



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

***Vulnerabilità sismica del costruito storico monumentale
attraverso il metodo Non-Smooth Contact Dynamics***

***Seismic vulnerability of historical monumental buildings
through the Non-Smooth Contact Dynamics Method***

Relatore:
Prof. Ing. Francesco Clementi

Tesi di Laurea di:
Verdiana Consiglia Cocomazzi

Correlatore:
Prof. Ing. Stefano Lenci

A.A. 2019/2020

Alla mia famiglia

“Il futuro appartiene a chi crede nella bellezza dei propri sogni.”

Anne Eleonor Roosevelt

INDICE

PREMESSA.....	9
INTRODUZIONE	12
CAPITOLO 1	
COSTRUZIONI IN MURATURA.....	14
1.1 LA MURATURA E LE SUE CARATTERISTICHE.....	15
1.2 COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA	20
1.3 MECCANISMI DI COLLASSO	23
1.4 LE CHIESE IN MURATURA IN ZONA SISMICA	29
CAPITOLO 2	
VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA.....	38
2.1 RISCHIO SISMICO	38
2.1.1 <i>La pericolosità sismica in Italia</i>	40
2.1.2 <i>Classificazione sismica</i>	42
2.2 L'EVOLUZIONE NORMATIVA	45
2.3 IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	48
2.3.1 <i>Analisi storico-critica</i>	49
2.3.2 <i>L'integrazione con il rilievo</i>	50
2.3.3 <i>Caratterizzazione meccanica dei materiali</i>	52
2.3.4 <i>Livelli di conoscenza e fattori di confidenza</i>	55
2.4 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE IN MURATURA	61
2.5 METODI DI ANALISI SISMICA GLOBALE	64
2.5.1 <i>Analisi statica lineare</i>	65
2.5.2 <i>Analisi dinamica modale</i>	68
2.5.3 <i>Analisi statica non lineare (Push-over)</i>	69

2.5.4 Analisi dinamica non lineare	71
--	----

CAPITOLO 3

IL CASO STUDIO: CHIESA DI SANTA MARIA DI VARANO - MUCCIA (MC) 73

3.1 INQUADRAMENTO SISMICO	73
3.1.1 Sismicità storica e recente nelle Marche	73
3.1.2 Pericolosità sismica e classificazione	76
3.1.3 Sismicità del territorio comunale di Muccia	78
3.2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E STORIA DELLA CITTÀ DI MUCCIA.....	81
3.3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELLA CHIESA DI SANTA MARIA DI VARANO.....	83
3.4 DESCRIZIONE GEOMETRICA E STRUTTURALE.....	85
3.5 FASE DI RILIEVO E DI RESTITUZIONE GRAFICA.....	92
3.6 IDENTIFICAZIONE DELLE VULNERABILITÀ E DEL DEGRADO	101

CAPITOLO 4

METODI DI MODELLAZIONE NUMERICA 105

4.1 METODO DEGLI ELEMENTI FINITI: FEM	107
4.2 METODO DEGLI ELEMENTI DI CONTORNO: BEM	108
4.3 METODO DEGLI ELEMENTI DISCRETI: DEM	109
4.3.1 Caratteristiche distintive	111
4.3.2 Modellazione e implementazione numerica	112
4.4 IL METODO NON SMOOTH CONTACT DYNAMICS (NSCD)	115
4.4.1 Trattamento dell'equazione della dinamica nel Metodo NSCD	116
4.4.2 Leggi di contatto.....	120

CAPITOLO 5

IL CODICE DI CALCOLO LMGC90..... 127

5.1 CONSIDERAZIONI GENERALI.....	127
----------------------------------	-----

5.2 SEMPLIFICAZIONI METODO NSCD	128
5.3 COSTRUZIONE DEL MODELLO TRIDIMENSIONALE	129
5.4 ANALISI PARAMETRICHE: SIMULAZIONI DINAMICHE DI UN SISMA REALE.....	140
5.4.1 <i>Definizione dei parametri numerici di integrazione</i>	140
5.4.2 <i>Modellazione dell'azione sismica: velocigrammi WE, NS, UP del sisma reale</i>	141
CAPITOLO 6 - RISULTATI.....	146
CAPITOLO 7 - CONCLUSIONI	165
BIBLIOGRAFIA.....	167
RINGRAZIAMENTI	168

PREMESSA

La vulnerabilità sismica di un edificio può essere definita come un indicatore qualitativo e quantitativo del livello di danneggiamento subito dalla costruzione a seguito di una determinata azione sismica: quanto più un edificio risulta vulnerabile, tanto maggiori saranno le conseguenze di un terremoto sulla struttura. In Italia gran parte del patrimonio storico edilizio è costituito dalle costruzioni in muratura e particolare attenzione deve essere posta nei confronti di questi edifici poiché spesso sono stati costruiti senza criteri e dettagli in grado di mitigare l'azione sismica.

Tuttavia gli interventi sulle strutture in muratura esistenti si scontrano con delle difficoltà legate principalmente alla conoscenza delle reali caratteristiche meccaniche di un materiale eterogeneo e molto complesso come la muratura.

Il presente lavoro di tesi ha come oggetto di studio la vulnerabilità sismica di un manufatto storico in muratura: la chiesa di Santa Maria di Varano a Muccia, in provincia di Macerata, utilizzando un software di calcolo avanzato.

Il percorso di tesi è stato diviso in 2 macro-fasi:

- *Fase del rilievo come primo approccio per la conoscenza dell'organismo esistente.*

Si sono ricercati tutti i documenti storici che hanno permesso di migliorare la conoscenza del manufatto. La ricerca si è svolta attraverso il reperimento di informazioni pubblicate all'interno di opere bibliografiche ed anche attraverso documenti contenuti negli archivi storici della Soprintendenza per i Beni architettonici e Paesaggistici delle Marche.

Oltre al rilievo fotografico è stato effettuato un rilievo con una moderna strumentazione, il Laser Scanner: l'azione combinata della accuratezza del laser e delle immagini fotografiche ha reso il rilievo completo e realistico; infatti,

questa tecnologia innovativa permette di estrarre i dati necessari per ottenere la morfologia esatta del manufatto nei punti ritenuti significativi e visualizzarli poi tridimensionalmente. Il risultato finale della nuvola di punti, nel nostro caso specifico, ha permesso di visualizzare anche quelle informazioni non facilmente rilevabili ad occhio nudo e ha messo in evidenza elementi di particolare criticità.

- *Fase di modellazione e l'analisi sismica tramite il codice di calcolo LMGC90 con una trattazione finale dei risultati.*

Dopo una descrizione delle attività necessarie per l'acquisizione di un'adeguata conoscenza degli edifici, secondo i principi esposti nel capitolo 4 delle suddette Linee Guida, si è condotta la valutazione della vulnerabilità sismica.

Con il software di modellazione solida 3D Midas FEA, sono stati realizzati quattro modelli, con un differente grado di dettaglio:

- Modello con muratura a singola cortina,
- Modello con muratura a doppia cortina
- Modello con la muratura a sacco
- Modello con blocchi grandi.

La muratura in esame è stata modellata come un sistema discretizzato di blocchi rigidi (multi-body system) di dimensioni stabilite e con geometrie complesse. Nell'ambito dei sistemi multi-body, il metodo Non-Smooth Contact Dynamics (NSCD), implementato nel codice LMGC90, è stato applicato per lo studio della risposta sismica della muratura stessa. Secondo questo modello, i blocchi rigidi della muratura sono caratterizzati da movimenti di scorrimento regolati dalla condizione di impenetrabilità di Signorini e dalla legge di attrito di Coulomb.

Il comportamento dinamico della chiesa ottagonale è stato analizzato usando il software LMGC90 (Logiciel de Mécanique Gérant le Contact), un codice di calcolo ad elementi discreti che utilizza simulazioni numeriche tridimensionali

di azioni sismiche reali e al termine delle simulazioni, i risultati dei quattro modelli sono stati confrontati tra di loro.

Il metodo NSCD ha dimostrato di essere un potente strumento per indagare le dinamiche indotte dalle accelerazioni sismiche del terreno. In effetti i risultati numerici hanno dato una visione approfondita della vulnerabilità sismica del manufatto storico, mettendo in evidenza le zone critiche e i diversi meccanismi di collasso. Sono state eseguite le analisi parametriche considerando accelerogrammi reali, secondo le tre le direzioni del moto sismico.

INTRODUZIONE

L'Italia è caratterizzata da un patrimonio architettonico, storico e artistico di notevole importanza, che necessita di essere salvaguardato e preservato.

Il patrimonio edilizio italiano è caratterizzato dalla presenza di un grande numero di edifici in muratura, oltre il 70% del patrimonio edilizio complessivo. A causa degli eventi sismici, degli interventi antropici e del naturale invecchiamento, questi manufatti sono soggetti ad elevata vulnerabilità e necessitano, perciò, di adottare soluzioni efficaci ai fini della conservazione e del recupero di questa immensa ricchezza culturale a volte poco considerata.

L'importanza delle strutture in muratura che fanno parte del nostro patrimonio artistico e culturale è certamente indubbia, in quanto espressione della nostra società, della nostra storia, della nostra creatività. In particolare, le chiese e gli edifici di culto in genere (che rappresentano oltre l'80% del patrimonio culturale nazionale) sono quelli che probabilmente più di qualsiasi altro, appartengono più univocamente all'immaginario collettivo comune. Infatti esse hanno spesso determinato la crescita e l'affermazione dei piccoli borghi sorti attorno a loro, e lo sviluppo del territorio e delle comunità, è stato spesso legato alla loro presenza.

Inoltre, le chiese sono soggette ad un maggior rischio in presenza di terremoti data la loro tipica configurazione caratterizzata da grandi aule e priva di orizzontamenti di collegamento intermedi. Pertanto molte di queste strutture necessitano di adeguamenti antisismici per due motivi: garantire la sicurezza e la salvaguardia della vita umana ed estendere la vita di tali costruzioni soprattutto di quelle di particolare rilevanza storica, artistica o architettonica.

È evidente che per conservare tali "testimonianze" è necessaria un'attenta analisi condotta non soltanto al restauro, ma anche puntando alle cause che portano al declino del costruito, in primo luogo con riferimento agli eventi più

negativi per essi, i *terremoti*. Infatti l'esperienza mostra come sia questa la causa più probabile del decadimento di tali costruzioni. Anche sismi di limitata intensità determinano stati fessurativi evidenti e possono provocare, in alcuni elementi architettonici della chiesa, situazioni d'instabilità con crolli locali.

Questo soprattutto per una propria *vulnerabilità intrinseca* dovuta alle caratteristiche per niente duttili della muratura ed ad una *vulnerabilità aggiunta* dovuta al naturale degrado dei materiali; senza contare le contromisure prese che, per mancanza di esperienza, si sono rivelate il più delle volte erronee, causando, spesso, danni maggiori di quelli che si volevano curare.

Esiste per questi manufatti un problema di sicurezza, ovvero occorre garantire alla struttura una capacità di resistere all'azione sismica confrontabile con quella che viene richiesta alle nuove costruzioni. Questa esigenza è legata al mantenimento del bene architettonico, per le sue valenze culturali ed economiche, ma soprattutto alla salvaguardia dell'incolumità pubblica, dato che una chiesa può essere soggetta ad affollamento.

Nell'ambito dell'ingegneria strutturale è quindi fondamentale conoscere la sequenza degli eventi sismici significativi che hanno interessato il manufatto dall'epoca della sua costruzione ed acquisire notizie sui danni subiti. La sintesi di queste informazioni, unitamente alla scelta di un modello del comportamento strutturale, porta alla formulazione della diagnosi, ovvero consente di determinare il livello di sicurezza del manufatto o, equivalentemente, con un termine utilizzato in ambito sismico, la sua vulnerabilità.

Capitolo 1

COSTRUZIONI IN MURATURA

Fin da quando fecero la loro comparsa, con l'avvento delle grandi civiltà, le costruzioni in muratura hanno progressivamente sostituito le precedenti tipologie costruttive, le quali erano caratterizzate da tecniche edilizie molto rudimentali come legname, paglia, pelli di animali. Ci si rese presto conto del fatto che, disponendo per sovrapposizione ed incastro, elementi di pietra di diverse forme e dimensioni, si riuscivano ad ottenere sistemi resistenti molto efficaci. Nascevano in questo modo le prime murature portanti, le quali, oltre ad essere maggiormente resistenti, e quindi in grado di sopportare carichi sempre maggiori, fornivano anche un miglior grado di protezione ed isolamento nei confronti dei diversi agenti atmosferici.

Con il passare del tempo la tecnologia muraria ha avuto un notevole progresso, sia in termini di materiali utilizzati, sia per quanto riguarda le tecniche costruttive. In merito ai materiali infatti, c'è stato un progressivo passaggio dall'uso di pietre con forme irregolari e varie dimensioni, le quali portavano alla realizzazione di una muratura molto disomogenea, all'utilizzazione di blocchi di pietra squadrata, i quali consentivano l'esecuzione di muri più regolari, con un migliore sfruttamento del materiale impiegato. Anche le tecniche costruttive, si sono evolute nel corso dei secoli e, di pari passo con lo sviluppo dei materiali, hanno consentito la realizzazione di strutture molto più efficienti e funzionali. Se infatti inizialmente il tipico muro era realizzato dalla semplice sovrapposizione di pietre molto disomogenee sia in forma, tipologia e dimensione, posizionate esclusivamente a secco, si è mano a mano passati alla costruzione di paramenti murari impiegando pietre sempre più regolari nella forma e nelle dimensioni, e introducendo un elemento essenziale, fino ad allora totalmente ignorato nelle opere murarie; la malta. La malta ha portato una

notevole rivoluzione nell'ambito delle costruzioni in muratura, in quanto queste risultavano essere ancora più stabili ed il livello di coibentazione e protezione dagli agenti esterni risultava notevolmente aumentato.

Ogni volta che si presenta il caso di dover intervenire sulle strutture in muratura, il tecnico si trova di fronte a problemi di entità non trascurabile, data la presenza di differenti gradi di difficoltà e incertezza, caratteristici di queste tipologie strutturali. Queste incertezze sono spesso legate all'identificazione della particolare tipologia di muratura e alla caratterizzazione meccanica dei materiali che la compongono.

1.1 La muratura e le sue caratteristiche

La muratura è un materiale composito ottenuto mediante l'unione di blocchi, lapidei o in laterizio, disposti in modo da ottenere una struttura avente una certa stabilità e talvolta connessi tramite un elemento legante come la malta. I blocchi possono essere collegati "a secco" o, nella maggior parte dei casi, con la presenza della malta: nel primo caso la stabilità è affidata all'equilibrio statico, mentre nel secondo caso è affidata alla malta che ha lo scopo di aumentare la coesione tra gli elementi.

Un metodo per definirne la qualità consiste nel valutare la rispondenza della muratura esaminata con le cosiddette **regole dell'arte**, ovvero tutta quella serie di criteri esecutivi pratici e di proporzionamento geometrico a carattere empirico affinati progressivamente nel corso della storia e tramandate attraverso i secoli. Infatti, a dispetto di costruzioni più recenti, le costruzioni storiche non sono state progettate utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture bensì sulla base dell'intuizione e dell'osservazione, utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sperimentando il

comportamento delle costruzioni già realizzate. In sostanza si può dire che tanto più un paramento murario è realizzato in conformità con tali regole tanto più il suo comportamento meccanico potrà essere definito di buona qualità.

Le regole dell'arte riguardano principalmente:

- a) le caratteristiche meccaniche dei blocchi e della malta;
- b) la forma e le dimensioni dei blocchi;
- c) la tessitura muraria

Le caratteristiche meccaniche degli elementi (a) costituenti la muratura è estremamente diversa: la malta presenta un modulo elastico inferiore a quello del laterizio e manifesta una maggiore duttilità in fase di rottura mentre il blocco è caratterizzato da una rottura di tipo fragile. Tuttavia entrambi gli elementi manifestano una resistenza a compressione molto più elevata di quella a trazione. Inoltre va considerato che i carichi sismici, che si manifestano prevalentemente come azioni orizzontali, possono indurre sull'edificio stati di sollecitazione (trazione) incompatibili con la capacità di resistenza del materiale. Per questo motivo è di particolare importanza effettuare analisi sismiche su questa tipologia di edifici.

Inoltre, i giunti di malta non devono però essere eccessivamente larghi, in quanto comporterebbero un abbattimento della rigidità della muratura. In quest'ottica, la presenza di zeppe e scaglie può contribuire ad aumentare i contatti ed a limitare la quantità di malta.

Una adeguata forma e dimensione dei blocchi (b) è fondamentale per un corretto funzionamento della compagine muraria.

Per quanto riguarda la dimensione, più i blocchi sono grandi, minori saranno i potenziali piani di scorrimento orizzontale all'interno della compagine muraria e maggiore sarà la diffusione del carico verticale concentrato lungo la parete in presenza di un adeguato sfalsamento dei giunti verticali.

Per quanto concerne la forma, che spesso risulta essere il parametro più indicativo della qualità muraria, l'utilizzo di elementi squadrati è in genere espressione di buona qualità muraria, in quanto consentono di ottenere una buona tessitura muraria (c).

Per buona tessitura muraria si intende la compresenza di

- filari orizzontali
- giunti verticali sfalsati
- compresenza di ortostati e diatoni

La presenza di filari orizzontali, ossia di blocchi disposti per strati successivi ad andamento orizzontale, assicura sia un appoggio regolare tra tutti gli elementi sia una buona distribuzione dei carichi verticali. Lo sfalsamento dei giunti verticali è determinante sia per una corretta diffusione dei carichi concentrati sia per garantire un adeguato effetto incastro. Inoltre, esso aumenta generalmente la resistenza a taglio nel piano del pannello murario e risulta essenziale per garantire il cosiddetto effetto catena all'interno del pannello murario, ossia per garantire quella resistenza a trazione dovuta principalmente all'attrito sui giunti orizzontali. Tale resistenza, seppure minima, contribuisce alla resistenza nel piano del pannello. Infine, un comportamento di buona qualità della parete (sia nel piano che fuori piano) è garantito se vi è compresenza di elementi longitudinali (ortostati) e di elementi trasversali (diatoni) adeguatamente alternati e sfalsati tra loro. Gli ortostati, se adeguatamente sfalsati, hanno la prevalente funzione di contrastare l'azione sismica complanare. I diatoni, invece, favoriscono l'ingranamento trasversale, essenziale per contrastare l'azione sismica ortogonale al piano della parete.

Relativamente a ciò, si pensi al caso di una muratura a due o più paramenti: la presenza di elementi trasversali passanti risulta in questo caso fondamentale durante il sisma per evitare la suddivisione della parete in più paramenti

indipendenti. In questo caso si parla di comportamento monolitico della muratura alle azioni fuori dal piano.

Non è necessaria la presenza di un numero elevato di diatoni per assicurare un comportamento monolitico fuori piano, purché essi siano disposti in punti strategici.

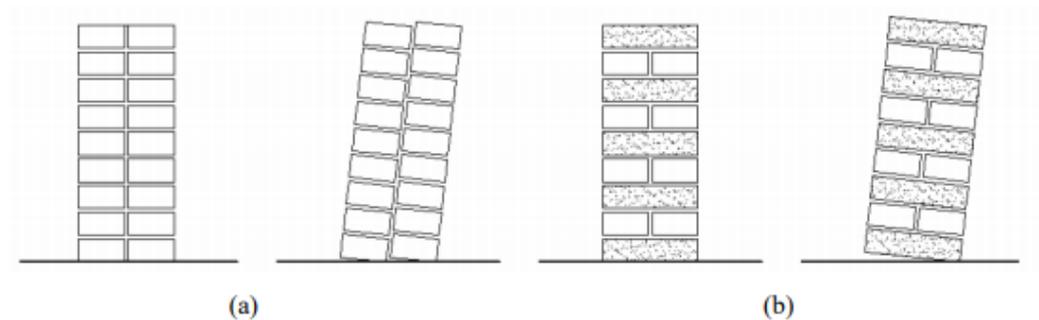


Figura 1: Comportamento della muratura a doppio paramento verticale sotto azione sismica orizzontale: in assenza di diatoni (a); in presenza di diatoni (b)

In conclusione, note le regole dell'arte, e valutando la conformità della costruzione con le regole stesse, è possibile conseguire una prima valutazione qualitativa della sicurezza della costruzione.

Le caratteristiche principali che qualificano il comportamento meccanico della muratura sono:

- la disomogeneità di comportamento nei vari punti, dovuta alle diverse caratteristiche meccaniche degli elementi; molte volte non è sufficiente conoscere le singole caratteristiche dei materiali per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto l'interfaccia data dall'unione dei componenti gioca un ruolo fondamentale, che grazie a particolari fenomeni chimico-fisici tende a sviluppare un comportamento meccanico non riconducibile a quello dei singoli componenti. Il comportamento meccanico macroscopico della muratura può essere quindi associato all'

interazione meccanica fra gli elementi e la malta attraverso le loro superfici di contatto.

- l'anisotropia di comportamento nelle diverse direzioni, è dovuta alla disposizione degli elementi, alla forma, alle loro proporzioni e all'eventuale presenza di fori nella loro direzione.
- lo spessore dei giunti, influisce sulla resistenza della muratura: all'aumentare dello spessore diminuisce la resistenza;
- l'asimmetria di comportamento a compressione e a trazione; è la diretta conseguenza del fatto che, sia gli elementi, sia la malta, sia l'interfaccia malta-elemento presentano un comportamento asimmetrico nei riguardi della trazione e della compressione. L'interfaccia, ancora più che i componenti, presenta resistenza a trazione molto bassa e per questo la muratura viene considerata come un elemento che ha buona resistenza a compressione mentre quella a trazione viene trascurata.
- la non linearità del legame sforzo-deformazione (che può essere vista, in parte, come risultato di alcune delle caratteristiche sopra elencate) che caratterizza in modo marcato il comportamento della muratura sia a compressione, sia a trazione, sia con stati di sollecitazione composti.

In Figura 2 è riportato il comportamento meccanico della muratura e si può notare, come precedentemente anticipato, il miglior comportamento a compressione rispetto a quello a trazione dei vari componenti.

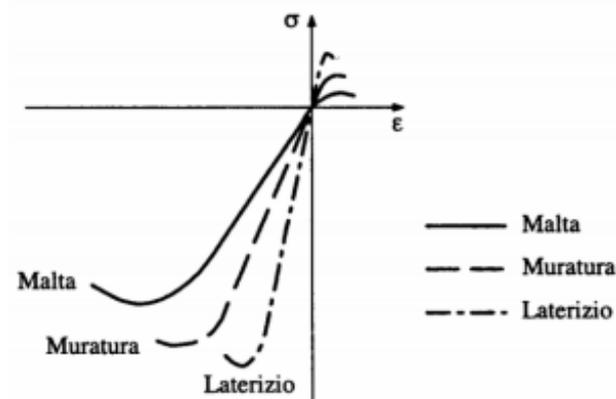


Figura 2: Grafico tensione-deformazione del laterizio, della malta e della muratura.

Si osserva il comportamento intermedio della muratura rispetto i materiali che la compongono

1.2 Comportamento sismico degli edifici in muratura

La muratura è caratterizzata da una buona resistenza a compressione e da una scarsa resistenza a trazione (pari circa a 1/30 di quella a compressione e dovuta alla presenza del giunto di malta). La resistenza alle forze orizzontali in un edificio in muratura è affidata alle pareti che vengono direttamente caricate nel proprio piano, poiché la resistenza fuori dal piano è molto bassa, e si considera pari a zero.

L'edificio deve essere concepito come una struttura tridimensionale; pareti portanti, orizzontamenti e fondazioni devono essere efficacemente collegati tra loro per resistere alle azioni verticali e orizzontali. Gli orizzontamenti devono essere progettati in modo tale da possedere una rigidità molto elevata (da poter considerare infinita), per essere in grado di ripartire le sollecitazioni orizzontali tra tutti gli elementi. Ogni parete quindi potrà svolgere sia la funzione portante (carichi verticali) sia quella di controvento (carichi orizzontali). In definitiva la struttura deve assicurare un "comportamento scatolare". Questo requisito è fondamentale per un buon comportamento sismico degli edifici in muratura.

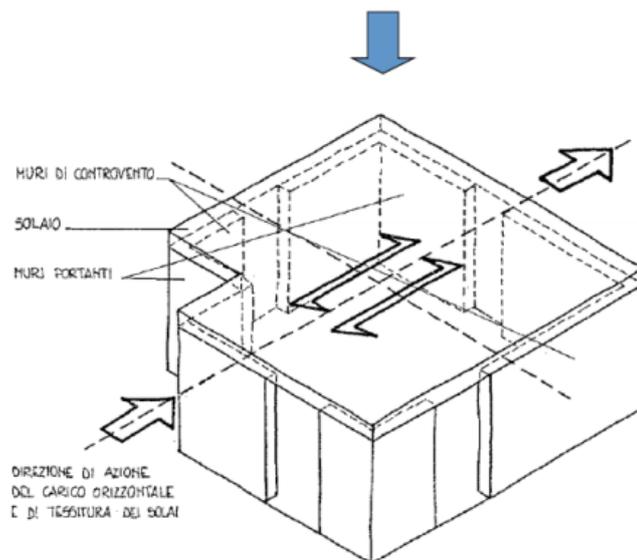


Figura 3: Comportamento scatolare

Per garantire questo comportamento le NTC prescrivono che *“muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria.”*

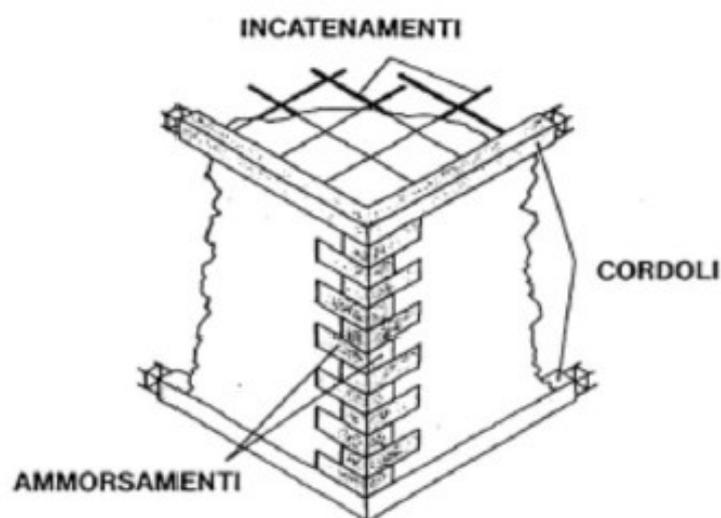


Figura 4: Incatenamenti e ammorsamenti

Le caratteristiche sopra elencate, riscontrabili usualmente in edifici di recente costruzione, non sono sempre possedute dagli edifici storici, caratterizzati spesso da solai che non possono essere considerati rigidi nel proprio piano, perché mancanti ad esempio di una soletta in c.a., oppure data la totale assenza di cordoli di piano, necessari per garantire un corretto ammassamento tra pareti e solai ed allo stesso tempo impedire il ribaltamento fuori piano delle pareti.

Infatti, gli edifici storici presentano caratteristiche di progetto e realizzazione che spesso non tengono conto della possibilità che l'edificio sia investito da azioni orizzontali di una qualche rilevanza. Nel passato, infatti, l'attenzione era concentrata principalmente sugli effetti prodotti dai carichi verticali, mentre spesso l'eventualità di far fronte alle azioni orizzontali dovute a un terremoto non era considerata adeguatamente. Soltanto in epoche più recenti, specialmente in quelle zone dove gli eventi sismici sono più frequenti, si è iniziato a prendere provvedimenti volti a mitigare la vulnerabilità degli edifici.

Gli accorgimenti che hanno visto un più ampio campo d'applicazione sono elencati sinteticamente di seguito:

- I paramenti dei vari setti murari non sono più lasciati scollegati, ma sono interconnessi tramite l'impiego di elementi di collegamento chiamati *diatoni*. In questo modo le pareti murarie si comportano come un unico blocco resistente.

- Le connessioni tra muri ortogonali ebbero un miglioramento nei confronti del grado di ammassamento degli elementi che si attestavano gli uni negli altri. Questo particolare costruttivo, se ben realizzato, fornisce un vincolo molto forte nei confronti del ribaltamento laterale della parete.

- Tutti i setti murari resistenti erano collegati alle loro estremità tramite cordoli in cemento armato, oppure da catene metalliche. Questi elementi fornivano un

ulteriore vincolo alle pareti garantendo resistenza e stabilità soprattutto per azioni fuori piano.

- I solai, che costituiscono un elemento fondamentale per la ripartizione orizzontale delle azioni tra le varie murature portanti, dovevano costituire dei diaframmi rigidi nel proprio piano. Questo è stato possibile solo dopo l'introduzione dei solai in latero cemento, a differenza di quanto era ottenuto con solai in legno oppure in acciaio e laterizio (i solai a voltine), tipologie queste non in grado di esplicare una adeguata rigidità necessaria a ridistribuire le azioni tra gli elementi murari resistenti.

Per concludere, la buona concezione strutturale ed una corretta realizzazione dei dettagli strutturali, assieme all'utilizzo di materiali di buona qualità, garantiscono un adeguato comportamento strutturale ed una buona predisposizione alla resistenza nei confronti di qualsiasi tipo di azione sull'edificio.

1.3 Meccanismi di collasso

I meccanismi di collasso si possono riassumere in tre tipologie:

1) Disgregazione della tessitura muraria

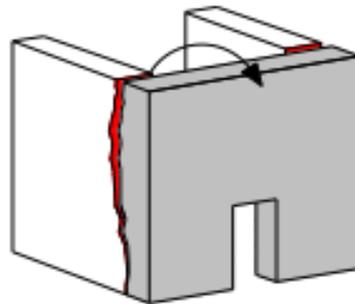
Il primo requisito indispensabile per la sicurezza delle strutture in muratura è che sia garantita l'integrità della tessitura. Murature costituite da materiale incoerente possono raggiungere il collasso prima che si manifesti qualsiasi meccanismo in grado di offrire una resistenza apprezzabile. Verificata questa caratteristica, l'osservazione dei danni causati da eventi sismici evidenzia altri due possibili meccanismi di collasso:

2) Collasso della parete al di fuori del piano (meccanismi di I modo)

3) Collasso della parete nel piano (meccanismi di II modo)

Generalmente il primo tipo di meccanismo è prodotto dalle azioni sismiche perpendicolari alle murature (fuori dal piano) che portano al ribaltamento di interi pannelli murari o di significative porzioni di essi (o, nel caso di murature a più strati, del loro strato più esterno). L'analisi è localizzata e limitata alle zone potenzialmente critiche, trattandosi quindi dello studio di cinematismi locali. Negli edifici caratterizzati dall'assenza di orizzontamenti rigidi e da collegamenti tra pareti inefficaci, si instaurano con più frequenza cinematismi fuori piano di questo genere.

MECCANISMI FUORI PIANO I modo



Le condizioni di equilibrio che presenta questo modo di danno sono offerte dalle condizioni al contorno, per esempio dall'ammorsamento tra le pareti e la presenza di elementi spingenti.

Quindi se non ci sono dispositivi efficaci di trattenimento in sommità e/o a livello di interpiano (catene, cordoli) la parete muraria non è in grado da sola, se non attraverso il peso proprio, di resistere al ribaltamento.

Vi sono quattro tipologie di meccanismo fuori piano che si possono avere negli edifici in muratura:

- *Ribaltamento semplice*: è fra le situazioni di danno più frequenti e pericolose. Un ruolo fondamentale per scongiurare questo tipo di meccanismo è dato dalla presenza di un efficace vincolo in sommità

oppure avere un buon collegamento tra le pareti. Questo cinematismo si manifesta mediante lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie, con fuori piombo della parte che viene a ribaltarsi oppure con lo sfilamento delle travi degli orizzontamenti. Il ribaltamento semplice si può manifestare sull'intera facciata di un edificio o parte di essa a seconda della modalità di connessione tra i solai e le murature ai vari livelli della struttura.

- *Ribaltamento composto*: è dato dal ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica, più il trascinamento di porzioni di parete parallele all'azione sismica. Questa tipologia di meccanismo presenta le stesse caratteristiche di quello semplice, cioè è dovuto alla non presenza di un vincolo in sommità, ma la buona connessione offerta dalle murature porta al distacco di una parte di muratura dalle pareti di spina. Questo tipo di meccanismo si presenta con lesioni inclinate sulle pareti di controvento, fuori piombo della parete ribaltante e sfilamento delle travi degli orizzontamenti. La geometria di distacco solitamente è quella di un cuneo diagonale e la sua forma e dimensione è influenzata dalla presenza o meno di aperture e nicchie nelle pareti di controvento in prossimità dell'intersezione, dalla tipologia e qualità muraria (maggiore è la qualità muraria, maggiore sarà l'angolo di inclinazione del cuneo di muratura coinvolto nel meccanismo di ribaltamento).
- *Flessione verticale*: si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che porta alla suddivisione della parete in due blocchi, i quali ruotano attorno a tale asse a causa di azioni fuori dal piano. È il caso di quando abbiamo la parete efficacemente vincolata solo in sommità (cordoli o tiranti) e nessun collegamento nelle zone intermedie (solai semplicemente appoggiati alla parete).
- *Flessione orizzontale*: si verifica quando le pareti sono efficacemente vincolate alle pareti ortogonali ma non presentano nessuna connessione con la copertura per assenza di dispositivi di

confinamento. Per azione del sisma orizzontale si viene a creare una perdita di equilibrio da parte del solido murario portando alla formazione nel suo spessore di un effetto arco orizzontale a tre cerniere, due alle estremità in corrispondenza degli incroci murari ed una intermedia. L'arco ideale orizzontale resiste alla forza orizzontale fino a quando la muratura cede per schiacciamento. Il cinematismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete e col distacco di corpi cuneiformi. La sua attivazione è favorita dalla presenza di pareti trattenute da tiranti e dalla presenza localizzata di spinte in copertura. L'attivazione del cinematismo può essere accelerato dalla presenza di vuoti che indeboliscono la sezione muraria (canne fumarie, aperture allineate, qualità muraria). Si manifesta attraverso lesioni verticali o oblique sulla faccia esterna e interna della parete, rigonfiamenti e attraverso lo sfilamento delle travi.

Una volta scongiurato il primo modo può innescarsi il meccanismo di secondo modo, a taglio.

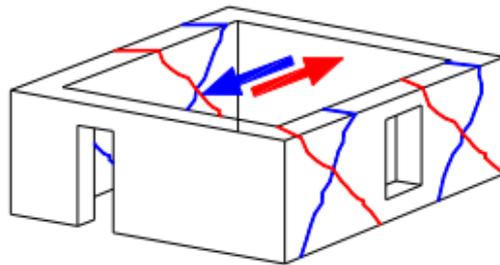
Il secondo tipo di meccanismo coinvolge l'intera struttura ed è quindi un'analisi di tipo globale. L'effetto del danno è spesso limitato ad una zona relativamente modesta con il collasso e l'espulsione della zona interessata.

I meccanismi di II modo sono caratteristici della rottura a taglio dei pannelli murari poiché le sollecitazioni indotte dal sisma colpiscono le pareti nel loro piano. I danni riconducibili a tale meccanismo sono le lesioni a croce di S. Andrea, lesioni diagonali incrociate a X, che spesso si riscontrano nelle porzioni di parete muraria compresa tra due aperture successive di uno stesso piano o di piani continui.

A differenza dei meccanismi di primo modo, tali cinematismi si attivano in strutture in grado di sviluppare una risposta globale alla sollecitazione sismica: il buon ammassamento delle pareti e l'efficace vincolo tra pareti e orizzontamenti scongiurano fenomeni di ribaltamento e flessione fuori del

piano; le pareti, collaborando tra loro, riescono ad attivare una risposta nel loro piano che meglio sfrutta le capacità di rigidità e resistenza della muratura e garantiscono maggiore sicurezza.

MECCANISMI NEL PIANO II modo



Nella pratica progettuale, la sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i meccanismi, primo e secondo modo, e si dovranno quindi prevedere analisi locali e globali. Se la struttura non manifesta un comportamento d'insieme, la risposta globale potrà essere valutata come insieme di verifiche locali; ove invece la tecnica costruttiva propria della struttura o la messa in opera di opportuni interventi garantiscano il comportamento scatolare della costruzione, sarà necessario ricorrere all'analisi globale della struttura.

Il meccanismo di collasso della parete nel piano possono essere di due tipi:

- crisi per taglio;
- crisi per pressoflessione.

