

Introduzione

La presente relazione è relativa alla progettazione esecutiva degli interventi strutturali previsti nell'ambito del **"Progetto di risanamento e restauro conservativo di un annesso rurale, di un terrapieno, e sistemazione delle aree esterne"**, opere la cui realizzazione è prevista in località Colognola di Monte Tezio, nel Comune di Perugia.

La valutazione sismica e la progettazione degli interventi vengono eseguite in conformità alle norme tecniche vigenti. In particolare la normativa italiana a cui si è fatto riferimento è la seguente:

- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, Testo unico sulle costruzioni;
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617**, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- **Ottobre 2010, ReLuis, versione 3**, Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato;
- **Dicembre 2011, ReLUIS**, Linee guida per la riparazione ed il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni;
- **CNR DT 206/2007**, Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture il legno;

Descrizione Generale degli interventi e relativa classificazione

Gli interventi che si intendono eseguire saranno rivolti ad un recupero funzionale, architettonico ed edilizio poiché volti al risanamento ed al restauro di un annesso agricolo, posizionato a sud-ovest nel borgo, e di un muro di sostegno del terrapieno posto sul fronte sud-est. In questo estratto si illustra il solo risanamento e restauro del fabbricato agricolo.

L'intento progettuale relativo ai manufatti è di ripristinare lo stato dei luoghi attraverso l'eliminazione delle modeste e recenti superfetazioni, ricomporre i volumi originali e consolidare le parti esistenti lavorando sia sugli aspetti strutturali che sulle finiture dei manufatti. Per quanto riguarda le aree esterne interessate dall'intervento si provvederà al ripristino dei dissesti ed al consolidamento del muro di contenimento del terrazzamento oltre a riqualificare alcuni percorsi funzionali legati all'accessibilità ed alla fruibilità dei manufatti. In sostanza, il progetto opera nello spirito del recupero e quindi lascia inalterate la destinazione d'uso, la volumetria, le tecniche, i materiali e le finiture dei manufatti.

Strutturalmente gli interventi, volti sia al consolidamento dell'esistente che all'integrazione con nuovi elementi, andranno a classificarsi come **"miglioramento sismico"** dei manufatti poiché rientranti nella classificazione operata dalle NTC2008 al paragrafo 8.4. In particolare gli interventi di progetto:

1. saranno finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti rispetto alle azioni considerate;
2. non prevedono alcuna sopraelevazione;
3. non comportano alcun ampliamento mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
4. non apportano variazioni di classe o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%;
5. non alterano l'organismo strutturale né trasformano la costruzione in un organismo edilizio diverso dal precedente.

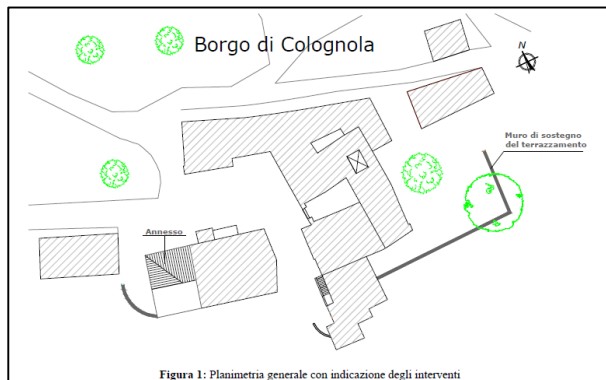


Figura 1: Planimetria generale con indicazione degli interventi

Analisi storica ed ipotesi evolutiva

Il manufatto conserva la destinazione d'uso per il ricovero di macchine e/o derrate legate all'attività agricola.

L'insieme dei fattori che concorre alla definizione tipologica è esprimibile mediante i materiali e le tecniche costruttive adottate per la realizzazione della poderosa scatola muraria, le riquadrature litiche in arenaria, le architravature lignee delle bucatore (finestre), l'ordito principale della copertura.

Con buona probabilità questo manufatto veniva edificato nella prima metà del settecento e presumibilmente con la sequenza evolutiva descritta di seguito:

1. l'ambiente coperto che si affaccia sul lato nord, adibito allora a stalla per bovini, nasce in una fase successiva al manufatto adiacente ma viene ovviamente realizzato in aderenza a questo;
2. alle spalle del vano coperto esisteva il muro di terrazzamento che, elevato poi attraverso la realizzazione delle colonne in pietra di arenaria, è stato chiuso con una tettoia adoperata sempre per il ricovero degli animali;
3. successivamente l'ambiente sud ha assunto la funzione di ricovero per i suini, per il carro ed possedeva un sovrastate soppalco per il foraggio come riscontrabile attraverso le bucatore ancora visibili nella muratura. A tale ambiente era possibile accedere attraverso le stalle collocate al piano terra del manufatto adiacente;
4. crollo del tetto e del soppalco nell'ambiente sud, per abbandono dei luoghi ed incuria delle strutture.

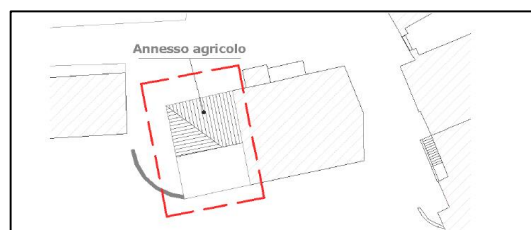


Figura 2: Stralcio planimetrico relativo all'annesso rurale



Figura 3: Vista nord dell'annesso e con l'edificio adiacente

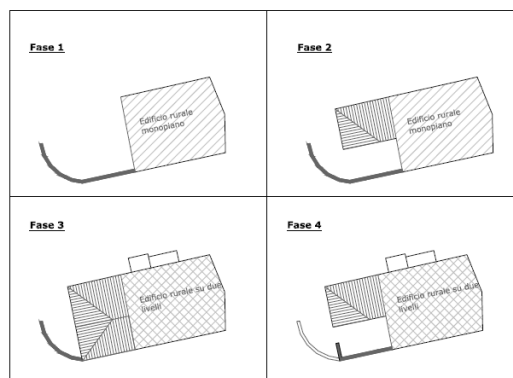


Figura 4: Schema della possibile evoluzione costruttiva dell'aggregato oggetto di studi

L'analisi sulle trasformazioni dell'aggregato nel corso del tempo, anche presunte, rappresenta uno strumento indispensabile per inquadrare le eventuali precarietà strutturali od anche le soluzioni che si sono mostrate efficaci dal punto di vista sismico. L'analisi dell'evoluzione morfologica si è basata sia sull'evidenza direttamente osservata il sito che sulle conoscenze ed esperienze pregresse su edifici simili.

A tale analisi si affianca anche l'esame dei cataloghi sismici disponibili, in particolare del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI04), dal quale è stato possibile estrapolare il numero e magnitudo dei terremoti che hanno interessato il sito in oggetto negli ultimi secoli.

Da tale elenco è possibile riscontrare che dal 1700 all'anno 2000 si sono verificati almeno 24 eventi sismici con magnitudo superiore a 5 (parametro Maw).

Descrizione del manufatto

Premessa

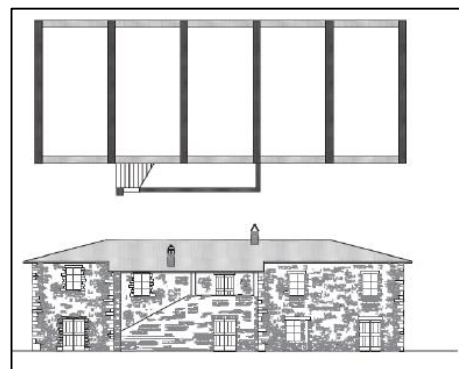
Le opere oggetto di intervento, sebbene siano state preliminarmente rilevate in fase di redazione del progetto architettonico, sono state oggetto di nuovi rilievi geometrici volti all'approfondimento di quei dati necessari ad una migliore definizione dei successivi modelli di calcolo. In particolare, così come richiede anche la norma, si è posta attenzione alla conoscenza geometrica delle strutture oggetto dell'intervento, ma non solo. Infatti il rilievo è stato mirato anche al riconoscimento materico delle stesse strutture oltre che del loro stato di conservazione o degrado. Infine si sono rilevati e valutati anche eventuali dissesti presenti, carenze strutturali e dettagli costruttivi utili al fine di determinare i carichi presenti e le azioni agenti su tutte le strutture.

L'annesso rurale

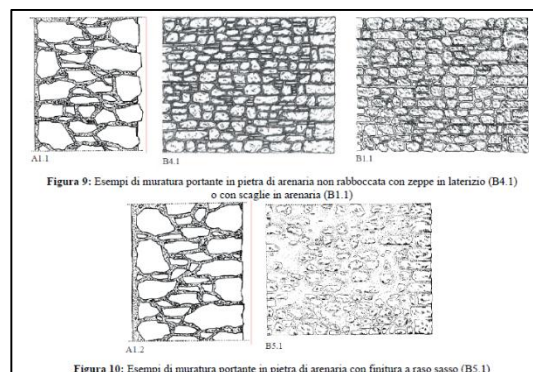
Come accennato, l'annesso rurale nasce come costruzione in aggregato edilizio ad una casa colonica a schiera, unifamiliare, a carattere prettamente rurale vista la vocazione agricola del sito. Tale tipologia è ben rappresentata nel **Repertorio dei tipi e degli elementi ricorrenti nell'edilizia tradizionale** della Regione Umbria, al capitolo 4 relativo alle schede sugli ambiti tipologici di riferimento (ATR 6).



