UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e dell'Architettura

LA DINAMICA NON-SMOOTH DI UNA CHIESA SIMBOLO DI CAMERINO (MC) DANNEGGIATA DALLA SEQUENZA SISMICA DEL CENTRO ITALIA DEL 2016

THE NON-SMOOTH DYNAMICS OF A MEANINGFUL CHURCH IN CAMERINO (MC) DAMAGED BY THE CENTRAL ITALY SEISMIC SEQUENCE OF 2016

Relatore:

Prof. Ing. Francesco Clementi

Tesi di Laurea di:

Andrea Pio Concettini

Correlatore:

Prof. Ing. Stefano Lenci

Anno Accademico 2019/2020

INDICE

INTRODUZIONE 1

1. GLI EDIFCI IN MURATURA.....4

1.1. CONCETTO DI MURATURA..... 4

1.1.1. CARATTERISTICHE DELLA MURATURA..... 7

1.2. COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA 13

1.2.1. MECCANISMI DI COLLASSO..... 16

2. VULNERABILITÀ SISMICA DI COSTRUZIONI STORICHE 22

2.1. EVOLUZIONE DEL QUADRO NORMATIVO NEI CONFRONTI DELLA SISMICA..... 22

2.2. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ 26

2.2.1. LIVELLI DI VALUTAZIONE 28

2.2.2. DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI RIFERIMENTO DEL PATRIMONIO CULTURALE 29

2.2.3. LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA 31

2.3. STIMA DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA .. 33

3. MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA .36

3.1.1. ANALISI STATICA LINEARE 36

3.1.2. ANALISI DINAMICA MODALE..... 37

3.1.3. ANALISI STATICA NON LINEARE 38

3.1.4. ANALISI DINAMICA NON LINEARE..... 40

4. CASO STUDIO: CHIESA DI SANTA MARIA IN VIA A CAMERINO...42

4.1. INQUADRAMENTO STORICO E TERRITORIALE 43

4.1.1. LA STORIA DELLA COSTRUZIONE 44

4.1.2. SISMICITÀ DEL TERRITORIO..... 46

4.2. RILIEVO CRITICO DELLA STRUTTURA..... 48

4.2.1. RICOSTRUZIONE STORICA DEGLI INTERVENTI 50

4.2.2. INTERVENTI MIGLIORAMENTO SISMICO DEL 2010/2011 59
4.3. IL SISMA DEL 2016 60
4.3.1. RILIEVO PRE SISMA 2016 62
4.3.2. RILIEVO POST SISMA 2016 68
4.4. VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI 75
4.4.1. RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE 75
4.4.2. PARETE FACCIATA PRINCIPALE 78
4.4.3. Parete lato Via Pieragostini 80
4.4.4. Parete lato Via S. Giacomo 81
5. ANALISI AL DISCRETO DELLA CHIESA DI SANTA MARIA IN VIA CON IL METODO NSCD: NON SMOOTH CONTACT DYNAMICS 83
5.1. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI DISCRETI 83
5.1.1. MODELLAZIONE ED IMPLEMENTAZIONE NUMERICA 84
5.2. TRATTAMENTO DELL'EQUAZIONE DELLA DINAMICA NEL METODO NSCD 86
5.2.1. DISCRETIZZAZIONE DEL TEMPO 88
5.3. LEGGI DI CONTATTO 90
5.3.1. LE CONDIZIONI DI SIGNORINI E LA LEGGE DI COULOMB 90
6. COSTRUZIONE DEL MODELLO ED IMPLEMENTAZIONE NEL CODICE DI CALCOLO LMGC[90] 97
6.1. MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA 97
6.1.1. COSTRUZIONE DEL MODELLO TRIDIMENSIONALE 99
6.2. ANALISI PARAMETRICHE: SIMULAZIONI DINAMICHE DI UN SISMA 106
6.2.1. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI NUMERICI 106
6.2.2. MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 107
6.3. RISULTATI 114
6.3.1. CONFRONTO CON IL DANNO REALE 119
CONCLUSIONI 123
BIBLIOGRAFIA 125

SITOGRAFIA.....127

RINGRAZIAMENTI 128

Indice delle Figure

Figura 1.1 Apparecchiatura muratura in pietra e in laterizio 6
Figura 1.2 Muratura a sacco e piena 7
Figura 1.3 Tabella 1_C8.5.I 9
Figura 1.4 Tabella 2_C8.5.II 9
Figura 1.5 Diagramma del rapporto sforzo- deformazione del mattone, della muratura e della malta 10
Figura 1.6 schematizzazione dei meccanismi di rottura del pannello murario: pressoflessione (a), scorrimento (b) e taglio (c) (Macchi G. & Magenes G., 2002). 11
Figura 1.7 Diagrammi taglio-spostamento derivante da una rottura per taglio (a) e una per pressoflessione/ribaltamento (b) 12
Figura 1.8 Meccanismi di rottura nel piano della muratura 13
Figura 1.9 Comportamento scatolare di una struttura in muratura 16
Figura 1.10 Rappresentazione dell'influenza degli orizzontamenti e del loro comportamento alla risposta sismica. 16
Figura 1.11 Simulazione di forze che agiscono nel piano. (Touliatos,1996). 17
Figura 1.12 Lesioni dovute di taglio di un edificio in muratura 17
Figura 1.13 Esempi di ribaltamento semplice 19
Figura 1.14 Ribaltamento composto 20
Figura 1.15 Meccanismo di flessione verticale 20
Figura 1.16 Meccanismo di flessione orizzontale 21
Figura 2.1 Classificazione sismica del territorio italiano a seguito del decreto ministeriale del 14/07/1984. 23
Figura 2.2 Classificazione sismica del territorio italiano a seguito dell'OPCM n.3274 del 2003 24
Figura 2.3 Mappa della pericolosità sismica del territorio nazionale, elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) nell'aprile 2004. 25
Figura 3.1 Analisi dinamica modale 38
Figura 3.2 (a) proporzionale alla massa (b) proporzionale al principale modo di vibrare nella direzione di analisi 39