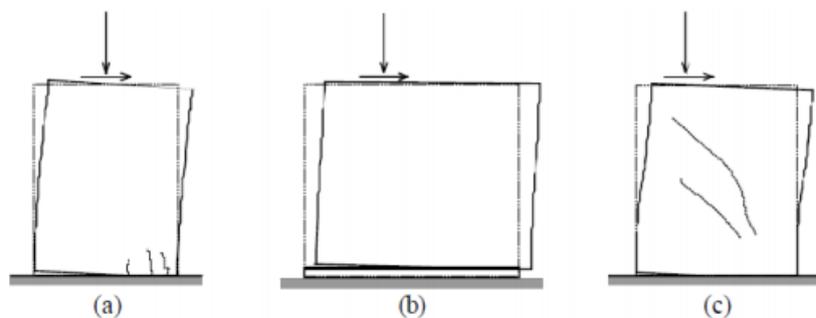


Figura 5: Schematizzazione dei meccanismi di rottura del maschio: flessione-ribaltamento (a), scorrimento (b) e taglio (c)

Crisi per taglio

I meccanismi di rottura per taglio solitamente comprendono fenomeni fessurativi di diversa natura. La rottura per taglio si manifesta con la formazione di fessure inclinate diagonalmente. Esse possono interessare prevalentemente i giunti di malta con la tipica configurazione “a scaletta”, oppure possono formarsi all’interno dei mattoni o dei blocchi. Solitamente la comparsa di fessure diagonali visibili avviene per valore del taglio agente prossimo al taglio resistente. La rottura per taglio con fessurazione diagonale è di tipo fragile; in particolare quando l’azione di taglio è di natura ciclica, la crisi avviene con formazione di due sistemi di fessure diagonali incrociate. Un altro tipo di crisi dovuto alle tensioni tangenziali è lo scorrimento di un setto murario sull’altro lungo superfici di frattura orizzontali solitamente posti nei letti orizzontali vengono di seguito riportati alcuni dei meccanismi di rottura per taglio.

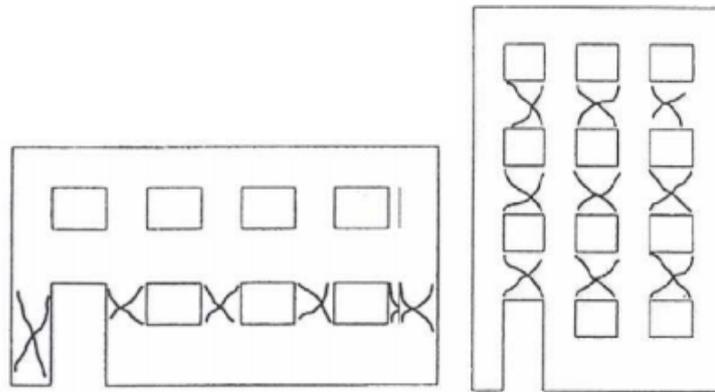


Figura 6: Meccanismo di rottura per taglio dei maschi murari e delle fasce di piano.

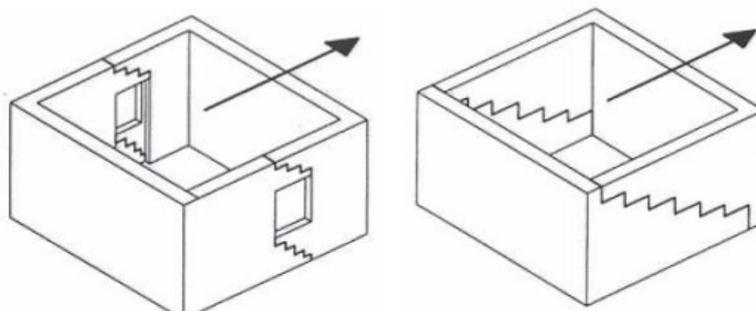


Figura 7: Meccanismo di rottura per taglio in pareti con e senza aperture.

Crisi per presso-flessione

La fessurazione di una sezione avviene quando la massima tensione normale di trazione raggiunge la resistenza a trazione dei giunti orizzontali. La fessurazione per flessione non costituisce uno stato limite ultimo, tuttavia a causa della progressiva parzializzazione, dà origine a non linearità del comportamento. Solitamente in un pannello murario la rottura per presso-flessione provoca lo schiacciamento della muratura al lembo compresso delle sezioni estreme. Per bassi valori del carico assiale, l'estensione della zona compressa è così modesta da portare alla formazione di un'ampia fessura di natura flessionale: si sviluppa un cinematismo di ribaltamento simile a quello di un blocco rigido.

1.4 Le chiese in muratura in zona sismica

Le campagne di rilievo dei danni e della vulnerabilità condotte a seguito dei principali eventi sismici sul patrimonio monumentale, hanno permesso di valutare l'efficacia non solo di certe metodologie di intervento, ma anche di comprendere la risposta sismica delle strutture ecclesiastiche monumentali.

Gli edifici delle chiese, e in genere delle grandi aule, per le loro caratteristiche tipologiche, hanno un comportamento particolare e caratteristico in caso di eventi sismici, molto lontano dal modello scatolare.

La struttura è formata da pannelli murari di grande estensione, sia longitudinalmente che in altezza, con pochissimi collegamenti trasversali rappresentati da: parete di facciata, parete di fondo e, quando presente, arco trionfale. Ma questi elementi, che dovrebbero funzionare da collegamento trasversale, sono tra loro a una distanza tale da rendere quasi influente la loro azione di trattenimento.

Quindi, la scarsa presenza di elementi di collegamento, l'assenza di solai e di collegamenti intermedi, unita alla configurazione delle pareti alte e snelle, e la presenza di elementi spingenti (volte, cupole e tetti spingenti), sono tutti elementi che rendono il funzionamento di questa tipologia di strutture molto lontano dal modello scatolare di edificio, in cui i collegamenti tra gli elementi consentono un funzionamento globale della struttura.

Il danno più probabile in questi edifici è il collasso locale derivato da meccanismi di primo modo. Nel caso delle chiese non vengono nemmeno presi in considerazione criteri di resistenza propri di un comportamento globale, irrealizzabile.

L'osservazione del danno su questa tipologia di edifici ha evidenziato comportamenti ricorrenti, legati a danni locali e meccanismi di collasso tipici per le diverse parti architettoniche, o *macroelementi* come la facciata, la navata, gli archi ecc., che si comportano in modo dinamicamente indipendente. Tutti questi meccanismi possono essere ricondotti alla perdita di equilibrio di porzioni strutturali, sottoposte a slittamento o rotazione, più che al raggiungimento di valori limite di resistenza dei materiali. Il vantaggio è che non sono necessarie dispendiose indagini sui materiali per comprenderne i valori limite di resistenza, né elaborati modelli numerici di grande onere computazionale. L'esperienza è sufficiente, basta saperla utilizzare.

Il problema è l'identificazione del macroelemento e del meccanismo che più probabilmente può coinvolgerlo. Lesioni e deformazioni esistenti aiutano l'identificazione delle parti a rischio:

-Le lesioni rappresentano perdite di continuità della struttura muraria, separazioni tra le singole parti. In questo caso, entità, direzione e verso di spostamento relativo dei due cigli, in diversi punti del loro sviluppo, costituiscono parametri essenziali per la comprensione del meccanismo che può essere innescato;

-le deformazioni, spesso meno evidenti rispetto alle lesioni e più difficili da rilevare, sottolineano le modifiche alla geometria originaria dell'edificio.

Proprio a partire dal disegno delle lesioni sulle murature è possibile identificare le singole parti in cui scomporre il manufatto per interpretarne il comportamento come somma di diversi comportamenti indipendenti. Il rilievo critico delle lesioni è quindi un aspetto fondamentale, con l'analisi del danneggiamento pregresso che considera sia gli effetti di dissesti statici, terminati o in atto, sia quelli di origine dinamica per terremoti passati. Ogni danno presente, infatti, costituisce un allontanamento dell'edificio dalla sua completa efficienza strutturale, introducendo altre vulnerabilità.

In questo scenario, anche i meccanismi di danno di secondo modo che possono innescarsi sono pericolosi perché le lesioni che ne derivano costituiscono vie privilegiate per l'innescò di successivi meccanismi di ribaltamento. Ne deriva la particolare debolezza nei confronti delle azioni sismiche fuori dal piano dei singoli elementi, che porta a ribaltamenti, più o meno complessi, in ogni declinazione.

Primo passo di qualsiasi valutazione deve essere perciò sempre la verifica della qualità costruttiva della muratura e, ancora prima, dei materiali che la compongono: se la qualità non fosse sufficiente infatti si rischierebbe l'innescò di un preliminare "modo zero" di danno dell'edificio in quanto non potrebbe verificarsi la "condizione base" per reagire alle azioni (cioè la monoliticità degli elementi murari), nemmeno con un comportamento per macroelementi.

Segue i meccanismi di danno più frequenti nei principali macroelementi:

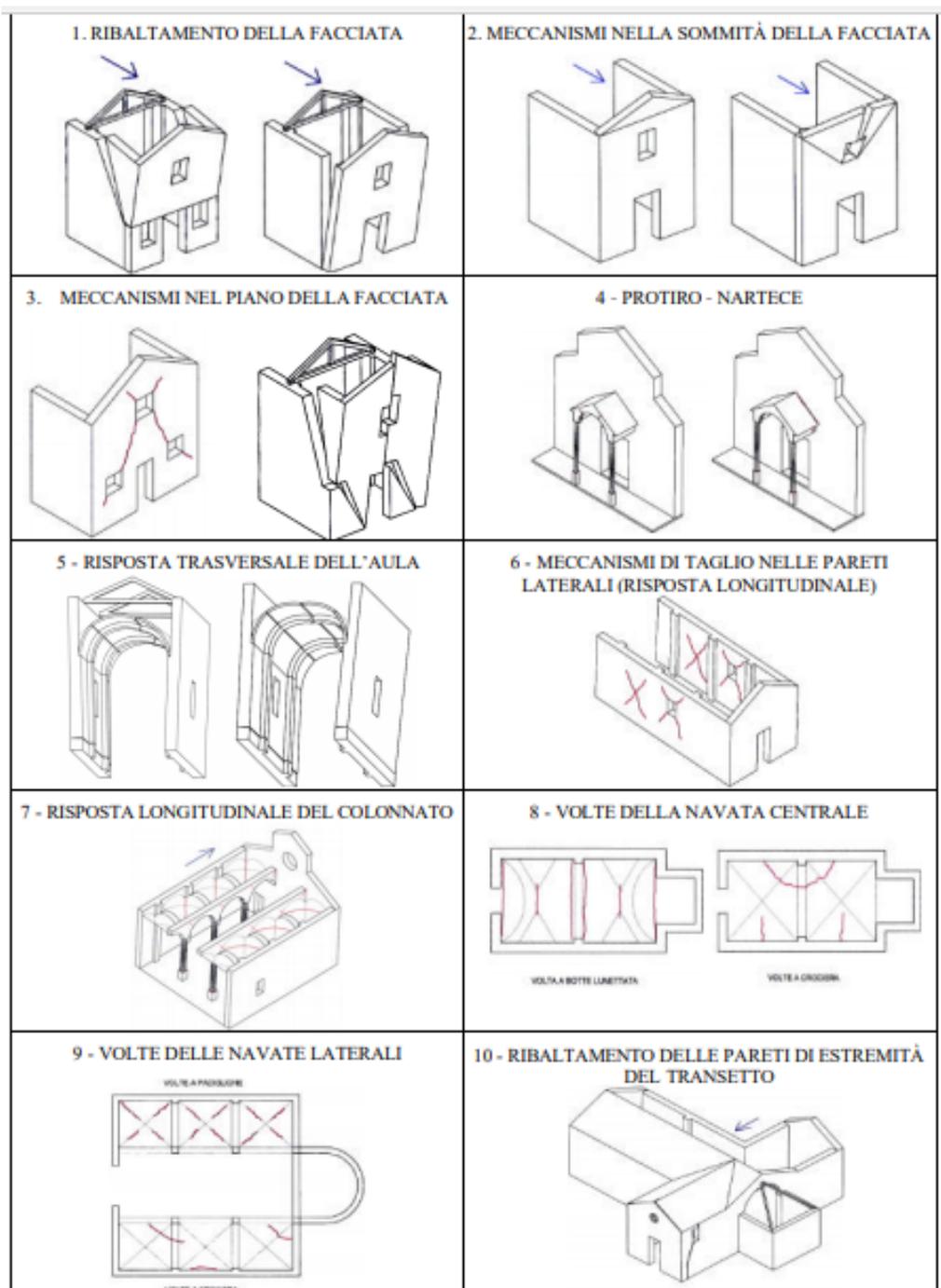


Figura 8: Estratto dalle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”, Allegato C parte 1

- 1 – RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA Distacco della facciata dalle pareti o evidenti fuori piombo
- 2 - MECCANISMI NELLA SOMMITÀ DELLA FACCIATA Ribaltamento del timpano, con lesione orizzontale o a V – Disgregazione della muratura o scorrimento del cordolo – Rotazione delle capriate
- 3 - MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA Lesioni inclinate (taglio) – Lesioni verticali o arcuate (rotazione) - Altre fessurazioni o spancamenti
- 4 - PROTIRO - NARTECE Lesioni negli archi o nella trabeazione per rotazione delle colonne – Distacco dalla facciata – Martellamento
- 5 - RISPOSTA TRASVERSALE DELL’AULA Lesioni negli arconi (con eventuale prosecuzione nella volta) – Rotazioni delle pareti laterali – Lesioni a taglio nelle volte – Fuori piombo e schiacciamento nelle colonne
- 6 - MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI LATERALI (RISPOSTA LONGITUDINALE) Lesioni inclinate (singole o incrociate) – Lesioni in corrispondenza di discontinuità nella muratura
- 7 - RISPOSTA LONGITUDINALE DEL COLONNATO NELLE CHIESE A PIÙ NAVATE Lesioni negli archi o negli architravi longitudinali – Schiacciamento e/o lesioni alla base dei pilastri – Lesioni a taglio nelle volte delle navate laterali
- 8 - VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE Lesioni nelle volte dell’aula centrale – Sconnessioni delle volte dagli arconi
- 9 - VOLTE DELLE NAVATE LATERALI Lesioni nelle volte o sconessioni dagli arconi o dalle pareti laterali
- 10 - RIBALTAMENTO DELLE PARETI DI ESTREMITÀ DEL TRANSETTO Distacco della parete frontale dalle pareti laterali – Ribaltamento o disgregazioni del timpano in sommità

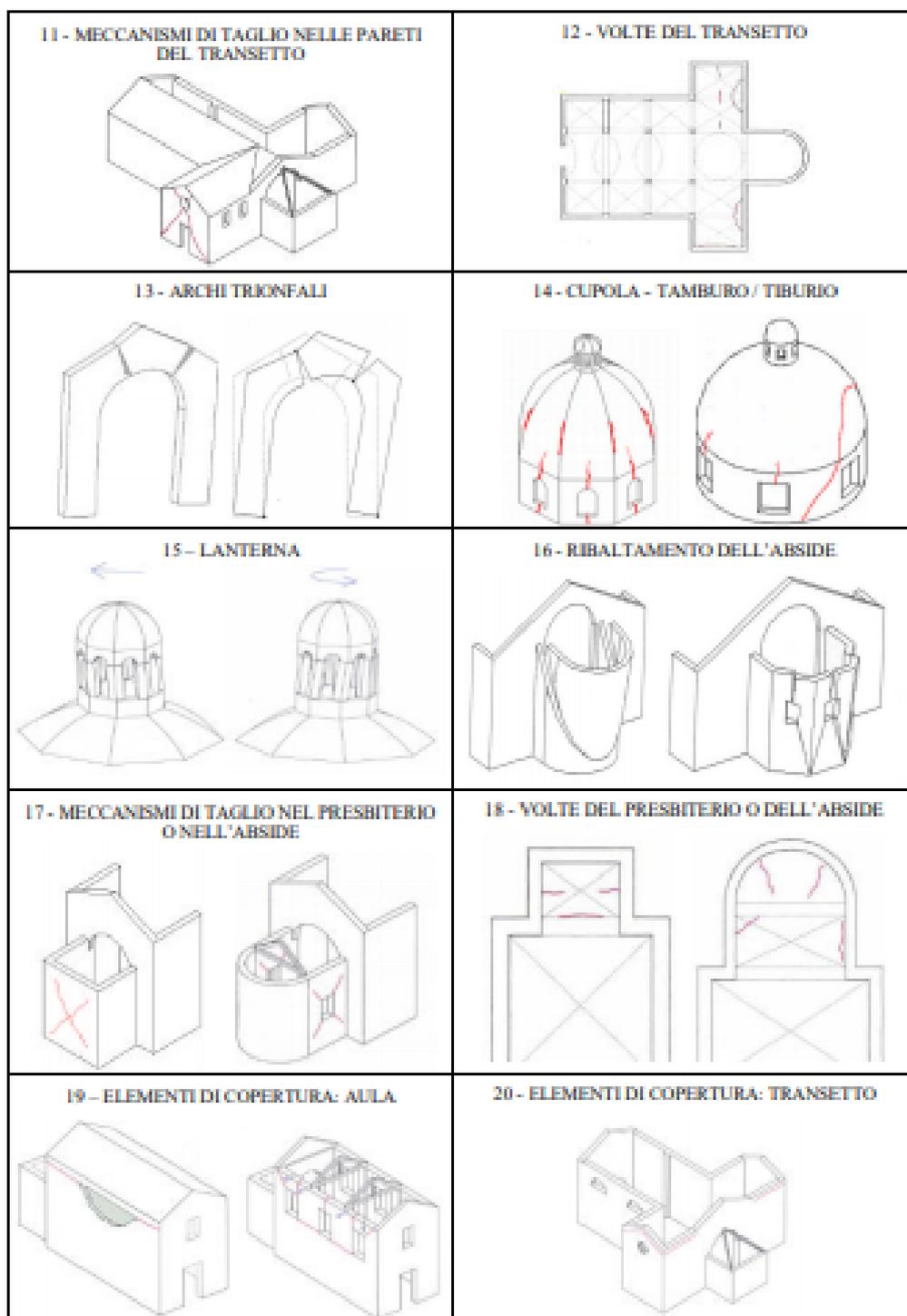


Figura 9: Estratto dalle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", Allegato C, parte 2

- 11 - MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DEL TRANSETTO Lesioni inclinate (singole o incrociate) – Lesioni attraverso discontinuità
- 12 - VOLTE DEL TRANSETTO Lesioni nelle volte o sconessioni dagli arconi e dalle pareti laterali
- 13 - ARCHI TRIONFALI Lesioni nell'arco – Scorrimento di conci – Schiacciamento o lesioni orizzontali alla base dei piedritti
- 14 - CUPOLA - TAMBURO/TIBURIO Lesioni nella cupola (ad arco) con eventuale prosecuzione nel tamburo
- 15 - LANTERNA Lesioni nel cupolino della lanterna – Rotazioni o scorrimenti dei piedritti
- 16 - RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE Lesioni verticali o arcuate nelle pareti dell'abside – Lesioni verticali negli absidi poligonalari – Lesione ad U negli absidi semicirculari
- 17 - MECCANISMI DI TAGLIO NEL PRESBITERIO O NELL'ABSIDE Lesioni inclinate (singole o incrociate) – Lesioni in corrispondenza di discontinuità murarie
- 18 - VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE Lesioni nelle volte o sconessioni dagli arconi o dalle pareti laterali
- 19 - MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse – Sconnessioni tra cordoli e muratura – Movimenti significativi del manto di copertura
- 20 - MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA – TRANSETTO Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse – Sconnessioni tra i cordoli e muratura – Movimenti significativi del manto di copertura

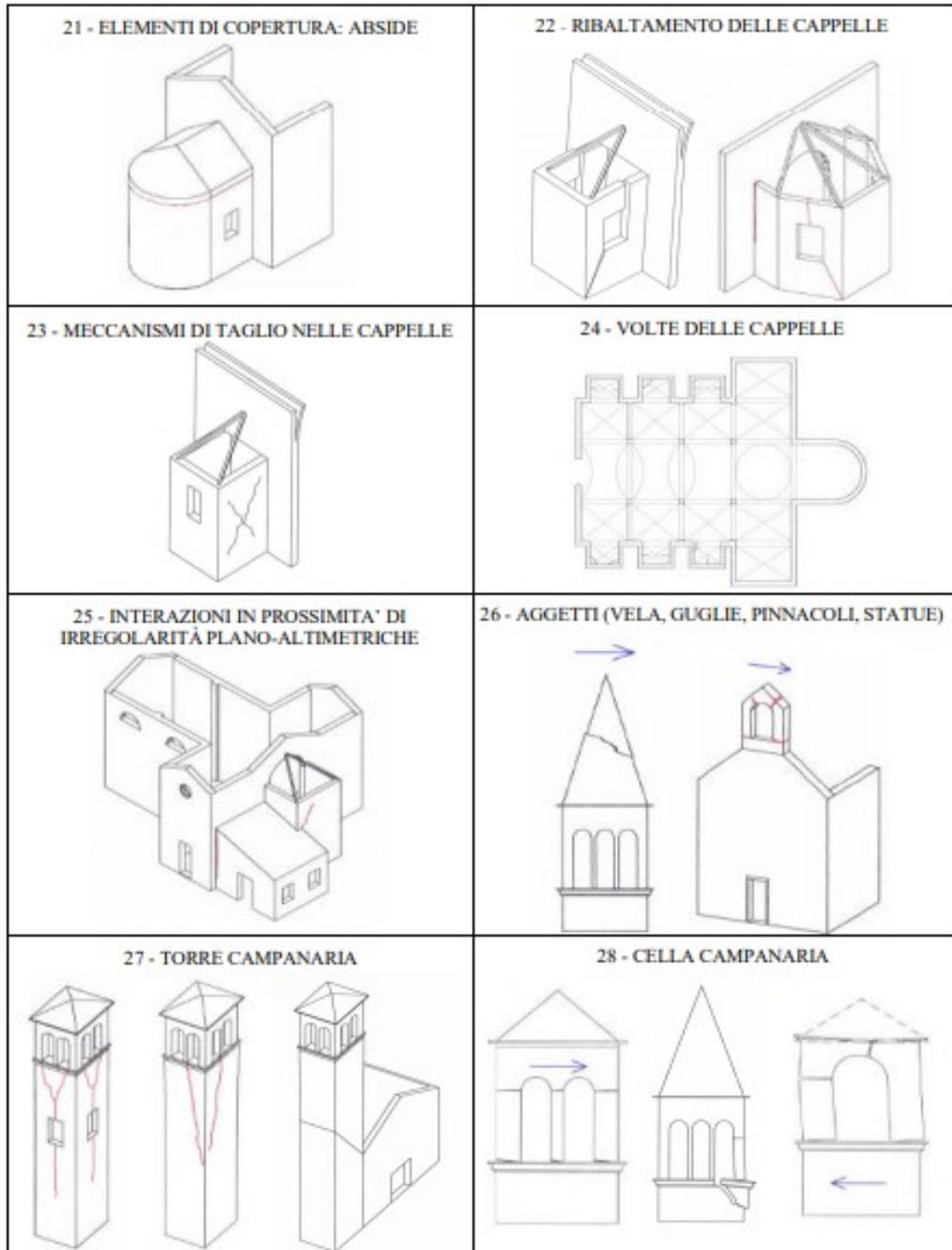


Figura 10: Estratto dalle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", Allegato C parte 3

- 21 - MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA – ABISDE E PRESBITERIO Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse – Sconnessioni tra i cordoli e muratura – Movimenti significativi del manto di copertura
- 22 - RIBALTAMENTO DELLE CAPPELLE Distacco della parete frontale dalle pareti laterali
- 23 - MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DELLE CAPPELLE Lesioni inclinate (singole o incrociate) – Lesioni in corrispondenza di discontinuità murarie
- 24 - VOLTE DELLE CAPPELLE Lesioni nelle volte o sconnessioni dalle pareti laterali
- 25 - INTERAZIONI IN PROSSIMITÀ DI IRREGOLARITÀ PLANO-ALTIMETRICHE Movimento in corrispondenza di discontinuità costruttive - Lesioni nella muratura per martellamento
- 26 - AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE) Evidenza di rotazioni permanenti o scorrimento – Lesioni
- 27- TORRE CAMPANARIA Lesioni vicino allo stacco dal corpo della chiesa – Lesioni a taglio o scorrimento – Lesioni verticali o arcuate (espulsione di uno o più angoli)
- 28 - CELLA CAMPANARIA Lesioni negli archi – Rotazioni o scorrimenti dei piedritti

Capitolo 2

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Gli eventi sismici che hanno interessato l'Italia negli ultimi decenni (Molise 2002; L'Aquila 2009; Emilia 2012; Centro Italia 2016) hanno evidenziato l'elevata vulnerabilità e fragilità del patrimonio storico e la necessità di individuare e attuare nuove strategie di adeguamento e mitigazione del rischio sismico.

L'Italia, essendo situata nella zona in cui la zolla africana e quella euroasiatica convergono, è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo e proprio per questo motivo, negli ultimi anni, in seguito ai numerosi terremoti che, sempre più frequentemente, hanno scosso e scuotono tuttora la nostra penisola, uno dei temi che suscita maggiore interesse è quello della riduzione del *rischio sismico* a cui l'intero patrimonio costruito è esposto.

2.1 Rischio sismico

Il rischio sismico è la misura matematica/ingegneristica per valutare il danno atteso a seguito di un possibile evento sismico. Dipende da un'interazione di fattori messi in relazione:

- *Pericolosità sismica (P)*, definita come la probabilità che, in una data area e in un certo intervallo di tempo, si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco fissata; la pericolosità è una caratteristica fisica del territorio e rappresenta la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti (sismicità del sito);

- *Esposizione (E)*, cioè la presenza di persone e cose che potrebbero essere danneggiate (edifici, infrastrutture, attività economiche ecc.);
- *Vulnerabilità sismica (V)*, cioè la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità di materiali, scarsa manutenzione) tanto maggiori saranno le conseguenze sulla struttura. Affinchè gli edifici abbiano una bassa vulnerabilità la normativa attuale impone il rispetto di criteri antisismici.

Il rischio sismico può essere schematicamente valutato come combinazione di questi tre fattori: **$R = P \times V \times E$**

Una zona a pericolosità sismica molto elevata, ma priva di attività umane ha un rischio sismico molto basso. Al contrario, una zona a pericolosità sismica bassa, ma molto popolata, o i cui edifici siano mal costruiti o mal conservati, ha un rischio sismico molto elevato, perché anche un terremoto moderato potrebbe produrre conseguenze gravi.

La vulnerabilità degli edifici, che dipende dal tipo di costruzione (materiali e caratteristiche costruttive) e dal suo livello di manutenzione, resta il fattore principale su cui si può intervenire per ridurre il rischio sismico da terremoto di ogni zona: infatti se da un lato non è possibile agire per modificare la pericolosità sismica di un territorio e ben poco si può fare per modificare l'esposizione al rischio sismico, dall'altro abbiamo invece molte possibilità di ridurre la vulnerabilità delle costruzioni e di attuare così politiche di prevenzione e messa in sicurezza degli edifici. La procedura di *Valutazione della sicurezza degli edifici esistenti* proposta nelle Norme Tecniche ha proprio lo scopo di stimare la vulnerabilità di strutture esistenti e studiare gli interventi di ripristino più opportune.

2.1.1 La pericolosità sismica in Italia

I primi passi verso una definizione di “pericolosità sismica” sono stati fatti grazie ad una lunga e antica tradizione scritta, spesso conservata negli archivi parrocchiali o in altri documenti quali diari o atti pubblici, fornendo così la più vasta conoscenza della sismicità italiana degli ultimi 2500 anni. Questi documenti ci hanno lasciato molte informazioni sugli effetti che nel passato i terremoti hanno avuto in una determinata area geografica della nostra penisola. Per ciascuna area è stato conteggiato il numero di eventi sismici e, grazie alla descrizione degli effetti che hanno avuto sul territorio, tenendo conto anche dei materiali di costruzione delle unità abitative e di altre variabili ingegneristiche, è stato possibile attribuire a ciascun evento una specifica intensità. Procedendo in tal maniera si è potuta ottenere una prima definizione di pericolosità sismica nazionale.

Gli studi di pericolosità sismica sono stati impiegati in questi ultimi anni per finalizzare le analisi territoriali regionali a *zonazioni* (pericolosità di base per la classificazione sismica) oppure a *microzonazioni* (pericolosità locale).

In quest’ultimo caso valutare la pericolosità sismica significa individuare aree a scala comunale che possono essere soggette a fenomeni di amplificazione, fornendo così informazioni utili per la pianificazione urbana, per il restauro di edifici già esistenti, per analisi di sito o per la localizzazione di zone sicure in cui costruire opere.

Nel 2004 è stata rilasciata una nuova *mappa di pericolosità sismica dell’INGV* che fornisce un quadro delle aree più pericolose in Italia.

La mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale è stata creata, come detto in precedenza, sulla base di un’analisi effettuata sui sismi realmente avvenuti e ricercati nella storia dei singoli luoghi ed è espressa in termini di accelerazione orizzontale del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi.

L'Ordinanza PCM n.3519/2006 ha reso tale mappa uno strumento ufficiale di riferimento per il territorio nazionale.

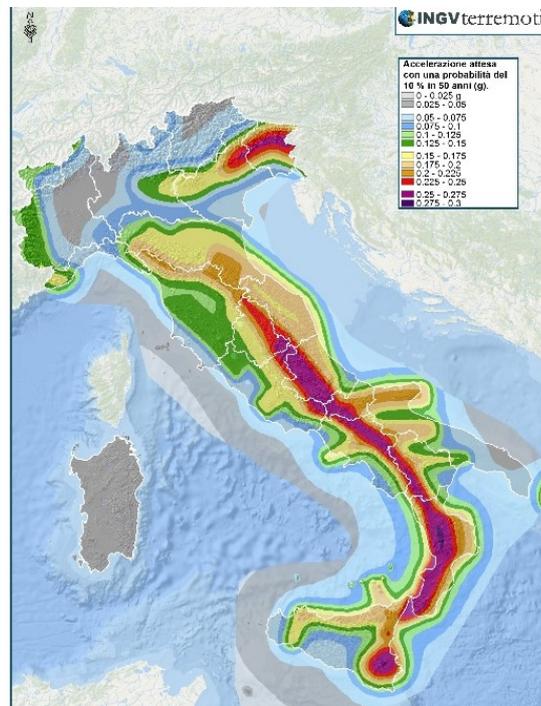


Figura 11: Mappa di Pericolosità Sismica 2004 (<http://zonesismiche.mi.ingv.it/>)

I colori indicano i diversi valori di accelerazione del terreno che hanno una probabilità del 10% di essere superati in 50 anni. Indicativamente i colori associati ad accelerazioni più basse indicano zone meno pericolose, dove la frequenza di terremoti più forti è minore rispetto a quelle più pericolose, ma questo non significa che non possano verificarsi.

Gli scuotimenti più forti, con valori delle accelerazioni del suolo superiori a 0.225g ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$, accelerazione di gravità) sono attesi in Calabria, Sicilia sud-orientale, Friuli-Venezia Giulia e lungo tutto l'Appennino centro-meridionale. Valori medi sono riferiti alla Penisola Salentina, lungo la costa tirrenica tra Toscana e Lazio, in Liguria, in gran parte della Pianura Padana e lungo l'intero Arco Alpino. La Sardegna è la regione meno pericolosa con valori di scuotimento atteso moderati.

2.1.2 Classificazione sismica

Lo studio della pericolosità sismica di un territorio consente di ottenere una classificazione sismica utilizzabile come riferimento tecnico-amministrativo per la programmazione delle attività di prevenzione e per la pianificazione dell'emergenza e mitigazione del rischio sismico.

Per ridurre gli effetti del terremoto, l'azione dello Stato si è concentrata sulla classificazione del territorio, in base all'intensità e frequenza dei terremoti del passato, e sull'applicazione di speciali norme per le costruzioni nelle zone classificate sismiche.

Fino al 2003, il territorio nazionale era diviso in tre zone sismiche chiamate categorie: si andava dalla 1° categoria che era la più pericolosa alla 3° categoria con accelerazioni del terreno molto più modeste.

Addirittura, molte zone d'Italia non erano state classificate come sismiche: i Decreti Ministeriali emanati dal Ministero dei Lavori Pubblici tra il 1981 ed il 1984 avevano classificato complessivamente 2.965 comuni italiani su di un totale di 8.102, che corrispondono al 45% della superficie del territorio nazionale, nel quale risiede il 40% della popolazione.

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio: con l'ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, emanata in seguito all'onda emotiva dovuta al terremoto del 31/10/2002 in Molise, lo Stato ha delegato gli enti locali a effettuare la classificazione sismica di ogni singolo comune, eliminando le zone non classificate.

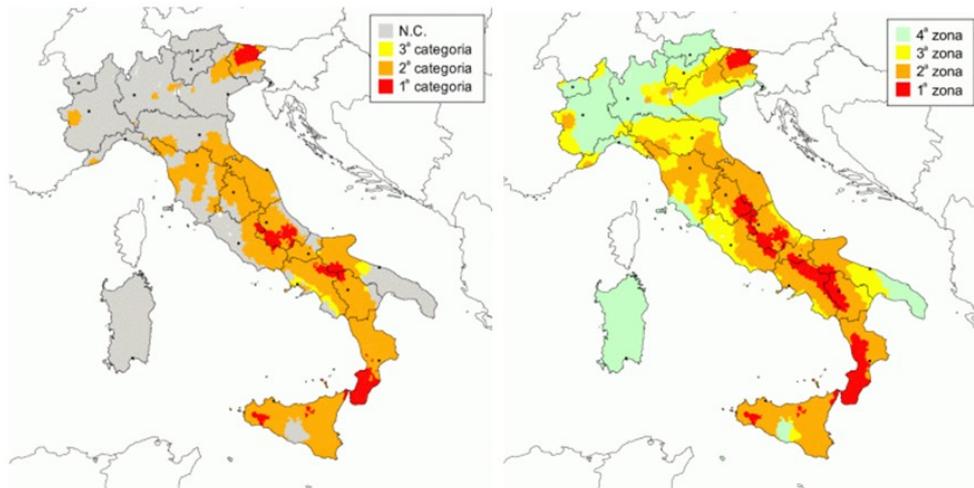


Figura 12: Classificazione sismica del 1981 e classificazione sismica secondo l'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003

I comuni italiani sono stati classificati in 4 categorie principali, in base al loro rischio sismico, calcolato in base al PGA (Peak Ground Acceleration), per frequenza ed intensità degli eventi. La classificazione dei comuni è in continuo aggiornamento man mano che vengono effettuati nuovi studi in un determinato territorio.

La nostra penisola è dunque suddivisa in 4 zone sismiche principali:

- Zona 1: sismicità alta comprende 708 comuni;
- Zona 2: sismicità media comprende 2.345 comuni (in Toscana alcuni comuni ricadono nella zona 3S che ha lo stesso obbligo di azione sismica della zona 2);
- Zona 3: sismicità bassa comprende 1.560 comuni;
- Zona 4: sismicità molto bassa comprende 3.488 comuni.

Di fatto, sparisce il territorio “non classificato”, e viene introdotta la zona 4, nella quale è facoltà delle Regioni prescrivere l’obbligo della progettazione antisismica.

L'OPCM n.3274/03 fu successivamente aggiornata con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006, introducendo degli intervalli di accelerazione (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche.

<i>Zona sismica</i>	<i>Descrizione</i>	<i>accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]</i>	<i>accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [a_g]</i>
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25 \text{ g}$	0,35 g
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	0,25 g
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15 \text{ g}$	0,15 g
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$	0,05 g

A ciascuna zona viene attribuito, come possiamo vedere in tabella, un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1=0.35 g, zona 2=0.25 g, zona 3=0.15 g, zona 4=0.05 g).

Generalizzando, gli edifici di zona 1 devono essere capaci di resistere, senza crollare, ad un forte terremoto e ancor di più a terremoti di energia inferiore. In zona 4 è necessario almeno tutelare la sicurezza di edifici strategici e di elevato affollamento.

2.2 L'Evoluzione Normativa

La drammaticità degli eventi sismici ha dato ulteriore impulso ai già notevoli sforzi del mondo scientifico italiano nel portare avanti le numerose iniziative in corso a livello scientifico, tecnico e normativo. In particolare, sono state pubblicate le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (entrata in vigore il 22 marzo 2018) con la relativa Circolare Esplicativa (21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP) ed è stata introdotta la Classificazione Sismica degli edifici.

Inoltre, la valutazione della sicurezza sismica è stata condotta con riferimento alle schede allegate alle *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, armonizzate con il D.M. 14 gennaio 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni.