Figura 8: Esempi estratti dal Repertorio della Regione Umbria, Cap 4. ATR 6 – Casolare, casa colonica



Dal rilievo geometrico-strutturale non sono emersi apprezzabili scostamenti delle misure rispetto allo stesso eseguito con finalità architettoniche. Tutte le dimensioni planimetriche ed altimetriche, oltre che gli spessori murari, sono stati rappresentati graficamente negli elaborati allegati alla presente relazione. Come riscontrabile anche dalle foto, i paramenti del manufatto risultano realizzati secondo i canoni tipici previsti anche nel repertorio umbro. Infatti, il locale nord è dotato di paramenti in muratura portante a faccia vista composto da pietrame marnoso arenaceo a facce irregolari e non rabboccato, con ricorsi realizzati mediante scaglie e zeppe in arenaria o in laterizio.



Il paramento esterno di terrazzamento che chiude del vano sud invece è sempre composto da pietrame marnoso arenaceo a facce irregolari, con scaglie e zeppe in argilla ed arenaria, ma per buona parte con finitura del tipo a raso sasso (Figura 10).

Iniziando la descrizione dal prospetto nord del manufatto, dalla Figura 11 è possibile notare che il paramento murario del vano è stato volutamente ammorsato al casolare adiacente, operazione condotta evidentemente nella fase edificatoria dell'annesso. Dalla stessa figura, oltre che dalla Figura 12, è possibile notare come il vano porta sia sproporzionato rispetto alla stessa facciata e possieda gli stipiti in mattoni piuttosto che pietra di arenaria, a testimoniare delle modifiche succedutesi nel corso del



Figura 11: Parte del prospetto nord dell'annesso

tempo e legate alle mutate esigenze agricole, oltre che all'arrivo della meccanizzazione nelle lavorazioni dei campi.

Muovendosi sul perimetro esterno del manufatto ed osservando il paramento ovest del vano in questione, è possibile leggere meglio sia la tessitura muraria (con i ricorsi) che apprezzare la buona qualità dei cantoni in arenaria realizzati in pietra squadrata e ben ammassata (Figura 13).

L'ambiente sud, allo stato attuale è privo della copertura ma, da un confronto dei piani d'imposta, dalle tracce dei mattoni di displuvio murati nel paramento del manufatto adiacente (Figura 14) e dai vani di alloggiamento dell'ordito principale della copertura è possibile affermare che la tipologia di copertura era speculare all'ambiente del lato nord e, nel complesso, assimilabile ad un pseudo-padiglione.

Il paramento interno, di separazione tra i due vani, evidenzia bene i ricorsi in arenaria e manifesta la presenza delle bucatore legate alle travature preesistenti e costituenti la copertura ed il soppalco (Figura 15).

Il paramento sud invece, dal quale un tempo si ergevano le colonne in muratura di arenaria ancora visibili e sulle quali era (in una primissima fase edificatoria) probabilmente sorretta una tettoia per il ricovero di animali, è stato manomesso in epoca recente mediante la realizzazione di superfetazioni in muratura di mattoni pieni di tipo industriale (Figura 16). Su tale paramento peraltro si riscontra anche un discreto stato di degrado legato all'azione dei nitrati e presente su parte degli elementi lapidei costituenti il piede (Figura 16). I paramenti trasversali che delimitano tale ambiente risultano sconnessi dal casolare adiacente, confermando la genesi edificatoria introdotta nei primi paragrafi (Figura 17).

Il paramento sud, visto dall'esterno dell'annesso presenta la fascia muraria inferiore, a contenimento del terrazzamento, di maggior spessore (85cm) rispetto al sovrastante paramento (75cm) (Figura 18) e con finitura a raso sasso. In prossimità dell'attacco con la casa colonica è stata rilevata una cavità muraria verticale usata come pluviale per convogliare l'acqua del tetto in una piccola vasca posta al piede del terrapieno (Figura 19).



Figura 12: Parte del prospetto nord dell'annesso



Figura 13: Parete ovest del vano nord vista da due angolazioni differenti



Figura 14: Ambiente sud dell'annesso e particolare delle tracce dei mattoni nel paramento del manufatto adiacente



Figura 15: Interno dell'ambiente sud e particolare delle bucatore usate in passato per il soppalco



Figura 16: Interno del paramento sud dell'annesso e particolare del degrado legato all'azione dei nitrati



Figura 17: Sconnessioni murarie nell'ambiente sud, tra l'annesso ed il casolare adiacente

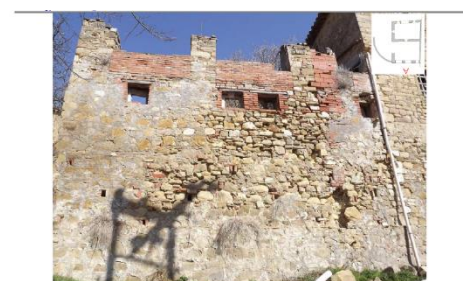


Figura 18: Paramento sud visto dall'esterno

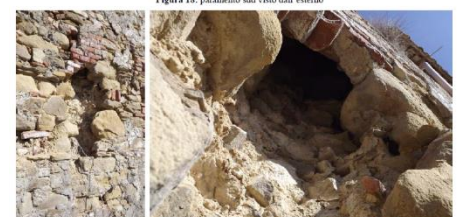


Figura 19: Cavità muraria verticale per la realizzazione di pluviale

Passando invece a rilevare i dettagli interni al vano nord, è possibile osservare il sistema di orditure lignee, principali e secondarie, che realizzano la copertura e sorreggono il sovrastante tavellonato, il massetto, la guaina e il manto in tegole marsigliesi. Sia le travi principali in quercia che gli arcarecci a queste ortogonali, risultano attestarsi direttamente sui paramenti murari, senza quindi idonei dormienti, ed in particolare le teste risultano interamente inglobate nella muratura (Figura 20).



Figura 20: Vista interna della copertura, teste delle travi e degli arcarecci inglobate nella muratura

Con questo sistema di connessioni, vista l'inclinazione delle travi lignee, l'orditura principale risulta essere chiaramente di tipo spingente, seppur con forze in gioco modeste per la ridotta inclinazione della copertura (Figura 21).



Figura 21: Vista interna della copertura, il sistema spingente delle travi lignee di copertura

Con riferimento al grado di connessione delle pareti, si osserva che internamente queste risultano parzialmente sconnessi ovvero con un grado di connessione modesto. Tale carenza è legata all'utilizzo di pietrame in arenaria a spacco, di dimensioni ridotte rispetto alle pietre squadrate utilizzate solamente nella parte esterna dei cantoni (Figura 22 e Figura 23).



Figura 22: sconnessioni murarie interne dei paramenti di collegamento tra l'annesso ed il casolare adiacente

Come vedremo, per la corretta definizione dell'unità strutturale da valutare ai fini della sicurezza, nel caso di aggregati edilizi è necessario tener conto delle interazioni tra il manufatto oggetto di verifica ed il casolare adiacente. A tale scopo è stato rilevato anche il locale terraneo a cui aderisce l'annesso, ed al quale si accede attraverso un vano posto in corrispondenza dell'arco su cui termina lo scalone esterno (Figura 24).



Figura 23: sconnessioni murarie interne dei paramenti di collegamento

I locali terranei risultano attualmente adibiti a magazzino, ma la presenza di mangiatoie rende evidente che in origine erano destinate a stalle per il ricovero degli animali. Anche tale ambiente è composto da due locali, uno nord ed uno sud, separati da un arco in muratura centrale a sesto leggermente ribassato. Il sovrastante impalcato, di calpestio per l'unità abitativa superiore, risulta anch'esso realizzato in legno ma con travi principali e vergoli di quercia ed il classico pianellato superiore (Figura 25).



Figura 24: ingresso al terrano del casolare adiacente, ambiente nord del terrano

Sia nel vano nord che in quello sud del locale si notano puntelli, sia lignei che in muratura, posizionati nelle mezzerie delle travi d'impalcato che, vista la loro direzione d'orditura, gravano tutte sull'arcone centrale. E' evidente l'intento di alleggerire il carico trasmesso all'arco, con un sistema senz'altro efficace ma privo di collegamento tra le travi d'impalcato ed i puntelli, necessario ad evitare che questi ultimi possano uscire dalla loro sede (Figura 26). Si è osservato inoltre un buon grado di ammorsamento tra l'arco ed il paramento ovest, cioè il muro comune con l'annesso oggetto del presente studio.



Figura 25: interno dell'ambiente nord del locale terraneo

Sulla stessa parete ovest, nel vano sud del locale terraneo, si osserva la presenza di un vano finestra e di un vano porta (Figura 27) che realizzavano il collegamento con il vano sud dell'annesso dove, come anticipato, esisteva un soppalco adibito a fienile. Il vano porta, attualmente murato, evidenzia chiare lesioni legate con buona probabilità ad un fenomeno di depressione locale generato dall'esigua distanza del vano dalla parete esterna ad esso ortogonale. Lo stesso arco centrale, in corrispondenza delle reni ma a quota impalcato, manifesta una lesione con buona probabilità legata anch'essa ad un cinematismo depressionario ed innescato da un eccesso di carichi statici (Figura 28).