Figura 3.3 Diagramma bilineare equivalente, NTC 2018 § C7.3.4.2 Analisi non lineare statica 40
Figura 4.1 Localizzazione della Chiesa di Santa Maria in Via su Camerino 42
Figura 4.2 Planimetria catastale del 1966 43
Figura 4.3 Vista dall'alto dopo i lavori di messa in sicurezza del 2017 44
Figura 4.4 Sequenza storica dei terremoti occorsi e risentiti nella zona di Camerino (da INGV-CPTI11) 46
Figura 4.5 Zone sismiche 47
Figura 4.6 Mappa della pericolosità sismica della regione Marche 48
Figura 4.7 Ingabbiatura del campanile e puntellamento della facciata principale 57
Figura 4.8 Interventi di risanamento lesione prima (A) e dopo (B) 58
Figura 4.9 Sequenza simica in Italia centrale (agg. 31 ottobre 2016 ore 18:00) 61
Figura 4.10 Foto pre-sisma 62
Figura 4.11 Prospetto fronte 63
Figura 4.12 Prospetto retro 63
Figura 4.13 Prospetto via S. Giacomo 64
Figura 4.14 Prospetto via Pieragostini 64
Figura 4.15 Foto interno 65
Figura 4.16 Pianta piano terra 66
Figura 4.17 Pianta piano primo 66
Figura 4.18 Pianta piano secondo 67
Figura 4.19 Pianta piano terzo 67
Figura 4.20 Lesione del portale dell'ingresso principale e del lato di via S. Giacomo della Chiesa (24/08/2016) 69
Figura 4.21 Crolli facciata principale (26/10/2016) 69
Figura 4.22 Crollo della torre campanaria e crollo parziale della copertura (26/10/2016) . 70
Figura 4.23 Crolli lato via Pieragostini (26/10/2016) 71
Figura 4.24 Crolli lato via S. Giacomo (26/10/2016) 71
Figura 4.25 Crollo progressivo della cupola (17/01/2017-10/02/2017) 72
Figura 4.26 Prospetto fronte 73
Figura 4.27 Prospetto retro 73
Figura 4.28 Prospetto via S. Giacomo 74

Figura 4.29 Prospetto via Pieragostini 74
Figura 4.30 Geometria prospetto fronte 78
Figura 4.31 Risultati facciata, C.I.N.E. ReLUIS 78
Figura 4.32 Risultati delle accelerazioni alle diverse quote per ogni periodo considerato . 79
Figura 4.33 Risultati della verifica parzialmente soddisfatta 80
Figura 4.34 Geometria della parete lato Via Pieragostini 80
Figura 4.35 Risultati Via Pieragostini, C.I.N.E. ReLUIS 81
Figura 4.36 Risultati delle accelerazioni alle diverse quote per ogni periodo considerato . 81
Figura 4.37 Risultati della verifica non soddisfatta 81
Figura 4.38 Geometria della parete lato Via S. Giacomo 81
Figura 4.39 Risultati Via S. Giacomo, C.I.N.E. ReLUIS 82
Figura 4.40 Risultati delle accelerazioni alle diverse quote per ogni periodo considerato . 82
Figura 4.41 Risultati della verifica parzialmente soddisfatta 82
Figura 5.1Tipologie di contatto tra due blocchi, nell'ordine si ha: vertex-face, edge-face, face-face e edge-edge 85
Figura 5.2 Schema approccio NSCD 88
Figura 5.3 Condizioni delle porzioni di frontiera 91
Figura 5.4 Legge di Signorini 94
Figura 5.5 Legge di Coulomb 96
Figura 6.1 Prospetto fronte, modello discretizzato 99
Figura 6.2 Prospetto retro, modello discretizzato 100
Figura 6.3 Prospetto lato via Pieragostini, modello discretizzato 100
Figura 6.4 Prospetto lato via S. Giacomo, modello discretizzato 101
Figura 6.5 Sezione del modello 102
Figura 6.6 Sezione muro tipo 102
Figura 6.7 Esempi archi e volte modellati 104
Figura 6.8 Modello discretizzato 104
Figura 6.9 Tipologia onde sismiche 108
Figura 6.10 Esempio di accelerogramma, velocigramma e sismogramma 110
Figura 6.11 Velocigrammi nelle tre direzioni HNE (WE), HNN (NS), HNZ (UP) delle tre scosse sismiche in sequenza. 113

Figura 6.12 Prospetto principale (sx) prospetto Largo S. Maria in Via (dx), simulazione sisma 30-10-2016 114
Figura 6.13 Prospetto via S. Giacomo (sx) e via Pieragostini (dx), simulazione sisma 30-10-2016 115
Figura 6.14 Vista tridimensionale, simulazione sisma 30-10-2016 115
Figura 6.15 Localizzazione punti di controllo 116
Figura 6.16 Storia temporale in spostamento 116
Figura 6.17 Prospetto principale (sx) prospetto Largo S. Maria in Via (dx), simulazione con sequenza 117
Figura 6.18 Prospetto Via San Giacomo (sx) prospetto Via Pieragostini (dx), simulazione con sequenza 118
Figura 6.19 Vista tridimensionale, simulazione con sequenza 118
Figura 6.20 Confronto dei danni sulla facciata principale 119
Figura 6.21 Confronto dei danni sul prospetto retro 120
Figura 6.22 Danneggiamento della torre campanaria 120
Figura 6.23 Confronto del danno sul lato di in Via S. Giacomo 121
Figura 6.24 Confronto del danno sul lato Via Pieragostini 122