Con l'obiettivo di promuovere corrette azioni di prevenzione e di mitigazione del rischio sismico, il quadro normativo italiano è stato fortemente rinnovato sull'impulso delle norme tecniche riguardanti le costruzioni esistenti, anche se ovviamente la rilevanza del tema e i suoi caratteri applicativi sono ben più ampi e collegati alla manutenzione strutturale e al restauro del patrimonio costruito.

Le NTC 2008 e la Circolare Esplicativa 2009

Con le Norme Tecniche delle costruzioni (NTC 2008) e con la Circolare 617/2009 (Circolare 2009), si definiscono dei Livelli di Conoscenza (LC) ad approfondimento crescente che consentono di superare le incertezze connesse alla valutazione delle prestazioni delle costruzioni storiche. I LC derivano direttamente dallo studio della costruzione e sono connessi alla storia, alla conoscenza delle tecniche e dei materiali ai tempi della realizzazione dell'opera, alla geometria e ai difetti di realizzazione, nonché agli effetti del degrado e alle possibili trasformazioni avvenute nel corso del tempo a causa di eventi eccezionali o cambi nella destinazione d'uso. La normativa prevede che tali

conoscenze possano essere acquisite anche grazie all'ausilio di indagini strumentali ricorrendo a indagini, non distruttive, debolmente distruttive o distruttive, sul campo o in laboratorio.

Le Linee Guida

Poiché il patrimonio storico è costituito dalle opere minori e dalle opere monumentali appartenenti al patrimonio culturale e quindi da tutelare, sono state approvate nel 2011 le *“Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni”*.

Lo scopo delle Linee Guida è quello di specificare un percorso di conoscenza che conduca alla definizione di Fattori di Confidenza (FC), calibrati sulla base del LC raggiunto, che modificano i parametri di capacità della struttura da utilizzare nell'ambito della valutazione della sicurezza sismica e nel progetto degli interventi, al fine di formulare un giudizio finale sulla sicurezza e sulla conoscenza garantite dall'intervento sismico.

Oltre a definire questo nuovo percorso di conoscenza (Capitolo 4 - Direttiva, 2011), vengono fornite delle indicazioni per la modellazione del comportamento strutturale adatte alle costruzioni storiche, per le quali, com'è noto, sono stati impiegati dei criteri di costruzione e progettazione diversi da quelli delle costruzioni moderne e generalmente fondati sulle *“regole dell'arte”*. Sulla base del nuovo percorso di conoscenza delineato, la Direttiva identifica quindi valutazioni quantitative multilivello (LV1, LV2, LV3) caratterizzate da un livello di dettaglio crescente (dalle singole unità strutturali a singole porzioni – macroelementi – suscettibili di meccanismi locali) a cui corrispondono diversi metodi di modellazione strutturale e di analisi.

Le NTC 2018 e la Circolare Esplicativa 2019

Recentemente sono state approvate le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e la Circolare 7/2019. Entrambi i documenti riportano importanti modifiche e chiarimenti in merito alle valutazioni delle prestazioni delle costruzioni esistenti sottolineando, ancora una volta, l'importanza che la conoscenza assume nell'ambito delle verifiche.

Le NTC 2018 ribadiscono che la conoscenza può essere raggiunta con gradi di approfondimento crescente, recuperano i concetti di livello di conoscenza (in riferimento alla geometria, dettagli costruttivi, materiali, ecc.) e di fattori di confidenza (per la calibrazione dei parametri di capacità in funzione del LC raggiunto), specificano che si può far ricorso a tutte le indagini necessarie ad aumentare l'accuratezza delle verifiche di sicurezza. Per la prima volta si sottolinea che le indagini devono essere condotte a valle delle criticità e mancanze riscontrate nelle analisi relative alla storia, ai materiali e alle tecniche costruttive delle costruzioni oggetto di analisi e pertanto l'approfondimento delle indagini deve essere commisurato alle criticità identificate nei confronti delle azioni da considerare e delle verifiche da effettuare. Questo punto evidenzia quindi l'importante ruolo che la storia, intesa come evoluzione temporale della costruzione e conoscenza dei materiali e tecniche costruttive locali, assume nell'ambito della definizione di un piano di indagine finalizzato alla definizione dei parametri necessari alle valutazioni delle prestazioni del costruito storico.

2.3 Il percorso della conoscenza per la valutazione della vulnerabilità sismica

La conoscenza di una costruzione esistente gioca un ruolo fondamentale per le decisioni progettuali di interventi antisismici.

Il percorso di conoscenza ha inizio con le fasi del rilievo, il quale consente di individuare le origini della fabbrica muraria, le sue fasi costruttive, le sue trasformazioni e gli aspetti caratteristici e anomali, la qualità dei materiali, degli elementi strutturali e delle connessioni tra le pareti e le forme di degrado e di dissesto.

Il comportamento strutturale è strettamente influenzata da alcuni fattori: la forma geometrica, i materiali (la loro resistenza e il degrado che può influenzarla), le azioni agenti (statiche o dinamiche) e gli aspetti strutturali. Il rilievo deve indagare su questi tre fattori.

Individuato lo stato di dissesto dell'edificio, *patologia*, l'edificio in muratura si analizza mediante un processo diagnostico, attraverso un *anamnesi*, cioè quello che in pratica è chiamato *rilievo critico*.

Questo percorso della conoscenza si snoda attraverso alcune attività fondamentali come (§ 8.5. NTC 2018):

- Analisi storico-critica
- Rilievo
 - rilievo geometrico dimensionale
 - rilievo tecnologico costruttivo e materico
 - rilievo del degrado
 - rilievo del quadro fessurativo e deformativo

- Caratterizzazione meccanica dei materiali
- Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Il processo diagnostico termina con una serie di eventuali indagini strumentali, si arriva poi ad elaborare una *diagnosi* con la quale si ipotizza quali possono essere state le cause che hanno portato ad avere quella determinata patologia dell'edificio. Infine dalla diagnosi si arriva a proporre, caso per caso, una *terapia*, vale a dire una serie di provvedimenti finalizzati a eliminare i *sintomi* e le *cause* che hanno prodotto quella determinata patologia ossia la vulnerabilità dell'edificio.

2.3.1 Analisi storico-critica

La normativa al § 8.5.1 NTC 2018 riporta:

“Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.”

Nella valutazione di un edificio esistente, il risultato sarà tanto più veritiero quanto più saranno attendibili i dati di partenza che caratterizzano e manufatto, nello specifico: geometria particolari costruttivi e caratteristiche meccaniche dei materiali. La fase preliminare sarà pertanto costituita dall'acquisizione di tutta la documentazione progettuale storica disponibile al fine di individuare la composizione architettonica- strutturale che nel corso degli anni ha dato vita al complesso edilizio da studiare.

L'obiettivo di tale analisi è giungere ad una interpretazione dei processi fondata sia sulle fonti scritte (ad esempio fonti archivistiche, documenti grafici, ad

esempio catasti e/o disegni di progetto, iconografie, documenti fotografici d'epoca, fonti bibliografiche e testimonianze dirette), sia su quella che oggi viene considerata la principale fonte materiale, l'edificio stesso, documento che reca sedimentata la propria storia.

2.3.2 L'integrazione con il rilievo

La normativa al § 8.5.2 NTC 2008 riporta:

“Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno”.

Le informazioni che scaturiscono dall'analisi storico-costruttiva devono confrontarsi, necessariamente, con le informazioni di natura geometrica desunte da attività di rilievo diretto. Il rilievo, infatti, aiuta a conoscere gli aspetti morfologici e dimensionali di un manufatto, di ricostruirne le geometrie e di rappresentare l'oggetto nel suo insieme e nelle sue parti componenti, nelle sue irregolarità e deformazioni.

Rilievo geometrico dimensionale

È necessaria la predisposizione di un rilievo geometrico in scala (piante, prospetti e sezioni) al fine di definire la geometria e le varie quote dell'edificio. Deve essere realizzato su tutti i piani dell'edificio entro e fuori terra, al fine di individuare irregolarità derivanti dall'andamento del terreno, dal contatto con altri edifici, dalle strutture di fondazione. Il rilievo metrico deve contenere informazioni relative allo spessore di tutte le pareti e anche alle posizioni delle varie aperture. Deve inoltre contenere tutte le informazioni relative agli orizzontamenti, quindi lo spessore dei solai e delle coperture, quali sono le dimensioni delle strutture principali e secondarie (ad esempio travi e travetti nei solai lignei), qual è la configurazione delle strutture voltate.

Rilievo tecnologico-costruttivo

Da tale rilievo devono essere descritte in maniera costruttiva le seguenti peculiarità:

-tecnologia costruttiva delle strutture murarie: la presenza di diaconi e ortostati; il materiale impiegato come ad esempio muratura in pietra, in laterizio, mista; dimensioni degli elementi; il tipo di finitura superficiale;

-la tecnologia costruttiva degli orizzontamenti e della copertura;

-la qualità dei collegamenti verticali tra le murature, tra murature e orizzontamenti, tra murature e copertura.

Tale rilievo può essere eseguito in un primo momento con accurata osservazione visiva, individuando così fenomeni di maggiore evidenza che dovranno essere approfonditi, se necessario con controlli strumentali e/o sondaggi adeguati.

Rilievo dello stato di conservazione

Rilievo del quadro fessurativo e deformativo è fondamentale poiché permette di individuare le varie forme di danno strutturale che la fabbrica ha subito nel tempo.

È buona norma individuare le lesioni marcate, è opportuno localizzarle e rappresentare il loro andamento. Va resa chiara l'entità e il verso di spostamento relativo dei due cigli in diversi punti della lesione che costituiscono un tratto necessario alla descrizione del fenomeno. Inoltre, è opportuno indicare se le lesioni individuate sono riscontrabili su entrambe le facce della parete muraria. L'importanza delle informazioni è consigliabile in questo tipo di rilievo sia effettuato con molta cura in quanto permette di risalire, insieme alle informazioni desunte dai precedenti rilievi, alle cause una che hanno determinato un dato dissesto.

2.3.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

La normativa al § 8.5.3 NTC 2008 riporta:

“Per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà esserne considerato l’impatto in termini di conservazione del bene. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.”

Il rilievo visivo e alcune indagini conoscitive possono consentire di giungere a una buona conoscenza e a un giudizio sulla qualità dei materiali e del loro degrado. Tuttavia, in alcuni casi la modellazione del comportamento strutturale, specie nei riguardi dell'azione sismica, richiede la conoscenza di parametri meccanici di deformabilità e resistenza dei materiali.

Le proprietà dei materiali quindi si possono valutare o in base a documentazioni disponibili o in base a prove in situ che possono essere di tipo distruttivo e non.

Tale riconoscimento richiede l'acquisizione di informazioni spesso nascoste (sotto intonaco, dietro a controsoffitti, ecc.), che può essere eseguita grazie a tecniche di indagine non distruttive di tipo indiretto (termografia, georadar, tomografia sonora, ecc.) o ispezioni dirette debolmente distruttive (endoscopie, scrostamento di intonaci, saggi, piccoli scassi, ecc.).

Ad esempio, tecniche diagnostiche *non distruttive* di tipo *indiretto*, quali prove soniche ed ultrasoniche, consentono di valutare l'omogeneità dei parametri meccanici nelle diverse parti della costruzione, ma non forniscono stime quantitative attendibili dei loro valori, in quanto essi vengono desunti dalla misura di altre grandezze (ad esempio, la velocità di propagazione di onde di volume). La misura *diretta* dei parametri meccanici della muratura, in particolare di quelli di resistenza, non può essere eseguita, quindi, se non attraverso prove *debolmente distruttive* o *distruttive*, anche se su porzioni limitate. Le calibrazioni di prove non distruttive con prove distruttive possono essere utilizzate per ridurre l'invasività delle indagini di qualificazione.

Per quanto riguarda le malte possono essere eseguite, tra le altre:

a) prove sclerometriche e penetrometriche;

b) analisi chimiche, su campioni prelevati in profondità in modo da non essere soggetti al degrado superficiale, per la caratterizzazione della malta. Sui mattoni, oltre a determinarne le caratteristiche fisiche, è possibile valutare il

modulo elastico e le resistenze a trazione e compressione attraverso prove meccaniche in laboratorio, di compressione e flessione.

Per quanto riguarda gli elementi lapidei, possono essere eseguite una caratterizzazione litologica. È possibile far ricorso alle seguenti metodologie di prova in sito:

- per la determinazione del modulo di elasticità normale e della resistenza a compressione:
 - a) doppio martinetto piatto (tecnica debolmente distruttiva, in quanto eseguita su una porzione limitata di un paramento murario sottoposto ad una sollecitazione massima corrispondente all'innesco della fessurazione, da realizzare mediante l'esecuzione di tagli di piccole dimensioni, preferibilmente eseguiti nei giunti di malta e quindi facilmente ripristinabili);
 - b) prova a compressione su un pannello murario (molto invasiva, in quanto coinvolge una porzione rilevante di muratura, dell'ordine del metro, e richiede l'esecuzione di tagli di notevoli dimensioni per l'alloggiamento dei martinetti e spesso di onerose strutture di contrasto). La prova di tipo b) va limitata ai soli casi in cui le altre metodologie di indagine non forniscano valutazioni sufficientemente attendibili o quando siano disponibili murature di sacrificio;
- per la determinazione della resistenza e del modulo a taglio sono generalmente utilizzabili prove su pannelli secondo due modalità:
 - a) prova di compressione diagonale, su un pannello quadrato;
 - b) prova di compressione e taglio, su un pannello rettangolare di altezza doppia rispetto alla larghezza. Entrambe queste prove hanno carattere fortemente invasivo.

La stima delle proprietà dei materiali in-situ può essere fatta con diversi gradi di approfondimento in base al quadro di informazioni disponibili e agli obiettivi.

Si distinguono allora *prove in-situ limitate, estese ed esaustive*: le *prove in-situ limitate* vanno effettuate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi e sui certificati originali di prova; le *prove in-situ estese* vanno effettuate per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o nei certificati originali; le *prove in-situ esaustive* vanno effettuate per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o nei certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

Quello che differenzia i tre tipi di prove in-situ è anche la quantità di campioni e provini indagati.

2.3.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

La normativa al § 8.5.4 NTC 2018 riporta:

“Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i “livelli di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente: LC1, LC2, LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.”

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i *fattori di confidenza* e i *valori medi dei parametri meccanici* secondo quanto segue (Circolare Ministeriale n.617 del 2009 § C8A.1.A.4) :

- Il livello di conoscenza **LC3** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1**;
- Il livello di conoscenza **LC2** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.2**;
- 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**.

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

- LC1 -*Resistenze*: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione

-Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

- LC2 *-Resistenze:* medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione

-Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

- LC3 -caso a), nel caso siano disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza

-Resistenze: media dei risultati delle prove;

-Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione;

-caso b), nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza

-Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale

-Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a)

-caso c), nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza

-Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio

dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale;

-Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

La relazione tra livelli di conoscenza e fattori di confidenza è sintetizzata nella Tabella C8A.1.1.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo .	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Nella Tabella C8A.2.1 sono forniti i valori di riferimento dei parametri dei materiali che possono essere adottati nelle analisi in funzione della tipologia di muratura.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura.

Nel caso di murature storiche i valori sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature

storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale. Nel caso in cui ci ritrovassimo in presenza di murature che presentino caratteristiche migliori rispetto a quanto detto sopra, è la stessa normativa che fornisce una tabella di coefficienti correttivi, da applicare o alle resistenze della muratura, o ai moduli elastici E e G o ad entrambe le grandezze, a seconda della miglioria che presenta la muratura stessa rispetto alle condizioni standard.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Si comprende quindi ancora meglio quanto siano problematiche l'analisi di edifici esistenti e eventuali conseguenti interventi di miglioramento/adequamento sismico, se non accompagnate da un adeguato Livello di Conoscenza e adeguate indagini conoscitive sugli elementi strutturali. Molto spesso però, è impossibile eseguire accurate indagini, sia per la ritrosia dei proprietari degli immobili a permettere indagini di tipo semi o interamente distruttive, sia per la valenza dei manufatti, quali chiese, edifici storici di pregio architettonico. In assenza di un quadro dettagliato della consistenza del manufatto, si palesa la necessità, sottolineata dalla Normativa Italiana, ad eseguire sia analisi di tipo globale che analisi di tipo locale, soprattutto nel caso

in cui le strutture studiate abbiano una geometria complessa o non siano presenti efficaci collegamenti tra elementi strutturali verticali e elementi strutturali orizzontali così come orizzontamenti sufficientemente rigidi. In tale contesto, la Normativa consente di effettuare la verifica globale attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.

2.4 Modellazione delle strutture in muratura

L'analisi strutturale delle costruzioni in muratura è un problema piuttosto complesso: in letteratura vengono proposte numerose strategie, in funzione delle esigenze di accuratezza dell'analisi, ma anche della necessità di semplificazione.

La tecnica utilizzata di volta in volta dipende fortemente dalle esigenze dell'analisi strutturale, così si distingue a seconda:

- della *scala di modellazione*: le modalità con cui viene condotta l'analisi strutturale cambiano a seconda se si vogliono conoscere le interazioni locali malta-unità e i relativi meccanismi di danno, oppure se si prende in considerazione un intero edificio e se ne vuole analizzare il comportamento globale;
- delle *caratteristiche geometriche*: lo schema scelto per rappresentare una struttura in muratura dipende fortemente dalla geometria della costruzione, che consente semplificazioni in caso di simmetrie o di particolari caratteristiche spaziali degli elementi.

- del *legame costitutivo*: la relazione tensioni-deformazioni che descrive il comportamento del materiale può essere più o meno complessa a seconda dell'obiettivo dell'analisi e dell'accuratezza che si desidera ottenere.

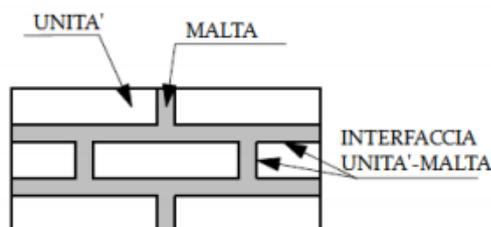
Una modellazione accurata del comportamento del materiale dovrebbe considerare i seguenti aspetti:

- la muratura è un materiale discreto, composto da elementi lapidei e da malta;
- la geometria e le modalità di posa in opera dei blocchi possono essere considerevolmente variabili;
- i blocchi sono generalmente più rigidi della malta;
- la rigidità dei giunti verticali è notevolmente inferiore a quella dei giunti orizzontali;
- lo spessore dei giunti è limitato rispetto alle dimensioni dei blocchi.

Inoltre, la muratura è un materiale che esibisce proprietà distinte in base alla direzione che si considera, a causa dei giunti di malta che agiscono come piani di debolezza.

In generale, si possono seguire diversi approcci per modellare la muratura da un punto di vista numerico. A seconda del livello di accuratezza desiderato è possibile utilizzare le seguenti strategie di modellazione:

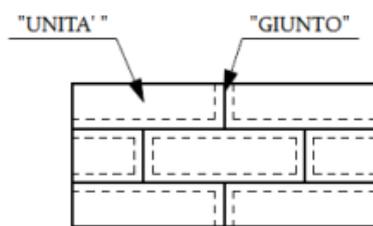
- *Micro-modellazione dettagliata*: i diversi componenti (mattoni, malta e interfaccia mattone-malta) sono descritti separatamente; questo tipo di



approccio è lo strumento più accurato per simulare il comportamento della muratura, in particolare per quanto concerne la risposta

locale del materiale. I mattoni e la malta nei giunti sono rappresentati da elementi continui, mentre l'interfaccia malta-mattone è rappresentata da elementi discontinui; possono essere prese in considerazione le proprietà sia elastiche che non elastiche dei componenti. In questo caso l'onere computazionale è certamente rilevante.

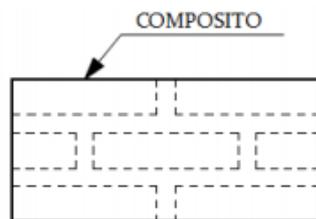
- *Micro-modellazione semplificata*: se la struttura muraria è composta da una ripetizione di celle elementari, la muratura può essere considerata



come un continuo per il quale le leggi costitutive derivano dalle caratteristiche degli elementi costituenti e dalla geometria dell'unità fondamentale; i mattoni espansi sono rappresentati

mediante elementi continui, mentre il comportamento dei giunti di malta e dell'interfaccia mattone malta sono concentrati in elementi discontinui. Questo approccio può produrre errori significativi nella analisi di tipo non lineare.

- *Macro-modellazione*: è il tipo di modellazione più comunemente utilizzata, non fa distinzione fra mattoni e malta e considera il materiale



come un continuo fittizio omogeneo: mattoni, malta e interfaccia malta-mattone sono descritti mediante elementi continui equivalenti.

Questo tipo di modellazione presenta delle problematiche: richiede un onere computazionale fin troppo elevato per le più comuni applicazioni; sono necessari molti parametri meccanici di non facile determinazione; vi è una non facile correlazione tra capacità di spostamento della struttura e stati limite.

Non possiamo considerare una strategia migliore tra le tre descritte visto che abbiamo diversi campi di applicazione per i micro e macro-modelli.

L'approccio della micro- modellazione deve essere preferito se si vogliono avere maggiori informazioni circa il comportamento locale delle strutture in muratura. Questo tipo di modellazione è maggiormente indicato per lo studio di dettagli costruttivi.

Un approccio mediante macro-modellazione è più pratico dal punto di vista computazionale. Questo tipo di modellazione rappresenta un buon compromesso tra accuratezza ed efficienza computazionale.

Mediante indagini sperimentali si può cercare di raggiungere un livello di conoscenza delle proprietà meccaniche dei mattoni e delle malte, che viene richiesta sia per una micro che una macro-modellazione della muratura.

2.5 Metodi di analisi sismica globale

Vengono ora presentati le indicazioni della più recente Normativa italiana per una corretta valutazione della vulnerabilità in un'analisi di tipo globale;

Nel caso degli edifici esistenti in muratura, per l'analisi dei meccanismi sia locali che globali (NTC punto 8.7.1) è possibile ricorrere a diversi metodi, in funzione del modello con il quale vengono descritte la struttura ed il suo comportamento sismico.

Le norme italiane prevedono quattro possibili metodi di analisi della risposta sismica di strutture nuove o esistenti (NTC 18 §7.3):

- analisi statica lineare
- analisi dinamica lineare (modale)

- analisi statica non lineare (push-over)
- analisi dinamica non lineare

I D.M. 14/01/2008 e 17/01/2018 consentono per il calcolo di edifici in muratura, sia metodi di tipo lineare (statica e dinamica) che metodi di tipo non lineare (statica e dinamica). In particolare, i metodi lineari sono molto restrittivi per cui inutilizzabili. Rimangono a disposizione i metodi non lineari. L'analisi dinamica non lineare è molto complessa, sia dal punto di vista concettuale che computazionale, per cui l'unica possibile (tra quelle proposte dalla normativa) è quella statica non lineare (push-over).

La decisione se utilizzare o meno analisi più sofisticate come la statica non lineare o la dinamica non lineare è lasciata alla sensibilità del progettista.

L'utilizzo di un metodo piuttosto che un altro dipende dalle condizioni di regolarità della struttura e dall'importanza che essa riveste. Il metodo che la normativa definisce Normale è l'analisi dinamica modale con spettro di risposta. L'applicabilità degli altri metodi dipende da diverse condizioni, soprattutto di regolarità.

Nel seguito vengono illustrate le condizioni ed i limiti di utilizzo dei metodi di analisi sopra indicati in relazione alle specificità del patrimonio culturale.

2.5.1 Analisi statica lineare

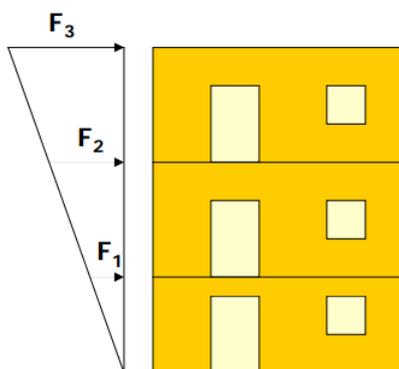
L'analisi lineare statica è una procedura basata sulla rappresentazione della struttura come di un sistema elastico lineare e dell'azione sismica come di un sistema di forze statiche applicate in prossimità dei singoli piani, dove si ammettono concentrate le masse dell'edificio, per poi procedere con la

risoluzione del modello e la valutazione delle sollecitazioni agenti sui vari componenti strutturali.

Questo metodo consente di applicare al modello strutturale un sistema di forze che approssimano il primo modo di vibrare della struttura stessa. L'analisi lineare statica restituisce risultati affidabili solo nel caso in cui la risposta sismica della struttura in esame non risulti significativamente influenzata, in ogni direzione principale, dai modi di vibrare superiori al primo (NTC 2018 p.to 7.3.2)

Quindi, si applicano al modello :

- carichi gravitazionali
- sistema di forze (in ogni direzione e verso considerati) orizzontali proporzionale alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica, distribuite ad ogni livello della costruzione con risultante alla base pari a F_h ; la distribuzione segue



la forma del modo principale di vibrare valutata in modo approssimato (lo spostamento cresce al crescere della quota dal piano di fondazione approx 1° modo di vibrare, : “distribuzione triangolare inversa”), per calcolare F_h .

Il periodo T_1 può essere stimato con la formula seguente:

$$T_1 = 0,050 H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione;

- dallo spettro di progetto si ricava $S_d(T_1)$;
- $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$
- $F_i = F_h z_i W_i / \sum z_j W$ (forza sismica applicata a ciascuna massa dell'edificio).

Se la costruzione è irregolare in altezza si pone $\lambda = 1,0$, altrimenti se l'edificio ha almeno 3 orizzontamenti e se $T1 < 2TD$, λ è pari a 0,85.

L'azione sismica di riferimento al suolo, per lo stato limite ultimo, viene ridotta attraverso il fattore di struttura, per consentire una verifica in campo elastico; in questo modo si tiene implicitamente conto delle ulteriori capacità di spostamento, una volta raggiunta la resistenza limite, prima che la struttura arrivi allo stato limite ultimo. Si sottolinea che l'applicazione di questo metodo nel caso di edifici storici può risultare problematica per la difficoltà di definire appropriati fattori di struttura, con possibili conseguenze sulla definizione degli interventi.

Inoltre questo tipo di analisi va evitata in tutti i casi in cui il contributo dei modi superiori sia rilevante.

Il valore da assumersi per il fattore di struttura dovrà essere giustificato dalle capacità di spostamento della struttura in campo fessurato, valutato sulla base sia della tipologia di manufatto, sia della qualità costruttiva (materiali, dettagli costruttivi, collegamenti).

È tuttavia opportuno segnalare che con un'analisi elastica lineare si riscontrano, generalmente, tensioni di trazione, non compatibili con le caratteristiche meccaniche della muratura, o elevate tensioni di compressione negli spigoli degli elementi. In questi casi le verifiche puntuali potrebbero quindi non essere soddisfatte (anche se nella realtà lo sono) in quanto, per l'effetto del comportamento fortemente non lineare dei materiali, si ha una locale redistribuzione tensionale nelle aree interessate.

2.5.2 Analisi dinamica modale

L'analisi modale rappresenta una procedura convenzionale di valutazione degli *effetti* dell'azione sismica e viene effettuata con riferimento alla determinazione dei *modi di vibrazione* della struttura considerata in campo elastico.

L'analisi deve prendere in considerazione tutti i modi di vibrazione che forniscono un contributo significativo alla risposta dinamica della struttura. A tal proposito è utile sottolineare che la norma vigente impone che debbano essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Questo criterio si considera soddisfatto se la somma delle masse modali efficaci, per tutti i modi considerati, ammonta ad una percentuale significativa della struttura (85%) oppure se si considerano tutti i modi con massa partecipante superiore ad una percentuale minima (5%)

A ciascuno dei modi di vibrazione individuati, viene associato un coefficiente di partecipazione che, a sua volta, in relazione allo spettro di progetto, permette di valutare i vettori massimi delle forze statiche equivalenti relative ai vari modi.

Il valore massimo probabile E di un qualsiasi effetto (spostamento, sollecitazione, ecc.) è dato da formule di derivazione statistica. Le combinazioni più usate delle risposte sismiche per ottenere i valori massimi degli effetti sono:

-SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati delle risposte modali E_i , *Square Root Sum of Square*)

-CQC (combinazione quadratica completa, *Complete Quadratic Combination*).

Considerando l'ultima combinazione, il valore massimo probabile E è calcolato con la seguente espressione:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con E_j valore dell'effetto relativo al modo j e ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j, calcolato con formule di comprovata validità.

Per quanto sopra indicato, anche l'analisi dinamica modale, alla stessa stregua dell'analisi statica lineare, rappresenta una procedura convenzionale. La principale differenza tra le due tipologie consiste nel fatto che, nel caso dell'analisi modale, il calcolo dei parametri di risposta viene effettuato con riferimento alle caratteristiche dinamiche della struttura (modi propri di vibrare).

2.5.3 Analisi statica non lineare (Push-over)

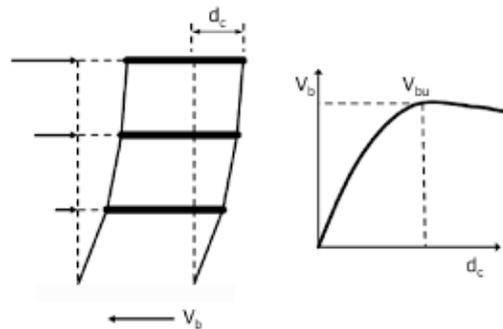
L'analisi statica non lineare presenta una notevole semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche lineari e consente stime realistiche ed affidabili della risposta strutturale anche in campo non lineare. La capacità di una struttura di resistere all'azione sismica dipende principalmente dalla capacità che la stessa ha di deformarsi in maniera duttile.

Nei metodi di analisi elastici (statico e dinamico) le possibili escursioni in campo plastico vengono valutate convenzionalmente attraverso l'utilizzo del fattore di struttura q che riduce lo spettro elastico ma non fornisce alcuna informazione sulla reale distribuzione della domanda di anelasticità nel momento in cui il limite elastico venga superato.

Questo tipo di analisi comprende essenzialmente due aspetti:

1. La determinazione di un legame forza-spostamento (curva di capacità o curva di push-over), rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta;
2. La valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (performance point), raggiunto dalla struttura a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione.

L'analisi di push-over o analisi di spinta (letteralmente push-over significa "spingere oltre") consiste nel sottoporre il modello strutturale ai carichi gravitazionali ed ad un sistema di forze laterali, che rappresentano le forze d'inerzia, e che vengono incrementate monotonicamente fino al raggiungimento dello spostamento di un particolare punto della struttura, chiamato "punto di controllo", ad esempio il baricentro dell'ultimo piano, fino al raggiungimento delle condizioni ultime.



Il risultato di un'analisi di push-over è quindi la definizione della curva di capacità (o curva di push-over) della struttura, ossia della curva forza-spostamento espressa in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (d_c), che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

2.5.4 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non-lineare, nella quale la struttura viene sottoposta ad un terremoto naturale o artificiale, costituisce ad oggi il metodo più accurato per la valutazione della risposta di una struttura all'azione sismica: l'analisi evolutiva nel tempo permette l'esatta comprensione dei fenomeni dinamici che si innescano e si evolvono sotto l'azione sismica, per tale motivo l'uso delle analisi dinamiche non-lineari è molto apprezzato.

Quanto esposto è valido a maggior ragione per quelle strutture spaziali con irregolarità geometriche, di rigidezza e di massa: quest'ultime, per via della loro complessità, presentano fenomeni dinamici specifici e comportamenti difficilmente prevedibili con analisi di tipo statico.

Nell'analisi dinamica lineare si prevede la variazione sia della rigidezza strutturale (in funzione dello spostamento) sia delle forze orizzontali: per rappresentare numericamente il complesso fenomeno che affronta una struttura durante un evento sismico è necessario, quindi, integrare nel dominio del tempo l'equazione generale del moto includendo gli effetti non lineari per materiale e per geometria.

$$M \ddot{\underline{u}} + C \dot{\underline{u}} + K \underline{u} = -M \underline{I} \ddot{\underline{u}}_g$$

Supponendo che il telaio analizzato sia piano si ha che:

- M è la matrice diagonale delle masse,
- C è la matrice dello smorzamento, di solito ottenuta come combinazione delle altre due,
- K è la matrice delle rigidezze,
- I è un vettore unitario

- u è il vettore degli spostamenti di piano.

La funzione scalare $\ddot{u}_g(t)$ rappresenta l'accelerogramma, ovvero l'accelerazione del suolo in funzione del tempo: le nuove norme tecniche per le costruzioni NTC 2018, così come le NTC 2008, permettono di scegliere (limitazioni a parte) tra diverse tipologie di accelerogrammi, in base alla loro natura, ossia tra storie temporali naturali (registrate), accelerogrammi artificiali e storie temporali generate mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione.

Per creare un modello corretto è necessario rappresentare geometricamente gli elementi strutturali, caratterizzarli dal punto di vista meccanico introducendo legami di tipo anelastico, definire accuratamente i vincoli interni ed esterni e stabilire il sisma di progetto (cioè le forze agenti sulla struttura): poiché l'azione sismica è una variabile aleatoria e la risposta strutturale dipende fortemente da questa, la normativa italiana prevede lo studio della struttura per almeno tre accelerogrammi (spettro-compatibili) diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali.

La ricerca scientifica procede di anno in anno nell'affinamento delle analisi di spinta, necessitando al tempo stesso un metodo di calcolo affidabile e validato che permetta di valutare l'accuratezza dei risultati ottenuti in output dalla analisi di push-over. Tale metodo di calcolo che permette di accertare l'affidabilità dei risultati ottenuti dalle analisi statiche è l'analisi dinamica non-lineare, in particolare una sua variante denominata IDA (Incremental Dynamic Analysis).

L'analisi IDA (Incremental Dynamic Analysis) nasce dalla necessità di voler indagare il comportamento dinamico di una struttura a diversi livelli di intensità sismica, per fare ciò dato un accelerogramma si svolgono diverse analisi dinamiche sulla stessa struttura ma con un input sismico di volta in volta scalato in maniera crescente fino a raggiungere il collasso della struttura o un prefissato livello di deformazione o spostamento.

Capitolo 3

IL CASO STUDIO: Chiesa di Santa Maria di Varano - Muccia (MC)

3.1 Inquadramento sismico

3.1.1 Sismicità storica e recente nelle Marche

Nelle Marche la sismicità più rilevante si concentra lungo la catena appenninica e nella fascia costiera settentrionale. La fascia collinare interna è sede di attività sismica meno rilevante.

La sismicità regionale è caratterizzata da una concentrazione di terremoti distruttivi nel Settecento come il terremoto del 1741 (Mw 6.2) nell'alta Val di Chienti-Colfiorito e il terremoto del 1781 (magnitudo Mw 6.4) che devastò gran parte della provincia di Pesaro-Urbino.

Il terremoto del 28 luglio 1799 è uno dei principali eventi sismici della regione umbro-marchigiana ed ebbe i maggiori effetti nell'entroterra della provincia di Macerata. Più nel dettaglio, questo terremoto ha portato alla rottura di una porzione di crosta probabilmente al di sotto di un'area compresa tra le località San Ginesio e Castelraimondo ad una profondità inferiore ai 15 km.

L'evento sismico del 24 aprile 1741 di Fabriano (M = 6.2) e quello del 12 marzo 1873 delle Marche meridionali (M = 5.9) entrambi presentano caratteristiche diverse da quelle dell'evento del 1799: l'evento sismico del 24 aprile 1741, con effetti massimi nel territorio di Fabriano ebbe un'ampia area di danneggiamento (più marcata nei settori orientali) e di risentimento (dal Friuli alla Puglia); l'evento del 12 marzo 1873 ha raggiunto i suoi effetti massimi a Morello, un villaggio poco distante da San Ginesio (MC) abitato da 6-7 famiglie e che fu quasi distrutto.

La costa adriatica settentrionale è caratterizzata da sismicità rilevante e abbastanza frequente, con un terremoto di magnitudo Mw 5.8 nell'area di Senigallia (1930) e vari eventi di magnitudo Mw intorno a 5 localizzati nell'area del Monte Conero e in mare al largo di Ancona (1269, 1474, 1690, 1924, sequenza sismica del 1972).