Figura 26: dettaglio puntellatura dell'impalcato, inserimento dell'arco nel paramento ovest comune all'annesso



Figura 27: vano sud del locale, aperture presenti nel paramento comune all'annesso



Figura 28: lesioni sul vano porta della parete ovest e in corrispondenza dell'innesto tra questa e l'arco centrale

Livello di conoscenza acquisito e relativo fattore di confidenza

Come osservato nella normativa vigente (cfr. § C8.2 delle NTC 2008), la valutazione di sicurezza ed il progetto di interventi sono procedimenti affetti da un grado di incertezza diverso da quello relativo ad edifici di nuova progettazione. Se da un lato l'esistenza dei manufatti concede la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali, queste possono però anche presentare una notevole variabilità nell'ambito della stessa struttura. E' per questo che un'attenta ed accurata valutazione riduce le incertezze che invece, nelle nuove costruzioni, si annidano nel passaggio progettazione-realizzazione. Mentre le verifiche delle nuove costruzioni sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza da applicare sia alle azioni che alle caratteristiche meccaniche dei materiali, nelle strutture esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono. E' per tale motivo che nasce un'altra tipologia di fattori, denominati "fattori di confidenza", legati al livello di conoscenza conseguito mediante le indagini conoscitive e che vanno a ridurre, insieme ai coefficienti parziali di sicurezza, i valori delle resistenze medie dei materiali da adottare nelle verifiche. Sulla base dell'appendice C8A riportata nella circolare n.617 del 2.2.09, è possibile procedere alla stima del livello di conoscenza e del relativo fattore di confidenza valutando i seguenti aspetti:

- **la geometria:** si è proceduti ad acquisire la conoscenza della geometria strutturale attraverso operazioni di rilievo volte anche all'individuazione di carenze quali nicchie e cavità, delle orditure dei solai, nonché dell'eventuale quadro fessurativo e/o deformativo;
- **i dettagli costruttivi:** si è proceduti al riconoscimento delle tipologie di muratura e relative caratteristiche costruttive, all'esame della qualità dei collegamenti tra pareti verticali e tra queste e gli orizzontamenti, come anche alla valutazione dell'efficienza degli architravi sopra le aperture ed alla presenza di eventuali elementi spingenti. Su tale base è possibile affermare che si sono conseguite verifiche in-situ limitate;
- **le proprietà dei materiali:** in tal caso si è valutata la qualità muraria con riferimento agli aspetti legati alla "regola dell'arte", e quindi alla presenza di eventuali difetti, alla forma, dimensione e tipologia degli elementi che compongono la tessitura oltre che l'orizzontalità delle giaciture, del regolare sfalsamento dei giunti e della qualità e consistenza della malta.

Non essendo state eseguite prove dirette e/o sperimentali volte a caratterizzare sia le malte che le pietre e/o mattoni, è possibile asserire che si sono conseguite indagini in-situ limitate. Con riferimento al paragrafo § C8A.1.A4 della circolare, il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali. **Il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,35$.**

Classificazione Sismica e fattore di struttura adottato

Per la determinazione della pericolosità sismica del sito oggetto della presente progettazione si fa riferimento a quanto previsto dal D.M. 14 gennaio 2008 per la zona di Perugia. Per poter definire lo spettro di risposta relativo allo **stato limite ultimo (SLV)**, con probabilità di superamento del 10% e tempo di ritorno del sisma di 475 anni, si definiscono i parametri necessari:

Vita Nominale (§ 2.4.1 NTC2008) = 50 anni;

Classe d'uso (§ 2.4.2 NTC2008) = II;

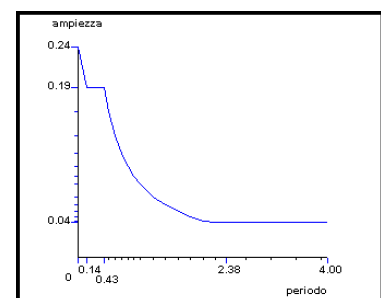
Coefficiente d'uso (§ 2.4.3 NTC2008) = 1;

Coefficiente di struttura per la verifica di edifici esistenti in muratura, mediante l'impiego di analisi lineare (§ C8.7.1.2 NTC2008): $q = 2,0 \alpha_w / \alpha_1$ per i manufatti (considerati regolari in elevazione), dove α_w / α_1 viene fissato pari ad 1,5, ne consegue quindi $q = 3$;

Categoria del suolo (§ 2.2 NTC2008) = B

Per la valutazione globale ai fini sismici dell'annesso rurale si utilizzerà un'analisi statica equivalente che, essendo di tipo lineare, richiede l'adozione del coeff. di partecipazione $\lambda = 1$ (§ 7.8.1.5.2 NTC2008).

Lo spettro di progetto definito dai parametri specificati è quello indicato in figura.



La valutazione della sicurezza e l'aggregato edilizio

L'unità strutturale (US) e le interazioni

Nella valutazione della sicurezza di edifici in aggregato è possibile ricorrere ai metodi di uso generale a condizione che si tenga conto delle possibili interazioni derivanti dalla continuità strutturale con l'edificio adiacente. E' a tale scopo che va definita l'unità strutturale (US) oggetto della verifica, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. L'US da verificare, avente le due cellule in pianta legate da un comune processo costruttivo oltre che la continuità da cielo a terra del flusso dei carichi verticali, coincide con l'intero annesso rurale così come rappresentato in figura.

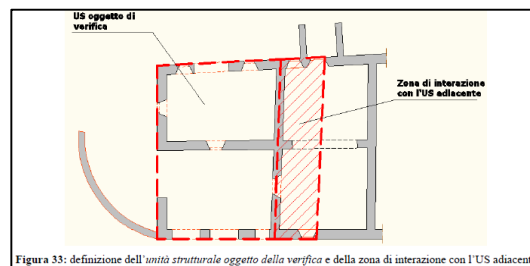


Figura 33: definizione dell'unità strutturale oggetto della verifica e della zona di interazione con l'US adiacente

Nel valutare l'interazione dell'Unità Strutturale individuata con la restante parte dell'edificio (casolare) è necessario tener presente che l'annesso rurale rappresenta un'unità strutturale di testata.

Tipologia questa che comporta la necessità di valutare sia le possibili azioni torsionali che le maggiori azioni sismiche trasferite alla US oggetto di studio.

Le altre interazioni strutturali da considerare nel rapporto annesso casolare sono legate all'azione dei carichi verticali e sismici sulle zone comuni, le quali possono essere caricate o meno da solai o sulle quali, come nel nostro caso, agisce la spinta di un arco.

Risulta evidente che, come indicato anche dalla circolare alla norma NTC2008 (§ C8A.3), l'analisi della US in aggregato condotta con i metodi utilizzati per gli edifici isolati richiede una modellazione approssimata dell'interazione tra i corpi di fabbrica adiacenti. Tali calcolazioni assumono in tali condizioni un significato convenzionale, ma dal quale si traggono comunque importanti ed utili considerazioni progettuali. E' sulla base di quest'ultima considerazione che la stessa norma ammette l'uso di analisi semplificate, così come descritto nel paragrafo successivo.

Metodologie di analisi adottate

La valutazione della sicurezza nelle costruzioni esistenti in muratura soggette alle azioni sismiche deve tener conto della possibilità che si manifestino meccanismi di collasso definiti locali ma anche meccanismi d'insieme o globali. Mentre i meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o porzioni della costruzione, e risultano favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari, i meccanismi globali interessano l'intera costruzione ed impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

Per la valutazione della vulnerabilità dell'annesso rurale nei confronti dei meccanismi di tipo locale, e quindi l'analisi del collasso fuori piano dei singoli pannelli murari o porzioni del manufatto, si è fatto riferimento all'analisi limite dell'equilibrio. Tale metodologia, che assume significato se è garantita una certa monoliticità delle pareti, considera le strutture murarie come corpi rigidi non resistenti a trazione ed il cui collasso si raggiunge per la perdita di equilibrio. In tale ipotesi la valutazione dipende in modo significativo dalla geometria, dai vincoli della struttura oltre che dalle azioni considerate agenti.

Risulta facile intuire che i meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano. Le verifiche che ne derivano applicando l'analisi limite dell'equilibrio seguono l'approccio cinematico, si basano sulla scelta di potenziali meccanismi di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva tali cinematismi. L'applicazione di questo metodo di verifica presuppone l'analisi di meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione in esame. Tali meccanismi vengono ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di stati fessurativi, e della qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene o particolari vincoli, l'interazione con altri elementi della costruzione o dell'edificio adiacente.

L'approccio cinematico permette di determinare il moltiplicatore dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo di collasso ipotizzato. Sui blocchi murari considerati rigidi e che compongono la catena cinematica si considerano i pesi proprio applicati nei rispettivi baricentri, i carichi verticali da loro portati (solai, coperture), forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, eventuali forze esterne (tiro di

catene) o interne. Il moltiplicatore dei carichi α_0 si ottiene applicando il principio dei lavori virtuali in termini di spostamenti. La verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi locali viene svolta secondo quanto previsto dalla circolare al § C8A.4.2.3, cioè calcolando l'accelerazione spettrale a^*_0 che attiva i singoli meccanismi di collasso analizzati.

Per tale valutazione il fattore di struttura utilizzato è fissato in $q = 2$.

Dal confronto dell'accelerazione spettrale così determinata con accelerazione di picco al suolo riferita al sito di interesse, si ottiene un indice di rischio I_R .

Per verifica dei meccanismi locali si è utilizzato il foglio di calcolo C.I.N.E. (Condizioni d'Instabilità Negli Edifici) vers. 1.04 Settembre 2009, realizzato dal consorzio ReLUIS.

