistema Bilineare Equivalente	
Massa efficace	91127.8 Kg
Rigidezza efficace	175950000 N / m
Periodo efficace	0.142992 s
Spostamento di snervamento	0.00254184 m
Spostamento ultimo	0.00962392 m
Cb ultimo	0.378406
Duttilità disponibile	3.786204
Fattore di struttura, q	2.563671

Sistema bilineare equivalente

Parametro	Valore
Stato Limite	
Definizione dello stato limite	SLV
Capacità del Sistema	
Periodo del sistema bilineare, T*	0.143 s < 0.5196 s (sistema rigido)
Spostamento accettabile allo stato limite (capacità)	0.962 cm
Richiesta del Sisma	
Spettro di progetto	Da normativa
PGA richiesta allo stato limite	0.261 g
Spostamento massimo elastico richiesto, demax*	0.374 cm
Fattore di struttura, q*	1.471
Spostamento massimo richiesto, dmax*	0.689 cm
Stima della Vulnerabilità Sismica del Sistema	
Passo dell'analisi a cui si raggiunge dmax*	48 su 52 (contr. forza)
 Fattore di sicurezza	139.6%

Stima della Vulnerabilità sismica

RIEPILOGO PARAMETRI DI ANALISI				
RISULTATI STATO DI FATTO				
RIGIDEZZA PARETE[KN/m]	RESISTENZA MAX [KN]	CAPACITA DI SPOSTAMENTO [cm]	PGA_{CLV} [g]	IR_{min}
166436	543	0.903	0.271	1.040
RISULTATI STATO DI PROGETTO CON INTERVENTI DI RINFORZO LOCALI				
RIGIDEZZA PARETE[KN/m]	RESISTENZA MAX [KN]	CAPACITA DI SPOSTAMENTO [cm]	PGA_{CLV} [g]	IR_{min}
175950	581	0.962	0.313	1.201
VARIAZIONI				
+5.40 %	+6.54%	+6.13	>	>

Come si può osservare, l'intervento realizzato mediante cerchiature in c.a, abbinato al rafforzamento dei muri del piano terra con intonaco armato, soddisfa tutte le prescrizioni delle NTC 2008 e delle Linee guida Regionali, **pertanto, l'intervento così concepito può essere considerato rafforzamento locale e non modifica in modo significativo il comportamento globale dell'edificio sotto azioni sismiche.**

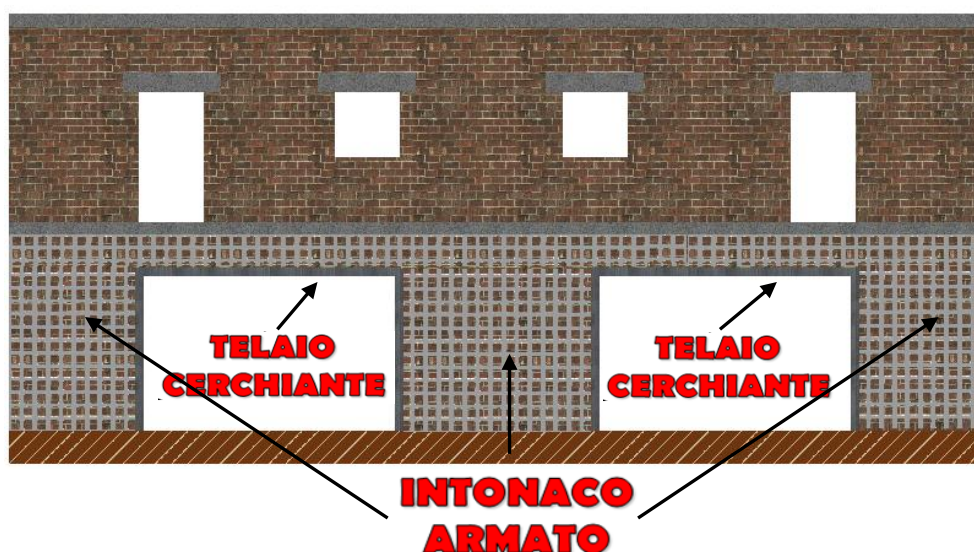
7.2.3. SECONDA IPOTESI DI RINFORZO: INSERIMENTO DI CERCHIATURE IN ACCIAIO E RINFORZO DEI MASCHI MURARI AL PIANO TERRA.