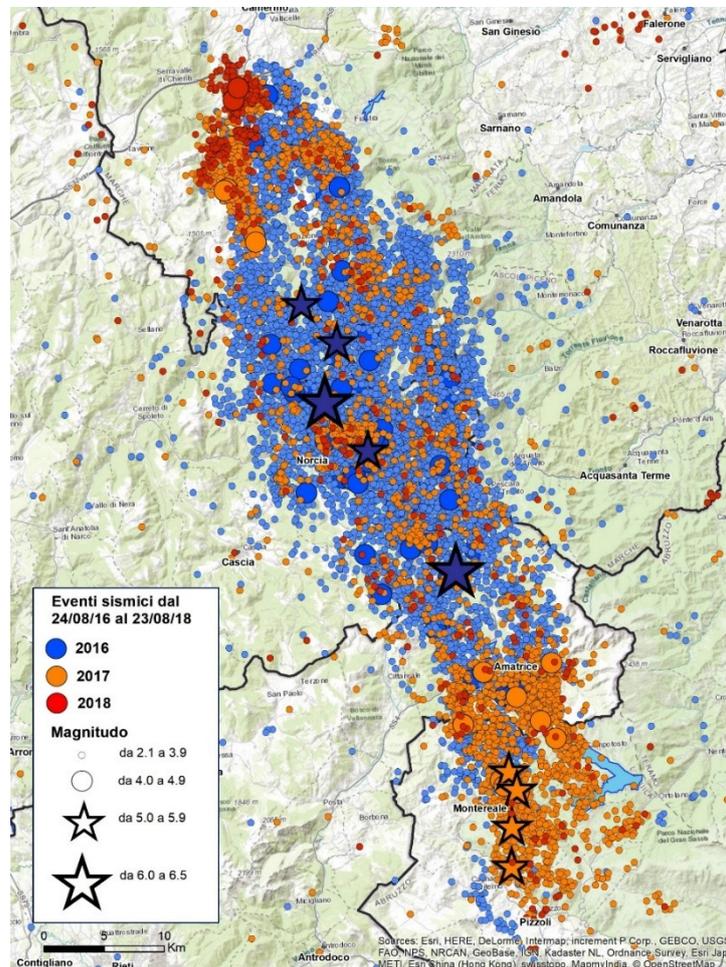
Le Marche risentono inoltre gli effetti di forti terremoti originatisi in Romagna, Umbria e Abruzzo. Il Fabrianese subì danni gravi per terremoti nel 1747 e 1751; l'entroterra ascolano e fermano ha subito effetti dei più forti terremoti della Valnerina (14 gennaio 1703, 1979) e dell'Amatriciano (1639).

La sismicità recente è dominata dalla lunga sequenza sismica umbro-marchigiana dell'1997-1998 che causò danni in una vasta area delle provincie di Macerata e Perugia. Cominciata il 4 settembre 1997 con un evento di magnitudo 4.4 nell'area di Foligno, la sequenza durò più di sei mesi con altri 6000 eventi localizzati lungo la tra la catena appenninica tra Gualdo-Tadino-Nocera Umbria e Sellano.

L'elevata sismicità del territorio ha provocato nell'ultimo ventennio una serie di sismi di magnitudo medio-alta con picchi di magnitudo > 6.0, particolarmente distruttivi: ricordiamo quello de L'Aquila del 6 Aprile 2009 di Mw 6.3 e quello del 24 Agosto 2016 di Mw 6.2 che ha colpito la zone della Valle del Tronto, con epicentro nel comune di Accumoli e ipocentro alla profondità di 8 km, seguito da scosse secondarie nelle zone di Norcia e di Rieti. Questo sisma ha avuto effetti devastanti in particolare nei comuni di Amatrice e di Arquata del Tronto, dove il danno è stato stimato essere del grado X della scala Mercalli.

La sequenza sismica iniziata con l'evento del 24 agosto 2016 ha caratterizzato notevolmente anche i mesi successivi con tre fortissime scosse, che hanno devastato i paesi lungo il confine tra le regioni del centro Italia (Abruzzo, Umbria, Marche e Lazio) con epicentro ad Accumoli (magnitudo 6.0), Castelsantangelo sul Nera (magnitudo 5.4) il 26 ottobre e Norcia (magnitudo 6.5), il 30 ottobre, provocando morti e feriti.

Si aggiungono alla sequenza sismica del centro Italia le scosse del 18 gennaio 2017 di Magnitudo 5.3 con epicentro a Montereale (AQ), di magnitudo 5.5 con epicentro a Capitignano (AQ) e di magnitudo 5.3 a Montereale (AQ).



Mapa epicentrale degli eventi sismici di magnitudo superiore a 2.0 localizzati dal 25 agosto 2016 al 23 agosto 2018

In questa Mappa sono stati localizzati gli eventi sismici del Centro Italia di magnitudo superiore a 2.0 avvenuti negli ultimi anni. In blu i terremoti del 2016, in arancione quelli del 2017 e in rosso gli eventi del 2018.

3.1.2 Pericolosità sismica e classificazione

Per quanto riguarda la pericolosità sismica, il territorio regionale è caratterizzato da una pericolosità sismica abbastanza uniforme e di livello medio-elevato: questo significa che l'attività sismica è frequente e che si possono verificare terremoti di magnitudo elevata, anche distruttivi, per quanti questi ultimi con una probabilità di accadimento più bassa.

La zona degli Appennini ha infatti terremoti più forti e frequenti, ma è scarsamente popolata (bassa esposizione) e molti dei suoi edifici sono stati ristrutturati dopo i terremoti del 1997 (bassa vulnerabilità). La zona costiera ha terremoti meno frequenti e relativamente meno forti, ma è più densamente abitata e ospita la maggior parte delle industrie, strade, ferrovie, ecc..

A differenza di altre regioni italiane, i Comuni marchigiani sono sottoposti ad adeguata normativa sismica fin dai primi anni '80. Solo il 20% degli edifici della regione presenta un livello di manutenzione teoricamente scarso, contro una media nazionale del 22,5%, anche a seguito degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico realizzati dopo i terremoti del 1997.

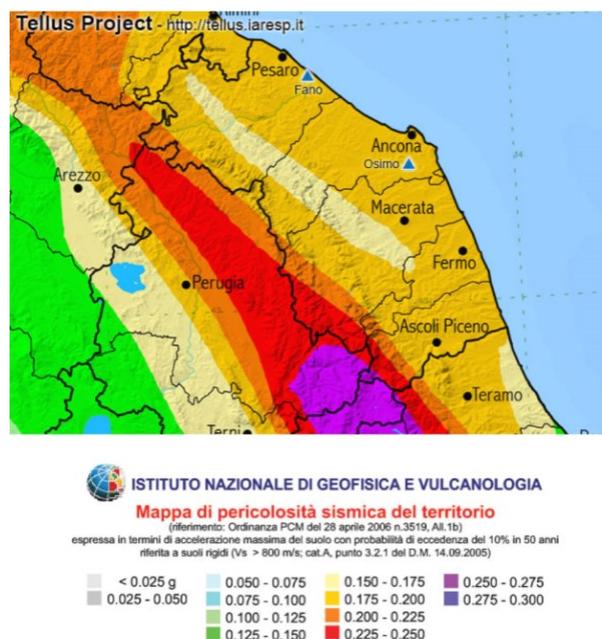


Figura 13 : Mappa di pericolosità sismica della Regione Marche

I valori di accelerazione previsti dal modello di pericolosità sismica sono compresi tra 0.15 e 0.25 g , con i valori più elevati in corrispondenza dell'Appennino umbro-marchigiano.

I valori di pericolosità sismica elevati sono determinati dalla presenza di molte strutture sismicamente attive e dalla storia sismica delle Marche , che ha avuto il suo massimo in Appennino con il terremoto del Cagliese del 1781 (magnitudo Mw 6.4) e sulla costa con il terremoto di Senigallia del 1950 (Mw 5.8).

I primi Comuni ad essere classificati sismici sono stati quelli delle province di Ancona e Pesaro dopo i terremoti del 1916, 1919 e 1930. Nel 1941 circa venti comuni pesaresi sono stati però declassificati e per più di 40 anni sono rimasti privi di un'adeguata normativa antisismica. Una decina di comuni della provincia di Ascoli Piceno sono stati classificati dopo il terremoto del 1943.

Tra il 1981 e il 1984, dopo il terremoto in Irpinia, tutto il territorio nazionale è stato classificato con criteri omogenei e quasi tutti i comuni marchigiani sono stati classificati in zona 2.

L'ordinanza PCM n. 3274/2003 ha aggiornato l'assegnazione dei comuni alle zone sismiche: per le Marche è stata confermata la precedente classificazione tranne per 6 comuni colpiti dal terremoto del 1997 classificati in zona 1 e per i comuni prima non classificati inseriti in zona 2 e 3.

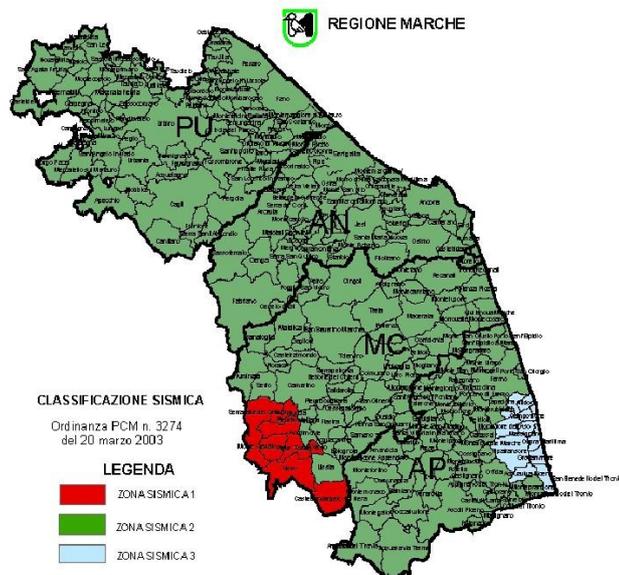


Figura 14: Classificazione sismica nelle Marche

3.1.3 Sismicità del territorio comunale di Muccia

Con l'ordinanza PCM n. 3274/2003, il territorio comunale di Muccia ricade nella *zona sismica 1*, zona con pericolosità sismica elevata dove possono verificarsi forti terremoti.

Tramite l'applicazione Webgis consultabile on line sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile in maniera interattiva esaminare le mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale.

In particolare, come specificato, per la zona di Muccia si hanno dei valori di accelerazione del suolo (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) compresi tra $0.200 \div 0.225$ ag per tutto il territorio comunale.

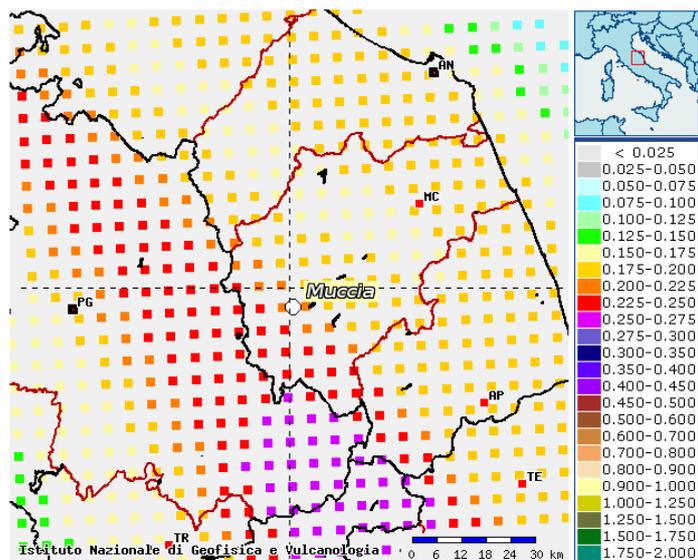


Figura 15: Estratto della classificazione sismica al 2015 (sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it>.)

Per ricostruire la storia sismica dell'area si è consultato il Database Macrosismico dell'Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia, nello specifico il Database Macrosismico Italiano 2015 (DBMI15), che ci ha fornito un set omogeneo di intensità macrosismiche provenienti da diverse fonti relativo ai terremoti con intensità massima ≥ 5 e d'interesse per l'Italia nella finestra temporale 1000-2014.

La tabella sottostante riporta un elenco degli eventi sismici che, dall'anno 1785 al 2006, sono stati percepiti a Muccia e sono stati evidenziati quelli di maggiore intensità, avvenuti il 26 settembre del 1997:

Intensità	Anno Mese Giorno Ora Min Sec	Area epicentrale	Intensità Epicentrale	Mw
4	1785 05 03 02 30	Appennino umbro-marchigiano	7	5,1
6	1799 07 28 22 05	Appennino marchigiano	9	6,18
F	1943 10 03 08 28 29.00	Ascolano	8	5,67
NF	1948 01 10	Loro Piceno	4-5	3,93
5	1951 08 08 19 56	Gran Sasso	7	5,25
F	1962 10 05 23 00 43.00	Appennino maceratese	5-6	4,35
4	1963 01 25 05 27	Monti Sibillini	5	4,31
4	1969 09 26 23 40 39.00	Teramano	5	4,39
5	1971 02 11 18 49 21.00	Valle del Chiascio	6	4,61
3	1971 02 12 04 54 56.00	Valle del Chiascio	7	4,89
3-4	1971 04 02 01 43 54.00	Valnerina	6	4,5
5	1971 10 04 16 43 32.60	Valnerina	5-6	4,51
5-6	1972 11 26 16 03	Marche meridionali	8	5,48
6-7	1979 09 19 21 35 37.00	Valnerina	8-9	5,83
5	1980 02 28 21 04 40.00	Valnerina	6	4,97
5	1980 05 24 20 16 04.00	Monti Sibillini	5-6	4,48
4-5	1984 04 29 05 02 59.00	Umbria settentrionale	7	5,62
4-5	1986 10 13 05 10 00.31	Monti Sibillini	5-6	4,46
4-5	1989 09 11 02 46 23.93	Marche meridionali	5	4,04
5	1989 11 19 03 40 22.54	Valnerina	5	4,13
4-5	1989 12 22 06 48 13.91	Valle Umbra	5	4,44
4-5	1993 06 04 21 36 50.60	Valle del Topino	5-6	4,39
5	1993 06 05 19 16 17.02	Valle del Topino	6	4,72
4	1995 12 30 15 22 08.73	Fermano	5	4,19
NF	1997 07 15 08 51 12.21	Appennino umbro-marchigiano	4-5	3,34
7	1997 09 26 00 33 12.88	Appennino umbro-marchigiano	7-8	5,66
6	1997 09 26 09 40 26.60	Appennino umbro-marchigiano	8-9	5,97
7-8	1997 10 03 08 55 22.07	Appennino umbro-marchigiano		5,22
7-8	1997 10 06 23 24 53.29	Appennino umbro-marchigiano		5,47
6-7	1997 10 14 15 23 10.64	Valnerina		5,62
5	1997 10 23 08 58 43.96	Appennino umbro-marchigiano		3,86
4-5	1997 11 09 19 07 33.27	Valnerina		4,87
6	1998 02 07 00 59 44.54	Appennino umbro-marchigiano		4,41
5	1998 02 16 13 45 19.00	Valnerina		3,75
5	1998 03 21 16 45 09.21	Appennino umbro-marchigiano		5
5-6	1998 03 26 16 26 17.03	Appennino umbro-marchigiano		5,26
5	1998 04 05 15 52 21.01	Appennino umbro-marchigiano		4,78
3-4	1998 06 01 13 57 10.41	Appennino umbro-marchigiano		4,02
5-6	1998 06 02 23 11 23.00	Appennino umbro-marchigiano		4,25
4-5	1998 08 11 05 22 59.64	Appennino umbro-marchigiano		3,26
4-5	1999 10 10 15 35 51.91	Alto Reatino	4-5	4,21
4-5	1999 11 29 03 20 33.86	Monti della Laga	5-6	4,15
4-5	2000 09 02 05 17 02.41	Appennino umbro-marchigiano	5	4,4
5	2000 10 24 07 52 23.70	Monti Sibillini	5	4,11
3-4	2001 04 16 08 51 53.56	Appennino umbro-marchigiano	4-5	3,57
NF	2004 12 09 02 44 25.29	Teramano	5	4,09
3-4	2005 04 12 00 31 51.61	Maceratese	4	3,74
4	2005 12 15 13 28 39.59	Val Nerina	5	4,14
4-5	2006 04 10 19 03 36.67	Maceratese	5	4,06
3-4	2006 10 21 07 04 10.01	Anconetano	5	4,21

Figura 16: Storia sismica di Muccia (https://emidius.mi.inqv.it/CPTI15_DBMI15/query_place/)

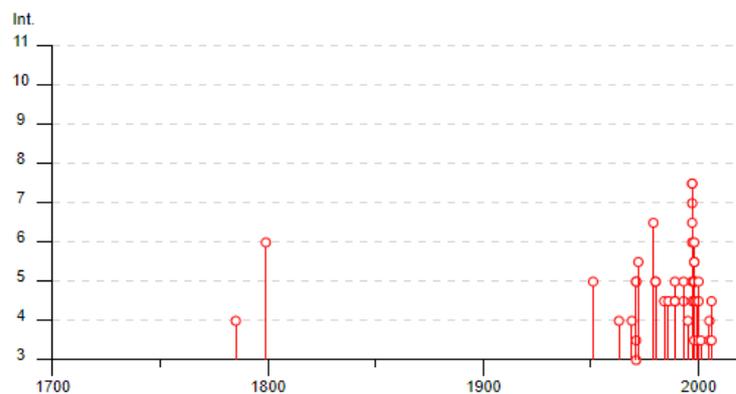


Figura17 : Storia sismica di Muccia – diagramma eventi di intensità superiore a 3 Mw (https://emidius.mi.inqv.it/CPTI15-DBMI15/query_place/)

Per approfondire la sismicità recente della zona, sul sito ISMD (Real Time INGV Strong Motion Data) sono stati ricercati gli eventi sismici più recenti con epicentro a Muccia.

Mostrare 20 inserimenti		Ricerca: <input type="text" value="muccia"/>						
Data e ora (UTC) ▾	Area geografica	Lat [N]#	Solitario)#	Dpt [km]#	Mag#	genere#	Dai un'occhiata #	
18/05/2019 19:35:15	Muccia_ (MC)	43,064	13,033	8.1	3.0	ML	NO	
05/07/2018 07:19:41	Muccia_ (MC)	43,080	13,034	9.3	3.2	ML	NO	
21/05/2018 08:49:26	Muccia_ (MC)	43,086	13,021	8.5	3.8	ML	Sì	
20/05/2018 16:43:40	Muccia_ (MC)	43,074	13,010	6.9	3.1	ML	NO	
29-04-2018 16:43:39	Muccia_ (MC)	43,071	13,051	9.6	3.0	ML	NO	
25-04-2018 01:08:16	Muccia_ (MC)	43,067	13,050	7.0	3.4	Mw	NO	
20/04/2018 12:38:00	Muccia_ (MC)	43,086	13,030	9.9	3.0	ML	NO	
19-04-2018 20:17:51	Muccia_ (MC)	43,086	13,031	8.3	3.1	ML	NO	
12-04-2018 13:24:03	Muccia_ (MC)	43,068	13,045	9.6	3.4	Mw	NO	
10-04-2018 03:46:15	Muccia_ (MC)	43,070	13,053	9.5	3.5	ML	Sì	
10-04-2018 03:11:30	Muccia_ (MC)	43,070	13,037	8.9	4.7	ML	Sì	
05-04-2018 08:44:19	Muccia_ (MC)	43,067	13,031	8.5	3.0	ML	NO	
04-04-2018 18:41:28	Muccia_ (MC)	43,071	13,030	10.0	3.9	ML	Sì	
04-04-2018 02:19:45	Muccia_ (MC)	43,064	13,032	8.8	3.9	ML	Sì	
03-04-2018 07:03:40	Muccia_ (MC)	43,068	13,047	8.8	3.2	ML	NO	
08-03-2018 23:32:18	Muccia_ (MC)	43,065	13,037	9.6	3.4	ML	NO	
08-03-2018 22:48:46	Muccia_ (MC)	43,065	13,038	10.1	3.5	ML	Sì	
18/01/2018 04:01:07	Muccia_ (MC)	43,069	13,025	9.5	3.1	ML	NO	
17/01/2018 16:55:16	Muccia_ (MC)	43,066	13,026	8.7	3.0	ML	NO	

Figura 18: Terremoti del comune di Muccia

3.2 Inquadramento territoriale e storia della città di Muccia

Il territorio comunale di Muccia ha una superficie di circa 25,65 Km², con una popolazione complessiva di 911 unità, confina a Ovest e Nord - Ovest con il Comune di Camerino, a Est con il Comune di Serravalle di Chienti e a Sud con i Comuni di Pievebovigliana e Pievevitorina.

Dal punto di vista morfologico, il territorio comunale è caratterizzato da paesaggi collinari tipici delle aree marchigiane più interne, con modesti rilievi

che raggiungono solitamente quote comprese tra 400 e 700 metri s.l.m. e, solo raramente, superano questa altitudine.

Le aree di fondovalle (400 metri s.l.m.), pur presentando un'estensione alquanto limitata, costituiscono un elemento importante in quanto sedi della maggior parte degli insediamenti sia residenziali sia industriali. Infatti, la maggior parte di questi sono concentrati nelle aree pianeggianti localizzate ai fianchi delle aste fluviali principali.

L'elemento idrografico principale è rappresentato dal Fiume Chienti che attraversa il territorio comunale di Muccia. A tratti scorre incassato tra pareti sub - verticali, in altri punti, invece, è delimitato da sponde basse oltre le quali si estende la piana alluvionale.

Queste aree, spesso urbanizzate, sono talvolta esposte a rischio di esondazione. Il resto del territorio comunale è caratterizzato da una rete di piccoli fossi che separano i rilievi principali. Sparsi in tutto il territorio comunale sono stati rilevati numerosi laghetti ed invasi artificiali, spesso destinati ad uso irriguo.

Sulle rive del fiume Chienti, posta in corrispondenza di un nodo stradale importante fin dall'antichità, Muccia ospita numerosi reperti archeologici di epoca neolitica e notevoli chiese quattrocentesche.

Un po' di storia :

Muccia, sin dalla preistoria, si è caratterizzata come nodo di importanti vie di comunicazione. Durante la signoria dei Varano, Muccia divenne sede di un importante sistema di mulini per cereali da cui la gente traeva sostentamento. Sempre durante la signoria dei Varano, il castello venne ampliato dopo alcuni saccheggi ed oggi ne rimane ben poco. Il castello di Giove è stato totalmente distrutto, mentre quello di Massaprofoglio, che in quei tempi era una importante masseria, è stato ristrutturato. Il primo statuto comunale sembra

risalire all'epoca napoleonica. Non si hanno notizie certe su questo a causa di un incendio che ha distrutto l'archivio del comune.

Il nome Muccia è legato alla leggenda del romano Muzio Scevola, ma gli studiosi propendono per una derivazione dalla *Gens Mutia*. L'esistenza del paese in epoca romana è infatti ben documentata da molti ritrovamenti archeologici che sono conservati nel Museo archeologico di Ancona.

3.3 Inquadramento geografico della Chiesa di Santa Maria di Varano

La chiesa di Santa Maria di Varano, ora cappella cimiteriale, sorge appena fuori il centro abitato di Muccia, verso est, lungo la Strada Statale 77 della Val di Chienti.





Figura 19: Localizzazione area di studio

In stile romanico-gotico è una chiesa a pianta ottagonale, costruita nel 1525 dai Varano, signori di Camerino che regnarono nel territorio per trecento anni. E' un'edilizia semplice, che ricorda gli antichi battisteri. Verso la strada statale si volge la parete absidale dove sono affrescati, dentro una piccola nicchia, la Madonna con il Bambino di Andrea Magistris, tale immagine, che dà il titolo alla chiesa: "Santa Maria di Varano", è verosimilmente la prima delle cinque immagini affrescate nell'ottagono del tempio a metà del secolo XVI.



Figura 20: Chiesa di Santa Maria di Varano

3.4 Descrizione geometrica e strutturale

- ***Impianto strutturale***

Costruita con tecniche tradizionali, la struttura muraria della chiesa presenta una pianta ottagonale con i lati che misurano 5,30 metri ed è costituita da una muratura "a sacco" di spessore circa 1,1 m.

La chiesa si estende in altezza per circa 10 metri e lungo il suo sviluppo verticale non presenta variazione di geometria, ad eccezione della parete Sud-Ovest per la presenza di una nicchia.

Il rivestimento esterno "del sacco" è in blocchi di pietra a pezzatura mista, legati con malta, e sugli spigoli sono inserite lastre uniformi di pietra liscia. Rari e circoscritti gli inserimenti di mattoni pieni a colmare eventuali vuoti.

Escludendo le lastre uniformi agli spigoli, il resto della muratura appare evidente come una *muratura omogenea*. Fatta eccezione per i cantonali più regolari e di migliore fattura, i conci presentano conformazione irregolare, con uno spessore variabile tra i 20 e i 35 cm, un'altezza tra gli 8 e i 18 cm, ed una larghezza tra i 12 ed i 25 cm. I giunti di malta hanno uno spessore fortemente variabile (compreso tra 1,5 e 3,5 cm).



Figura 21: Rivestimento esterno: blocchi in pezzatura mista nella parte centrale e lastre uniformi di pietra liscia sugli spigoli

Sulla parete di ingresso, sul lato Nord-Ovest, sono visibili archi ciechi e porzioni di muratura più recenti che lasciano supporre ripensamenti: sopra l'architrave del portale è ben visibile una parte di muratura di riempimento, sormontata da un arco.

Proprio il portale distingue la parete di facciata dalle altre di egual misura ma prive di aperture o decorazioni.



Figura 22: Rivestimento esterno: blocchi in pezzatura mista nella parte centrale e lastre uniformi di pietra liscia sugli spigoli

- **Copertura**

Singolare e rara la soluzione adottata per coprire la chiesa: si tratta di una copertura a padiglione a pianta ottagonale. Sugli spigoli sono inserite mensole lignee sulle quali si innestano le otto travi convergenti al centro in un puntone. Le travi secondarie sono disposte in quattro ottagoni concentrici, mentre le terzere sono fissate ortogonalmente ad ogni spicchio di ottagono. Su queste appoggia il tamponamento di piastrelle in cotto.



Figura 23: Foto copertura interna ed esterna

- ***Interno***

Lo spazio interno, completamente intonacato, è da tempo adibito a sala per convegni ed esposizioni, con pannelli in legno a impedire la visione di parte degli affreschi. L'abside è ricoperta dal maggior numero di dipinti seppur di scarsa leggibilità per il precario stato di conservazione.

All'interno della chiesa sono presenti pregevoli opere di Andrea Magistris e un museo archeologico. Nella nicchia strombata vi è la raffigurazione della Madonna col Bambino mentre intorno alla nicchia sono raffigurati santi e devoti in preghiera. Sul lato opposto all'abside abbiamo una pregevole Crocifissione alla destra e una Madonna seduta con Bambino in grembo.

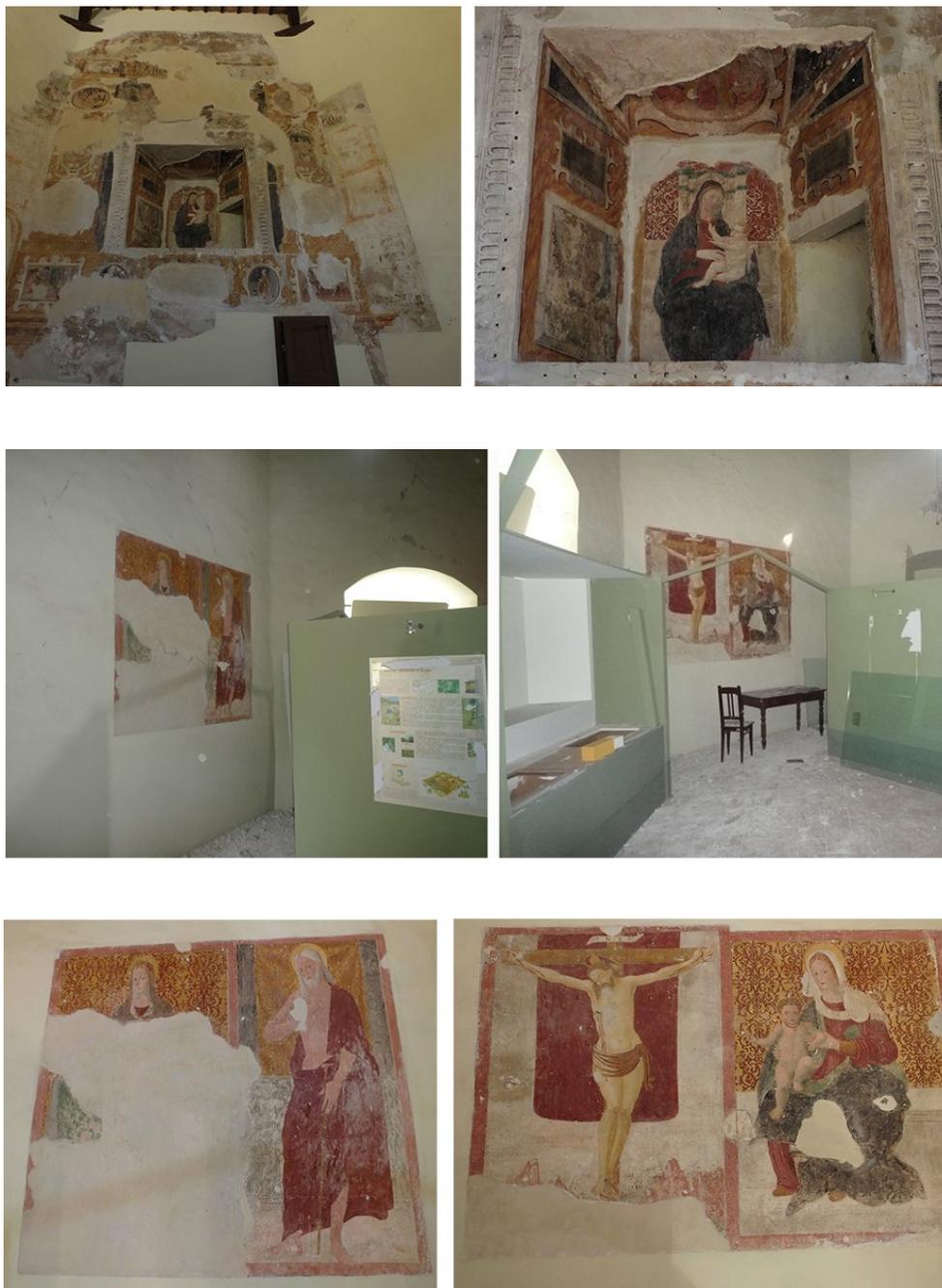


Figura 24: Affresco della Madonna con il Bambino di Andrea Magistris e affreschi e raffigurazioni di Santi



Figura 25: Museo Archeologico

- **Campanile a vela**

Questa tipologia di campanile, detta *campanile a vela*, diffusa per lo più in chiese di modesta dimensione o importanza, o in casi in cui si voglia evitare ostentazione, prevede una struttura costituita da un semplice setto murario di pianta rettangolare e di spessore contenuto, elevato sopra la copertura della chiesa, forato da un'apertura nella quale sono ospitate le campane, che vengono mosse da una fune collocata all'interno della chiesa.

Nella tipologia a vela, lo spessore, ovvero la profondità del campanile, è inferiore rispetto alle altre dimensioni, inoltre spesso la larghezza predomina rispetto all'altezza. Esso è posto al di sopra della copertura della chiesa, il più delle volte in asse della facciata principale in prossimità dell'ingresso della chiesa, di rado su un lato/fianco o in corrispondenza dell'abside. Nel nostro caso, il campanile è posizionato sul cornicione a destra dell'ingresso principale.

Il piccolo campanile a vela, sicuramente posteriore alla fondazione per la predilezione del mattone sulla pietra, ha tre fornic, a tutto sesto, con schema dispositivo a triangolo. Le campane sono posizionate in delle aperture, che per la conformazione son dette finestre campanarie.



Figura 26: Foto del campanile

Una violenta scossa di terremoto (magnitudo 4.6) che ha coinvolto, il 10 aprile 2018, il Centro Italia, con epicentro a 2 km dalla città di Muccia, ha fatto crollare il campanile di stampo seicentesco.

Dopo alcuni giorni da questo evento sismico, l'Unità di Crisi del Ministero dei Beni Culturali, al fine di evitare il crollo definitivo della vela campanaria sulla copertura, ha prontamente recuperato la campana e ha fatto eseguire lo smontaggio controllato della vela pericolante.



Figura 27: Recupero della campana dal Corriere del Conero

Notizie storiche

1525 - 1530 (costruzione dell'intero bene). Attribuita alle maestranze che lavorarono al Santuario di Macereto e probabilmente fatta costruire dai Da Varano di Camerino, la chiesa sorge nel primo quarto del XVI secolo, come cappella votiva probabilmente in seguito alle devastanti carestie ed epidemie seguite alla calata dei Lanzichenecci.

1545 - 1555 (decorazione pittorica interno). Sulle pareti sono presenti alcuni cicli pittorici attribuibili alla cerchia di Giovanni de Magistris, risalenti alla metà del XVI secolo.

1600 (costruzione del campanile). Sopra il cornicione del lato a destra dell'ingresso viene costruito il campanile a vela a tre fornic.

1999 - 2001 (restauro). Le ripetute e forti scosse telluriche del 1997 determinarono lesioni gravi nella struttura della chiesa. Dal 1999 al 2001 la chiesa viene restaurata con i fondi della Banca Europea per gli Investimenti. Sono stati eseguiti dei restauri nel 1999 e sono state rinforzate le fondamenta e le pareti, con inserimenti di rinforzi metallici. Dal 2001 è stata affidata al comune di Muccia per la tutela degli affreschi e come spazio espositivo.

Al momento la chiesa non è arredata per poter ospitare le funzioni religiose.

Prima delle scosse dell'ottobre 2016, la chiesa ospitava il Museo Archeologico "Muccia: antico crocevia dell'Appennino" messo in salvo, dopo il terremoto. Dal 2016 la chiesa è chiusa al pubblico in seguito a pericoli di crollo.

3.5 Fase di rilievo e di restituzione grafica

Con rilievo, applicato all'architettura, si intende quel processo di acquisizione e raccolta di dati e informazioni sufficienti a consentire la ricostruzione di un edificio con strumenti di misurazione più o meno avanzati in modo da poter restituire graficamente, sotto forma di disegni o modelli, i dati così raccolti.

Le fasi del rilievo sono essenzialmente due: la fase di ripresa e la fase di restituzione ovvero la rappresentazione dei risultati della fase di ripresa attraverso piante, prospetti e sezioni.

Ci sono diverse tipologie di rilievo da poter adottare:

- *Fase di ripresa diretta*: utilizzo di strumenti di misura, a partire dalla fettuccia metrica fino all'utilizzo di distanziometri laser, con precisione molto più elevata e con portata molto più vasta per poter rilevare porzioni di edifici difficili da raggiungere o per misurare grandi altezze che altrimenti non si potrebbero colmare.
- *Fotogrammetrica*: approccio visivo, si osserva la struttura e si studia una procedura per poter prendere le misure, poi si acquisiscono immagini sotto forma di foto, o anche di video, fotografando l'edificio seguendo una determinata procedura di lavoro.
- *Laser scanner 3D*: agli strumenti che utilizzano la radiazione luminosa per scansionare l'ambiente circostante e per raccogliere migliaia di dati in pochissimo tempo e per restituirli sotto forma di nuvola di punti (*Cloudpoints*).

Nel nostro caso studio la fase di rilievo è stata effettuata mediante l'utilizzo di una semplice macchina fotografica, un drone e di uno strumento moderno, il Laser Scanner 3D, dalla quale abbiamo ottenuto la nuvola di punti in formato .e57 utilizzando, successivamente, un software di esportazione come CloudCompare.

Questo software è di fondamentale utilizzo per aprire il file e ispezionare la nuvola di punti tridimensionale ruotandola nei tre assi dello spazio, quasi come se facessi un sopralluogo; per estrarre sezioni, disegnare linee e polilinee sul modello tridimensionale per evidenziare aspetti o parti importanti; per misurare distanze e superfici per stimare volumi e interventi; interrogare le coordinate.