Per la valutazione della risposta sismica dell'annesso nei confronti dei meccanismi di tipo globale, così come previsto anche dalla normativa al § 7.3 ed applicando le precisazioni indicate al § 7.8.1.5, si adotta un'analisi di tipo elastica, e più precisamente un'analisi statica equivalente su un modello agli elementi finiti dell'intero annesso, in cui per gli elementi murari le rigidezze si valutano considerando sia il contributo flessionale che quello tagliante, ma dimezzate per tener conto della fessurazione. Tale metodo si può ritenere alla stregua di un'analisi modale semplificata, dove la semplificazione consiste nel far riferimento solo al primo modo, assumendo una forma modale semplificata (rettilinea) e considerando una massa partecipante del 100% ($\lambda = 1$) della massa totale. Le forze orizzontali equivalenti si ottengono dall'equazione 7.3.6 delle NTC2008, mentre l'ordinata dello spettro di progetto si assume in funzione del periodo T_1 convenzionalmente calcolato come: $T_1 = 0,050 H^{3/4}$, con H altezza totale della fondazione rispetto alla fondazione.

Per la verifica di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico oltre che del comportamento statico delle pareti, si applica quanto prescritto ai §7.8.1.6, 7.8.2 e 7.8.3 delle NTC oltre che del §C8.7.1.5 della relativa circolare. In particolare, in caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve risultare maggiore della sollecitazione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Debbono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma.

Per tale tipo di analisi, lo spettro di progetto viene ottenuto applicando un fattore di struttura $q = 2 \times 1,5 = 3$, così come descritto al paragrafo sulla classificazione sismica del sito. Per verifica dei meccanismi globali si è utilizzato il software ad elementi MasterSap assieme al suo applicativo MasterMuri, postprocessore di verifica per gli edifici in muratura, prodotti da AMV srl.

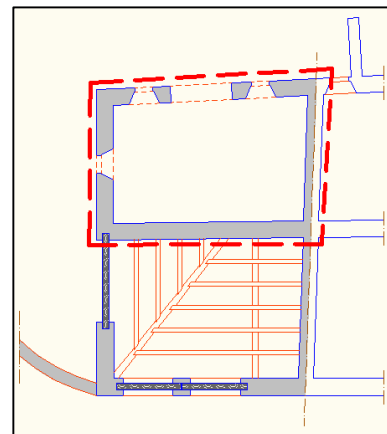
Il miglioramento sismico e la logica degli interventi

La logica degli interventi da attuarsi sull'annesso rurale dovrà garantire il rispetto di una pluralità di fattori. Il primo degli elementi da considerare è senz'altro il progetto architettonico che, essendo di restauro e risanamento conservativo, pone chiari vincoli sulla natura ed invasività delle tecniche oltre che sull'uso dei materiali costruttivi da introdurre. Successivamente vanno tenute in considerazione le carenze e le deficienze strutturali che possono invalidare la coesione muraria, ovvero compromettere quella monoliticità richiesta per lo studio dei meccanismi locali. Si passa poi a valutare i fattori che su tali meccanismi giocano in modo determinante, come il grado degli ammorsamenti tra le pareti e tra queste e la copertura, ed anche gli elementi spingenti della copertura. Infine si valutano i meccanismi di tipo globale, ovvero legati alla resistenza delle pareti nel loro piano.

Ovviamente, oltre alle valutazioni di sicurezza incentrate sugli aspetti a carattere sismico, è necessario valutare anche l'efficacia degli elementi in campo statico al fine di garantire una resistenza minima.

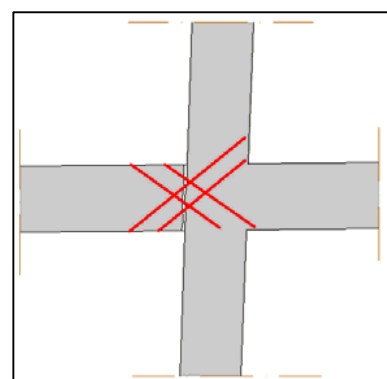
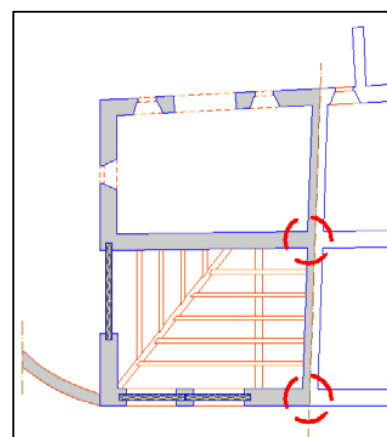
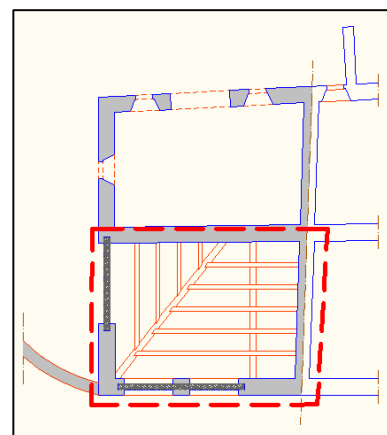
Partendo dal vano nord dell'annesso rurale, in tale ambiente si andrà sostanzialmente ad operare una modifica dello stipite del vano d'ingresso, ricentrando quest'ultimo. Con tale intervento si rinforza dimensionalmente e si riequilibra la muratura del vano porta.

Si procederà poi alla sostituzione della piattabanda dello stesso vano con un'altra in castagno avente dimensioni di 25x25cm, essendo quella esistente sottodimensionata e degradata da fenomeni di infiltrazione. Si procederà infine alla sostituzione di quei vergoli che, pur essendo ancora staticamente idonei, risultano però eccessivamente degradati sempre a causa di trascorsi e prolungati fenomeni di infiltrazione.



Nel vano sud invece gli interventi che si adotteranno sono sostanzialmente i seguenti:

1. svuotamento dei paramenti sud dalle superfetazioni in laterizio di tipo industriale e reintegro della muratura dei piedritti, con risanamento della parte sommitale sottoposta per lungo tempo agli agenti atmosferici;
2. bonifica di alcune porzioni dei paramenti della scatola muraria interessate da fenomeni di rigonfiamento legati alle deiezioni del bestiame ed integrazione degli stessi con scuci e cucì adottando tecniche e materiali analoghi a quelli esistenti;
3. scaricatura dei paramenti nelle zone in cui i giunti della muratura necessitano di integrazione con malte a base di calce e ricopertura dei paramenti esterni mediante finitura di tipo raso sasso;
4. ricostruzione della copertura lignea utilizzando travature principali e secondarie in legno di quercia, vergoli in castagno e sovrastante pianellato, massetto di allettamento, guaina impermeabilizzante ed in chiusura manto di copertura in coppi;
5. realizzazione di nuove architravi a collegamento dei piedritti, ancorate alla sottostante muratura mediante un opportuno sistema di piastre in acciaio che, oltre a costituire un vico di appoggio, deve consentire alle architravi lignee di esplicare anche un idoneo collegamento pendolare tra la muratura (con funzionamento prevalentemente a trazione/compressione);
6. miglioramento del grado di connessione tra i paramenti murari trasversali ed il muro di confine con il casolare adiacente. In questi due punti si contatta si provvederà a migliorare il grado di connessione mediante l'inghisaggio di barre in acciaio ad aderenza migliorata a cavallo della sconnessione presente. In particolare, la sconnessione nord dell'incrocio ad X verrà cucita mediante tipiche perforazioni incrociate planimetricamente e sfalsate lungo la verticale.



Per la sconnessione sud invece, dovendo risistemare sia il piedritto presente che realizzare il vano finestra previsto in progetto, è previsto un intervento in tre fasi: la rimozione della muratura in laterizio che non è ammorasata ed integrata ai paramenti esistenti, realizzazione di perforazioni orizzontali nel paramento esistente in arenaria e ricostruzione del vano finestra avendo cura di includere le barre di armatura nei giunti orizzontali della nuova muratura.

Relazione sui materiali

MURATURA (Appendice della Circolare n. 2 febbraio 2009, n. 617)

Di seguito si riportano i tipi di muratura individuati sul manufatto e le relative caratteristiche adottate sulla base delle tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2.

In particolare si sono individuate le seguenti tipologie di muratura:

- muratura in pietra a spacco di buona tessitura;
- muratura in mattoni pieni e malta di calce;

Relativamente ad alcuni paramenti poi si è rilevata la presenza di ricorsi che, attraverso i coefficienti correttivi della tabella C8A.2.2., vanno a migliorare la resistenza media a compressione ed a taglio della sola muratura a spacco.

Come indicato al §C8A.1.A.4, per il livello di conoscenza LC1 acquisito sui manufatti, i valori dei parametri meccanici definiti nelle tabelle appena riportate andranno così considerati:

- Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1, per la tipologia di muratura considerata;
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella stessa tabella.

A tal proposito si possono quindi distinguere tre tipologie di muratura.

MURATURA TIPO A: pietra a spacco

f_m (resistenza meda a compressione) = 26,5 kg/cm²

τ_0 (resistenza meda a taglio) = 0,57 kg/cm²

E (modulo di elasticità) = 17742 kg/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 5914 kg/cm²

w (peso specifico) = 2141 kg/m³

MURATURA TIPO B (tipo A + ricorsi): pietra a spacco

f_m (resistenza meda a compressione) = 26,5 x 1,1 = 29,15 kg/cm²

τ_0 (resistenza meda a taglio) = 0,61 kg/cm²

E (modulo di elasticità) = 15295 kg/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 5098 kg/cm²

w (peso specifico) = 2141 kg/m³

MURATURA TIPO C: mattoni pieni e malta di calce

f_m (resistenza meda a compressione) = 24,47 kg/cm²

τ_0 (resistenza meda a taglio) = 0,63 kg/cm²

E (modulo di elasticità) = 17742 kg/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 5914 kg/cm²

w (peso specifico) = 1835 kg/m³

A partire da tali parametri, le resistenze di progetto si ottengono dai valori medi determinati ridotti attraverso il fattore di confidenza FC = 1,35 ed il coefficiente parziale che si assumerà pari a :

- $\gamma_M = 3$ per le combinazioni di carico statiche;
- $\gamma_M = 2$ per le combinazioni di carico sismiche.