In questa seconda ipotesi di rinforzo, viene previsto:

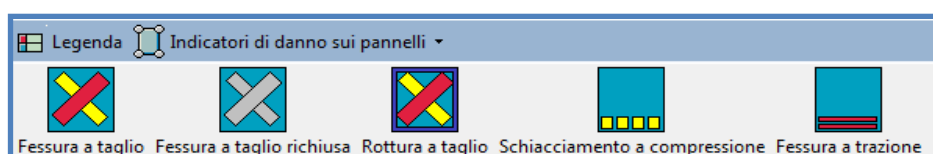
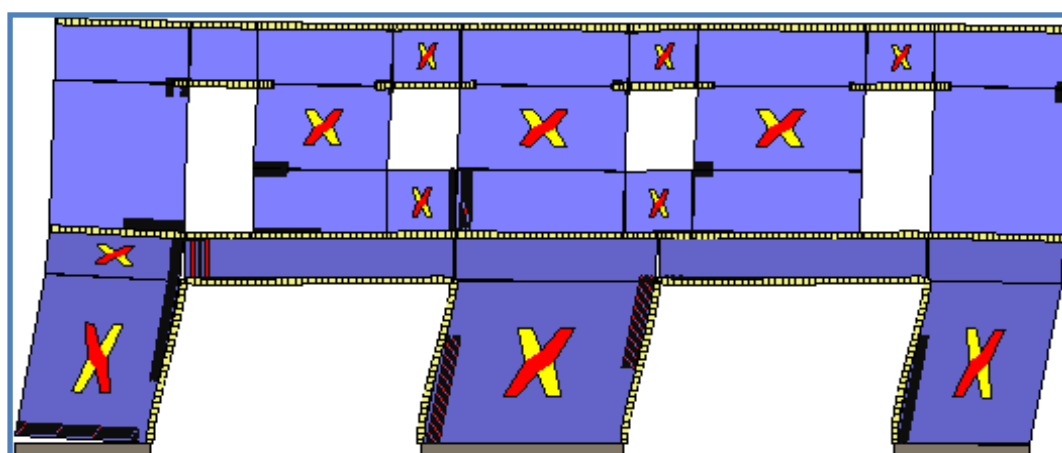
1- l'inserimento di due telai cerchianti in acciaio aventi le seguenti caratteristiche meccaniche e geometriche:

- Sezioni in acciaio tipo HEA 140 accoppiati lungo lo spessore;
- Acciaio da carpenteria e del tipo S275.

2- il rinforzo dei maschi murari al piano terra con intonaco armato su ambo le facce. Con tale intervento le caratteristiche meccaniche della muratura sia di resistenza che deformabilità vengono amplificate di un fattore 1.5.



Intervento di rafforzamento locale –cerchiatura in acciaio + intonaco armato



Quadro fessurativo nel punto di capacità strutturale (SLV)

Risultati Analisi Pushover

Taglio alla base massimo, V_b	582643 N
Peso sismico, W	1163930 N
Coefficiente di taglio alla base massimo, $C_b = V_b/W$	0.500581
Spostamento massimo del punto di controllo	0.0127617 m

*Risultati analisi pushover***Dati del Sistema Bilineare Equivalente**

Massa efficace	89203.2 Kg
Rigidezza efficace	159288000 N / m
Periodo efficace	0.148689 s
Spostamento di snervamento	0.00267843 m
Spostamento ultimo	0.0106189 m
C_b ultimo	0.3665529
Duttilità disponibile	3.9646
Fattore di struttura, q	2.632338

*Sistema bilineare equivalente***Stato Limite**

Definizione dello stato limite	SLV
--------------------------------	-----

Capacità del Sistema

Periodo del sistema bilineare, T^*	0.1487 s < 0.5196 s (sistema rigido)
Spostamento accettabile allo stato limite (capacità)	1.06 cm

Richiesta del Sisma

Spettro di progetto	Da normativa
PGA richiesta allo stato limite	0.261 g
Spostamento massimo elastico richiesto, d_{max}^*	0.413 cm
Fattore di struttura, q^*	1.541
Spostamento massimo richiesto, d_{max}^*	0.774 cm

Stima della Vulnerabilità

RIEPILOGO PARAMETRI DI ANALISI				
RISULTATI STATO DI FATTO				
RIGIDEZZA PARETE [KN/m]	RESISTENZA MAX [KN]	CAPACITA DI SPOSTAMENTO [cm]	PGA_{CLV} [g]	IR_{min}
166436	543	0.903	0.271	1.040
RISULTATI STATO DI PROGETTO CON INTERVENTI DI RINFORZO LOCALI				
RIGIDEZZA PARETE [KN/m]	RESISTENZA MAX [KN]	CAPACITA DI SPOSTAMENTO [cm]	PGA_{CLV} [g]	IR_{min}
159288	582	1.060	0.313	1.200
VARIAZIONI				
-4.29 %	+6.86%	+14.8	>	>