1) Lase scanner 3D

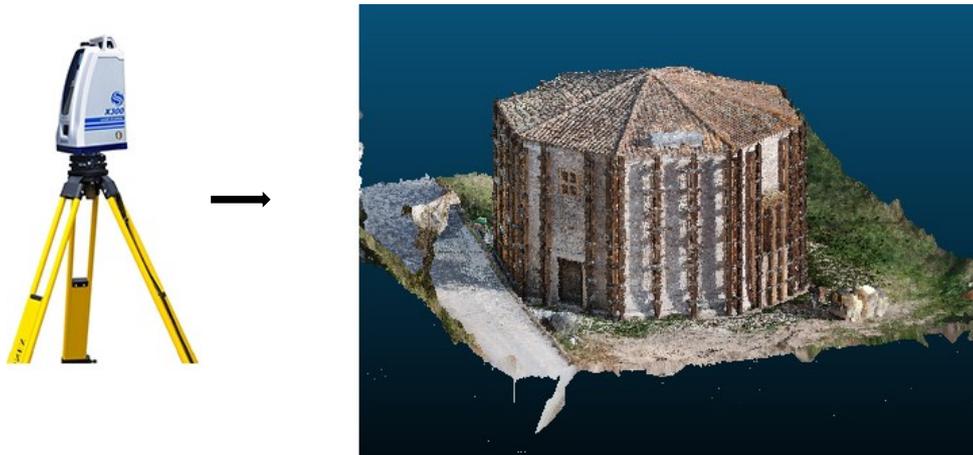


Figura 28: Nuvola di punti

2) Rilievo fotografico



Figura 29: Documentazione fotografica

Inoltre, per una comprensione e conoscenza approfondita della struttura, da non sottovalutare è la documentazione depositata presso la Soprintendenza per i Beni architettonici e Paesaggistici delle Marche, dalla quale siamo riusciti ad ottenere delle tavole di progetto (piante, prospetti e sezioni) e un progetto di consolidamento del solaio di copertura ad opera dell'Ingegnere Marcello Sasso:

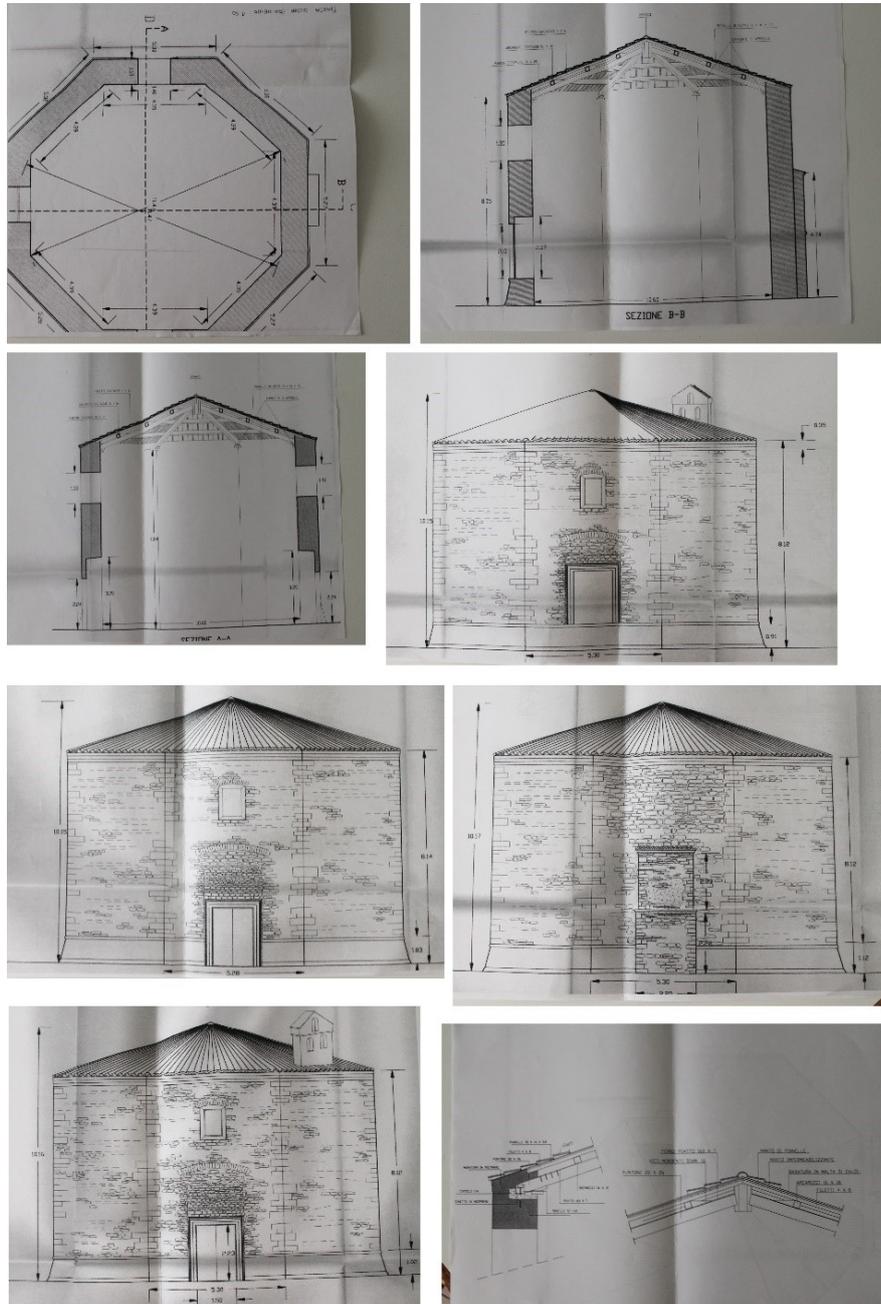
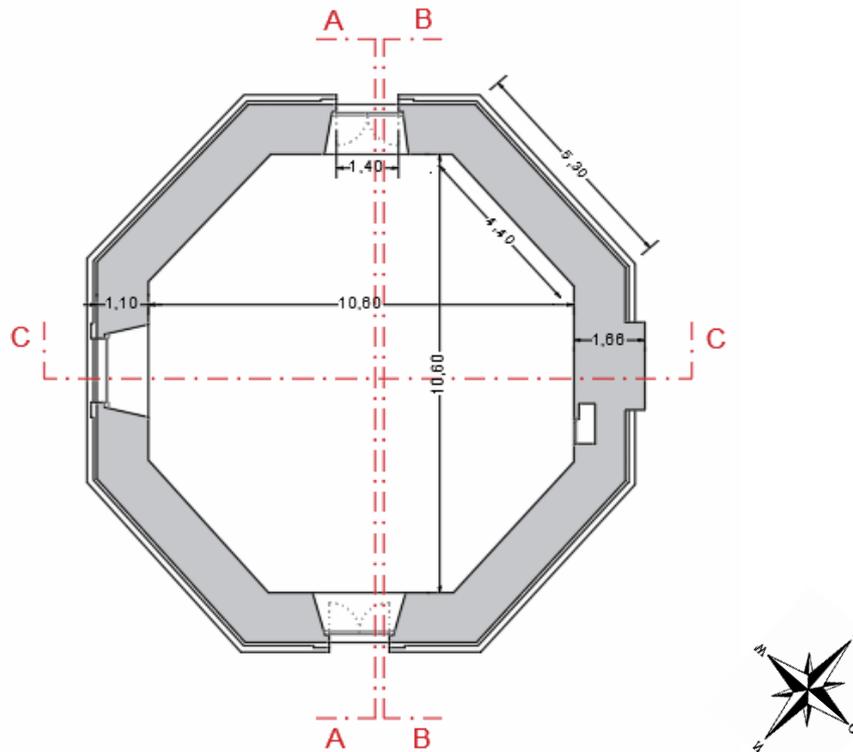


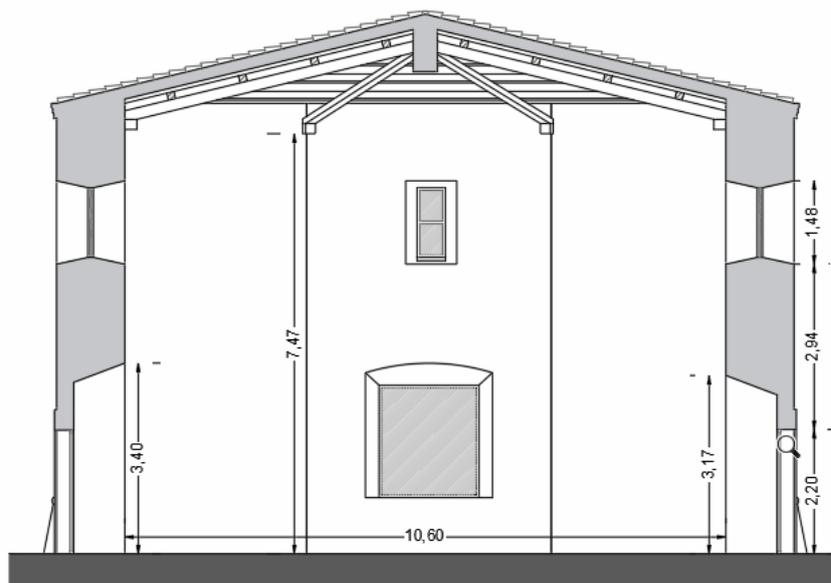
Figura 32: Tavola del progetto reperito presso la Soprintendenza archivistica per le Marche, Ancona

Dopo aver raccolto tutte le informazioni e le documentazioni nella fase di rilievo, si è proceduto con la fase di restituzione grafica su Autocad.

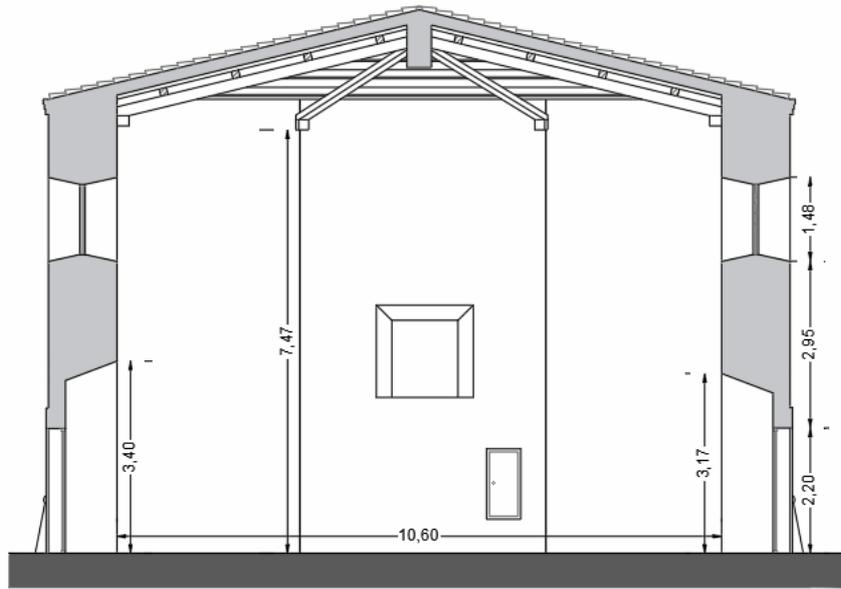
PIANTA



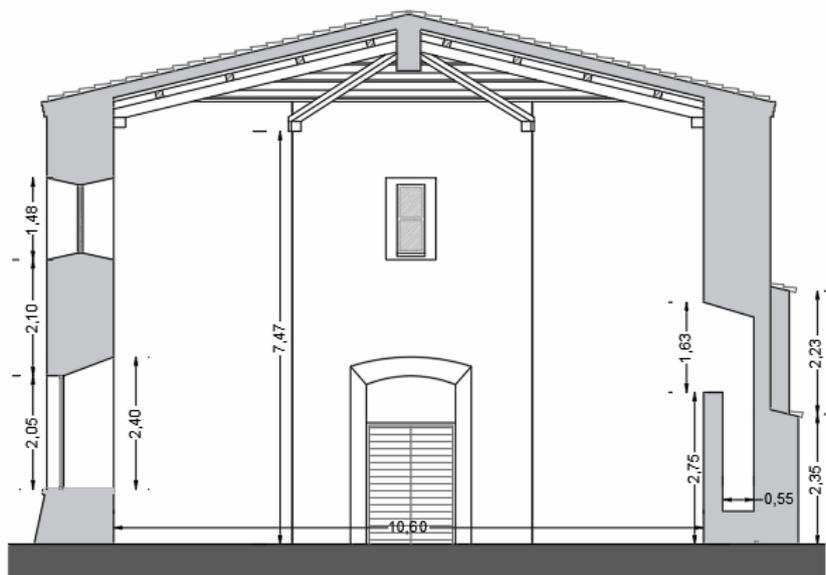
SEZIONE A-A



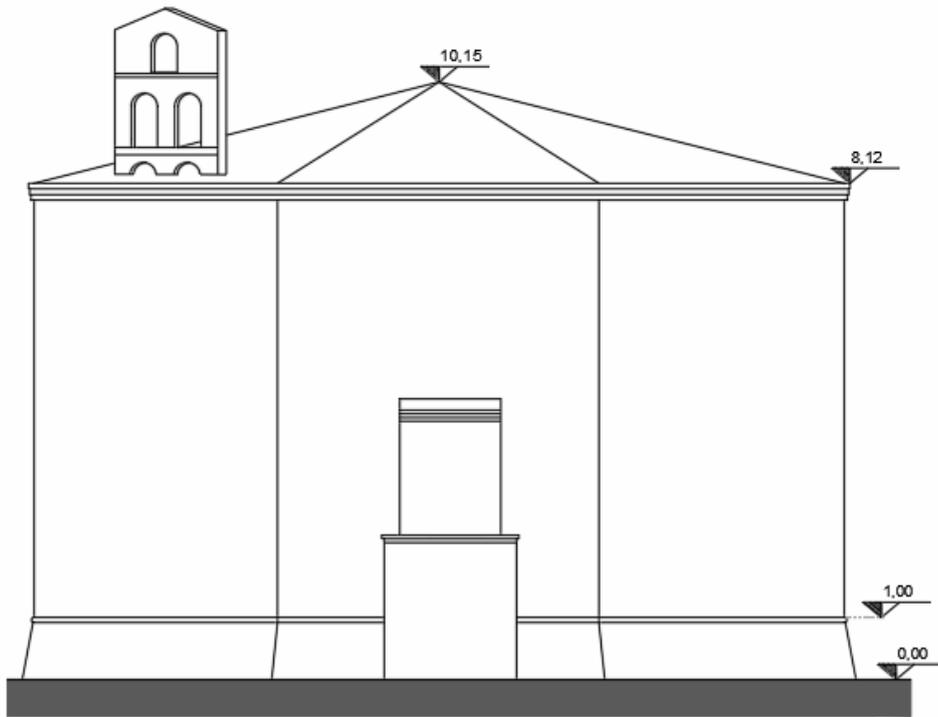
SEZIONE B-B



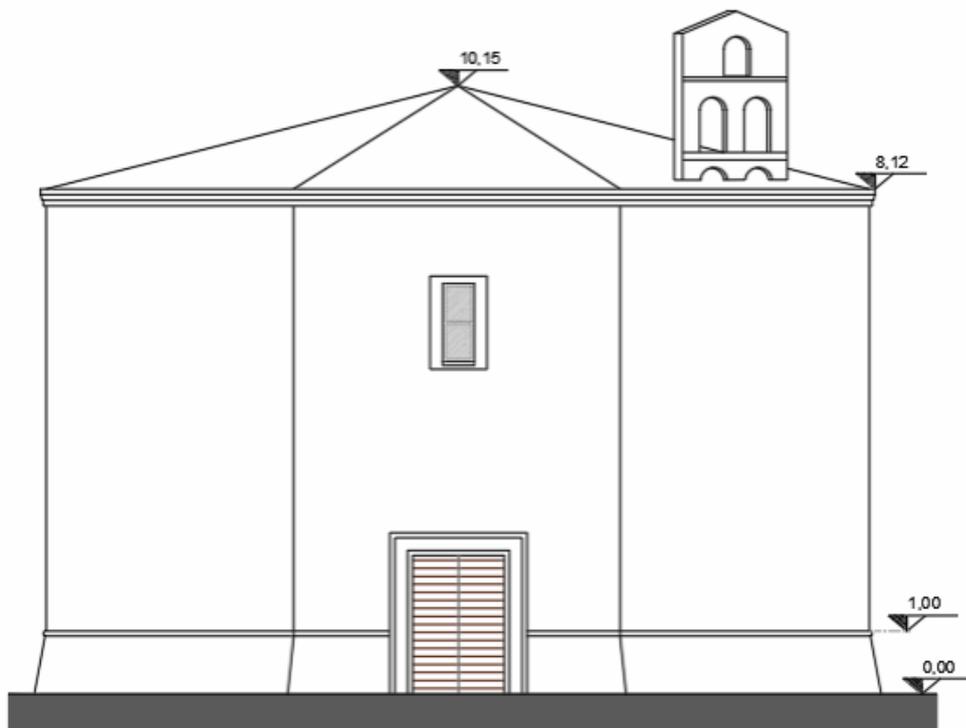
SEZIONE C-C



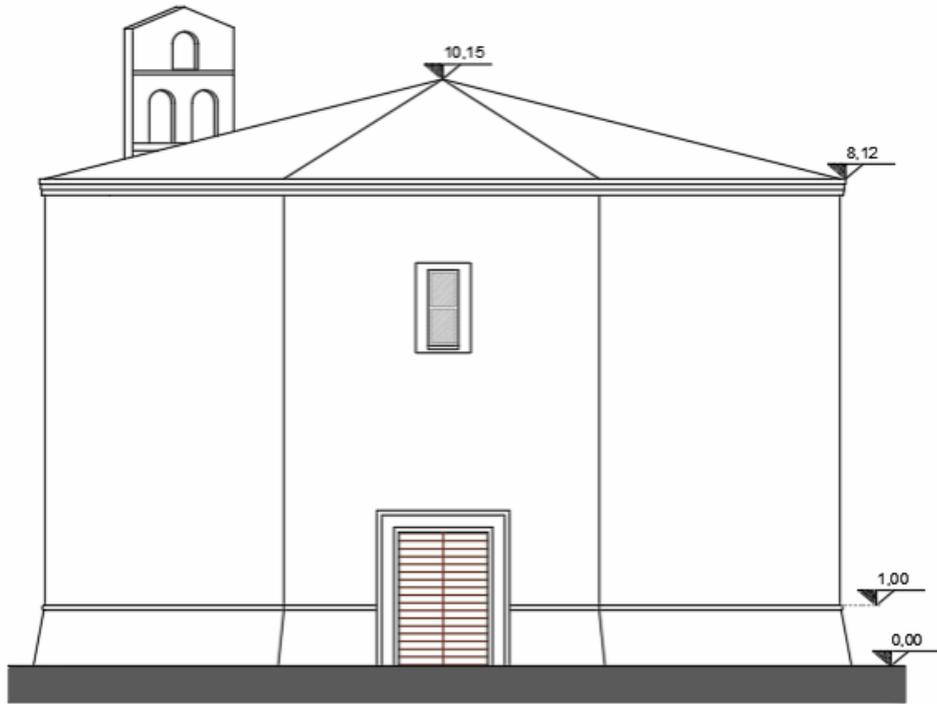
PROSETTO SUD-OVEST



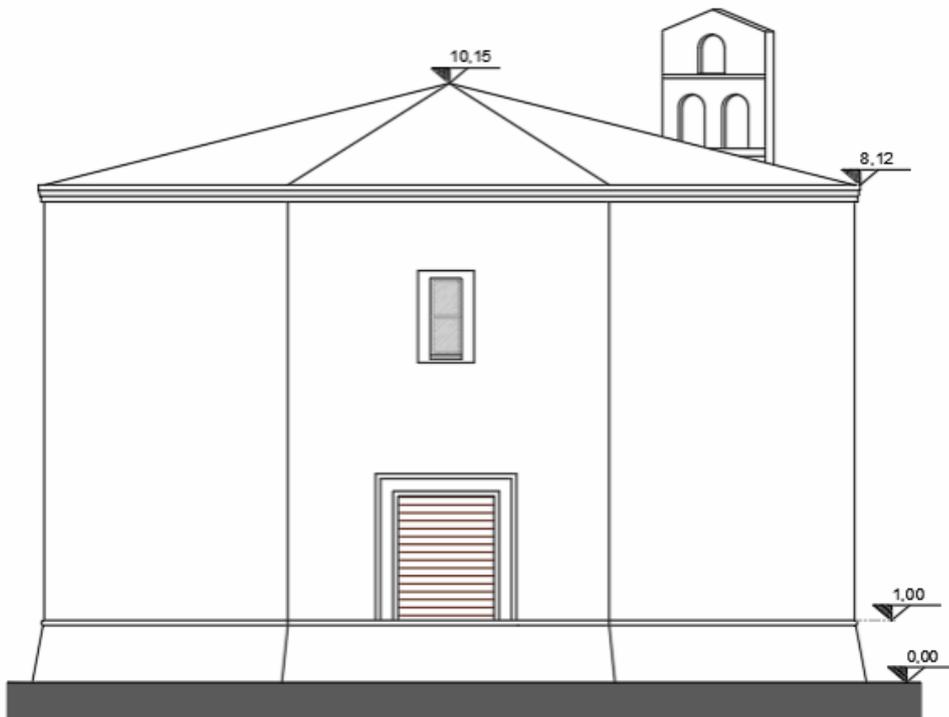
PROSPETTO NORD-OVEST



PROSPETTO SUD-EST



PROSPETTO NORD-EST



3.6 Identificazione delle vulnerabilità e del degrado

Il rilievo fotografico della parte interna della chiesa è stato il più possibile esaustivo per fornire una visione completa degli ambienti, facendo particolare attenzione ad eventuali lesioni o degradi e al quadro fessurativo.

Il rilevamento delle vulnerabilità, così come il rilievo del degrado e del quadro fessurativo, sono aspetti importanti da considerare e ci aiutano a comprendere il possibile comportamento dell'edificio in seguito ad un evento sismico.

L'unica vulnerabilità riscontrata è la presenza di una nicchia inserita nello spessore murario, che comporta una riduzione dello stesso; il restringimento della sezione muraria impedisce ai carichi di venir correttamente trasferiti dall'alto verso il basso, costituendo quindi una vulnerabilità.



Figura 33: Foto della nicchia

All'interno della struttura sono evidenti fenomeni di degrado da non sottovalutare: si tratta per lo più di distacchi di intonaco e fessurazioni.

Le fessurazioni più preoccupanti sono:

-Fessurazione inclinata probabilmente causata dalla spinta della copertura



Figura 34: Foto della fessure

-Lesioni orizzontali: la causa di questo problema è da imputare alla presenza di un cordolo in calcestruzzo



Figura 35: Foto delle fessure

-Le fessurazioni “a croce di Sant’Andrea” (X) con inclinazione di 45° indicano che è stata superata la resistenza a taglio dell’elemento.



Figura 36: Foto delle fessure

Esternamente sono evidenti fessure soprattutto nella parte alta della struttura.



Capitolo 4

METODI DI MODELLAZIONE NUMERICA

I modelli numerici sono degli strumenti che permettono di rappresentare, mediante cicli di calcolo nei quali compaiono aspetti tenso-deformativi, un determinato sistema nel modo più completo e reale possibile.

La modellazione numerica della risposta sismica di edifici in muratura, e in particolare delle strutture a carattere storico e monumentale, risulta estremamente complessa dovendo essere tale da simulare numericamente comportamenti reali che, sebbene sufficientemente chiari nelle modalità, risultano governati da grandezze fisiche difficilmente valutabili ed estremamente disperse (come ad esempio la resistenza a trazione da attribuire al solido murario), pertanto rimane una questione aperta, per la quale sono proposte in letteratura svariate soluzioni.

La complessità delle strutture in muratura ha portato a dei problemi nella ricerca della modellazione, specialmente nei riguardi della vulnerabilità sismica del costruito e possiamo trovare così differenti metodi di modellazione che variano per complessità, grado di dettaglio ed onere computazionale.

I modelli numerici possono essere suddivisi in due grandi categorie:

- Modelli continui;
- Modelli discontinui.

Nei *modelli continui* il dominio del sistema viene rappresentato attraverso unità elementari di forma semplice (generalmente triangoli o quadrilateri) che si possono deformare ma rimangono sempre in contatto le une con le altre in corrispondenza delle loro superfici di separazione. In questo caso tutte le singole unità mantengono le medesime proprietà del sistema.

In pratica, le tecniche di omogeneizzazione seguono un approccio di tipo macroscopico nel quale non vengono fatte distinzioni tra gli elementi che costituiscono la muratura ma viene introdotto un unico elemento finito che ha il compito di simulare il comportamento globale del materiale “muratura”.

A questa categoria appartengono i seguenti modelli:

-Metodo agli Elementi Finiti (Finite Element Method, FEM)

-Metodo agli Elementi di Contorno (Boundary Element Method, BEM).

Nei *modelli discontinui* il dominio del sistema viene rappresentato come un insieme di elementi distinti e separati che interagiscono tra loro solo quando entrano in contatto. Gli spostamenti o rotazioni, fratture o completo distacco tra i singoli elementi sono ammessi poiché dal punto di vista cinematico in genere viene assunta l'ipotesi di grandi spostamenti. I corpi si trasmettono reciprocamente delle forze in corrispondenza dei punti di contatto e, a causa di esse, si muovono nello spazio descrivendo il comportamento meccanico del sistema. Nei modelli discontinui è quindi necessario, ad ogni iterazione, aggiornare i contatti in dipendenza dalla posizione e dal movimento dei singoli corpi; questo non accade per i modelli continui che, invece, mantengono inalterate le superfici di contatto tra le varie unità elementari.

A questa categoria appartiene:

-Metodo agli Elementi Discreti (Discrete Element Method, DEM).

Mentre i primi modelli consentono di studiare il sistema in condizioni di equilibrio stabile o al massimo in condizioni limite, i secondi permettono un'analisi più approfondita nel caso in cui si voglia studiare la rottura del sistema, con il distacco dei singoli corpi che continuano comunque ad influenzarsi a vicenda quando si instaura tra di loro un contatto.

La decisione su quale modellazione adottare ricopre un ruolo molto importante, infatti essa deve presupporre una conoscenza del manufatto in esame nel suo complesso ma nello specifico bisogna avere consapevolezza del comportamento e dei parametri di resistenza e di deformabilità proprio della struttura. La scelta, che ne definisce poi il grado di dettaglio, deve ricadere nel giusto compromesso tra gli oneri computazionali e la precisione che si ottiene dai risultati. Bisogna fare anche una distinzione quando le analisi sismiche vengono svolte ai fini della ricerca o nel campo professionale, dove in quest'ultimo viene quasi sempre adottato un approccio più semplice ma che, grazie alle conoscenze dei professionisti del settore, pur non cogliendo perfettamente il comportamento non lineare di dettaglio della struttura si è in grado di ottenere risultati facilmente interpretabili e con un'attendibilità comunque adeguata.

Nei seguenti paragrafi si approfondiscono i vari metodi di modellazione.

4.1 Metodo degli elementi finiti: FEM

È uno dei metodi più popolari nel campo dell'ingegneria, proposto da Clough nel 1960. Si basa sulla scomposizione di un sistema continuo in tanti elementi di volume finito e forma elementare che non si compenetrano l'uno nell'altro. I punti che si trovano all'interno di ciascun elemento si muovono in funzione degli spostamenti dei nodi dello stesso elemento. È possibile ricavare lo spostamento del punto interno attraverso particolari funzioni definite funzioni spostamento (Brauer,1988) che richiamano le posizioni nodali.

Il problema elastico del continuo considerato, la cui esatta formulazione conduce a sistemi di equazioni differenziali alle derivate parziali definiti da

opportune condizioni al contorno, viene così discretizzato e ricondotto in via approssimata alla soluzione di un sistema di equazioni lineari (Cesari, 2002).

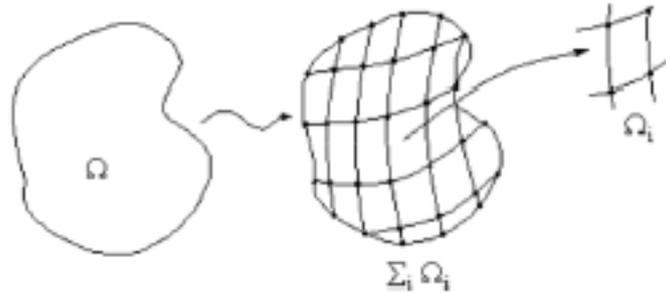


Figura 37: Suddivisione del dominio di integrazione Ω in sottodomini Ω_i nella modellazione FEM

La diffusione degli elementi finiti è data dal fatto di tenere in considerazione non solo l'eterogeneità dei materiali ma anche più complesse condizioni al contorno e problemi di natura dinamica. Per ottenere una precisione elevata occorre suddividere il dominio in elementi di dimensioni ridotte; in questo modo i nodi di ciascuno di essi sono più vicini tra loro e la soluzione incognita è più significativa. Il raffittimento della mesh può essere effettuato anche solo in corrispondenza delle zone di maggiore interesse, dove, ad esempio, si richiede uno studio accurato delle tensioni che in quella zona del dominio si possono sviluppare. Il metodo FEM, però non consente di separare gli elementi del dominio e quindi non è possibile studiare in modo adeguato il comportamento tenso-deformativo di sistemi a rottura.

4.2 Metodo degli elementi di contorno: BEM

Il metodo agli elementi di contorno consiste nella discretizzazione del contorno dell'elemento strutturale, riducendo così le dimensioni del problema e

semplificando i dati richiesti in ingresso. Si basa quindi sulla risoluzione di un'equazione integrale definita sul contorno.

Esso è stato inizialmente proposto con riferimento a problemi geotecnici ed è stato successivamente esteso a quelli strutturali. L'estensione al campo non lineare di questo metodo ha consentito di studiare la propagazione della frattura e il comportamento di materiali fragili come il calcestruzzo.

Il Metodo degli Elementi al Contorno comporta generalmente una riduzione della dimensione del modello computazionale rispetto al FEM, in quanto richiede una discretizzazione solo sul contorno del dominio e non su tutta la sua estensione. In generale però, il BEM non è efficiente come il metodo degli elementi finiti nel tenere in conto l'eterogeneità dei materiali mantenendo la medesima difficoltà nel simulare il comportamento tenso-deformativo di sistemi soggetti a rottura. Per questo le applicazioni di tale metodo ad una struttura in muratura rimangono molto limitate.

4.3 Metodo degli elementi discreti: DEM

Le strutture in muratura sono per loro natura delle strutture discretizzate, nonostante ciò, facendo le opportune semplificazioni e accettando approssimazioni maggiori nei risultati, possono essere modellate come dei continui omogenei mediante metodi al continuo, che sono generalmente meno onerosi e più diffusi nella pratica ingegneristica.

Qualora lo scopo della modellazione sia però di ricerca e/o di studio scientifico dei meccanismi di comportamento di tali strutture e, vista anche l'eterogeneità nei materiali, si ha bisogno di modelli dettagliati che tengano in conto la discontinuità della muratura che può essere concettualmente vista come un

insieme di blocchi. Questi modelli possono essere ottenuti mediante il *Metodo degli Elementi Discreti (DEM)*.

Il concetto fondamentale dei modelli ad elementi discreti è proprio quello di rappresentare la muratura come un insieme di elementi distinti che interagiscono tra loro, determinando così un certo comportamento meccanico d'insieme. Attraverso la descrizione dell'interazione tra i blocchi mediante insiemi di punti di contatto si ha una più facile gestione degli spostamenti reciproci dei blocchi unita ad una grande efficienza computazionale.

L'approccio inoltre è applicabile a tutti sistemi che possono essere considerati come un insieme di elementi, in genere rigidi, interagenti tra loro. Sia sul comportamento meccanico degli elementi distinti, che sul tipo di interazione sono state proposte molte soluzioni, solitamente blocchi contigui vengono fatti interagire con vincoli di contatto di tipo unilatero, non reagenti a trazione ed elastici o elasto-plastici a compressione, mentre lo scorrimento è generalmente di tipo attritivo. Nell'utilizzo classico del metodo non viene prevista nessuna omogeneizzazione o alterazione della reale tessitura muraria che nel modello viene fedelmente riprodotta.

Tale metodologia è stata proposta per la prima volta da Cundall (1971) che sulla base del modello concettuale ne derivò una prima formulazione numerica, ed è stata inizialmente applicata a settori anche molto distanti dalla modellazione di elementi murari (soprattutto geo-materiali come rocce e altri tipi di suolo). Il modello iniziale, con comportamento piano e costituito da elementi rigidi, è stato nel corso degli anni arricchito variamente introducendo, ad esempio, il comportamento tridimensionale (Cundall 1988, Hart et al. 1988).

4.3.1 Caratteristiche distintive

Il concetto fondamentale di modelli ad elementi discreti è rappresentare la muratura come un insieme di blocchi di componenti o particelle in interazione meccanica. Considerando la forma degli elementi, si possono classificare i modelli:

- modello blocco DE, composto da insiemi di corpi poligonali o poliedriche, che sono i più usati;
- modello particelle DE, basata su particelle circolari o sferiche, finalizzati ad una rappresentazione dei materiali a scala più fine.

Nei modelli a blocchi, i giunti sono quindi visti come le superfici in cui il contatto tra i blocchi avviene, disciplinati da opportune leggi costitutive. Pertanto, il punto di partenza di un modello ad elementi discreti è un sistema discontinuo, in contrasto con il metodo ad elementi finiti, che si è evoluta dalla rappresentazione di un corpo continuo.

I vari metodi ad elementi discreti differiscono in diversi modi. Vi sono, tuttavia, alcune caratteristiche che li differenziano dalla modellazione ad elementi finiti:

- I modelli ad elementi discreti consentono l'ipotesi che i blocchi siano rigidi e il sistema di deformabilità sia concentrato nei giunti. Tuttavia, oggi molti modelli ad elementi discreti includono formulazioni con blocchi deformabili.
- Nella maggior parte dei modelli ad elementi discreti l'interazione tra i blocchi è rappresentata da insiemi di punti di contatto, o insiemi di contatto bordo-bordo. In generale, un blocco deformabile può essere discretizzato in modo indipendente dai suoi vicini.
- I modelli ad elementi discreti sono progettati per consentire la completa separazione tra i blocchi.

- I modelli ad elementi discreti tendono ad impiegare algoritmi *time-stepping* (*passo-passo*) per risolvere problemi quasi statici.

La differenza fondamentale tra il Metodo degli Elementi Discreti e quelli ad elementi finiti risiede nel fatto che, mentre in questi ultimi i contatti fra “unità elementari” rimangono invariati indipendentemente dalla risposta del modello, nel DEM sono aggiornati ad ogni iterazione in base alla posizione ed al movimento relativo dei singoli elementi. La definizione della mesh e dei modelli costitutivi dei materiali è sostituita dalla determinazione della distribuzione e delle dimensioni degli elementi che compongono il sistema e dalla descrizione del comportamento dei contatti

Un'altra differenza con i metodi al continuo sta proprio nel considerare la muratura un sistema discreto e discontinuo, come realmente è, senza fare semplificazioni che portino alla loro rappresentazione mediante un corpo continuo ed omogeneo. Ciò permette di condurre studi ed analisi dettagliate su strutture in muratura, il cui scopo è principalmente la ricerca e il progresso tecnico-scientifico sull'ambito delle strutture in muratura e loro comportamento sismico.

Inoltre, i metodi discreti sono stati progettati per consentire la completa separazione tra i blocchi, cosa che non è affatto permessa nei metodi ad elementi finiti, quindi tali modelli riescono a rappresentare fenomeni di scorrimento e/o fessurazione, mostrando i meccanismi di danno e di collasso di strutture in muratura, sicuramente più veritieri rispetto a modelli continui.

4.3.2 Modellazione e implementazione numerica

Per ottenere una soluzione del modello DEM conforme alla realtà da simulare, cinque sono i passi fondamentali da seguire:

1. Suddivisione del dominio del problema ed identificazione della tipologia di elementi con cui suddividere il sistema;
2. Rappresentazione della deformazione dei singoli blocchi (che possono essere rigidi o deformabili);
3. Sviluppo di un algoritmo per l'identificazione dei contatti;
4. Formulazione delle equazioni del moto del sistema;
5. Integrazione delle equazioni del moto ed aggiornamento dei contatti tra i blocchi, che variano in conseguenza dei movimenti e delle deformazioni cui è soggetto il sistema.

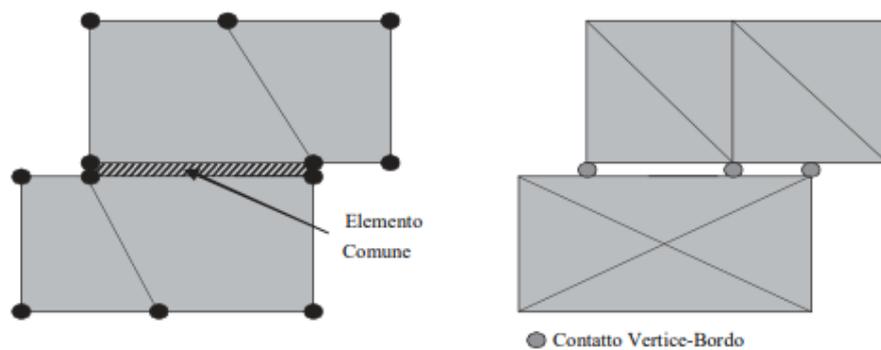


Figura 38: Rappresentazione del contatto tra i blocchi a) elementi comuni, b) punti di contatto (vertice-bordo).