Ai fini dell'analisi globale, eseguita mediante il modello agli elementi finiti descritto nella relazione di calcolo, come richiesto dalla norma al §7.8.1.5.2, le rigidzze flessionali e taglianti vengono dimezzate.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Gli stati limite da verificare sono:

- pressoflessione per carichi agenti fuori dal piano della parete;
- pressoflessione per carichi agenti nel piano della parete;
- taglio per azioni nel piano della parete;
- carichi concentrati;
- flessione e taglio di travi di accoppiamento.

Per la verifica a pressoflessione fuori piano della parete è consentito, adottando l'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete, far riferimento alla seguente formula:

$f_{d,rid} = \Phi * f_d$, dove Φ è un coefficiente di riduzione della resistenza del materiale in funzione della snellezza convenzionale.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari è calcolato assumendo un diagramma della compressione di tipo rettangolare, un valore di resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione del materiale.

La verifica a pressoflessione nel piano si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo che la muratura non sia resistente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare della compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può calcolarsi come segue:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d)$$

dove σ_0 è la tensione normale media, l la lunghezza complessiva della parete, t lo spessore della zona compressa della parete, f_d la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Le verifiche a taglio per azioni nel piano della parete può effettuarsi come indicato al §C8.7.1.5, ovvero adottando un criterio di rottura per fessurazione diagonale mediante la seguente espressione del taglio resistente:

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

dove σ_0 è la tensione normale media, l la lunghezza complessiva della parete, t lo spessore della zona compressa della parete, f_{td} è la resistenza a trazione per fessurazione diagonale.

Il modello strutturale e le sue proprietà

La struttura ed il suo comportamento sotto le azioni statiche e sismiche sono stati adeguatamente valutati, interpretati e trasferiti nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali convergono diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Le travi, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi *beam*. Le pareti che costituiscono la componente strutturale di natura bidimensionale, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono state modellate con elementi

shell a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare gli elementi in fondazione che interagiscono con il terreno. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzato attraverso

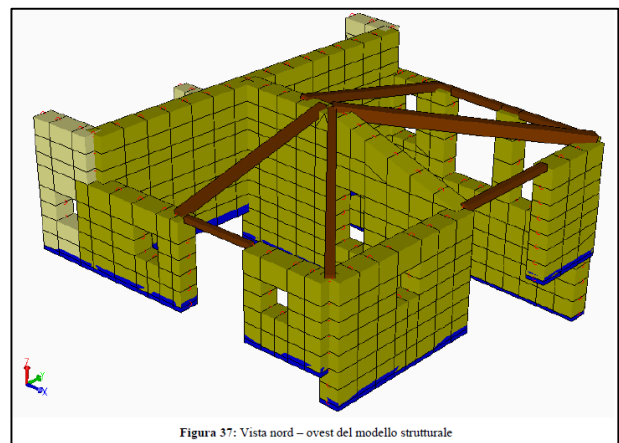


Figura 37: Vista nord – ovest del modello strutturale

una opportuna costante di sottofondo. I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il peso per unità di volume, il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson.

Solitamente la presenza di diaframmi orizzontali, rigidi nel proprio piano, viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Ma nel caso in esame tale opzione non è stata applicata poiché la copertura esistente ne quella di progetto rappresentano un impalcato sufficientemente rigido. Si ritiene che il modello così realizzato sia sufficientemente rappresentativo del comportamento reale della struttura.

Nelle immagini sono rappresentate una vista d'insieme del modello tridimensionale adottato e del sistema di riferimento cartesiano nel quale si è operata tale modellazione.

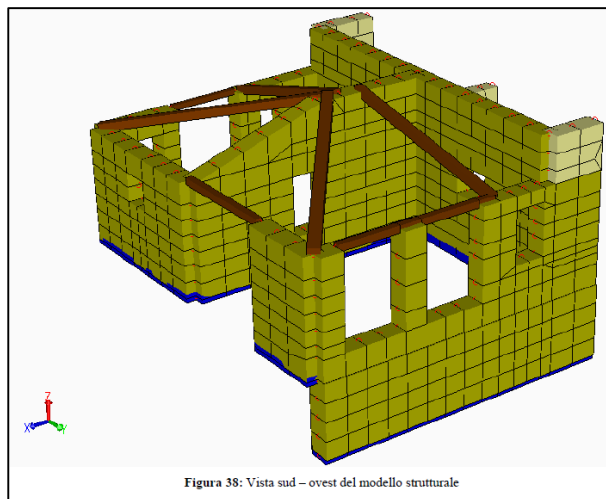
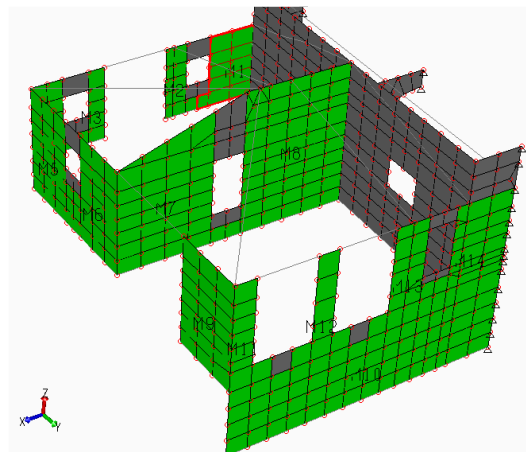
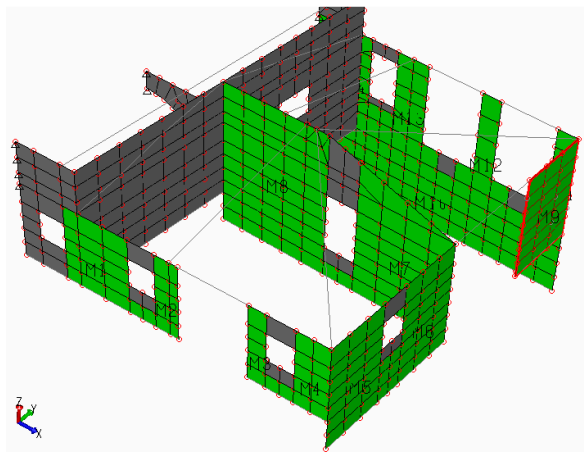


Figura 38: Vista sud – ovest del modello strutturale

La verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi in muratura

La verifica degli elementi in muratura avviene mediante la definizione, nel modello di calcolo, dei maschi murari oltre che delle caratteristiche di resistenza (compressione e taglio) che definiscono compiutamente le murature assegnate ai singoli elementi shell che compongono il modello. Così come introdotto nell'ambito del paragrafo sui criteri di verifica adottati, nel modello realizzato vengono definiti i seguenti 14 maschi murari.



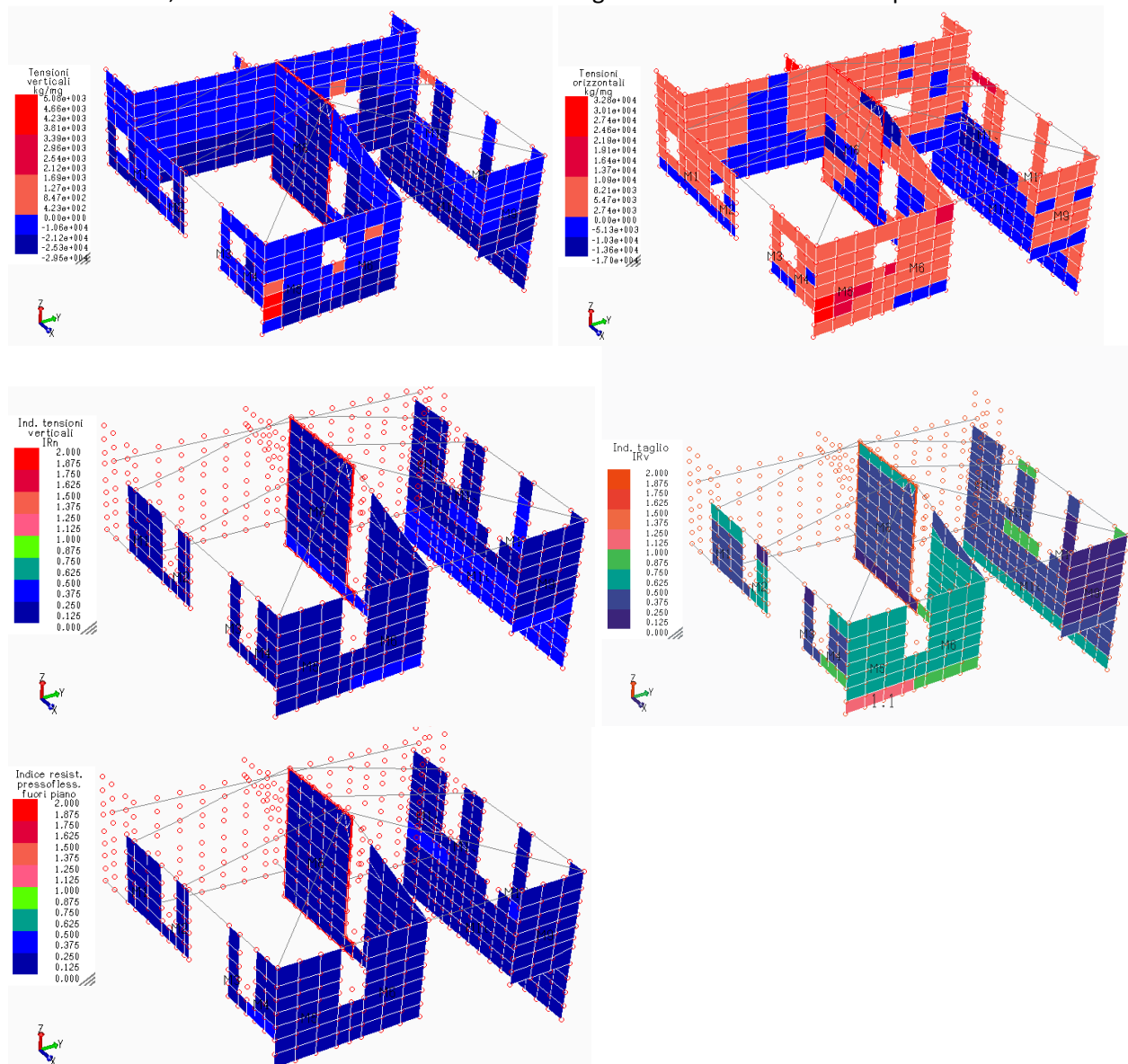
Su questi 14 maschi murari vengono eseguite tutte le verifiche elencate dalla norma. Di fatti per i tabulati che riguardano la verifica dei maschi murari, si riportano i seguenti risultati (omessi in questa trattazione):