INTRODUZIONE

La sismicità del territorio italiano è una caratteristica con la quale il Patrimonio storico-monumentale deve rapportarsi, ed i recenti e passati eventi sismici ne hanno mostrato l'elevata vulnerabilità. La vulnerabilità costituisce un notevole elemento di rischio per l'incolumità delle persone oltre a provocare spesso ingenti perdite di carattere economico, sociale e culturale. Per questo, le costruzioni in muratura sono le strutture che principalmente hanno bisogno di tutela e prevenzione.
Per la loro enorme varietà in termini di materiali, tecniche e tecnologie costruttive impiegate, sono spesso testimonianza di un passato costruttivo illustre e nonostante i progressi compiuti dalla ricerca su questo tema negli ultimi decenni, per quanto riguarda le tecniche di diagnosi e di analisi, la conservazione o l'eventuale recupero degli edifici storici, rappresenta tuttora una tematica assai complessa e non ancora ben delineata in tutti i suoi aspetti.

Un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto non può prescindere da un'attenta fase di conoscenza dello stesso e dalla conoscenza della sua potenziale risposta strutturale. Nel caso specifico delle chiese, l'alta vulnerabilità è conseguente ad alcune caratteristiche tipologiche ricorrenti, come ad esempio la presenza di grandi aule senza muri di spina e orizzontamenti interni di collegamento, pareti interne spesso snelle, la presenza di elementi spingenti di notevole luce quali volte, archi e cupole.
Nella maggior parte dei casi, non bisogna limitarsi ad un'indagine basata sulla letteratura tecnica di riferimento che descrive solo le tipologie più comuni di vulnerabilità, ma prendere in considerazione anche l'influenza della cultura costruttiva locale sulle prestazioni meccaniche delle murature investigate. Pertanto, risulta necessaria una maggiore ricerca riguardo la modellazione meccanica delle strutture murarie, in vista della loro tutela e della loro conservazione.
L'analisi sistematica dei danni subiti dalle chiese in occasione dei principali eventi sismici italiani, ha evidenziato come il comportamento sismico di questa tipologia di manufatti possa essere interpretato a livello "globale", ossia in termini di meccanismi agenti nel piano delle murature, e a livello "locale", ossia caratterizzato da una risposta strutturale di

porzioni architettoniche (macroelementi) sostanzialmente autonoma rispetto alla Chiesa nel suo complesso.

In questa tesi verrà affrontato lo studio del comportamento sismico della Chiesa di Santa Maria in Via di Camerino (MC), presa a riferimento poiché è stata esposta alla sequenza sismica del 2016/2017 e quindi permette anche un riscontro diretto tra realtà e simulazione. L'obiettivo della tesi è dunque quello di ricostruire gli stessi danni che il sisma ha provocato per concepirne le cause e le dinamiche.

La costruzione della Chiesa oggetto di studio risale al 1642, la sua evoluzione storica è caratterizzata dai diversi terremoti che ha subito nel corso degli anni fino al sisma del 2016, ogni qualvolta si sono registrati danni importanti. Di conseguenza, le modifiche, gli interventi di ripristino e di messa in sicurezza nel tempo non sono mancate, tutte caratteristiche che rendono, dal punto di vista strutturale, il caso di studi complesso considerando anche la sua valenza storico culturale.
Le strutture in muratura sono strutture discontinue, costituite da blocchi (laterizio o pietra) connessi l'uno all'altro da giunti di malta o addirittura "a secco", queste perciò ricadono all'interno dell'ambito di ricerca del Non Smooth Contact Dynamics (NSCD), ossia possono essere trattate come sistemi multi-body, costituiti da blocchi rigidi soggetti a scorrimenti, impatti e volo libero. Perciò l'analisi della muratura del caso di studio è stata condotta con un modello meccanico sufficientemente accurato che non tradisce la reale natura complessa, eterogenea e discontinua del mezzo trattato.
La ricostruzione geometrica e strutturale della Chiesa di Santa Maria in Via è stata eseguita cercando di attenersi il più possibile allo stato pre-sisma della costruzione, realizzando il modello con il software MidasFEA.
Attraverso l'impego del software LMGC[90], che implementa il metodo Non Smooth Contact Dynamics, si è cercato di perseguire determinati obiettivi, ovvero analizzare l'influenza dei parametri di contatto, delle connessioni murarie sul comportamento dinamico delle murature sotto azione sismica, analizzare i meccanismi di danno e di collasso che si attivano al variare di alcuni parametri caratteristici del sisma e valutare il comportamento dinamico della Chiesa in risposta ad un sisma reale, avendo a disposizione anche la possibilità di un confronto diretto con la realtà.

Per avere una chiara conoscenza del comportamento della struttura in questione si sono svolte delle analisi dove veniva simulato il sisma reale che ha colpito Camerino il 30 ottobre 2016.

1. GLI EDIFCI IN MURATURA

Fino ai primi anni del ‘900 la muratura è stata il principale sistema costruttivo in Italia e nel mondo, in particolare nel bacino del Mediterraneo. La maggior parte di queste costruzioni sorge su territori ad elevata sismicità, inoltre molti edifici in muratura sono associati elevati valori storici, artistici ed architettonici poiché compongono i centri storici delle nostre città.

Con l’espressione “edifici in muratura” ricade una grande varietà di tipologie edilizie legata alla differenza delle tecniche costruttive e dei materiali utilizzati. Queste variabili rendono la muratura un materiale estremamente complesso da analizzare, tanto che il comportamento di murature realizzate con gli stessi materiali può differire profondamente a causa della tessitura utilizzata o alla dimensione degli elementi.

La progettazione di strutture in muratura si basava essenzialmente su conoscenze empiriche che nel tempo andarono a definire una serie di principi, noti oggi come regole dell’arte, certamente non assistiti da criteri scientifici.