La rappresentazione dei contatti, nei modelli DE, e l'interazione tra i blocchi è rappresentato da un insieme di punti di contatto. Ciascuna forza di contatto è funzione dello spostamento relativo del blocco in quel punto. Blocchi adiacenti si possono toccare lungo un segmento di bordo comune o in punti discreti in cui un angolo incontra un bordo o un altro angolo. Tramite l'ipotesi dei punti di contatto si ha una più facile gestione degli spostamenti tra i blocchi del sistema e una grande efficienza computazionale.

In particolare, questo approccio consente un passaggio graduale dal caso di contatto tra le facce ad un contatto tra un vertice e una faccia. In 3D, ci sono

diverse combinazioni possibili di interazione tra le facce, spigoli e vertici, che aumentano notevolmente la complessità del problema e la sua implementazione numerica.

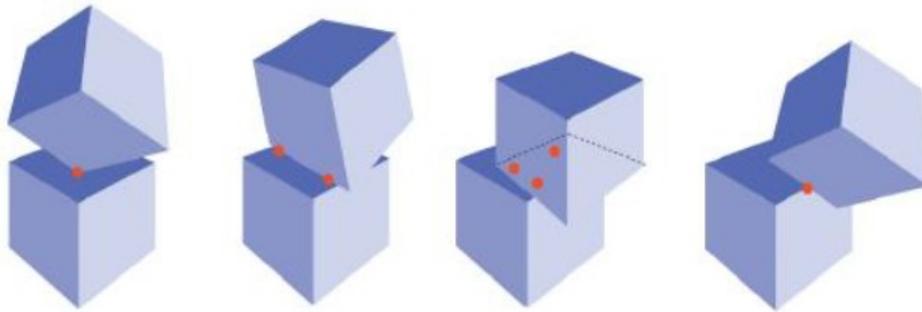


Figura 39: Diversi tipi di contatti tra due blocchi poliedrici

I gradi di libertà del modello coincidono con i gradi di libertà degli elementi: nessun grado di libertà è infatti associato al contatto. Il numero di gradi di libertà del modello sarà quindi pari a $3N$ nel caso di modelli piani e $6N$ nel caso di modello tridimensionali, dove con N si indica il numero totale di elementi.

Dal punto di vista dell'onere computazionale, considerare i blocchi come elementi rigidi si traduce in una notevole riduzione dei gradi di libertà del sistema. Tuttavia, tali modelli risultano spesso caratterizzati da un numero elevato di elementi (soprattutto per le modellazioni di dettaglio) per cui richiedono tempi di elaborazione importanti.

Il vantaggio principale di tale approccio risiede nella sua semplicità, essendo in grado di gestire i vari tipi di interazione geometrica. Va però sottolineato che in uno spazio tridimensionale, viste le molteplici possibilità di interazione tra facce, spigoli e vertici, la complessità del problema e la sua implementazione numerica sono comunque notevoli.

4.4 Il metodo Non Smooth Contact Dynamics (NSCD)

Ciascun sistema meccanico può essere descritto attraverso un modello fisico che si traduce spesso attraverso un'equazione differenziale, un'equazione integrale o un'equazione alle derivate parziali, le quali legano fra loro le grandezze che intervengono nel sistema oggetto di studio.

La risoluzione analitica di un problema differenziale si traduce nell'ottenimento dei parametri incogniti del sistema, ad esempio il campo delle velocità, degli spostamenti, etc., in funzione di una o più variabili che possono assumere un'infinità di valori possibili. Nel caso in cui la risoluzione analitica non è possibile, è necessario il ricorso al calcolo numerico.

La risoluzione numerica di un problema consiste nell'approssimare la soluzione continua grazie alla discretizzazione spaziale e temporale delle equazioni. La modellazione ad elementi discreti ha la particolarità di trattare il mezzo studiato come un insieme di corpi distinti, i quali si comportano indipendentemente come dei corpi rigidi, caratterizzati da un numero finito di gradi di libertà; il carattere discontinuo dell'oggetto di studio ha orientato la scelta della modellazione numerica verso un approccio di questo tipo cioè un approccio in cui è necessario tenere conto di ciascun componente della struttura ma anche delle interazioni fra i componenti stessi.

È questo ciò che il Metodo agli elementi Discreti (DEM) si propone di descrivere ed in particolare il *Metodo Non Smooth Contact Dynamics (NSCD)*.

Il metodo NSCD è stato introdotto e sviluppato da M. Jean e J.J. Moreau ed è implementato nel codice di calcolo LMGC90. Come indica il suo nome, questo metodo numerico rientra nell'ambito di modellazione non regolare, e tiene in conto un insieme di blocchi, ciascuno avente una propria dinamica e un proprio comportamento. Il vantaggio di tale metodo risiede nel considerare l'anisotropia dei blocchi e il comportamento individuale di ciascuno di essi. Nel

Metodo NSCD le azioni di attrito fra i vari blocchi sono descritte attraverso le seguenti leggi di contatto:

-*Legge di Signorini*: il contatto unilaterale assicura l'impenetrabilità e l'assenza di adesione tra i blocchi;

-*Legge di Coulomb*: la legge di attrito di Coulomb assicura il comportamento tangente, che è caratterizzato dalla presenza di una forza resistente associata a una soglia di scivolamento dipendente dalla pressione normale applicata sul blocco.

4.4.1 Trattamento dell'equazione della dinamica nel Metodo NSCD

Sia $q = (q_1; \dots; q_n) \in \mathbb{R}^N$ il vettore di coordinate generalizzate di un insieme di n_b corpi rigidi, con $N = 6 * n_b$. Per semplicità supponiamo che gli eventuali legami bilaterali imposti al sistema siano stati presi in considerazione attraverso la riduzione della dimensione di q .

Consideriamo il contatto α di un corpo candidato con un corpo antagonista, i contatti unilaterali di impenetrabilità sono espressi attraverso la seguente disuguaglianza:

$$f_\alpha(t; q) \geq 0, \alpha \in \{1, \dots, n_c\} \quad (1)$$

dove f_α è una funzione dipendente sia dal tempo che dalla configurazione del vettore q e α indica il generico contatto. Questa doppia dipendenza implica quindi un vincolo geometrico tra i corpi che non possono sovrapporsi gli uni con gli altri (dipendenza da q) ed un vincolo temporale (dipendenza dallo spostamento dal tempo). Quando $f_\alpha = 0$ significa che la distanza tra i due corpi è ridotta a zero. Il risultato dell'interazione del corpo antagonista BA sul corpo candidato BC può essere descritto da una forza $r_\alpha \in \mathbb{R}^3$ che agisce in un punto

di contatto l_α . Definiamo inoltre un sistema di riferimento locale F_α composto da tre vettori: un vettore normale n_α diretto verso BA, e due vettori tangenti s_α e t_α , che definiscono lo spazio tangente e tali che

$$n_\alpha = s_\alpha \otimes t_\alpha \quad (2)$$

Sia g_α la distanza tra i corpi nella direzione normale ($g_\alpha < 0$ quando i corpi si sovrappongono). Le forze locali r_α espresse nel sistema di riferimento locale sono collegate al sistema di riferimento globale $R_\alpha = R^N$ attraverso una relazione lineare:

$$R_\alpha = H_\alpha(q) * r_\alpha \quad (3)$$

dove: $H_\alpha(q) : R^N \rightarrow R^{N*3}$ è una mappatura che contiene le informazioni che permettono di mettere in relazione forze locali (r_α) e forza globale (R_α);

q è il vettore che contiene le coordinate generalizzate del movimento, spostamento e rotazione del centro di gravità, per un corpo rigido.

Ciascuna componente di R_α può essere intesa come il contributo al contatto α alle forze globali e può essere scomposta in $(n_b - 2)$ vettori nulli ($\in R^6$), e due vettori $R_{\alpha,C}$ e $R_{\alpha,A}$ corrispondenti rispettivamente alla coppia di corpi candidati e antagonisti. La costruzione del vettore risultante delle forze di contatto globali è realizzata attraverso la seguente relazione:

$$R = \sum_\alpha R_\alpha \quad (4)$$

Allo stesso modo la velocità dei corpi può essere espressa nel sistema di riferimento locale F_α . Definiamo la velocità relativa u_α nel punto di contatto l_α tra i corpi BA e BC attraverso la relazione:

$$u_\alpha = H_\alpha^T(q) * dq \quad (5)$$

dove: H^T è la trasposta di H ;

dq è la derivata del vettore q .

La velocità relativa u_α è composta sia da una parte normale rappresentata da $u_{\alpha,N}$ e una parte tangenziale $u_{\alpha,T} = (u_{\alpha,s}, u_{\alpha,t})$. Le relazioni (4) e (5) permettono dunque il passaggio dal sistema di riferimento globale al sistema di riferimento locale. È possibile passare da un sistema di riferimento all'altro attraverso gli operatori lineari $H(q)$ e $H^T(q)$, come schematizzato di seguito in cui viene mostrato chiaramente la dualità tra i due differenti riferimenti. Le relazioni cinematiche adottate fra le velocità relative e le forze locali sono la legge di Signorini e la legge di Coulomb.

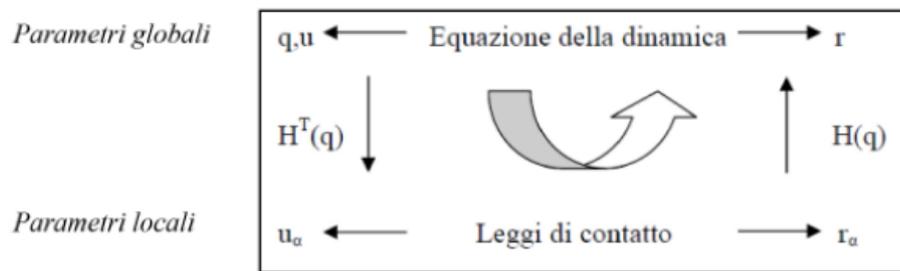


Figura 40: Schema dell'approccio NSCD

L'equazione della dinamica che disciplina il movimento di un corpo avente dei contatti può essere descritta nella seguente forma sintetica:

$$M d(dq) = F(t, q, dq) dt + dR \quad (6)$$

dove: dt rappresenta l'incremento temporale;

$d(dq)$ è una misura differenziale che indica l'incremento delle velocità generalizzate;

dR è una misura reale non negativa che rappresenta gli impulsi;

M è la matrice della masse;

$F(t, q, dq)$ è un vettore che colleziona le forze discretizzate interne ed esterne che agiscono sul sistema.

Utilizziamo la tecnica di integrazione temporale *passo-passo* (timestepping) con la quale gli eventi di contatto non sono trattati esplicitamente. In pratica si realizza una discretizzazione del tempo in intervalli $[t_i, t_{i+1}]$ di lunghezza h , in tal modo il problema di contatto è risolto durante l'intervallo in termini di misure del suddetto intervallo. Per ottenere questa proprietà l'equazione (6) è integrata su ciascun intervallo che conduce a

$$\left\{ \begin{array}{l} M (dq_{i+1} - dq_i) = \int F(t, q, dq) dt + R_{i+1} \\ q_{i+1} = q_i + \int dq(t) dt \end{array} \right. \quad (7)$$

dove dq_{i+1} è la variabile che indica l'approssimazione del limite destro della velocità al tempo t_{i+1} ; e $q_{i+1} \approx q(t_{i+1})$.

Per l'azione dR , approssimiamo la misura nell'intervallo di tempo $[t_i, t_{i+1}]$ da dR ottenuto da:

$$dR([t_i, t_{i+1}]) = \int dR \approx R_{i+1} \quad (8)$$

Per risolvere i due integrali del sistema (7) utilizziamo il metodo θ , un sistema di primo ordine che adotta solo i parametri di configurazione e la sua derivata prima. Occorre notare che il metodo θ ha uno schema implicito, identico al sistema di Eulero quando $\theta = 1$. La condizione della stabilità del metodo è $\theta \in (0.5, 1)$. I due integrali risultano quindi essere pari a:

$$\left\{ \begin{array}{l} \int F(t, q, dq) dt = h * \theta * F(t_{i+1}, q_{i+1}, dq_{i+1}) + h * (1 - \theta) * F(t_i, q_i, dq_i) \\ \int dq(t) = h * \theta * dq_{i+1} + h * (1 - \theta) * dq_i \end{array} \right. \quad (9)$$

Questo approccio conduce alla equazione seguente:

$$\left\{ \begin{array}{l} M (dq_{i+1} - dq_i) = h * \theta * F(t_{i+1}, q_{i+1}, dq_{i+1}) + h * (1 - \theta) * F(t_i, q_i, dq_i) + R_{i+1} \\ q_{i+1} = q_i + h * \theta * dq_{i+1} + h * (1 - \theta) * dq_i \end{array} \right. \quad (10)$$

Il principio generale del metodo della Dinamica dei Contatti o Non Smooth Contact Dynamics (NSCD) può essere riassunto come cicli nel tempo di:

- rilevamento dei contatti
- determinazione delle forze di contatto e delle velocità dei corpi
- aggiornamento delle posizioni dei corpi

Per la risoluzione utilizziamo un solutore basato sul metodo di Gauss-Seidel non lineare (metodo iterativo per la risoluzione numerica di equazioni e sistemi di equazioni non lineari). In generale, l'unicità della soluzione non è garantita per i blocchi perfettamente rigidi.

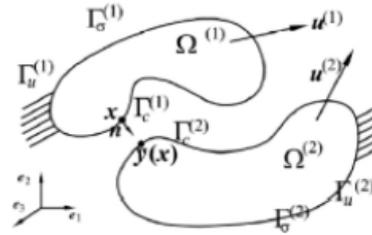
4.4.2 Leggi di contatto

Consideriamo il problema del contatto tra corpi rigidi. Le principali caratteristiche di tale fenomeno sono contatti di breve durata e forze generate di grande intensità. Generalmente le caratteristiche del contatto sono determinate per un corpo "candidato" che subisce l'influenza di un altro corpo detto "antagonista" (è evidente che un corpo candidato al contatto può diventare un antagonista per un altro contatto). Per studiare le collisioni tra corpi rigidi viene utilizzato il metodo Non Smooth Contact Dynamics (NSCD) con il quale si tiene conto dei possibili urti e delle irregolarità che si possono produrre durante gli stessi. Verranno di seguito descritte le leggi di contatto implementate nell'algoritmo del metodo NSCD alla base del codice di calcolo LMCG90.

Leggi di Signorini e Legge di Coulomb

Consideriamo due corpi rigidi $\Omega^{(1)} \in \mathbb{R}^3$ (corpo candidato) e $\Omega^{(2)} \in \mathbb{R}^3$ (corpo antagonista) che entrano in contatto. Suddividiamo la frontiera di entrambi i corpi in tre porzioni $\Gamma_{\sigma}^{(i)}$, $\Gamma_u^{(i)}$, $\Gamma_c^{(i)}$ con $i = 1, 2$ tali da soddisfare le seguenti condizioni:

$$\begin{aligned} \Gamma_{\sigma}^{(i)} \cup \Gamma_u^{(i)} \cup \Gamma_c^{(i)} &= \partial\Omega^{(i)} \\ \Gamma_{\sigma}^{(i)} \cap \Gamma_u^{(i)} &= \Gamma_{\sigma}^{(i)} \cap \Gamma_c^{(i)} = \Gamma_u^{(i)} \cap \Gamma_c^{(i)} = \emptyset, \end{aligned}$$



dove $\Gamma_{\sigma}^{(i)}$ rappresenta la regione sulla quale sono applicate le forze di superficie;

$\Gamma_u^{(i)}$ è la porzione di superficie sulla quale sono assegnati gli spostamenti;

$\Gamma_c^{(i)}$ è costituita dalla parte di $\partial\Omega$ sulla quale si può verificare il contatto.

(NOTA: Tale distinzione è necessaria in quanto le porzioni di superficie $\Gamma_c^{(1)} \in \partial\Omega^{(1)}$ e $\Gamma_c^{(2)} \in \partial\Omega^{(2)}$, che entrano in contatto, non sono note a priori, come non sono note le tensioni che agiscono su di esse).

Per tale motivo è necessario tenere distinte da $\Gamma_c^{(i)}$ da $\Gamma_{\sigma}^{(i)}$ e da $\Gamma_u^{(i)}$. Le principali caratteristiche dell'unilateralità sono:

- i punti $x \in \Omega^{(1)}$ e $\Omega^{(2)}$ non debbono compenetrarsi con l'ostacolo (l'impenetrabilità significa che i corpi candidati al contatto non possono attraversare i confini dei corpi antagonisti);
- le forze esercitate dall'ostacolo sul corpo Ω sono esclusivamente di compressione nella direzione normale alla parte di frontiera di Ω in contatto (si suppone quindi che l'ostacolo non eserciti attrazione);
- se il corpo e l'ostacolo non sono in contatto, la reazione è nulla.

Assumiamo che la superficie di interfaccia tra i due corpi sia perfettamente liscia, in modo da trascurare gli effetti dell'attrito (ipotesi che sarà assunta successivamente per considerare il caso più generale). Per ogni punto $x \in \Gamma_c^{(1)}$ è possibile associare un punto corrispondente $\tilde{y} \in \Gamma_c^{(2)}$. La relazione che lega ciascun punto x con il suo corrispondente $\tilde{y}(x)$ è:

$$\tilde{y}(x) = \operatorname{argmin}_{\tilde{y} \in \Gamma_c^{(2)}} \|x - \tilde{y}\| \quad (11)$$

Tale espressione (11) significa che si considera il punto $\tilde{y} \in \Gamma_c^{(2)}$ che è più vicino a $x \in \Gamma_c^{(1)}$ in senso Euclideo, indicando una corrispondenza uno ad uno tra i punti x e \tilde{y} definita sul dominio Γ_c , scegliamo cioè di definire i punti $\tilde{y}(x)$ come punti a minima distanza dai loro corrispondenti x su Γ_c . Questo significa che $\tilde{y}(x)$ è definito facendo riferimento alla geometria iniziale e di conseguenza mantenuto fisso. Con riferimento alla figura precedente per ciascun punto $x \in \Gamma_c^{(1)}$ è possibile definire un vettore $v(x)$ normale locale alla superficie $\Gamma_c^{(2)}$ nel punto $\tilde{y}(x)$ e, assegnato un campo di spostamento $u : \Omega \rightarrow \mathbb{R}^3$, definire il distacco tra il punto $x \in \Gamma_c^{(1)}$ e il punto $\tilde{y}(x) \in \Gamma_c^{(2)}$ mediante la funzione $g : \Gamma \rightarrow \mathbb{R}$ così definita:

$$g(x) = [x + u^{(1)}(x) - \tilde{y}(x) - u^{(2)}(\tilde{y}(x))] \cdot v(x), \quad x \in \Gamma_c^{(1)} \quad (12)$$

Introducendo l'ipotesi di piccoli spostamenti, essa ha per conseguenza fondamentale nella definizione del vincolo, che né il punto di contatto $\tilde{y}(x)$ né il vettore normale alla superficie $v(x)$ dipendono dallo spostamento $u(x)$ in modo significativo. Dal momento che $\tilde{y}(x)$ e $v(x)$ non dipendono dai campi di spostamento $u^{(i)}$ relativi ai due corpi, possiamo riscrivere la (12) in una forma differente:

$$g(x) = g_0(x) + (u^{(1)}(x) - u^{(2)}(\tilde{y}(x))) \cdot v(x) \quad (13)$$

nella quale $g_0(x) = [x - \tilde{y}(x)] \cdot v(x) \quad (14)$

indica il gap che separa inizialmente i punti x e $\tilde{y}(x)$. Nella (13) appare evidente che la funzione che rappresenta il distacco è lineare nella variabile di

spostamento u , questo perché sia i punti di contatto che i corrispondenti versori normali non subiscono variazioni nel corso della deformazione. Si può anche verificare che, per la convenzione sul segno, il vincolo di impenetrabilità di x in $\Gamma^{(1)}$ venga fissato imponendo che $g(x) > 0$. Considerando le azioni superficiali $t^{(i)}$ che agiscono sulle regioni a contatto $\Gamma_c^{(1)}$, l'equilibrio richiede che esse siano opposte, cioè

$$t^{(1)}(x) = -t^{(2)}(\tilde{y}(x)), \quad \forall x \in \Gamma_c^{(1)} \quad (15)$$

La pressione di contatto t_N che agisce nel punto x , assunta positiva di trazione, viene definita considerando la componente della tensione di Cauchy t in ogni punto x nella direzione del versore $v(x)$:

$$t_N(x) = -t^{(1)} \cdot v(y(x)) \quad (16)$$

dove il vettore tensione di Cauchy $t^{(1)}$ è espresso in funzione della tensione di Cauchy e del versore normale v uscente dalla superficie $\Gamma_c^{(2)}$. Detto n il versore normale alla superficie Γ_c nel punto x , nel caso in cui le ipotesi sul campo di spostamenti siano valide e cioè che gli spostamenti siano sufficientemente piccoli da poter trascurare le variazioni dei punti di contatto e dei versori normali, si ha che $n(x) \approx -v(x)$. Possiamo quindi riscrivere la (16) con il vettore tensione di Cauchy t espresso in funzione del tensore T e della normale uscente n alla superficie $\Gamma_c^{(1)}$ c :

$$t_N(x) = n(x) \cdot T^{(1)}(X) \cdot n(x) \quad (17)$$

Inoltre la (13) e la (14) si riscrivono come:

$$g(x) = g_0(x) - (u^{(1)}(x) - u^{(2)}(\tilde{y}(x))) \cdot n(x) \quad (18)$$

$$g_0(x) = [x - \tilde{y}(x)] \cdot n(x) \quad (19)$$

Possiamo fissare le *condizioni di contatto* che legano t_N e g sulla superficie di contatto Γ_c tramite le seguenti disequazioni che devono valere per ogni punto $x \in \Gamma_c$:

$$t_N(x) \leq 0 \quad (20)$$

$$g \geq 0 \quad (21)$$

$$t_N(x) \cdot g = 0 \quad (22)$$

La prima delle disequazioni (20) indica che quando si ha contatto l'interazione si riduce alla sola compressione (ricordiamo la convenzione sul segno di t_N nella (17)). La (21) è la condizione di unilateralità, essa impedisce che ci possa essere compenetrazione tra il corpo $\Gamma_c^{(1)}$ e il corpo $\Gamma_c^{(2)}$, questo si traduce nella condizione che la distanza g debba restare positiva; inoltre quando $g > 0$, cioè quando il distacco viene meno, questa condizione richiede che la componente normale della forza di reazione (t_N) sia pari a zero, in accordo con la condizione di distacco. L'ultima delle condizioni, la (22), è detta *condizione di complementarità* (o condizione di Signorini); essa richiede che si possa generare tensione di compressione esclusivamente nel caso in cui è verificato il contatto.

La Figura 41 fornisce una rappresentazione schematica delle combinazioni ammissibili di g e t_N corrispondenti alle disequazioni (20), (21), (22).

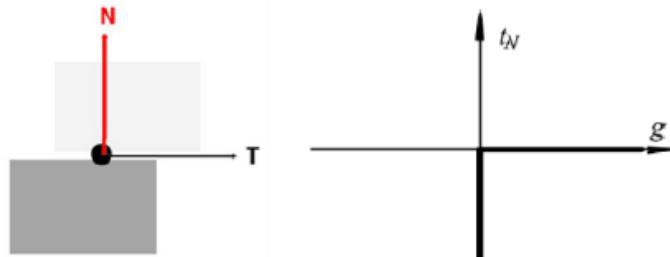


Figura 41: Legge di Signorini

Si può notare che la t_N (forza superficiale di contatto necessaria ad impedire la compenetrazione del punto x con l'ostacolo) è una funzione discontinua e non lineare della g . Vogliamo ora considerare gli effetti dell'attrito: facendo sempre riferimento alla figura nel caso di problema a tre dimensioni, per ciascun punto,

è possibile associare i versori tangenti τ_1 e τ_2 , fra loro ortogonali, ai versori tangenti nel punto corrispondente $\tilde{y}(x) \in \Gamma_c^{(2)}$ dell'altro corpo. In un problema a due dimensioni il versore normale n è legato al versore tangente τ attraverso la relazione:

$$n = \tau * e_3 \quad (23)$$

con e_3 il versore della base Euclidea diretto fuori dal piano, mentre in tre dimensioni il versore n è fornito da:

$$n = \tau_1 * \tau_2 \quad (24)$$

L'orientamento dei versori τ_α è tale che il versore n rappresenta il versore normale uscente dalla superficie $\Gamma_c^{(1)}$. Nelle ipotesi di cinematica lineare e di piccoli spostamenti, i vettori della base τ_α sono indipendenti dal campo di spostamento u . Con queste definizioni lo spostamento in direzione tangenziale u_T di un punto $x \in \Gamma_c^{(1)}$ relativamente alla superficie opposta $\Gamma_c^{(2)}$ è fornito da:

$$\begin{aligned} u_T(x) &= u^{(1)}(x) - u^{(2)} * (y(x)) - [(u^{(1)}(x) - u^{(2)} * (y(x))) * n] * n \\ &= [I - n \otimes n] * (u^{(1)}(x) - u^{(2)} * (y(x))) \quad (25) \end{aligned}$$

Con I che indica il tensore identico. Definiamo le forze di contatto tangenziali, scomponendo $t^{(1)}(x)$:

$$t_T(x) = [t^{(1)}(x) - t(x)^{(1)} * n] * n = [I - n \otimes n] * t^{(1)} = t^{(1)}(x) - t_N * n \quad (26)$$

ovvero, in componenti, $t_N(x) = t_{T\alpha} T_\alpha$. (27)

La legge di Coulomb è descritta introducendo il coefficiente di attrito μ e richiedendo che vengano soddisfatte per ogni punto $x \in \Gamma_c^{(1)}$ le seguenti condizioni:

$$\|t_T\| \leq -\mu * t_N \quad (28)$$

$$u_T = -\lambda * t_T \quad (29)$$

con $\lambda \geq 0$, se $\|t_T\| = -\mu * t_N$ e $\lambda = 0$, se $\|t_T\| < -\mu * t_N$

dove: t_T = tensione tangenziale

t_N = tensione normale

u_T = slittamento tangenziale

μ = coefficiente di attrito.

La (28) e la (29) esprimono la legge di Coulomb (o legge di attrito secco), che è una relazione caratterizzata dal fatto che lo scivolamento è possibile solo se si oltrepassa una certa soglia di resistenza la quale è tanto più elevata tanto più lo sforzo normale è elevato. In particolare la disequazione (28) impone che il modulo del vettore tensione tangenziale non possa superare il valore della tensione normale t_N moltiplicato per il coefficiente di attrito (la reazione tangenziale è proporzionale alla reazione normale).

L'espressione (29) invece tiene conto di due importanti concetti fisici presenti nella legge di Coulomb: il primo è che lo slittamento tangenziale (slip) u_T è pari a zero intanto che la tensione tangenziale si mantiene al di sotto del limite di Coulomb; il secondo è che qualsiasi slittamento tangenziale si verifichi risulta parallelo al vettore tensione tangenziale dovuto, nel punto x , alla presenza dell'attrito con la superficie opposta $\Gamma_c^{(2)}$. La seconda equazione della 29 mostra come, se si verifica lo scivolamento, il vettore tensione tangenziale t_T è opposto al vettore slittamento tangenziale u_T . La Figura 42 rappresenta geometricamente il concetto descritto nel caso relativo ad uno slittamento lungo una sola dimensione.

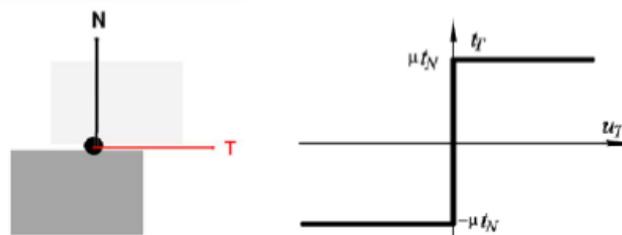


Figura 42: Legge di Coulomb

Capitolo 5

IL CODICE DI CALCOLO LMGC90

5.1 Considerazioni generali

Il codice di calcolo *LMGC90* (*Logiciel de Mécanique Gérant le Contact*) è stato sviluppato nel Laboratorio di Meccanica e del Genio Civile dell'Università di Montpellier II. Dedicato alla modellazione e alla simulazione numerica di problemi dinamici (2D e 3D) costituiti da una collezione di corpi rigidi e deformabili che interagiscono attraverso le leggi di interazione, è stato progettato in *Fortran90* (da qui il suo nome) da Frédéric Dubois e Michel Jean ed è un codice che utilizza il metodo di risoluzione NSCD (*Non Smooth Contact Dynamics*).

Tale programma dedicato alla modellazione di una vasta collezione di oggetti, permette di gestire i problemi multi-contatto. E' utilizzato per modellare il comportamento globale di sistemi discreti (materiali granulari, edifici costituiti da blocchi, ecc.), considerando il comportamento dinamico proprio di ogni componente del sistema in interazione con gli altri elementi.

Il codice di calcolo LMGC90 sembra, quindi, particolarmente adatto per modellare il comportamento di strutture in muratura. La scelta delle leggi di interazione reciproca tra i blocchi (attrito, coesione,...) e dei modelli volumetrici (rigido, deformabile) da assegnare ai vari elementi della struttura, permette di rappresentare il comportamento di questi assemblaggi discreti e le fenomenologie che generalmente si osservano (ribaltamento, scivolamento, comportamento misto).

5.2 Semplificazioni metodo NSCD

Il modello numerico, che implementa il metodo NSCD, è basato su alcune semplificazioni di modellazione che meritano alcuni commenti in prospettiva della sua applicazione agli edifici antichi. Per quanto riguarda i contatti tra corpi, il modello non tiene conto degli impatti elasto-plastici disciplinati da leggi sulla restituzione in velocità (legge di Newton) o impulsi (legge di Poisson), o leggi di impatto energetico, anche se in origine il metodo di contatto dinamico (NSCD) proposto da Moreau considerava la legge di Newton.

Le relazioni del metodo NSCD implicano un impatto *perfettamente plastico*, cioè la legge di Newton con *coefficiente di restituzione pari a zero*. Una legge di impatto perfettamente plastico rende impossibile descrivere, per esempio, i fenomeni di rimbalzo, e, inoltre, sovrastima l'energia dissipata durante gli urti. Tuttavia, nel caso di sistemi di mattoni o pietre, il coefficiente di restituzione ha valori bassi, e fenomeni di rimbalzo così sono secondari, e possono essere trascurati. Leggi di impatto più sofisticate porterebbero a modelli più accurati ma aumenterebbero drasticamente la complessità del modello, risultando impraticabili per i grandi sistemi con molti impatti, come quello considerato in questo studio.

Un'altra semplificazione della modellazione consiste nel non considerare la *coesione* nelle relazioni di contatto. Nella vecchia muratura di mattoni, le proprietà meccaniche di malta sono di solito molto scarse, anche a causa della degradazione nel tempo. Ne consegue che la coesione ha valori molto bassi e può essere trascurata.

Inoltre, anche la *deformabilità* dei blocchi è trascurata. Questo è una ragionevole approssimazione.

Dal momento che la deformabilità aumenta drasticamente la complessità computazionale, praticamente non può essere applicato a grandi strutture tridimensionali.

Poiché si è interessati alle interazioni dinamiche tra le diverse parti della chiesa, si considerano schemi tridimensionali, ma blocchi rigidi di deformabilità trascurabile. Ne consegue che i risultati numerici ottenuti raffigurano un quadro complessivo della dinamica della struttura e ne descrivono i meccanismi di danno, ma non forniscono una rappresentazione delle sollecitazioni riguardo ogni blocco.

Infine si osserva che lo *smorzamento*, un ingrediente fondamentale nei modelli continui, non viene considerato in questi modelli discreti, e *solo l'attrito e gli impatti perfettamente plastici contribuiscono a dissipare energia*.

5.3 Costruzione del modello tridimensionale

La modellazione è stata effettuata mediante il software MidasFEA: con questo software è possibile creare il modello della costruzione dal punto di vista geometrico.

Nel nostro caso, si è partiti con il raddrizzamento delle immagini acquisite con il rilievo fotografico, riproducendo successivamente su AutoCad i prospetti (quanto più fedeli alla realtà) necessari per la rappresentazione in 3D della struttura su MidasFEA.