- le posizioni sono quelle di testa, di piede e quelle intermedie (le due previste per l'EC6, 2/5I e 3/5I) oppure l'unica per s.l. e t.a. (1/5I);
- le combinazioni di carico, in quanto la verifica è differente per le combinazioni sismiche e quelle non sismiche;
- lo sforzo normale, il taglio nel piano del pilastro, i momenti flettenti con azione nel piano e fuori piano del pilastro;
- le eccentricità;
- i coefficienti di riduzione della resistenza;
- la tensione media nell'elemento e l'indice di resistenza (inteso come rapporto fra la tensione media di compressione e la tensione limite);
- il coefficiente di parzializzazione della sezione, calcolato in base all'eccentricità eb;

- la tensione media a taglio, la resistenza caratteristica a taglio e il rapporto fra la tensione media e la tensione limite a taglio;
- l'indice di resistenza a momento flettente per pressoflessione nel piano, ottenuto come rapporto fra il momento flettente agente nel piano e il momento ultimo Mult calcolato;
- l'indice di resistenza a momento flettente per pressoflessione fuori piano, ottenuto come rapporto fra il momento flettente agente fuori piano e il momento ultimo Mult calcolato.

Da tali tabulati si evince la verifica di tutti i maschi murari, nonostante nel maschio n.5 risulti non soddisfatta la resistenza a taglio nella sua sezione di base. Tale risultato non è di fatti veritiero poiché lo stato tensionale negli elementi che lo definiscono è in pratica alterato per effetto della modellazione con il maschio n.4, posto con una quota di fondazione più alto e per questo nascono delle tensioni di contatto in corrispondenza di tale punto.

Quanto appena descritto è evidente dalle immagini riportate di seguito e che illustrano, rapidamente e sinteticamente, le tensioni orizzontali e verticali che si generano nella muratura e quindi anche nei maschi.



Analisi dei meccanismi locali di collasso

Premessa

La sicurezza strutturale della costruzione è stata valutata con un insieme esaustivo di verifiche di tipo locale (analisi cinematica lineare).

Il procedimento segue il metodo dei meccanismi locali di collasso valido per gli edifici esistenti in muratura, e le corrispondenti formule utilizzate sono in accordo alla vigente normativa. La verifica è condotta secondo il punto C8A4.2.3 – Stato limite di salvaguardia della vita della citata Circolare.

Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di collasso sono svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti. L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo.

La parete muraria sarà soggetta all'azione di un momento ribaltante (dato dalla somma dell'azione sismica relativa al peso e al carico a livello degli impalcati) che tenderà a farla ruotare attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla base. Questa azione è contrastata dall'azione di un momento stabilizzante di segno opposto generato dalla forza peso della parete stessa e dei carichi che su di essa gravano. Imponendo le condizioni d'equilibrio si ottiene il valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo considerato. Affinché il cinematismo risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo verifichi entrambe le disuguaglianze (eq. C8A.4.9 e C8A.4.10 della Circ. n.617 2/2/09).

Quando l'edificio in esame ha già subito l'azione di un sisma è possibile constatare il meccanismo di ribaltamento attraverso la lettura del dissesto rilevato; contrariamente, si accerta la possibilità dell'instaurarsi di un meccanismo di ribaltamento a partire dalle condizioni di vincolo delle parti, e successivamente è possibile ipotizzare la geometria coinvolta nel cinematismo prendendo in considerazione ulteriori fattori come la presenza di aperture o la qualità muratura.

Il foglio di calcolo utilizzato è C.I.N.E. (condizioni d'instabilità negli edifici), versione 1.0.4, settembre 2009, applicativo per le verifiche sismiche dei Meccanismi di Collasso Locali fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare. L'applicativo C.I.N.E. è stato realizzato con il contributo di risorse del Commissario Delegato per le attività post sisma in Molise e del Progetto ReLUIS-DPC 2005-2008, progetto di ricerca nazionale coordinato dal consorzio "ReLUIS" e finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile. Si tratta di fogli di calcolo che consentono la valutazione dei moltiplicatori orizzontali dei carichi α_0 di attivazione dei principali meccanismi di collasso locali di parete monolitiche attraverso l'implementazione dei modelli cinematici descritti e pubblicati nel volume "AA.VV. Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura".

Per ognuno dei meccanismi di danno locali considerati i fogli di calcolo sono articolati in quattro sezioni principali: "Dati iniziali", "Dati di calcolo e Moltiplicatore α_0 " e "Calcolo delle PGA-SLV (NTC 2008)". Nella sezione "Calcolo delle PGA-SLV (NTC 2008)", con riferimento a quanto disposto dalla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n.617 del 02-02-2009 di Istruzione per l'applicazione delle NTC 14-01-08 al Punto C8A.4, è proposta la verifica delle condizioni di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) relativamente al meccanismo considerato. L'applicativo consente di valutare l'accelerazione di picco su suolo rigido associata al raggiungimento dello specifico Stato limite in esame, per il confronto con la PGA di riferimento, secondo l'approccio semplificato con fattore di struttura (Analisi Cinematica Lineare).

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- eventuali forze esterne;
- eventuali forze interne.

I collassi fuori dal piano individuati, per la struttura in esame, corrispondono all'attivazione dei seguenti meccanismi:

- di ribaltamento semplice;
- di ribaltamento composto;
- di ribaltamento cantonale.

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE

E' questo il caso in cui l'assenza di trattenimento in testa alla tesa ribaltante riguarda soltanto l'ultimo livello dell'edificio dove il ribaltamento dell'intera parete o di porzioni di essa può essere agevolato da una copertura spingente. Sia definita la geometria del macroelemento coinvolto nel ribaltamento; risulta allora definito lo schema di calcolo al quale fare riferimento con tutte le grandezze richieste. Risultano inoltre determinate le condizioni di vincolo ed i carichi sul sistema, rappresentati dai pesi trasmessi al macroelemento dalle strutture e sovrastrutture su esso agenti e dalle azioni orizzontali dovute al sisma oppure a spinte statiche. In condizioni sismiche, infatti, a ciascun carico verticale corrisponde un carico orizzontale calcolato come il prodotto del primo per il coefficiente sismico α .

Il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze orizzontali che determina l'attivazione del cinemismo e valutato imponendo le condizioni di equilibrio che il sistema di forze agenti deve rispettare in condizioni di incipiente ribaltamento. Si procede quindi alla valutazione del momento delle forze che determinano il ribaltamento del corpo attorno alla cerniera cilindrica considerata (momento ribaltante) e quello delle forze che si oppongono a tale rotazione (momento stabilizzante) nella configurazione iniziale del sistema.

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO

Meccanismi di ribaltamento composto di pareti efficacemente collegate alle murature ortogonali e libere in sommità. Il problema viene formulato distinguendo diverse configurazioni del cuneo di distacco e considerando in ogni caso la possibilità che il meccanismo di ribaltamento coinvolga uno o più piani dell'edificio, in relazione alle condizioni di vincolo rilevate ai vari livelli. I meccanismi di ribaltamento composto si manifestano attraverso la rotazione rigida delle pareti soggette ad azione sismica attorno a cerniere cilindriche orizzontali ed il trascinarsi di porzioni di muratura appartenenti alle pareti di controvento. L'attivazione di cinemismi di questa tipo richiede la presenza di un buon ammorsamento delle pareti ortogonali coinvolte, garantito da cantonali correttamente eseguiti, con assenza di connessioni efficaci in testa al macroelemento ribaltante, come per il caso di ribaltamento semplice. Il meccanismo è favorito poi, oltre che dalla presenza di coperture spingenti, anche dalla scadente fattura delle pareti di controvento. La qualità della muratura costituente le pareti ortogonali alla facciata condiziona la definizione delle dimensioni del cuneo di distacco e quindi anche l'entità del coefficiente sismico α associato al cinemismo; α aumenta all'aumentare della porzione di muratura coinvolta nel ribaltamento. Occorre, quindi innanzitutto definire una attendibile geometria dei macroelementi interessati dal cinemismo e lo schema di calcolo al quale fare riferimento. Anche in questo caso, la presenza di un quadro fessurativo prodotto da precedenti terremoti e caratterizzato da lesioni diagonali nella parete facilita l'individuazione dei macroelementi, ed è necessario solo il rilievo della loro geometria. Quando invece l'edificio da esaminare è ancora integro, è necessario verificare la possibilità dell'attivazione di un meccanismo di ribaltamento composto di una parte di esso sulla base delle condizioni di vincolo; solo successivamente si può definire la geometria dei corpi coinvolti tenendo conto delle caratteristiche dell'edificio. In particolare, la definizione del cuneo di distacco è fortemente influenzata, oltre che dalla qualità della muratura costituente la parete di controvento, anche dalla presenza di aperture in prossimità del nodo in cui confluiscono le murature ortogonali. Quanto peggiore è la qualità muraria tanto minore

risulta, generalmente, l'angolo formato dalla diagonale del cuneo trascinato nel ribaltamento con la verticale: al limite, la porzione di parete di controvento trascinata nel cinematismo si annulla ed il ribaltamento interessa la sola parete di facciata. Eventuali aperture in prossimità dei muri ortogonali, con connessione a martello o ad angolo, sono elementi di debolezza che vengono coinvolti nella lesione di distacco.