Il concetto di stabilità era inteso come equilibrio delle parti, ci si affidava alla teoria delle proporzioni, secondo la quale le dimensioni di un’opera potevano essere variate a piacimento purché se ne mantenessero invariate le proporzioni.

Questa tipologia costruttiva venne messa da parete con la scoperta di nuovi materiali, acciaio e calcestruzzo, che mostravano notevoli capacità strutturali ma al tempo ancora poco conosciuti e onerosi rispetto alla muratura. Solo in tempi relativamente recenti, dagli anni ‘70/’80 e solo in seguito ad eventi sismici catastrofici, la muratura ritornò ad essere studiata, ricercando delle basi scientifiche su cui affinare dei metodi di calcolo affidabili per le strutture murarie, essendo queste così tanto diffuse e costituendo gran parte del patrimonio edilizio e storico-artistico da tutelare e salvaguardare da eventi sismici.

1.1. CONCETTO DI MURATURA

La muratura è costituita da elementi lapidei, naturali o artificiali, assemblati tra loro secondo una determinata logica che ne garantisce la solidità. Generalmente gli elementi lapidei sono legati tra loro dalla malta ma esistono anche numerosi esempi di “murature a secco”.

Molteplici sono le tecnologie e le tecniche costruttive che si sono susseguite e tramandate nel tempo, differenti sia per natura e tipologia di elementi lapidei e malte,
generalmente si reperivano i materiali presenti in loco, sia per tessitura, ovvero per disposizione ed organizzazione degli elementi lapidei.
Principalmente le tipologie dipendono da:

1) Tipo di blocchi:
    a) Materiale costituente
        i) Naturale: pietra, terra cruda, …
        ii) Artificiale: laterizio,
    b) Dimensioni degli elementi
2) Forma degli elementi che dipende primariamente dal tipo di lavorazione:
    a) Pietre erratiche,
    b) Pietre a spacco,
    c) Pietre sbozzate,
    d) Pietre e laterizi squadrati,
3) Tecniche di assemblaggio: a secco o con giunti di malta:
4) Tessitura:
    a) Numero di teste e disposizione geometrica degli elementi ed eventuale presenza di nucleo interno;
    b) Presenza di diatoni;
    c) Alternanza diatoni- ortostati;
    d) Regolarità dei corsi;
    e) Presenza di listature,
5) Dettagli costruttivi:
    a) Ammorsamento della muratura sia per quanto riguarda il vincolo mutuo tra i diversi paramenti che le connessioni con gli altri elementi strutturali
6) Tipo di malta:
    a) Composizione
        i) Calce e gesso;
        ii) Cemento;
        iii) Rapporto tra i vari componenti, quantità di acqua, …;
    b) Granulometria

i) Inerti fini,

ii) Inerti grossolani

iii) Curva granulometrica

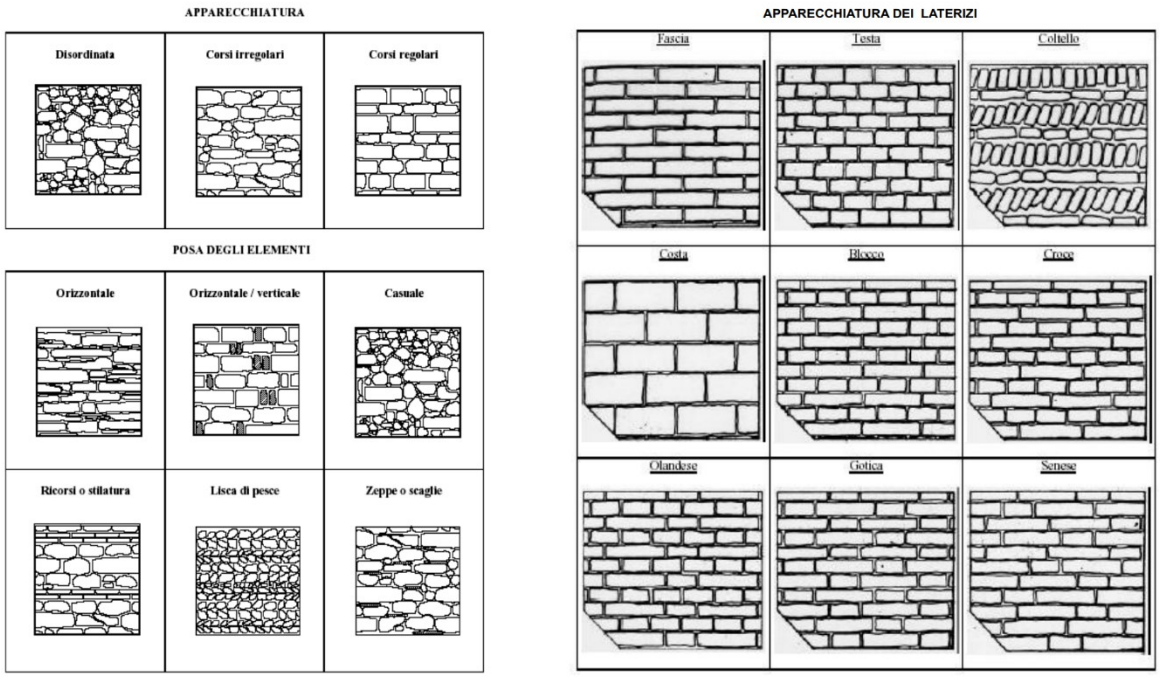


Figura 1.1 Apparecchiatura muratura in pietra e in laterizio

Nelle costruzioni storiche le pareti con spessore più elevato erano generalmente conformate in più paramenti: due esterni di qualità migliore ed uno interno di qualità variabile (murature a sacco). A volte il paramento interno era effettuato mediante un semplice riempimento con sabbia e inerti per cui i due paramenti esterni risultavano completamente, o quasi, scollegati tra di loro. In casi intermedi il riempimento era effettuato con inerti legati per mezzo di malte di qualità variabile.