Come si può osservare, l'intervento della cerchiatura in acciaio, abbinato al rafforzamento dei muri del piano terra con intonaco armato, soddisfa tutte le prescrizioni delle NTC2008 e delle Linee guida Regionali, **pertanto, questa ipotesi di intervento può essere considerata un "rafforzamento locale" e non modifica significativamente il comportamento globale dell'edificio sotto azioni sismiche.**

8. CONCLUSIONI

Nei capitoli precedenti abbiamo potuto osservare come progettare e verificare un intervento di rafforzamento locale, con riferimento alle pareti in muratura per azioni nel proprio piano e soggette a modifiche di geometria della stessa, si rileva un compito molto complesso, e come esso presenti maggiori oneri rispetto agli interventi di adeguamento e miglioramento sismico dell'intero edificio. Per questi ultimi, infatti, le Norme fissano criteri ben precisi, sia in termini di individuazione dell'intervento, che in termini di indicatori di rischio, per i quali vengono stabiliti chiaramente i valori richiesti. Inoltre, il modello, in tal caso, è di tipo globale, per cui non bisogna effettuare nessuna approssimazione su geometria, materiali, carichi etc, ed ancora, essendo un intervento più oneroso è possibile avvalersi ed effettuare di indagini ad hoc sulla struttura, adottando quindi un livello di conoscenza appropriato.

Nel caso di intervento su singole pareti o porzioni di esse (parete monopiano), invece, le Norme non ci danno indicazioni su come modellare la porzione di parete che ci sovrasta e ci sostiene, sia in termini di carico che di distribuzione delle aperture. Si veda il caso classico dei condomini, nei quali non sempre è possibile per il tecnico progettista accedere alle unità abitative dei piani superiori o inferiori. Inoltre, visto il modesto impegno economico di tali opere, effettuare una campagna d'indagini per la definizione di un livello di conoscenza adeguato potrebbe essere più oneroso dell'intervento stesso.

E' vero anche che, rispetto a quest'ultimo aspetto le Norme e in particolare alcune normative regionali ci vengono in contro consentendo di ridurre al minimo le indagini e imponendo di poter assumere un livello di conoscenza LC3.

Tutto ciò premesso, la normativa nazionale ed altre linee guida regionali dettano le condizioni per cui sia possibile definire un intervento come locale, accertando che siano verificate, per lo stato attuale e di progetto, le seguenti condizioni:

$$0.85 \text{ Rigidezza } S_{\text{ATTUALE}} \leq \text{Rigidezza } S_{\text{PROGETTO}} \leq 1.15 \text{ Rigidezza } S_{\text{ATTUALE}}$$

$$\text{Resistenza } S_{\text{PROGETTO}} \geq \text{Resistenza } S_{\text{ATTUALE}}$$

$$\text{Capacità di spostamento } SLV_{S-\text{PROGETTO}} \geq \text{Capacità di spostamento } SLV_{S-\text{ATTUALE}}$$

$$PGA_{\text{CLV-PROGETTO}} \geq PGA_{\text{CLV-ATTUALE}}$$

La verifica di tali condizioni, soprattutto la prima, risulta di notevole importanza, in quanto implica che sia possibile far riferimento al modello di parete piana, considerato che la contenuta variazione di rigidezza di quella parete non influenza le altre e quindi è possibile svincolarsi dalla verifica globale dell'intero edificio.

Le altre condizioni implicano sostanzialmente che resistenza e duttilità della parete rinforzata non peggiorino, a seguito dell'intervento locale sulla parete. Ciò permette di attuare delle condizioni di rafforzamento locale, che vadano nella direzione di un miglioramento globale dell'intera struttura.

Quindi, progettare una tipologia d'intervento locale non è affatto semplice, in quanto è necessario tarare con accuratezza tutte le scelte progettuali effettuate e verificare la struttura, utilizzando un modello che sia accurato in termini di modellazione geometrica, dei carichi, dei materiali, e che garantisca una certa affidabilità, come quello proposto utilizzando 3DMacro, e riservando alla sola fase di predimensionamento i metodi semplificati di analisi. Da qui la finalità del presente tutorial, che si pone come strumento per il professionista, al fine di indicare, in maniera semplice ed immediata, le possibili modalità di applicazione della progettazione di interventi locali, su edifici in muratura.