Come nel caso di ribaltamento semplice bisogna poi considerare la possibilità che nel meccanismo siano compromessi diversi livelli di un edificio, in relazione all'assenza di efficaci vincoli di connessione tra la parete investita dal sisma ed i diversi solai intermedi. E tuttavia opportuno, in caso di incertezza, considerare diverse configurazioni possibili dei corpi coinvolti nel meccanismo e valutare, al variare della geometria dei macroelementi, il valore minimo del coefficiente α associato al cinematismo che determina il collasso. Questo modo di procedere è particolarmente utile nei casi di strutture murarie integre con cantonali correttamente eseguiti poiché i meccanismi di collasso fuori dal piano possono svilupparsi con il coinvolgimento di porzioni di muratura di diversa ampiezza e configurazione. Inoltre possono manifestarsi con rotazioni attorno a cerniere orizzontali o verticali. Nel caso di cinematismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale ad un piano, l'assenza di un efficace vincolo in testa all'elemento ribaltante riguarda soltanto l'ultimo livello dell'edificio; il ribaltamento dell'intera parete o di porzioni di essa può essere agevolato da una copertura spingente. Definita la geometria del macroelemento coinvolto nel ribaltamento e fissate le condizioni di vincolo, possono essere valutate tutte le grandezze che definiscono il modello. I carichi agenti sul sistema sono i pesi propri e quelli trasmessi al macroelemento dalle strutture e sovrastrutture su esso agenti, oltre che le azioni orizzontali dovute al sisma oppure a spinte statiche.

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DEL CANTONALE

Tra i meccanismi di ribaltamento composto viene qui considerato anche quello che prevede il ribaltamento della parte alta del cantonale degli edifici, generalmente determinato dalla spinta dei puntoni dei tetti a padiglione. Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura nelle pareti concorrenti nell'angolo libero, attorno ad una cerniera posta alla base del cuneo. La configurazione del macroelemento così determinatosi è variabile in relazione alla qualità del materiale costituente le murature confluenti nel nodo, che condiziona l'inclinazione delle superfici di frattura, e alla presenza di aperture in prossimità del cantonale, che ne determina generalmente il coinvolgimento. Il fenomeno, che può quindi interessare diverse geometrie dei macroelementi coinvolti, in assenza di collegamenti efficaci alla quota dei solai può anche estendersi ai piani sottostanti l'ultimo livello dell'edificio. Il meccanismo di ribaltamento del cantonale è quindi determinato dall'assenza di trattenimento in testa alle pareti ortogonali ed è agevolato dalla presenza di coperture spingenti, specie di puntoni che poggiano sull'angolata, oltre che da strutture murarie di cattiva fattura. Anche in questo caso se la struttura da analizzare ha già subito gli effetti di un sisma, o mostra comunque un quadro di dissesti rilevati, la definizione dello schema di calcolo a cui fare riferimento per la valutazione del coefficiente sismico α risulta agevolata. Quando invece l'edificio da esaminare è integro, si valuta la possibilità di attivazione del meccanismo controllando l'assenza di collegamenti adeguati della struttura muraria alla copertura, a comunque di presidi che ne impediscono il ribaltamento, o la presenza di spinte concentrate in testa ai cantonali, in particolare nei tetti a padiglione. E' anche opportuno ipotizzare, sulla base delle caratteristiche meccaniche e geometriche rilevate, la possibilità di formazione di più cunei, per valutare il minimo valore del moltiplicatore di collasso α calcolato come illustrato qui di seguito. Si suppone che il ribaltamento avvenga intorno ad un asse passante per A e perpendicolare ad un piano che contiene lo spigolo e forma 45° con le pareti dove si attiva il meccanismo. L'angolo di 45° può essere considerato una buona approssimazione, valida in media, della direzione di spinta di un eventuale puntone in un tetto a padiglione.

I carichi e le azioni considerate

Attraverso i dati della pericolosità sismica del sito in cui sorge l'edificio, ed in riferimento ad un periodo di ritorno dell'azione sismica $TR = 475$ anni per le verifiche nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV, i parametri che definiscono le forme spettrali sono:

STATO LIMITE DI RIFERIMENTO SLV

Accelerazione orizzontale massima al sito	ag	0,196
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F0	2,410
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione Orizzontale	TC	0,310
Vita nominale	VN	50 anni
Classe d'uso (valore del coefficiente d'uso)	cu	II
Periodo di riferimento dell'azione sismica	VR	50 anni
Probabilità di superamento	PVR	10
Tempo di ritorno dell'azione sismica	TR	475 anni
Categoria di sottosuolo	B	
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	SS	1,200
	CC	1,390
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1,00
Coefficiente per categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1,200
Fattore di struttura	q	2
Fattore di smorzamento	η	1,00

Sulla base delle informazioni complessivamente acquisite sul fabbricato, si assume un livello di conoscenza LC1, che porta all'adozione di un fattore di confidenza $FC = 1,35$.

Dalle verifiche in situ condotte, si prevede che la muratura che compone l'edificio sia in pietre a spacco con buona tessitura, dalla tabella C8A.2.1 della Circ. n.617 2/2/09, risultano i valori di seguito riportati:

- Peso specifico medio della muratura $w = 21.0 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza media a compressione della muratura $f_m = 260 \text{ N/cm}^2$
- Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0 = 5,6 \text{ N/cm}^2$

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_m da utilizzare per il progetto sismico delle strutture in muratura è pari a 2 (§7.8.1.1 del D.M. 14.01.08).

Il fattore di struttura q utilizzato è pari a 2 (§C8A.4.2.3 Circolare n.617 2.2.09).

Le azioni di calcolo, in riferimento ai carichi permanenti e accidentali ipotizzati, vengono valutate secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.08).

Le verifiche allo stato limite in considerazione, devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni fornita dall'eq. 3.2.16 del D.M. 14.01.08:

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
 $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{K1} + \Psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$

I valori dei coefficienti di combinazione secondo la tab. 2.5.I risultano pari a:

Categoria H – Coperture	$\psi_{21} = 0,0$
neve (a quota <1000 n s.l.m)	$\psi_{21} = 0,0$
vento	$\psi_{21} = 0,0$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali. L'edificio non presenta alcun tipo di danneggiamento, si è accerta la possibilità dell'instaurarsi di un meccanismo di ribaltamento a partire dalle condizioni di vincolo delle parti, e successivamente è possibile ipotizzare la geometria coinvolta nel cinematisimo prendendo in considerazione ulteriori fattori come la presenza di aperture o la qualità muratura.

A titolo di esempio in questo estratto si illustra solamente la verifica del meccanismo di ribaltamento della parete semplice, nello stato di fatto e nello stato di progetto.

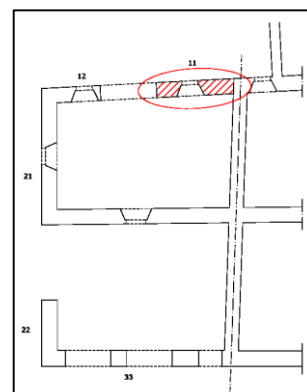
MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

STATO DI FATTO - Parete "11"

Si prende in esame la parete appartenente al prospetto nord denominata "11".

Dalle verifiche in situ condotte, si ipotizza l'assenza di un efficace collegamento tra la struttura muraria e la copertura, e tra la parete di facciata con quella ortogonale in comune con l'edificio adiacente. Il meccanismo di collasso che con maggiore probabilità può interessare la struttura in esame è il ribaltamento semplice. La muratura portante che compone il macroelemento è in pietrame marnoso arenaceo, con presenza di ricorsi.

La copertura è a falda inclinata di tipo a padiglione, realizzata con travi ed arcarecci in legno di quercia. Nella valutazione delle azioni che si esercitano sulla parete considerata si utilizzano i seguenti carichi unitari:



ANALISI DEI CARICHI SUL MACROELEMENTO		kN/mq
Carichi permanenti	Solaio stato di fatto	2.05
Carichi variabili	Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0.50
	Neve	1.32
	Vento	-0.36

Sulla parete grava il peso del carico della copertura che si trasmette attraverso tre aliquote, la spinta concentrata della trave del tetto a padiglione, il peso della copertura gravante direttamente sul paramento e l'aliquota trasmessa dalla piattabanda.