.

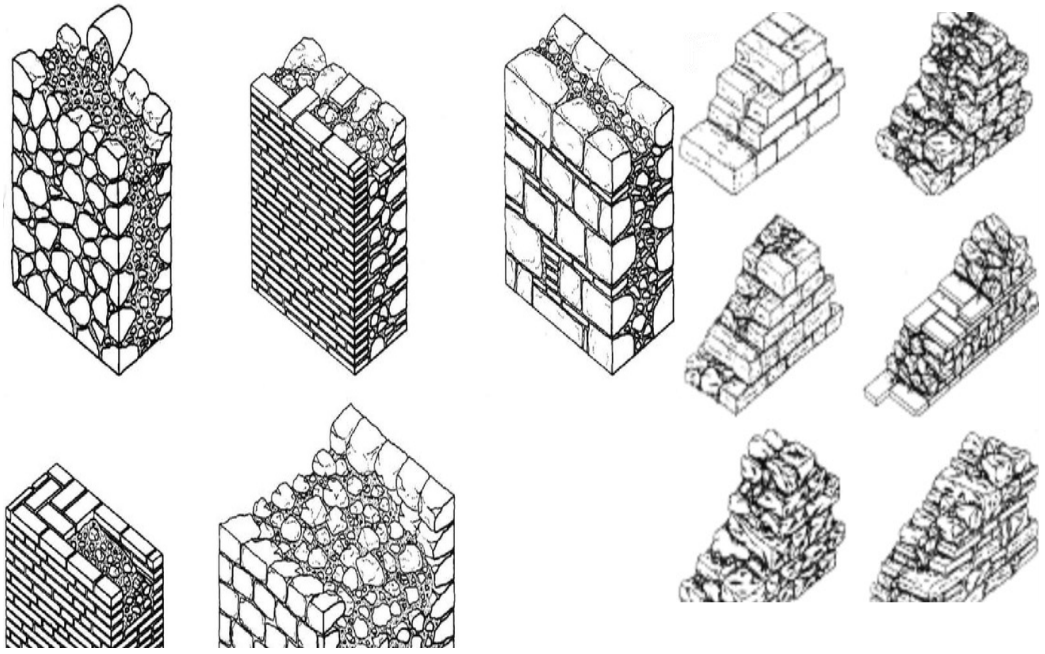


Figura 1.2 Muratura a sacco e piena

Il comportamento meccanico degli edifici in muratura è molto complesso, poiché dipende strettamente dalle proprietà dei materiali costituenti nonché dalla geometria costruttiva e dalle modalità di posa in opera degli elementi, dunque per una corretta analisi occorre raccogliere più informazioni possibili inerenti la natura del paramento murario e solo a quel punto valutare un adeguato modulo elastico, che influenza la rigidezza e dunque la distribuzione delle sollecitazioni tra le varie pareti.

1.1.1. CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

Le più importanti caratteristiche della muratura dal punto di vista del comportamento meccanico sono:

- la disomogeneità, dovuta al fatto che gli elementi e la malta di cui è costituita la muratura hanno caratteristiche meccaniche fortemente diverse tra loro;
- l'anisotropia è dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura, legata alla forma e alle proporzioni degli elementi e al modo in cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori nella loro direzione;

- l’asimmetria di comportamento meccanico è la diretta conseguenza del fatto che sia gli elementi lapidei, sia la malta, sia l’interfaccia malta-elemento presentano un comportamento asimmetrico nei riguardi della trazione e della compressione;
- la non-linearità del legame sforzo-deformazione può essere in parte vista come il risultato delle proprietà meccaniche precedentemente descritte e caratterizza in maniera marcata il comportamento della muratura sottoposta ad una qualsiasi tipologia di sollecitazione, sia essa di compressione, di trazione o composta.

In generale, le proprietà meccaniche della muratura (resistenze a compressione e a taglio, moduli di elasticità) possono essere ricavate mediante prove sperimentali.
Per le nuove murature si ha la conoscenza chiara delle proprietà dei componenti e della configurazione geometrica della stessa, ciò permette di poter effettuare prove in laboratorio precise che diano risultati attendibili o comunque ricorrere a procedure semplificate di determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura mediante tabelle contenute in normativa.
Per le murature esistenti questo discorso si complica, non saremo mai in grado di determinarne con assoluta precisione la reale configurazione geometrica né tantomeno riprodurla in maniera esatta in laboratorio, aggiungendo a questo anche il fatto che i materiali costituenti, seppur noti, sono stati esposti al tempo e al degrado e ciò può aver portato ad una perdita delle proprie caratteristiche, difficile da determinare con precisione.
Nell’attuale normativa (NTC 2018) sono riportati valori che caratterizzano le tipologie di murature più diffuse e parametri correttivi che permetto, considerando un certo margine di errore, di determinare le caratteristiche meccaniche della muratura esistente.

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione fpuò essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Figura 1.3 Tabella 1_C8.5.I

Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, F0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), fv0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (*)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (*)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Figura 1.4 Tabella 2_C8.5.II

Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

La resistenza della muratura è funzione della resistenza dei suoi elementi costituenti, mattone e malta. Il valore di riferimento è quello della compressione essendo la resistenza a trazione molto ridotta. Sia il laterizio che la malta hanno una maggiore resistenza a compressione rispetto a quella a trazione. Il laterizio ha il modulo elastico e la resistenza maggiore di quella della malta e presenta una rottura di tipo fragile, mentre la malta presenta una fase di rottura caratterizzata da grandi deformazioni.
Il grafico seguente mostra qualitativamente il comportamento della malta e del laterizio alla prova mono-assiale di trazione-compressione.