**1.PROSPETTO
Nord-Est**

Foto raddrizzata



Restituzione grafica



Muratura reale

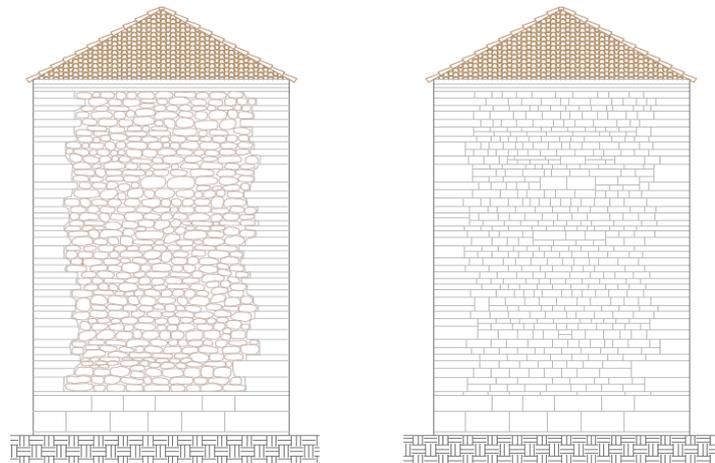
Muratura regolarizzata

**2.PROSPETTO
Est**

Foto raddrizzata



Restituzione grafica



Muratura reale

Muratura regolarizzata

**3.PROSPETTO
Sud-Est**

Foto raddrizzata



Restituzione grafica

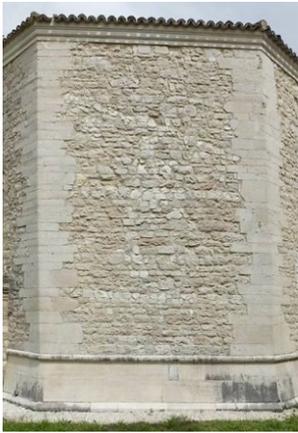


Muratura reale

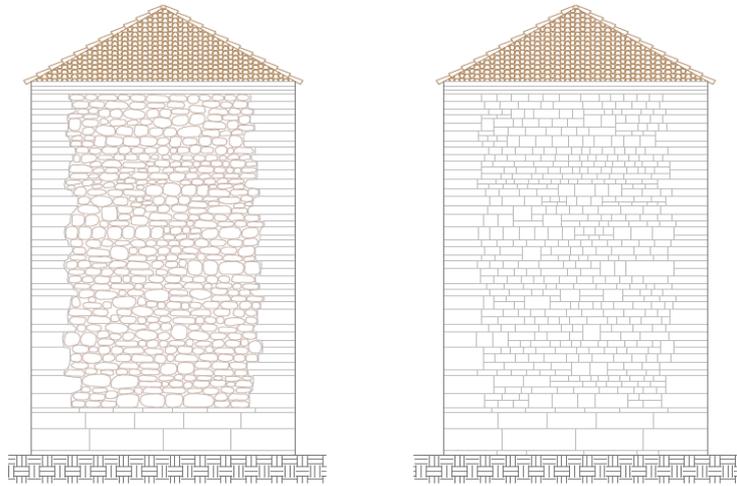
Muratura regolarizzata

**4.PROSPETTO
Sud**

Foto raddrizzata



Restituzione grafica



Muratura reale

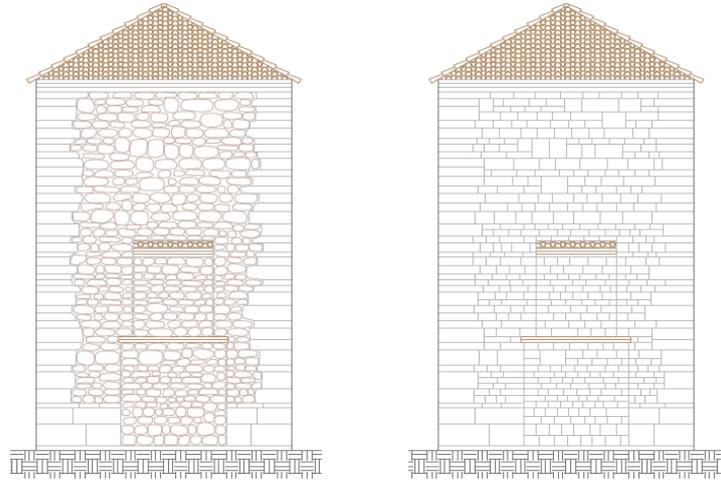
Muratura regolarizzata

**5.PROSPETTO
Sud-Ovest**

Foto raddrizzata



Restituzione grafica



Muratura reale

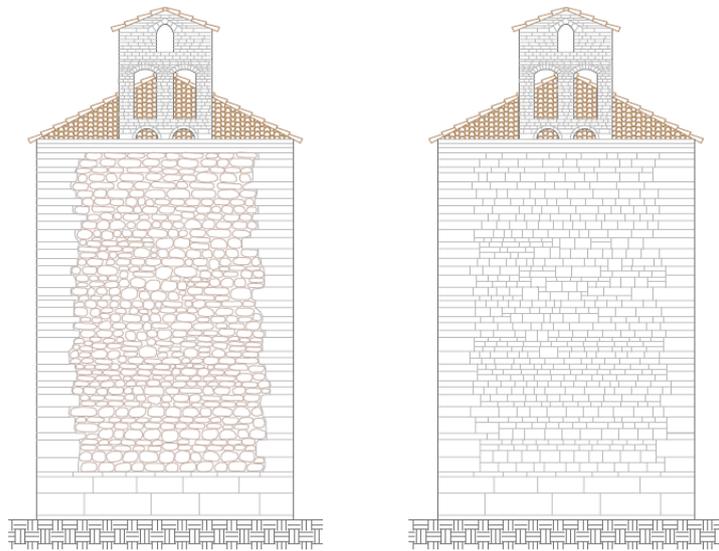
Muratura regolarizzata

**6.PROSPETTO
Ovest**

Foto raddrizzata



Restituzione grafica



Muratura reale

Muratura regolarizzata

**7.PROSPETTO
Nord-Ovest**

Foto raddrizzata



Restituzione grafica



Muratura reale

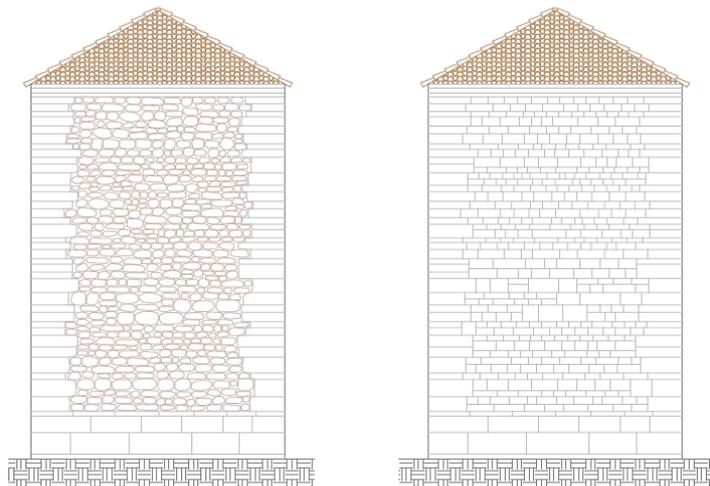
Muratura regolarizzata

**8.PROSPETTO
Nord**

Foto raddrizzata



Restituzione grafica

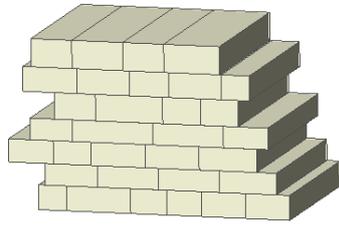


Muratura reale

Muratura regolarizzata

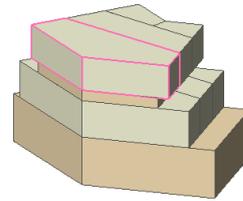
Approssimazioni del modello:

- tutte le pareti sono state “regolarizzate” ossia, i conci sono stati ridotti

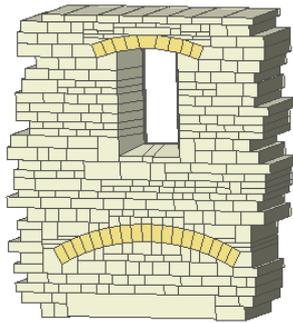


ad una serie di solidi regolari a base rettangolare, seguendo filari orizzontali e sfalsando i giunti verticali. Tutto questo facendo attenzione a non stravolgere troppo la tessitura della muratura;

- gli ammorsamenti delle pareti sono stati alternati nei filari orizzontali;

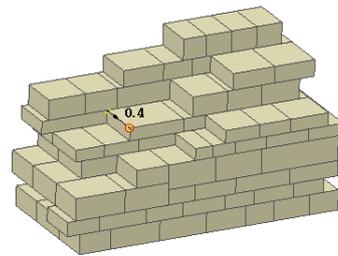


- tutti gli archi ribassati della struttura, sono stati discretizzati in blocchi

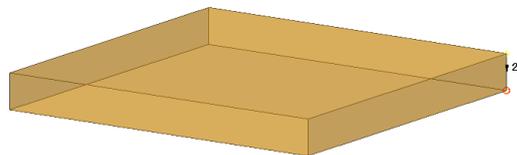


quanto più possibile regolari con linee diritte, senza ricorrere all' uso di curve poiché queste avrebbero potuto creare delle problematiche nelle fasi successive;

- Nel modella a sacco, i blocchi di riempimento sono stati ipotizzati di 40 cm



- è stata inoltre rappresentata la fondazione con un unico blocco rettangolare alto 2 metri



- la copertura non è stata rappresentata nel modello. Il carico della copertura è stato ridistribuito lungo l'ultimo filare di blocchi, per assicurare lo stesso comportamento della struttura.

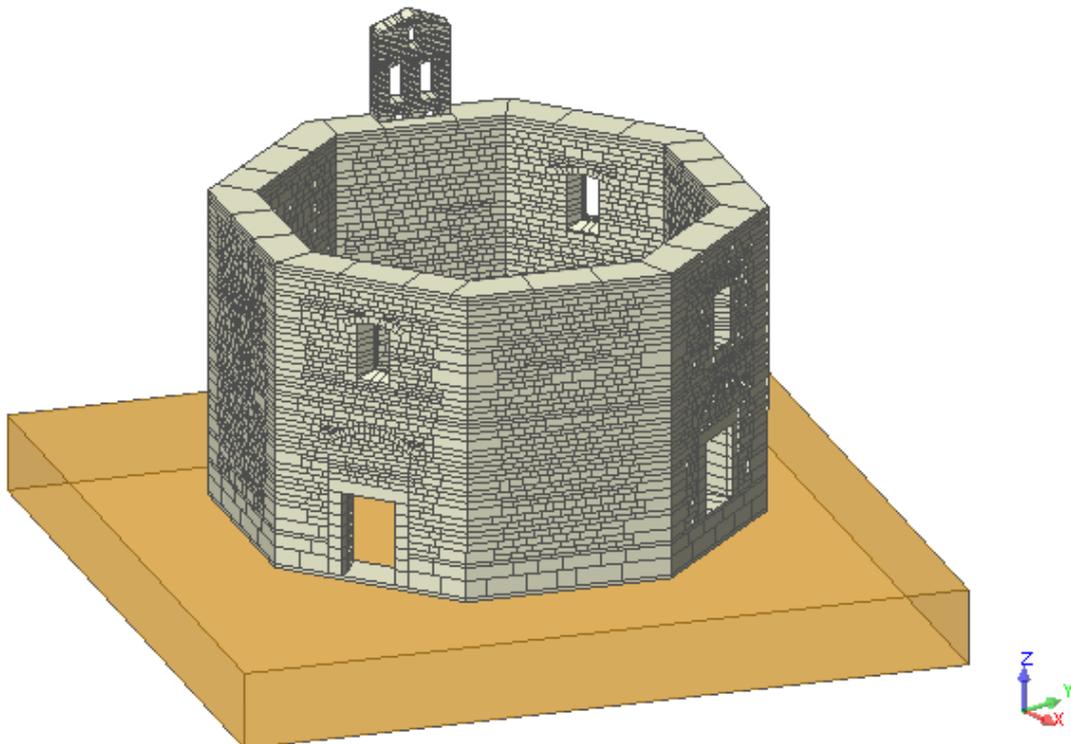
Analisi dei carichi della copertura per determinare la densità (kg/m^3 ovvero il peso della copertura distribuito su un volume):

CALCOLI COPERTURA IN LEGNO

STRATIGRAFIA	Peso specifico KN/m2	Dimensioni (m)	Lunghezza
Coppi	0,7		
Pianelle	0,35		
Manto impermeabilizzante	0,3		
Rasatura in malta di calce	0,18		
Travicelli	700 kg/m^3	0,04x0,08	5,45/2
Arcarecci	700 kg/m^3	0,16x0,16	5,00/2
Puntoni	700 kg/m^3	0,18X0,2	5,54

Area copertura (m2)
136,28
Volume (m3)
14,69

Nonostante le numerose approssimazioni, l'obiettivo finale è quello di mantenere l'aspetto originale della struttura.



Sono stati realizzati quattro modelli dove la tipologia di elementi che costituiscono ognuno di essi è di *corpo rigido in 3 dimensioni*. Le quattro tipologie modellate, andando verso un grado minore di difficoltà, sono state discretizzate ottenendo i seguenti blocchi:

- Modello tridimensionale a **sacco**, costituita da due paramenti murari con un riempimento interno, che rispecchia il più possibile la reale configurazione costruttiva della chiesa, ottenendo 13541 blocchi ed il riempimento è stato ipotizzato di 40 cm;

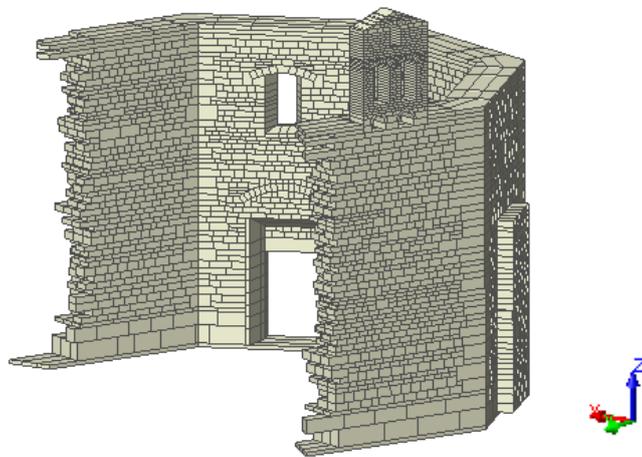


Figura 45: Spaccato assonometrico

- Modello tridimensionale ad **doppia cortina**, semplicemente è il modello a singola cortina diviso a metà con un totale di 9573 blocchi;

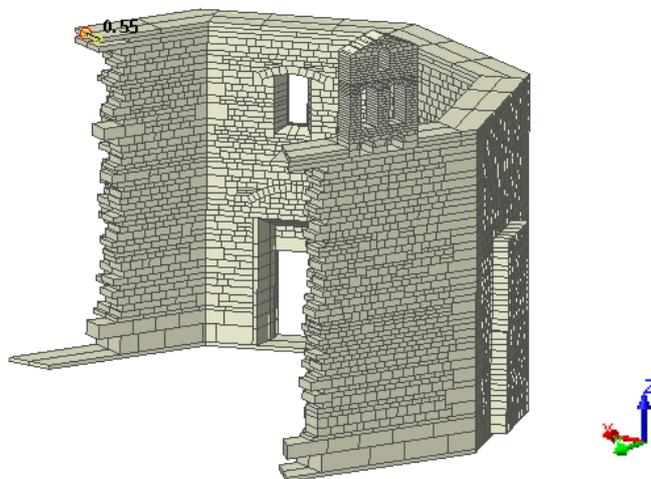


Figura 44: Spaccato assonometrico

- Modello tridimensionale ad **una cortina** caratterizzato da un'unica cortina che si estende per tutto lo spessore (1,1 m) con 5557 blocchi;

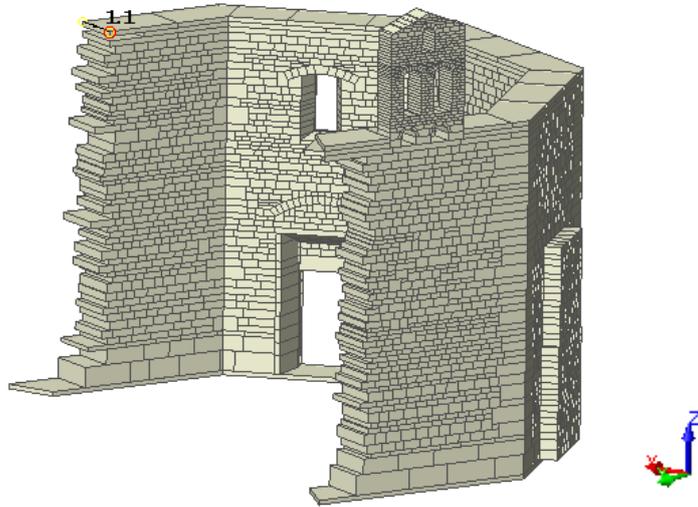


Figura 43: Spaccato assonometrico

- Modello tridimensionale a **mattoni grandi**, composto sempre da un' unica cortina che si sviluppa per l'intero spessore utilizzando mattoni dalle geometrie molto grandi, non mantenendo la geometria reale della struttura, con un totale di 3187 blocchi.

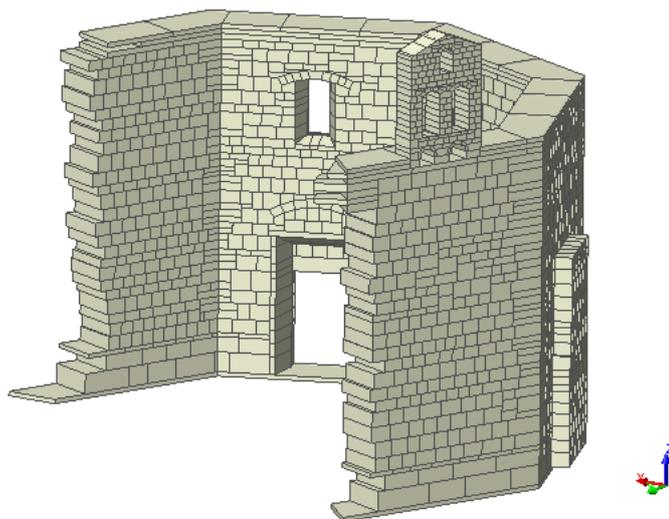


Figura 46: Spaccato assonometrico

Ultimata la fase di modellazione geometrica, con il codice di calcolo LMGC90, sono state effettuate tutte le simulazioni dinamiche successive: il modello è stato importato in LMGC90 e sono state impostate tutte le caratteristiche meccaniche e le proprietà della muratura e di altri eventuali materiali che la costituiscono.

La normativa italiana ci fornisce dei valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte. (tabella C8A.2.1 della circolare 617 del 2009).

Nel nostro caso sono stati individuati differenti pesi specifici dei materiali che costituiscono la struttura:

-muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre irregolari) con $w=19 \text{ KN/m}^3$ (riempimento interno nel modello a sacco);

-muratura in pietre a spacco con buona tessitura con $w=21 \text{ KN/m}^3$ (gran parte del modello);

-muratura a blocchi lapidei squadrati con $w=22 \text{ KN/m}^3$ (primi due filari orizzontali a contatto con la fondazione);

-muratura in mattoni pieni e malta di calce con $w=18 \text{ KN/m}^3$ (campanile).

```
# creation d'un materiau
tdur = material(name='TDURx', materialType='RIGID', density=1800.)
mats.addMaterial(tdur)
sdur = material(name='SDURx', materialType='RIGID', density=2200.)
mats.addMaterial(sdur)
kdur = material(name='KDURx', materialType='RIGID', density=3500.)
mats.addMaterial(kdur)
mdur = material(name='MDURx', materialType='RIGID', density=2100.)
mats.addMaterial(mdur)
gdur = material(name='GDURx', materialType='RIGID', density=1900.)
mats.addMaterial(gdur)
```

I valori del peso specifico verranno utilizzati per determinare la densità di ciascun materiale (così com'è stato fatto per la copertura). Per determinare la densità, il peso specifico è stato diviso per l'accelerazione di gravità $9,81 \text{ m/s}^2$.

Per questo modello tridimensionale non coesivo si considera, inoltre, la legge di contatto Inelastic quasi shock and Coulomb law (IQS_CLB), per definire quali sono i parametri che governano le interazioni tra i blocchi elementari. Questa legge di contatto considera la legge di quasi impatto inelastico insieme alla legge di Coulomb. Il solo coefficiente preso in considerazione è il coefficiente di attrito.

In tutti i modelli sono stati assegnati i seguenti coefficienti d'attrito, anch'essi inseriti nel codice di calcolo:

-0,9 tra la muratura e la fondazione

-0,5 tra i blocchi della muratura

A questi si aggiungono, per il modello a sacco, i seguenti valori:

-0,9 tra sacco e fondazione

-0,3 tra sacco e muratura

-0,3 tra i blocchi di riempimento del sacco.

```
# gestion des interactions
# * declaration des lois
lprpr=tact_behav(name='iqsc0', law='IQS_CLB', fric=0.5)
tacts+=lprpr

lprpl=tact_behav(name='iqsc1', law='IQS_CLB', fric=0.9)
tacts+=lprpl

lprps=tact_behav(name='iqsc2', law='IQS_CLB', fric=0.3)
tacts+=lprps
```

È da precisare che il valore del coefficiente d'attrito incide sulla risposta dinamica della muratura. C'è infatti una proporzionalità diretta tra il valore del coefficiente d'attrito considerato e l'istante in cui si innesca il meccanismo di collasso: più il coefficiente d'attrito è basso (malta di scarsa qualità) maggiore è la probabilità che si verifichino danneggiamenti alla struttura.

5.4 Analisi parametriche: simulazioni dinamiche di un sisma reale

5.4.1 Definizione dei parametri numerici di integrazione

Per la definizione del codice di calcolo LMGC90, sono stati inseriti i seguenti parametri numerici utilizzati nelle analisi:

- *Distanza di allerta*: essa definisce, attorno ad ogni blocco, la distanza in cui cercare i potenziali contatti. Il suo valore è stato imposto pari a $1,25 \cdot 10^{-2}$ cercando un buon compromesso tra precisione dei risultati e onere computazionale;
- *Tolleranza*: essa rappresenta la tolleranza sulla convergenza dell'algoritmo di calcolo ed è stata imposta pari a $1 \cdot 10^{-4}$;
- *Valore theta*: questo è il parametro relativo al metodo Z utilizzato per l'integrazione delle equazioni dinamiche. Esso può avere valori compresi tra 0,5 e 1,0 e nel caso in esame è stato scelto pari a 0,5 e lo schema è conservativo per l'evoluzione;
- *Time step*, ovvero l'ampiezza del passo temporale: tale parametro influisce sulla precisione del calcolo. Nel presente studio si sono svolte analisi da 7720 step, con passo temporale pari a 0,005 s, quindi la durata totale di ogni step è di 38 secondi per l'input sismico registrato degli epicentri dalle stazioni di Accumoli, Visso e Norcia.

Per poter valutare da un punto di vista ingegneristico gli effetti di un terremoto in un dato sito è necessaria la conoscenza quantitativa dei movimenti del terremoto conseguenti all'azione sismica. Il moto sismico può essere descritto mediante tre componenti traslazionali (2 orizzontali e 1 verticale) tra loro ortogonali.

Esistono tre diverse categorie principali di strumenti per misurare lo scuotimento sismico: accelerometri (misura di accelerazioni), velocimetri (misura delle velocità) e sismometri (misura di spostamenti), fornendo così l'andamento nel tempo nelle tre componenti del moto sismico tra loro ortogonali (NS, EW, UP).

5.4.2 Modellazione dell'azione sismica: velocigrammi WE, NS, UP del sisma reale

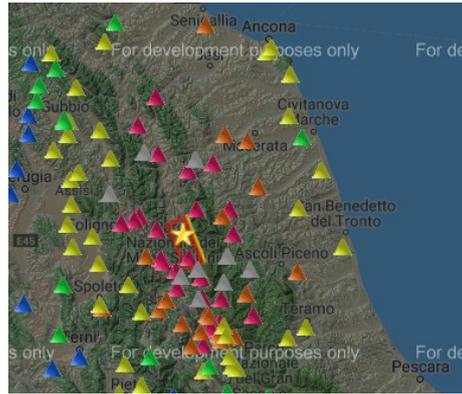
Per determinare i possibili crolli della chiesa sotto azioni sismiche, sono stati applicati al basamento della chiesa, contemporaneamente 3 velocigrammi reali, nelle tre direzioni principali di traslazione del moto sismico WE, NS e UP, utilizzando i valori presi dalle stazioni sismiche di Amatrice, Forca Canapine e Campi.

Gli eventi sismici presi in considerazione sono:

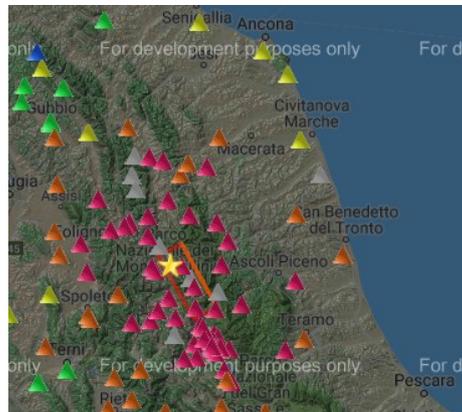
- Terremoto di **Accumoli** del 24 agosto 2016 delle 01:36:32 GMT di magnitudo Richter 6.0, registrato in riferimento all'epicentro dalla stazione accelerometrica di AMT Amatrice.



- Terremoto di **Visso** del 26 ottobre 2016 delle 19:18:06 GMT di magnitudo Richter 5.9 registrato in riferimento all'epicentro dalla stazione accelerometrica di Campi (CMI), Italy



- Terremoto di **Norcia** del 30 ottobre 2016 delle 06:40:18 GMT di magnitudo Richter 6.5, registrato in riferimento all'epicentro dalla stazione accelerometrica di Forca Canapine (T1214), Italy



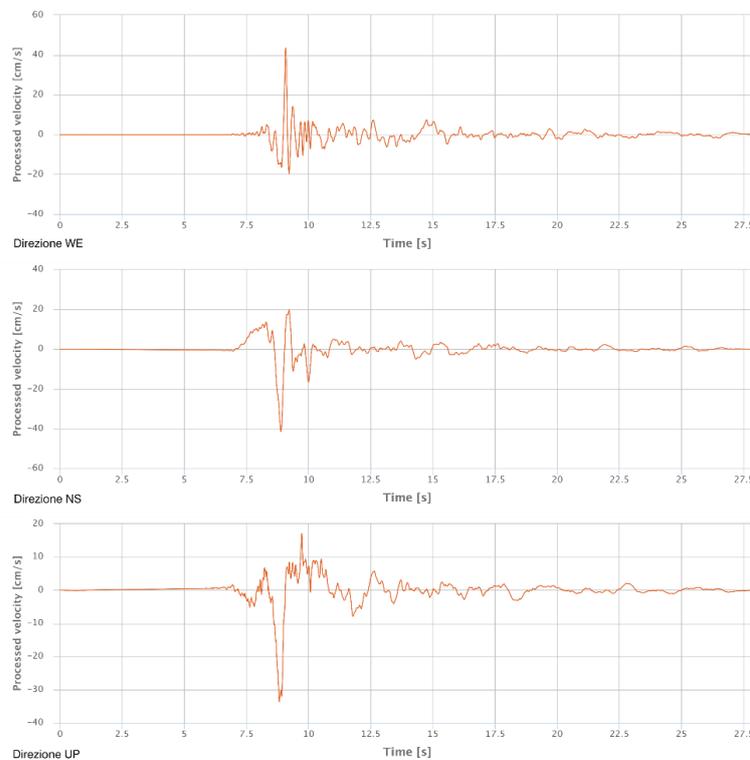
STAZIONI ACCELEROMETRICHE DEGLI EPICENTRI ACCUMOLI VISSO E NORCIA

Seismic event	M _L	M _w	Depth [km]	Station	R _{jb} [km]	R _{rup} [km]	Repi. [km]	NS PGA [cm /s ²]	EW PGA [cm /s ²]	UD PGA [cm /s ²]
24/08/2016	6.0	6.0	8.1	AMT	1.38	4.62	8.50	368.39	-850.80	391.37
26/10/2016	5.9	5.9	7.5	CMI	2.53	7.44	7.10	302.56	-638.31	-468.28
30/10/2016	6.1	6.5	9.2	T1214	0	4.54	11.400	-412.963	-593.195	632.907

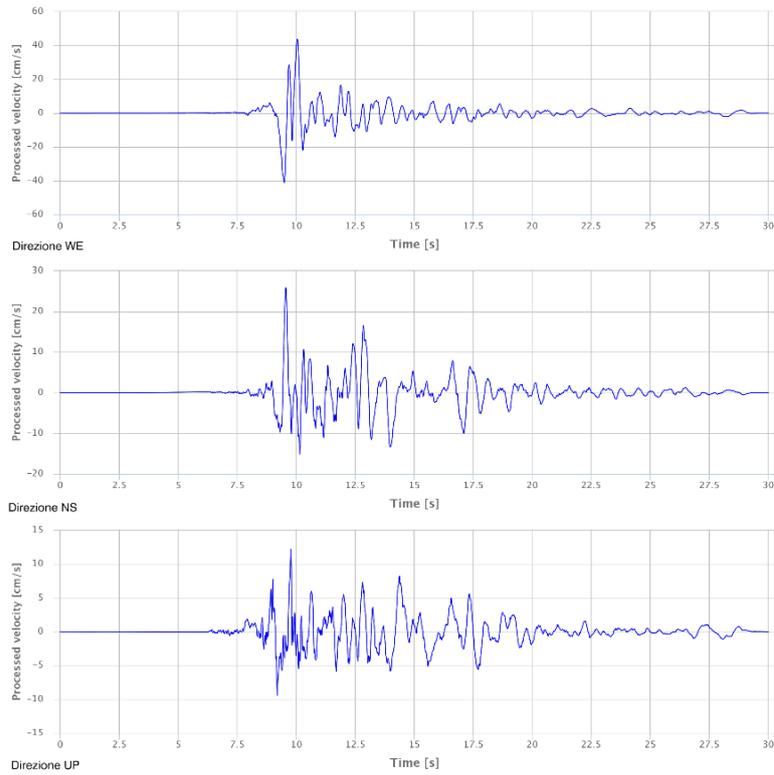
Figura 47: Dati sismici presi in considerazione per gli epicentri

L'assegnazione dell'azione esterna nel codice di calcolo LMGC90 non può essere fatta applicando delle accelerazioni, in quanto i dati in input possono essere soltanto velocità o forze esterne. Si considerano quindi i velocigrammi presenti sul sito www.strongmotioncenter.org/.

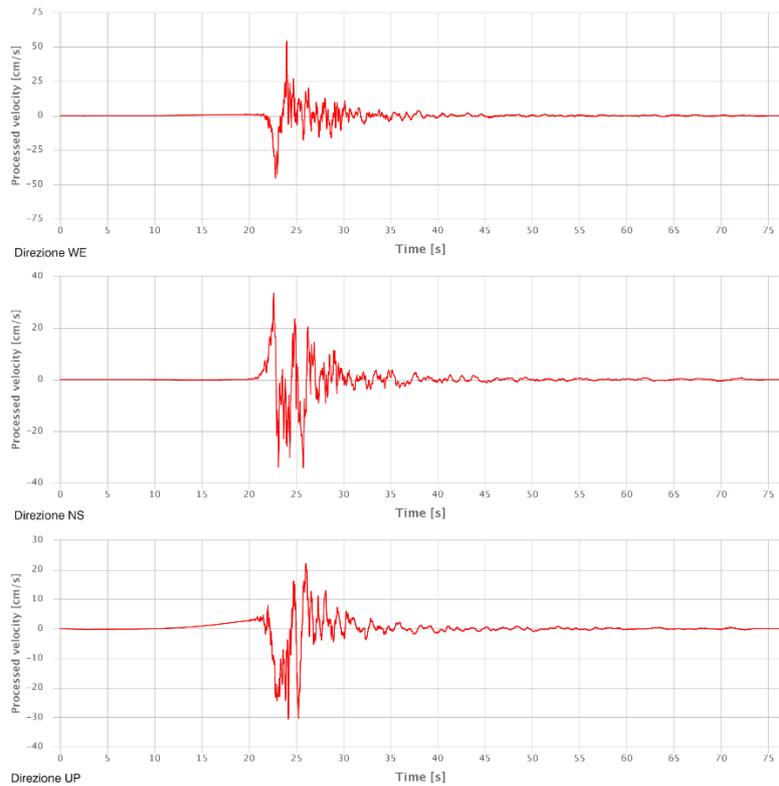
Velocigrammi reali - Amatrice (WE-NS-UP)



Velocigrammi reali – Campi (WE-NS-UP)



Velocigrammi reali – Forca Canapine (WE-NS-UP)



Ciascun velocigramma presenta 3 eventi in sequenza (per simulare il danno cumulato), con 1 secondo di fermo iniziale e 1 secondo di riposo tra ciascun evento. Gli eventi sono considerati nei loro valori di picco, che corrispondono a circa 10 secondi di ciascun evento.

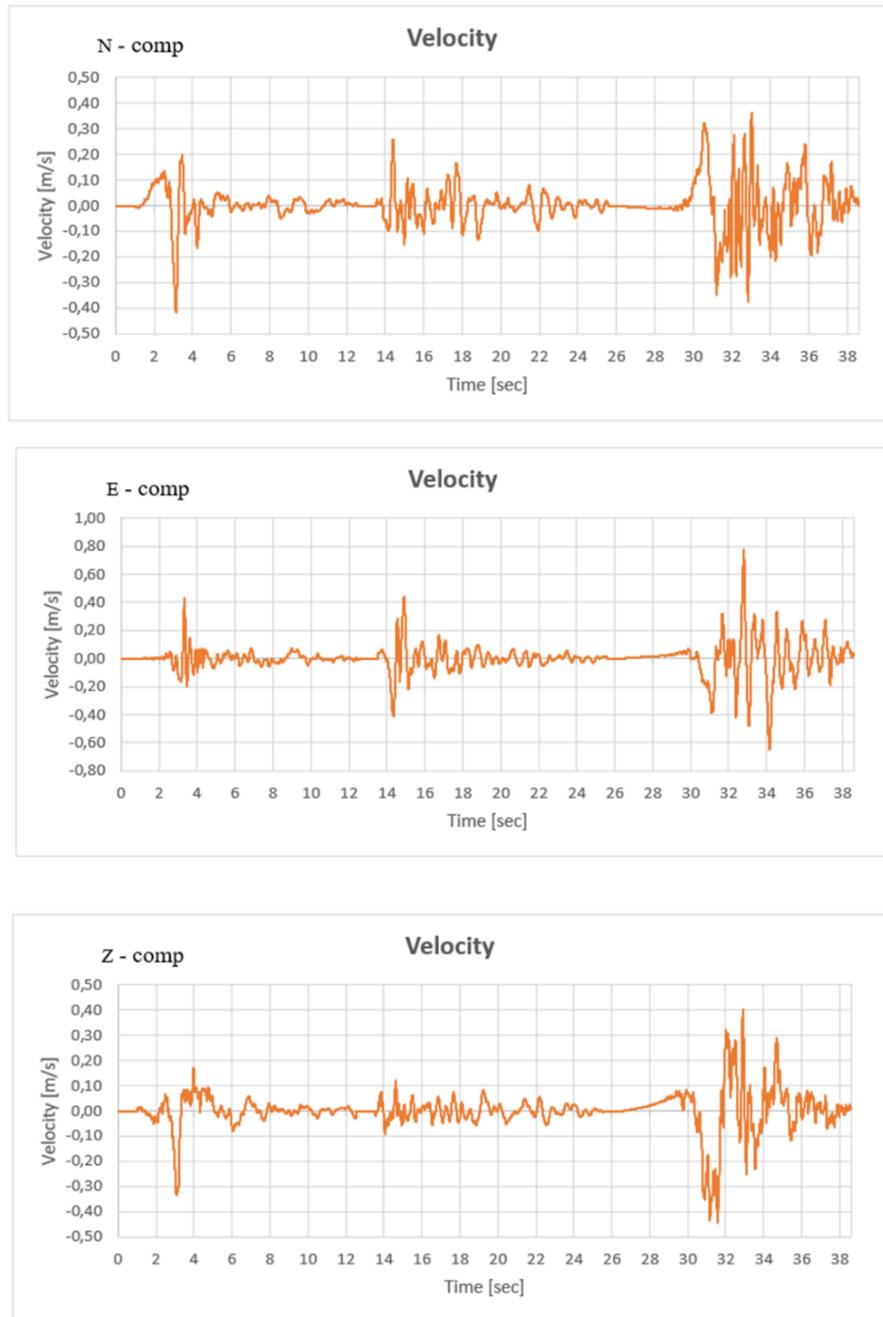


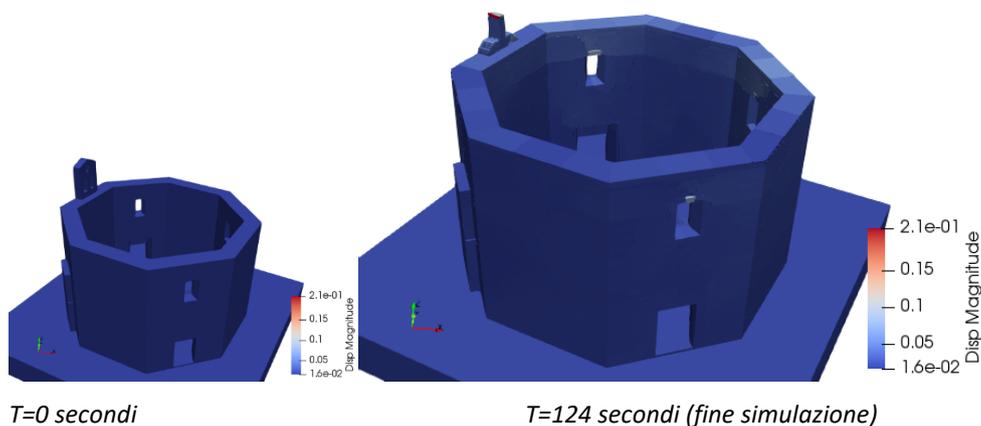
Figura 48: Velocigrammi del sisma reale nelle tre direzioni NS, WE, UP delle tre scosse sismiche in sequenza registrate dalla stazione di Forca Canapine (T1214), Campi (CMI) e Amatrice (AMT).

Capitolo 6 - RISULTATI

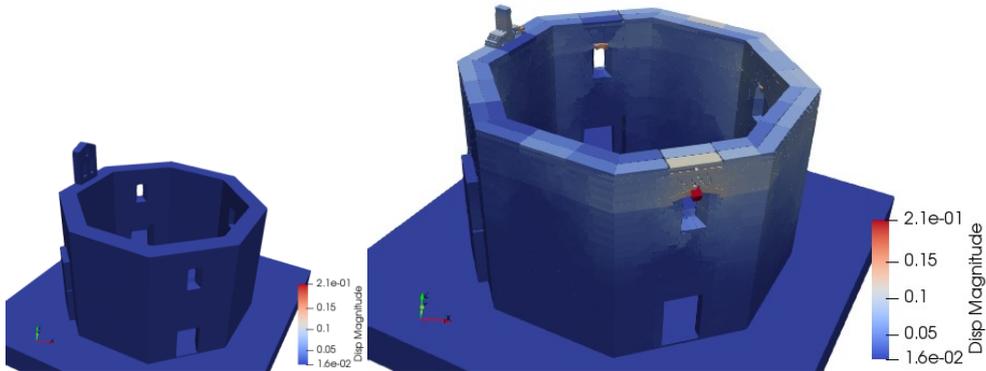
Di seguito vengono riportati i risultati delle quattro modellazioni analizzati con un software di visualizzazione grafica Paraview: a sacco, una cortina, doppia cortina e a mattoni grandi, ottenuti utilizzando i velocigrammi del sisma reale del 24 agosto, 26 ottobre e 30 ottobre 2016.