Si riportano nel seguito le espressioni relative al calcolo delle tre aliquote.

$$q_{\text{trave}} = \text{P.P. trave} + (A_{\text{inf.trave}} \cdot q_{u,\text{cop}}) = 33,68 \text{ KN/mq}$$

$$\text{componente della spinta verticale della trave: } FV = 18,28 \text{ KN/mq}$$

$$\text{componente della spinta orizzontale della trave: } FH = 4,71 \text{ KN/mq}$$

$$q_{\text{sol.cop.}} = q_{u,\text{cop}} \cdot A_{\text{inf}} = 14,58 \text{ KN/mq}$$

$$q_{\text{piattabanda}} = q_{u,\text{cop}} \cdot A_{\text{inf}} = 5,93 \text{ KN/mq}$$

Risultano definiti la geometria del macroelemento ribaltante ed i carichi agenti sul corpo secondo quanto indicato nella tabella seguente.

elevazione		1
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,75
	Altezza (interpiano) h_i [m]	3,00
	Lunghezza della parete L_i [m]	3,94
	Quota baricentro y_{Gi} [m]	1,48
	Superficie parete netta $[m^2]$	10,54
	Area di influenza del copertura $[m^2]$	15,05
	Quota punto applicazione spinta trave copertura h_{vi} [m]	2,70
	Braccio orizzontale carico solaio d_i [m]	0,375
	Angolo d'inclinazione copertura $[\circ]$	17°
azioni	Peso specifico muratura γ_i [KN/m ³]	21,00
	Peso proprio parete W_i [KN]	166,1
	Carico trasmesso solaio P_{Si} [KN]	20,5
	Componente verticale spinta trave F_{vi} [KN]	18,3
	Componente orizzontale spinta trave F_{Hi} [KN]	4,7
	Spinta statica copertura P_H [KN]	/
	Azione del tirante T_i [KN]	/

I dati relativi alla superficie delle pareti coinvolte nel cinematisimo ed alla posizione del baricentro delle stesse sono stati valutati con l'ausilio di un programma CAD; per la valutazione delle azioni sulla parete sono stati assunti valori dei carichi unitari di cui alla Tab. 3.1.I (NTC 08).

Lo schema di calcolo al quale fare riferimento è quello indicato nella figura seguente.
Si analizzano le condizioni di ribaltamento dell'intera parete rispetto ad una cerniera cilindrica posta in corrispondenza della sezione di base.

I parametri che definiscono le forme spettrali sono:

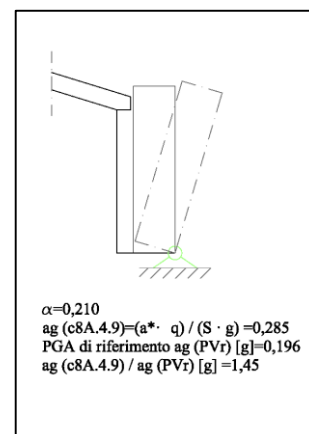
Parametri di calcolo		
Fattore di struttura	q	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1,00
Categoria suolo di fondazione	B	
PGA di riferimento	ag(PVR) [g]	0,196
Fattore di amplificazione massima dello spettro	FO	2,410
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro	TC* [sec]	0,310
Fattore di smorzamento	η	1,000
Altezza della struttura	H [m]	3,00
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	SS	1,200
Coefficiente	CC	1,390
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione	S	1,200
Numero di piani dell'edificio	N	1
Coefficiente di partecipazione modale	γ	1,000
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura	T1 [sec]	0,114

Verifiche di sicurezza Stato limite di salvaguardia della vita C8A.4.2.3

Verificata semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare).
Si prendano in considerazione i valori min di ag(SLV) calcolati con le formule C8A.4.9 e C8A.10, li si confrontano con la PGA di riferimento ag(PVr) [g] del sito.

Il valore dell'INDICE DI RISCHIO è 1,45.

Il risultato è riassunto nell'immagine:



STATO DI PROGETTO - Parete "11"

In questo caso gli interventi di progetto consistono nella **sola sostituzione del manto di copertura**, pertanto, si ipotizza l'assenza di un efficace collegamento tra la struttura muraria e la copertura, e tra la parete di facciata con quella ortogonale in comune con l'edificio adiacente. Il meccanismo di collasso che con maggiore probabilità può interessare la struttura in esame è il ribaltamento semplice. La muratura portante che compone il macroelemento è in pietrame marnoso arenaceo, con presenza di ricorsi. La copertura è a falda inclinata di tipo a padiglione, realizzata con travi ed arcarecci in legno di quercia. Nella valutazione delle azioni che si esercitano sulla parete considerata si utilizzano i seguenti carichi unitari:

ANALISI DEI CARICHI SUL MACROELEMENTO		kN/mq
Carichi permanenti	Solaio stato di progetto	2.35
Carichi variabili	Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0.50
	Neve	1.32
	Vento	-0.36

Sulla parete grava il peso del carico della copertura che si trasmette attraverso tre aliquote, la spinta concentrata della trave del tetto a padiglione, il peso della copertura gravante direttamente sul paramento e l'aliquota trasmessa dalla piattabanda. Si riportano nel seguito le espressioni relative al calcolo delle tre aliquote.

$$q_{\text{trave}} = P.P. \text{ trave} + (A_{\text{inf.trave}} \cdot q_{u,\text{cop}}) = 38,19 \text{ KN/mq}$$

componente della spinta verticale della trave: $FV = 18,28 \text{ KN/mq}$
componente della spinta orizzontale della trave: $FH = 4,71 \text{ KN/mq}$
 $q_{\text{sol.cop.}} = q_{u,\text{cop}} * A_{\text{inf}} = 20,73 \text{ KN/mq}$
 $q_{\text{piattabanda}} = q_{u,\text{cop}} * A_{\text{inf}} = 5,34 \text{ KN/mq}$

Risultano definiti la geometria del macroelemento ribaltante ed i carichi agenti sul corpo secondo quanto indicato nella tabella seguente, dove in giallo sono evidenziate le differenze rispetto allo stato di fatto:

elevazione		1
Geometria	Spessore della parete s_i [m]	0,75
	Altezza (interpiano) h_i [m]	3,00
	Lunghezza della parete L_i [m]	3,94
	Quota baricentro y_{Gi} [m]	1,48
	Superficie parete netta m^2	10,54
	Area di influenza del copertura m^2	15,05
	Quota punto applicazione spinta trave copertura h_{vi} [m]	2,70
	Braccio orizzontale carico solaio d_i [m]	0,375
	Angolo d'inclinazione copertura $^\circ$	17°
azioni	Peso specifico muratura γ_i [KN/m ³]	21,00
	Peso proprio parete W_i [KN]	166,1
	Carico trasmesso solaio P_{Si} [KN]	23,4
	Componente verticale spinta trave F_{vi} [KN]	20,7
	Componente orizzontale spinta trave F_{Hi} [KN]	5,3
	Spinta statica copertura P_H [KN]	/
	Azione del tirante T_i [KN]	/

I dati relativi alla superficie delle pareti coinvolte nel cinematisimo ed alla posizione del baricentro delle stesse, lo schema di calcolo al quale fare riferimento e i parametri che definiscono le forme spettrali rimangono gli stessi dello stato di fatto.

Verifiche di sicurezza Stato limite di salvaguardia della vita C8A.4.2.3

Verificata semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare).
Si prendono in considerazione i valori min di $ag(\text{SLV})$ calcolati con le formule C8A.4.9 e C8A4.10 e li si confrontano con la PGA di riferimento $ag(\text{Pvr})$ [g] del sito.

Il valore dell'INDICE DI RISCHIO è 1,43.

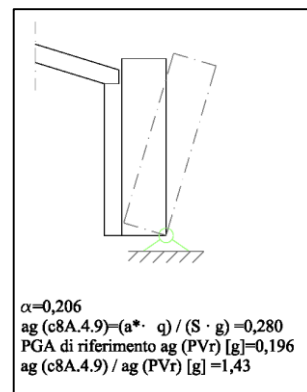


TABELLA RIASSUNTIVA DEI DATI DI OUTPUT

Si riportano i valori di $ag(\text{SLV})$ calcolati con le formule C8A.4.9 e C8A4.10 dei meccanismi di collasso della parete esaminata, li si confrontano con la PGA di riferimento $ag(\text{Pvr})$ [g] del sito, pari 0,196g, ottenendo il valore dell'INDICE DI RISCHIO.

PARETE	STATO DI FATTO			STATO DI PROGETTO		
	α	$ag(\text{SLV})$	I.R.	α	$ag(\text{SLV})$	I.R.
"11"	0.21	0.285	1.45	0.2066	0.280	1.43

Dalla tabella riportata, e relativi risultati, si evince che l'indice di rischio risulta sempre maggiore di uno, a dimostrazione che la struttura risulta di fatto adeguata alle vigenti Normative nei confronti dei meccanismi locali di collasso indagati.

CONCLUSIONI

Il presente lavoro analizza le strutture di un annesso rurale. Dalle analisi condotte è possibile concludere che l'annesso rurale, investigato sia attraverso un'analisi globale elastica che attraverso lo studio di diversi cinemastismi di collasso locali, ha manifestato il sostanziale rispetto delle vigenti norme in materia di costruzioni in zona sismica (NTC2008), risultando di fatti adeguato. Il relativo progetto architettonico è risultato attuabile nella sua totalità. Gli interventi necessari sono sostanzialmente piccole modifiche di alcuni vani, la sostituzione di qualche piattabanda, la sarcitura e stilatura dei giunti in alcune porzioni dei paramenti e la realizzazione di ammorsatura nelle zone di sconnessione.

I progettisti
Arch. Antonio D'Arco
Ing. Michele D'Arco
Ing. Fabio Iannone