Figura 1.5 Diagramma del rapporto sforzo- deformazione del mattone, della muratura e della malta

Si osserva il comportamento intermedio della muratura rispetto i materiali che la compongono.
La resistenza di una muratura varia in funzione della resistenza dei suoi componenti, ma in maniera non proporzionale. In presenza di una malta di buona qualità, la resistenza della muratura aumenta molto velocemente all'aumentare della resistenza degli elementi, più lentamente se la malta è scadente.
La malta, avendo un modulo elastico minore di quello del laterizio, è soggetta ad una deformazione maggiore sia in direzione verticale che trasversale. La congruenza delle deformazioni all'interfaccia tra laterizio e malta fa si che in quest'ultima nasca uno stato di compressione triassiale favorevole. Al contrario nel laterizio le autotensioni che si generano inducono una trazione trasversale.

Questo spiega il motivo per cui la crisi di una muratura soggetta ad una compressione uniforme avvenga con fessure da trazione in direzione parallela all'asse di carico. La crisi avviene, quindi, per valori di carico inferiori a quelli di rottura del singolo elemento in laterizio, mentre avviene per valori maggiori dei limiti di resistenza a compressione monoassiale della malta.

Il comportamento a flessione e a taglio si evidenzia analizzando il comportamento dei pannelli in muratura soggetti contemporaneamente a carichi verticali e orizzontali diretti parallelamente al piano medio. Si nota che il collasso può manifestarsi in tre diverse modalità:

- rottura per taglio-scorrimento a livello dei giunti di malta;
- rottura per taglio-trazione con fessurazione diagonale;
- rottura per schiacciamento della muratura.

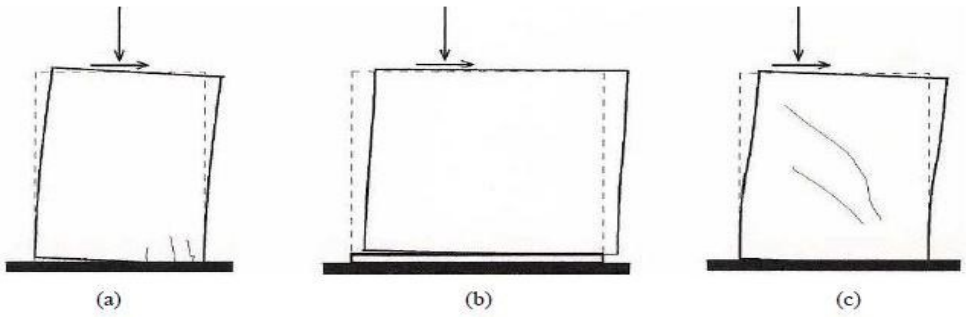


Figura 1.6 schematizzazione dei meccanismi di rottura del pannello murario: pressoflessione (a), scorrimento (b) e taglio (c) (Macchi G. & Magenes G., 2002).

Sia per la modalità di danneggiamento governata da fenomeni di ribaltamento, sia per quella a taglio, la risposta in termini di curva taglio alla base-spostamento orizzontale è fortemente non lineare. Nella figura seguente, sono riportati due esempi sperimentali del possibile comportamento ciclico di pannelli in muratura di mattoni pieni.

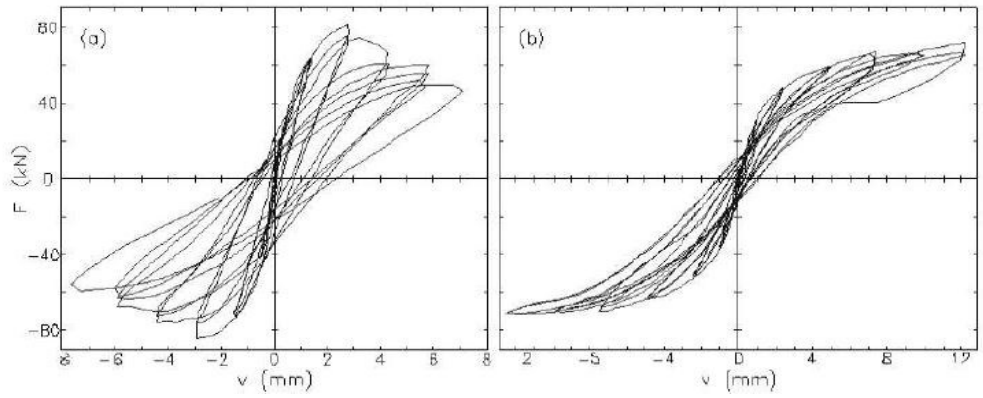


Figura 1.7 Diagrammi taglio-spostamento derivante da una rottura per taglio (a) e una per pressoflessione/ribaltamento (b)

Il meccanismo di rottura per ribaltamento mostra un inviluppo con andamento quasi asintotico e cicli di isteresi a bassa dissipazione. Il meccanismo di rottura a taglio è caratterizzato da un valore massimo, corrispondente alla formazione di fessure diagonali, seguito dal ramo decrescente che rispecchia la progressiva formazione di fessure incrociate che porta alla disarticolazione del pannello.

Il verificarsi di una crisi piuttosto che un'altra dipende dal rapporto che c'è tra le azioni verticali e quelle orizzontali. Si può vedere come il primo meccanismo di rottura si ha in genere per bassi valori di sforzo normale. La rottura avviene per cedimento per taglio dei giunti.

La rottura per fessurazione diagonale avviene perché la tensione principale di trazione supera la resistenza della muratura. Questa rottura avviene in genere per valori intermedi di sforzo normale. Le fessure possono seguire l'andamento dei giunti di malta o coinvolgere gli elementi in laterizio a seconda delle caratteristiche dei materiali e dalla tessitura.

Il terzo meccanismo di rottura avviene quando la massima tensione di compressione verticale alla base del muro raggiunge la resistenza a compressione della muratura; questo tipo di crisi si ha per uno sforzo normale di elevata entità.