Le configurazioni deformate ottenute dalle simulazioni sono state confrontate tra loro: in tutti i modelli è evidente che la parte superiore della struttura è quella più debole, per la presenza di aperture e archi ribassati. Nel complesso la struttura non subisce meccanismi fuori dal piano significativi dato dal fatto che l'ammorsamento tra le pareti risulta essere ottimo. Confrontando i quattro modelli, il modello a blocchi grandi è quello che ne risente maggiormente dell'input sismico inserito

Singola cortina



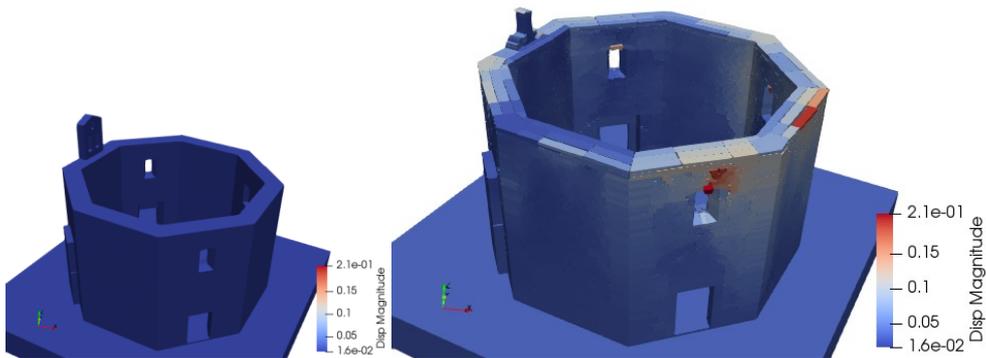
Doppia cortina



T=0 secondi

T=523 secondi (a fine simulazione)

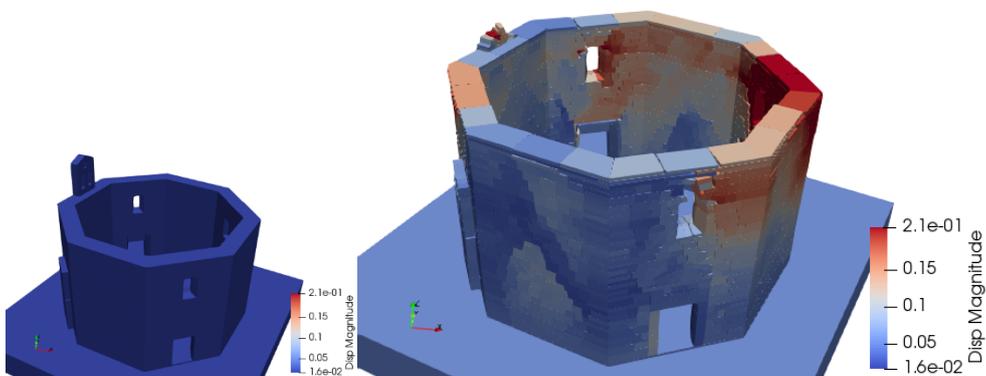
Modello a sacco



T=0 secondi

T=352 secondi (fine simulazione)

Modello con blocchi grandi



T=0 secondi

T=771 secondi (fine simulazione)

PARETE NORD-EST

Rilievo delle fessure - **INTERNO**



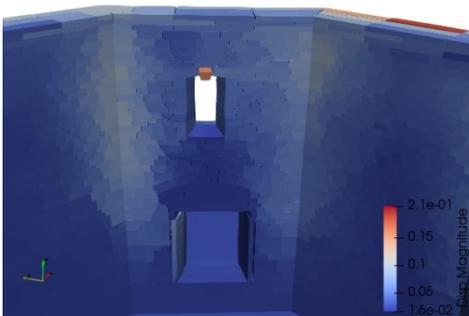
Modello a singola cortina



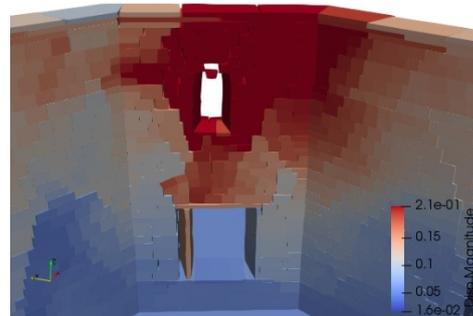
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



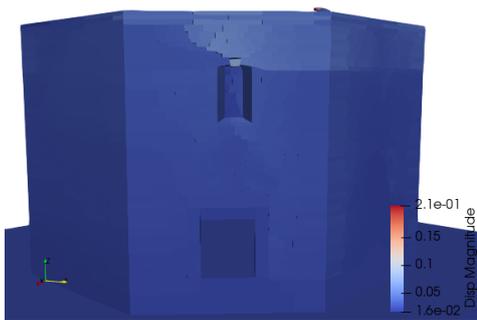
Modello blocchi grandi



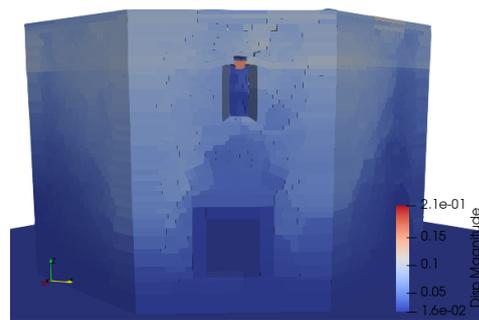
Rilievo delle fessure - ESTERNO



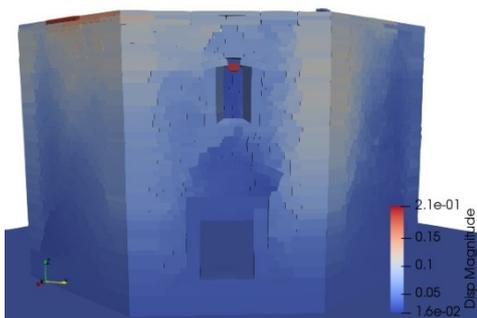
Modello a singola cortina



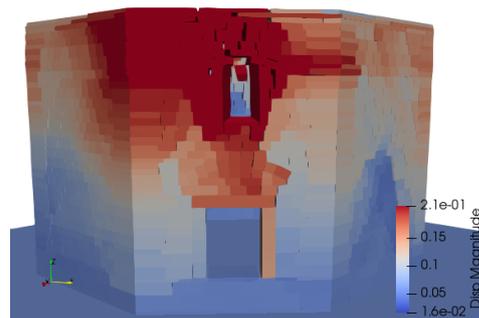
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



Modello blocchi grandi



PARETE EST

Rilievo delle fessure - INTERNO



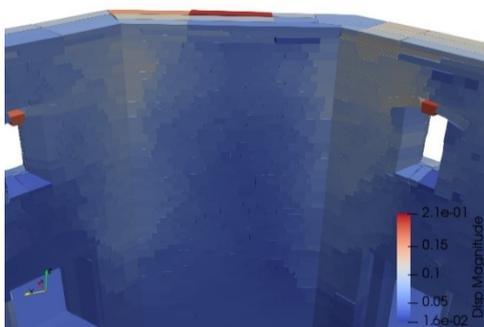
Modello a singola cortina



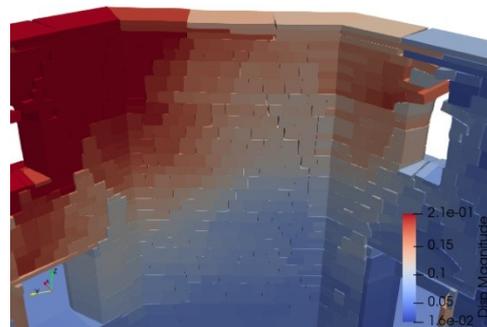
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



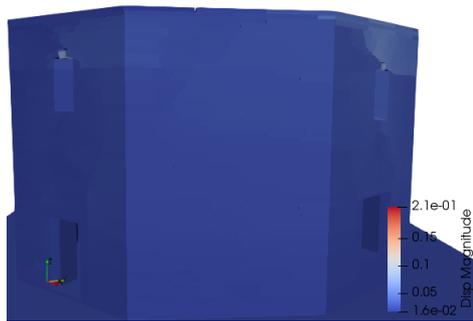
Modello blocchi grandi



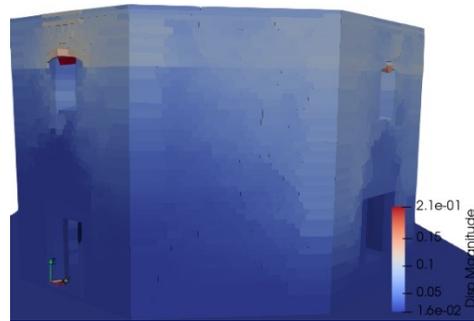
Rilievo delle fessure - ESTERNO



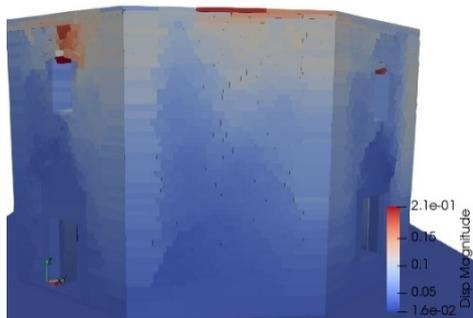
Modello a singola cortina



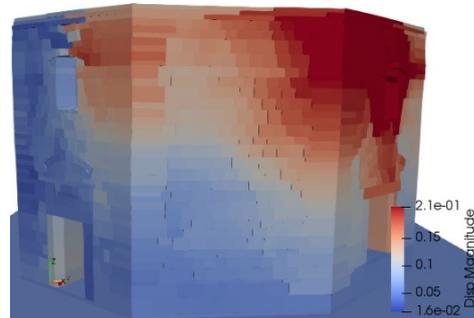
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



Modello blocchi grandi



PARETE SUD-EST

Rilievo delle fessure - INTERNO



Modello a singola cortina



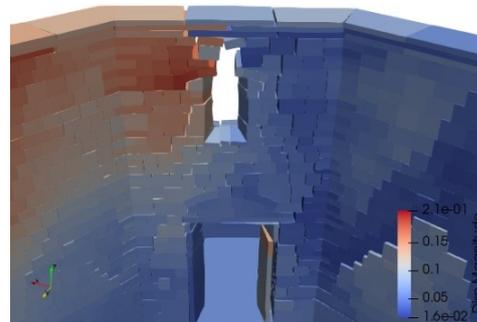
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



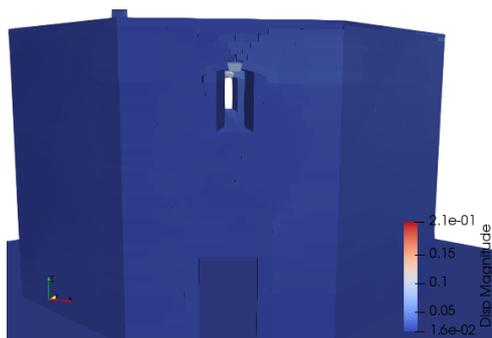
Modello blocchi grandi



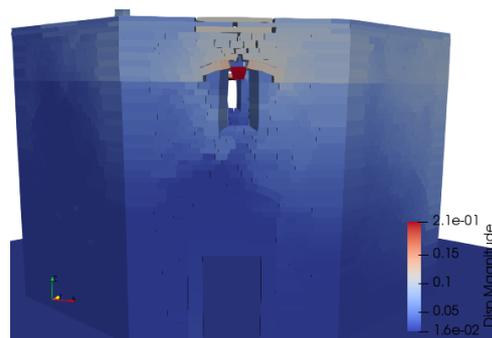
Rilievo delle fessure - ESTERNO



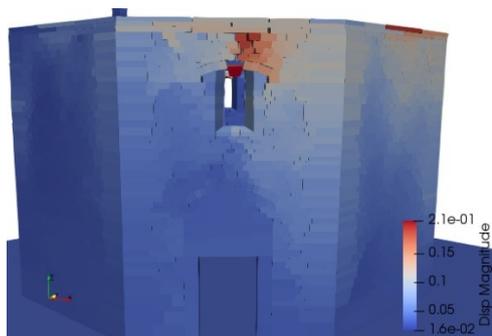
Modello a singola cortina



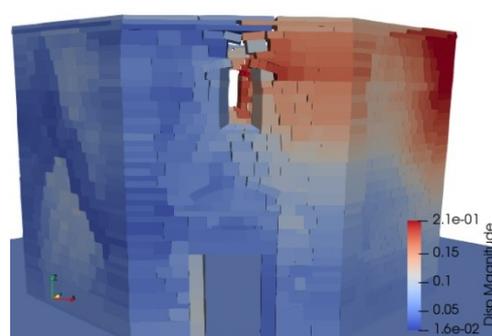
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



Modello blocchi grandi



PARETE SUD

Rilievo delle fessure - **INTERNO**



Modello a singola cortina



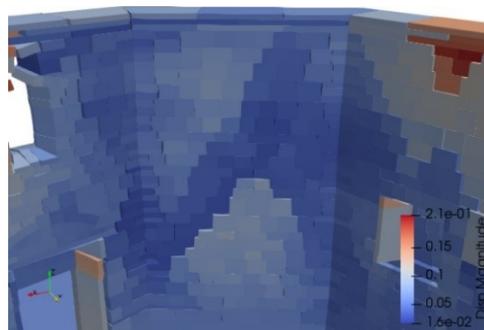
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



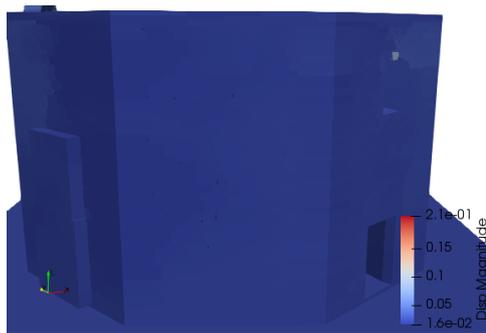
Modello blocchi grandi



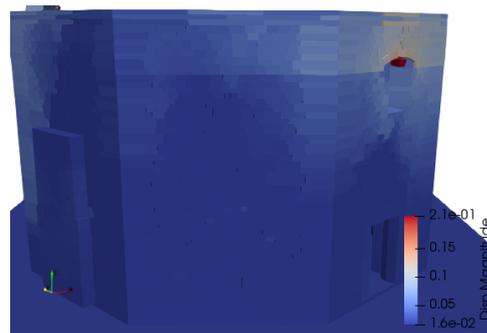
Rilievo delle fessure - ESTERNO



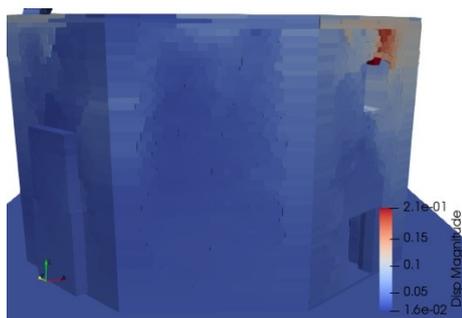
Modello a singola cortina



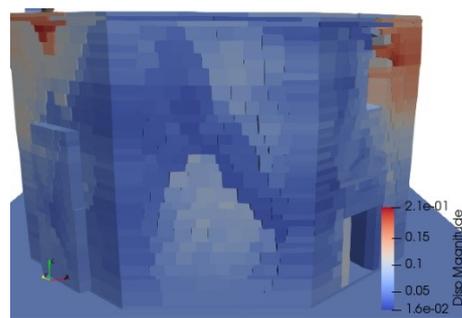
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



Modello blocchi grandi



PARETE SUD-OVEST

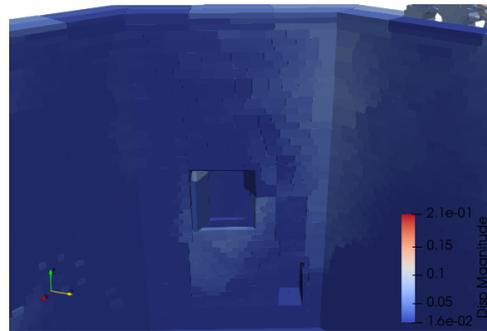
Rilievo delle fessure - **INTERNO**



Modello a singola cortina



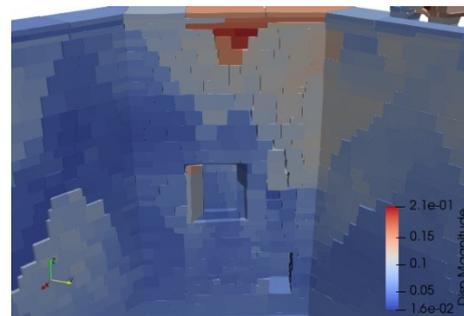
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



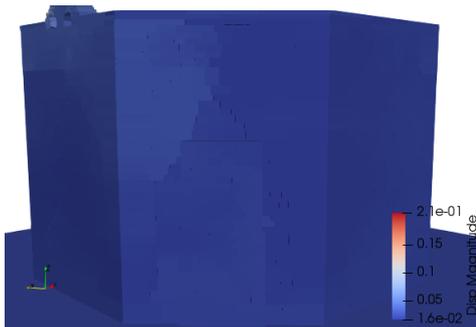
Modello blocchi grandi



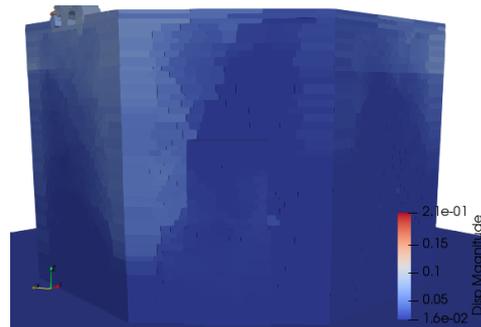
Rilievo delle fessure - ESTERNO



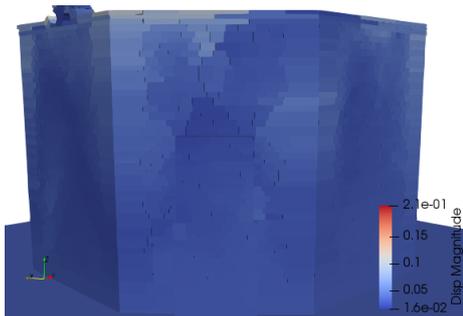
Modello a singola cortina



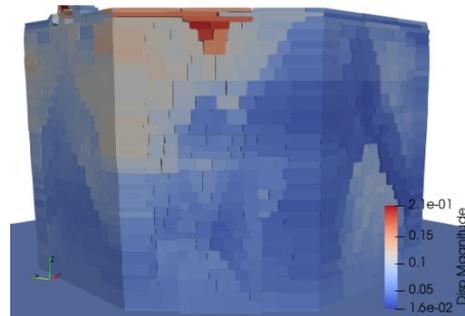
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



Modello blocchi grandi



PARETE OVEST

Rilievo delle fessure - INTERNO



Modello a singola cortina



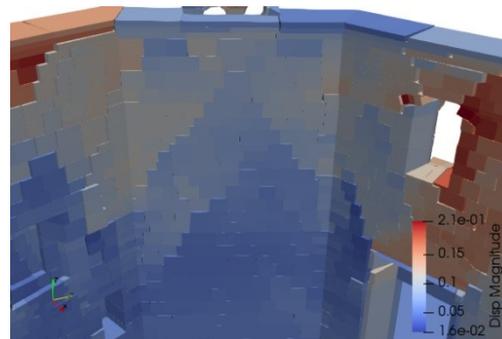
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



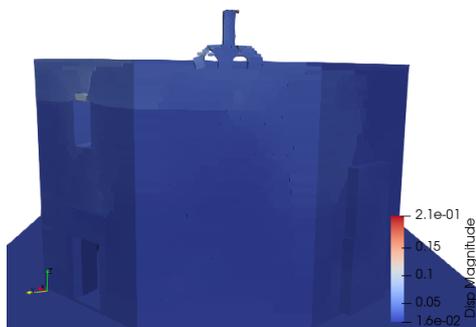
Modello blocchi grandi



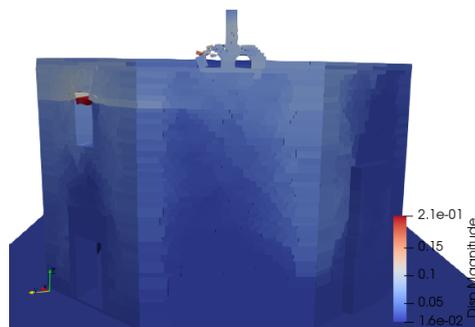
Rilievo delle fessure - ESTERNO



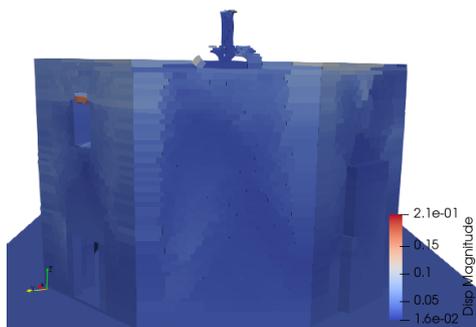
Modello a singola cortina



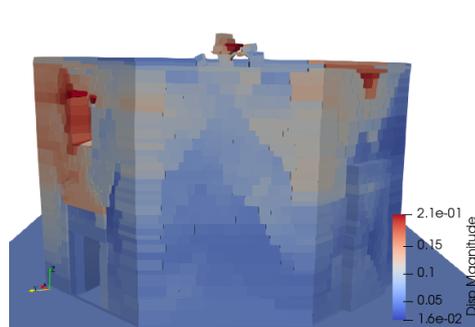
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



Modello blocchi grandi

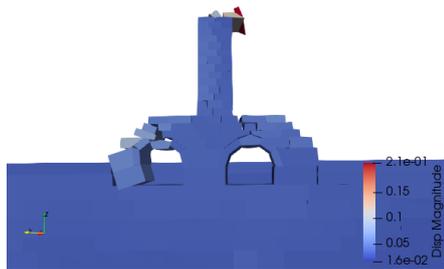


CAMPANILE

Rilievo delle fessure



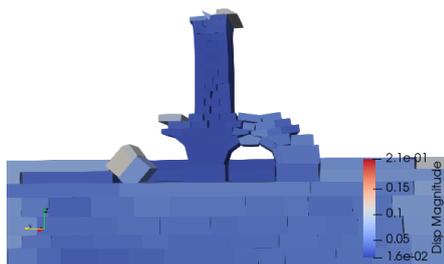
Modello a singola cortina



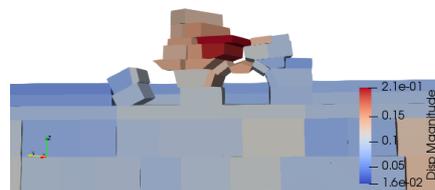
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



Modello blocchi grandi



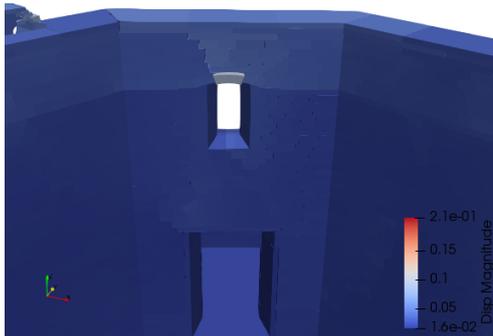
La parte più vulnerabile della struttura risulta essere il campanile. Avendo effettuato le analisi con un sisma, quello degli epicentri, maggiore rispetto a quello che realmente la struttura ha subito, il campanile non ha retto a questo forte sisma ed ovviamente è crollato in tutti i modelli.

PARETE NORD-OVEST

Rilievo delle fessure - INTERNO



Modello a singola cortina



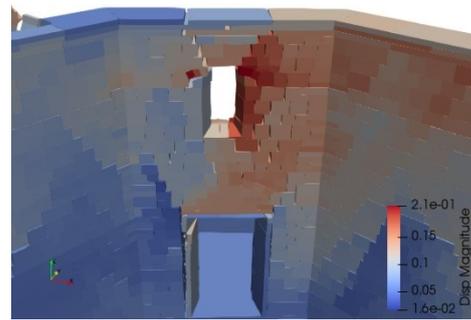
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



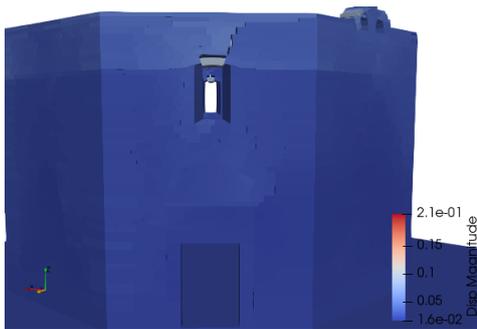
Modello blocchi grandi



Rilievo delle fessure - ESTERNO



Modello a singola cortina



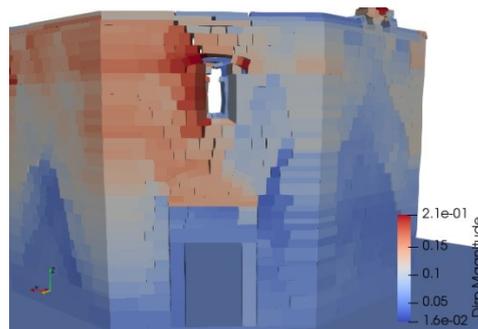
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



Modello blocchi grandi



PARETE NORD

Rilievo delle fessure - INTERNO



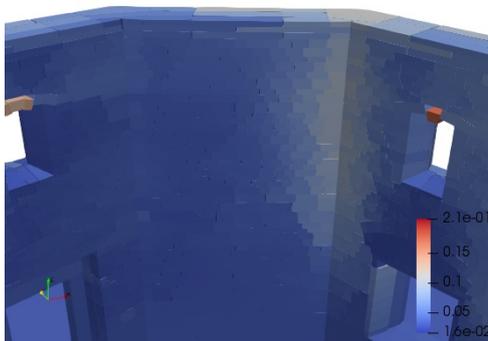
Modello a singola cortina



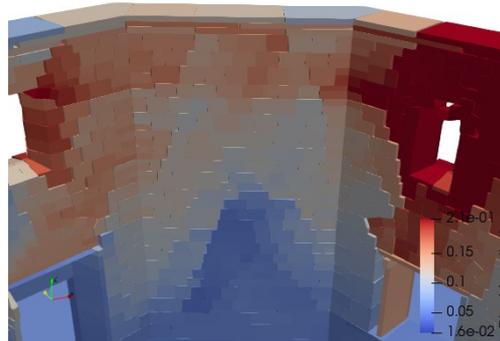
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



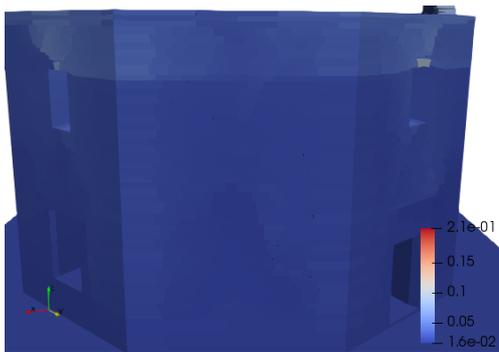
Modello blocchi grandi



Rilievo delle fessure - ESTERNO



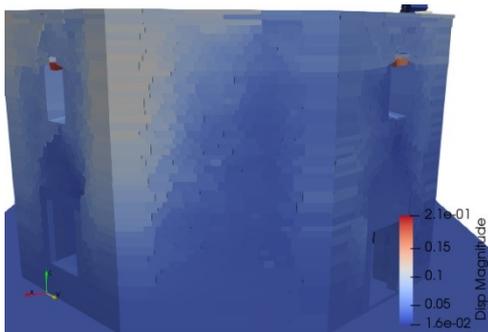
Modello a singola cortina



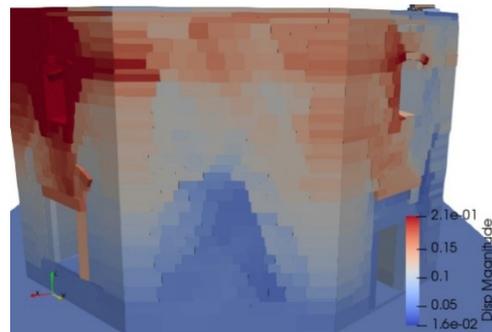
Modello a doppia cortina



Modello a sacco



Modello blocchi grandi



Capitolo 7 - CONCLUSIONI

Mediante il codice di calcolo LMG90 è stato possibile effettuare delle simulazioni per studiare la vulnerabilità sismica della chiesa di Santa Maria di Varano, mettendo in evidenza l'evoluzione dei possibili meccanismi di danno attivabili e le cause dei possibili crolli della struttura con diverso grado di approssimazione.

Per creare la reale intensità del sisma, l'azione sismica è stata introdotta sollecitando il basamento della struttura, nelle tre direzioni principali di traslazione del moto sismico. Le azioni considerate sono quelle della sequenza sismica che ha colpito il centro Italia nel 2016, ovvero il terremoto del 24 agosto ad Accumoli, 26 ottobre a Visso e del 30 ottobre a Norcia.

Il metodo Non Smooth Contact Dynamics (NSCD) dimostra di essere un ottimo strumento di indagine per le murature storiche e per il loro comportamento sismico e specialmente con un materiale complicato come lo può essere la muratura si possono fare dei passi avanti nel campo della ricerca e della modellazione.

Si sono svolte le simulazioni sui diversi modelli con l'obiettivo di indagare il comportamento sismico di una struttura in muratura al variare del grado di semplificazione adottato nella modellazione, mantenendo invariati i parametri di attrito adottati fra i vari blocchi della struttura createsi.

Ciò che è risultato dalle analisi è che il comportamento strutturale della chiesa per il modello a sacco, a singola e a doppia possono ritenersi pressoché simili e quindi valida la teoria di adottare una semplificazione maggiore senza perdere la qualità dei risultati. Per quanto riguarda l'elaborato a mattoni grandi presenta invece un'approssimazione elevata quindi un po' lontano dal reale comportamento della chiesa, ma ciò non toglie che mostra il comportamento

globale e permette di capire a grandi linee dove si potrebbero formare i primi meccanismi di vulnerabilità, dato da un onere computazionale molto minore.

Con le modellazioni analizzate con il sisma degli epicentri, non avendo un riscontro reale, non sappiamo se la chiesa si sarebbe comportata in tale modo, ma i meccanismi che si sono attivati hanno mostrato una maggiore vulnerabilità nella parte sommitale con annesso il crollo del campanile. Inoltre, le zone critiche individuate per i meccanismi di scorrimento coincidono con le aperture, come ci si aspettava. Mentre, la muratura al livello inferiore è la più stabile della struttura anche in situazioni di forte sisma.

Bisogna tenere anche in considerazione, che al fine di inserire più agevolmente e senza che si riscontravano poi degli errori nei dati di input inseriti nel programma di calcolo LMGC90, sono state fatte delle semplificazioni; inoltre la scelta arbitraria del valore di attrito pari a 0.9 assegnato al basamento e ai blocchi che appoggiano su di esso, al fine di approssimare il più possibile il vincolo ad un incastro, non corrisponde necessariamente a quello reale.

L'utilizzo di modelli semplificati è lecito per la sola analisi del crollo. Diversamente quando l'analisi richiede una descrizione del danno locale, in assenza di crollo, il modello DEM necessita di un grado di dettaglio molto maggiore, ricorrendo quindi ad una discretizzazione più elevata e di conseguenza all'aumento dell'onere computazionale.

In conclusione si può affermare che il metodo Non Smooth Contact Dynamics implementato nel software LMGC90 risulta uno strumento molto valido nello studio delle strutture in muratura e grazie agli sviluppi successivi potrebbe fornire la possibilità di condurre studi su modelli ancora più elaborati e ottenere risultati ancora più precisi.

BIBLIOGRAFIA

Vallucci Sara, Quagliarini Enrico, Lenci Stefano, *Costruzioni storiche in muratura. Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi*, 2013.

Vincent Acary e Bernard Brogliato. *Numerical methods for non-smooth dynamical systems: applications in mechanics and electronics*. Springer Science & Business Media, 2008.

Doglioni, A Moretti e V Petrini. «Le chiese ed il terremoto». In: *LINT, Trieste (in Italian)* (1994).

M Jean. «Frictional contact in collections of rigid or deformable bodies: numerical simulation of geomaterial motions». In: *Studies in Applied Mechanics* 42 (1995), pp. 463–486.

Michel Jean. «The non-smooth contact dynamics method». In: *Computer methods in applied mechanics and engineering* 177.3 (1999), pp. 235–257.

Giovanni Lancioni et al. «Dynamics and failure mechanisms of ancient masonry churches subjected to seismic actions by using the NSCD method: The case of the medieval church of S. Maria in Portuno». In: *Engineering Structures* 56 (2013), pp. 1527–1546.

Jean J Moreau. «Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics». In: *Nonsmooth mechanics and Applications*. Springer, 1988, pp. 1–82.

Norme Tecniche per le Costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, D.M.17.01.2018.

Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Commissario straordinario ricostruzione sisma-2016, «*Microzonazione sismica, Relazione illustrativa*» Regione Marche, comune Muccia

Sito protezione civile <http://www.protezionecivile.gov.it>

RINGRAZIAMENTI

Al termine di un lavoro appassionante, complesso e stimolante... eccomi arrivata alla chiusura di un importante capitolo della mia vita: gli anni universitari. Ringraziare tutte le persone che in un modo o nell'altro mi hanno aiutata a scriverlo, più che un dovere è una necessità.

Il ringraziamento più grande va ai miei genitori e a mia sorella, che mi hanno dato la possibilità di studiare con serenità e hanno sempre appoggiato qualsiasi mia scelta, consigliandomi ogni volta la strada giusta da prendere. Grazie per aver sempre creduto in me e per avermi sostenuta in questo percorso universitario, che è stato lungo ma è arrivato finalmente alla fine. Nel mio piccolo, con questo lavoro spero di poter ripagare, almeno in parte, tutti i sacrifici che hanno fatto per me, a loro dedico la mia tesi.

I miei più sentiti ringraziamenti vanno a coloro che mi ha assistito direttamente in questo lavoro di tesi: al mio relatore, Francesco Clementi, per la sua grande disponibilità e serietà, che mi ha munito di tutti gli strumenti necessari al fine della buona riuscita del mio elaborato e alla dottoranda, Angela Ferrante, sempre pronta a delucidare i miei dubbi e a colmare le mie lacune ogniqualvolta ne ho avuto bisogno. In loro ripongo tutta la mia stima.

L'abbraccio più grande che riesco ad immaginare va tutto alle mie "Super" coinquiline dell'Interno 3: sono state le mie compagne di risate, di momenti unici, di vacanze, di giornate intense e spensierate. Grazie a Fosca, per le indimenticabili serate universitarie, per le chiacchiere interminabili, per i sorrisi e le lacrime, per la sua capacità di ascoltarmi regalandomi sempre i consigli giusti; a Danila, per la sua solarità e la sua sensibilità, per le sue giornate no, per i suoi rimproveri, ma soprattutto, per averci fatto da mamma.

Se dovessi scegliere di nuovo delle coinquiline, sceglierei ancora voi...

È da ringraziare anche Chloe per la sua compagnia, per avermi svegliato con dolcezza, per avermi fatto da scaldotto (a volte) e per avermi fatto sognare la vita che tutti vorrebbero.

Un grazie va a Gabriella, la mia ballerina preferita, con cui ho condiviso lunghe passeggiate, la mania dello shopping e magiche serate all'insegna del ballo. Lei è sempre stata presente, senza mai essere invadente né inopportuna, apprezzandomi per quella che sono, con i miei pregi e difetti. Grazie per ogni momento trascorso insieme.

Un ringraziamento speciale lo dedico alle mie amiche di sempre, Milena, Massy e Flavia sempre pronte ad accogliermi con entusiasmo tutte le volte che ritornavo a casa. Nonostante la distanza, sono sempre state per me amiche sincere e leali, di cui mi fido e sulle quali so di poter sempre contare.

Non possono certo mancare in questo elenco di ringraziamenti i miei meravigliosi maestri, Chiara e Valerio, con i quali ho instaurato una sincera amicizia ed una profonda collaborazione.

Infinite volte grazie a Chiara, di cui ammiro profondamente la sua grande forza, l'energia e il carisma che è in grado di trasmettermi, per avermi dato fiducia, per avermi fatto crescere e per avermi insegnato quello che sarà il mio secondo lavoro.

Grazie a Valerio, che è diventato pian piano un punto di riferimento, su cui spero vivamente di poter continuare a contare anche in futuro. Grazie per aver capito i miei silenzi, sempre attento e premuroso in tutto, per essermi sempre stato vicino sin dal primo giorno e... insieme, continueremo a portare avanti il nome della Kiarabica.

Non citerò uno per uno il resto degli amici della scuola di ballo, mi sento in ogni caso di ringraziarli tutti, semplicemente perché sono MERAVIGLIOSI.

Infine ringrazio i miei zii, i miei cugini e gli amici di famiglia perché hanno sempre avuto un pensiero speciale per me.

Grazie a tutti per il vostro amore.

Ancona, 23 ottobre 2019

Verdiana Cocomazzi