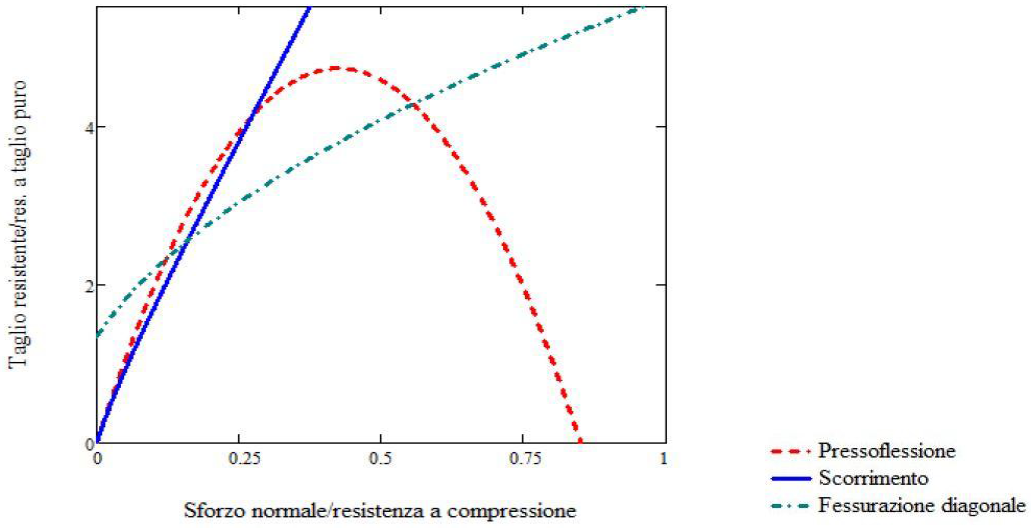


Figura 1.8 Meccanismi di rottura nel piano della muratura

Quindi, riassumendo, la qualità delle murature dipende dalla qualità dei mattoni, dal materiale di riempimento dei muri a sacco, dalla qualità e dagli spessori dei giunti di malta e soprattutto dalla maestria dei costruttori nell'erigere murature a regola d'arte. Quest'ultima può essere sintetizzata nei seguenti punti:

- Regolarità dei corsi orizzontali;
- Sfalsare i giunti verticali;
- Giunti di malta piccoli;
- Verticalità della muratura;
- Presenza di diatoni ed ortostati;
- Qualità dei blocchi e della malta;
- Blocchi squadrati.

1.2. COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

I recenti e passati terremoti hanno mostrato come la risposta sismica degli edifici storici in muratura dipenda principalmente dalla tipologia edilizia e dalle modalità costruttive con cui essa è stata realizzata ed in particolare:

- dal tipo di materiale impiegato;

- dal tipo di tessitura muraria (che insieme al tipo di materiale definisce la qualità della muratura);
- dalla presenza di adeguate connessioni tra le diverse parti strutturali.

L'osservazione del danno sismico ha infatti evidenziato come strutture murarie costituite da murature di cattiva qualità (murature caotiche) tendano a disgregarsi già per basse accelerazioni sismiche.

Nella maggior parte dei casi, infatti, gli edifici storici in muratura sono sistemi complessi di pareti e orizzontamenti dove le pareti sono gli elementi strutturali principali e gli orizzontamenti, se ben collegati alla muratura, assolvono funzione di ripartizione delle azioni orizzontali.

Se si hanno murature di buona qualità, allora la risposta sismica dipende in primo luogo dalla capacità del sistema di ripartire le azioni sismiche tra le diverse parti del sistema strutturale e solo secondariamente da quella delle singole sottostrutture. Tale capacità è funzione dei più diversi aspetti tecnologici ed in particolar modo da quelli che assicurano una adeguata ed efficace connessione tra le parti strutturali (ad esempio tra pareti verticali, e tra pareti e orizzontamenti).

In particolare, in assenza di collegamenti tra le parti o in caso di inefficacia degli stessi, i primi meccanismi a manifestarsi saranno i cosiddetti meccanismi locali o di primo *modo* generalmente associati al ribaltamento fuori piano delle pareti o al danno localizzato in porzioni di struttura (*risposta locale*).

Viceversa, in presenza di un sistema diffuso di collegamenti tra le parti strutturali capace di scongiurare tutti i possibili meccanismi locali fuori piano, il sistema strutturale lavorerà non come una somma di meccanismi locali indipendenti ma come un unico sistema resistente in cui la risposta, denominata in questo caso *risposta globale*, sarà funzione sia della capacità portante delle pareti sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra i vari elementi dell'edificio murario.

Per avere un buon comportamento durante un evento sismico delle costruzioni in muratura, devono essere rispettati dei criteri fondamentali nella sua progettazione:

- la muratura deve essere realizzata a regola d'arte, così da sviluppare un comportamento quasi monolitico della parete muraria che permetta una corretta trasmissione delle sollecitazioni tra le varie parti della struttura

muraria e tale da poterne escludere il possibile disgregamento durante l'evento sismico.

- l'edificio deve essere concepito come un insieme di elementi, muri e solai, ben collegati tra loro in modo tale da sviluppare un comportamento scatolare d'insieme, conferendo stabilità e robustezza alla costruzione;

Il primo criterio riguarda quindi la muratura in sé, risulta infatti evidente che se ci si trova di fronte ad una muratura di scarsa qualità, con una tessitura inconsistente o degradata e deteriorata nelle sue proprietà meccaniche, potrebbero innescarsi dei meccanismi di collasso "anticipati" (instabilità dei singoli paramenti, espulsione locale di porzioni murarie, disgregazione muraria, etc.) che comprometterebbero la creazione di una risposta adeguata della struttura muraria alle sollecitazioni sismiche.

Ipotizzando una buona muratura, di fondamentale importanza è il secondo criterio citato e cioè che tutti gli elementi costituenti la struttura devono essere ben collegati tra loro.
Carenze nel collegamento di pareti ortogonali e/o solai non ben ancorati alle pareti, fanno sì che la struttura soggetta a scosse sismiche non sia in grado di sviluppare una risposta globale che chiami a collaborare fra loro le singole parti, ripartendosi tra esse le sollecitazioni indotte. Si avrà infatti una risposta al sisma pressoché indipendente di ciascuna parete e piuttosto che una collaborazione è possibile che si instaurino interazioni negative tra di esse, favorendo meccanismi di collasso fuori piano.
Al contrario, la presenza di un buon ammorsamento tra le pareti murarie, collegamenti anche puntuali tra di esse (catene metalliche), permettono lo sviluppo di una buona collaborazione tra le varie parti e si instaura una risposta d'insieme scatolare al sisma, che abbassa notevolmente la probabilità di attivazione di meccanismi di collasso fuori piano.

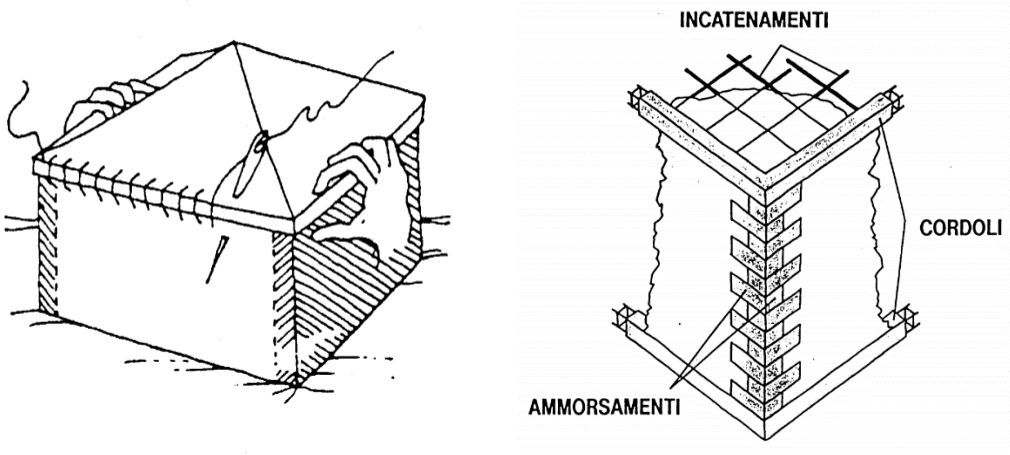


Figura 1.9 Comportamento scatolare di una struttura in muratura

Fondamentali alla risposta sismica sono poi i solai e le coperture, qualora essi presentino una certa rigidezza nel loro piano. Tali orizzontamenti hanno il compito di ridistribuire le forze d'inerzia indotte dal sisma sugli elementi verticali, assicurando così che gli elementi resistenti collaborino nel sopportare le sollecitazioni orizzontali, favorendo meccanismi di collasso nel piano.

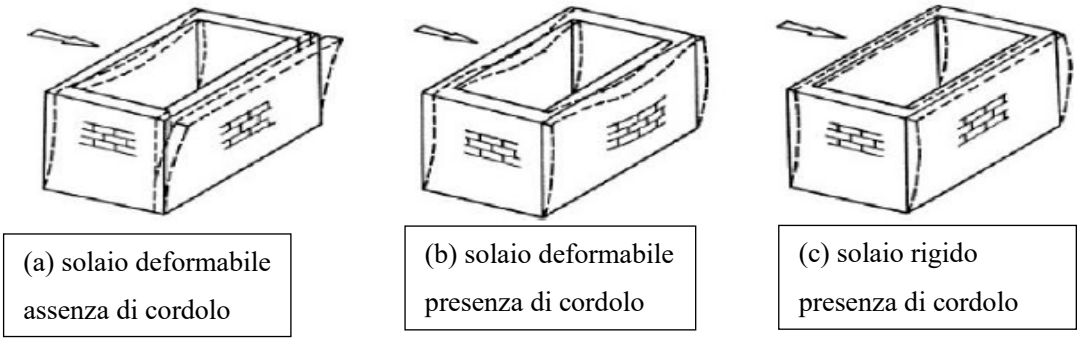
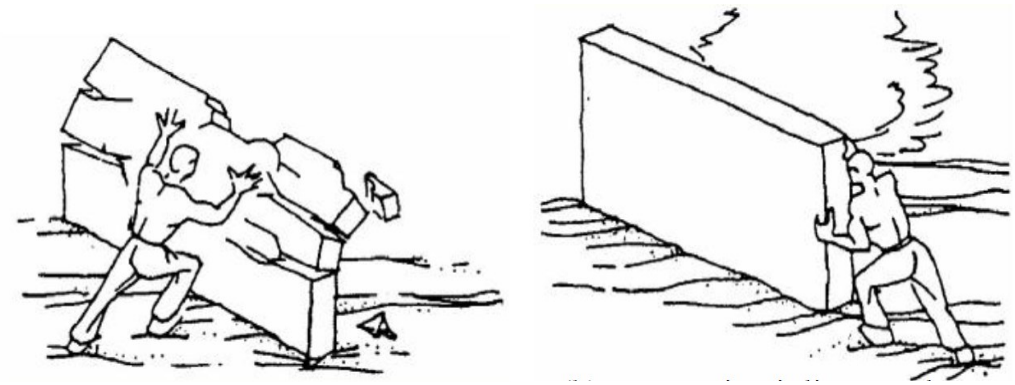


Figura 1.10 Rappresentazione dell'influenza degli orizzontamenti e del loro comportamento alla risposta sismica.

1.2.1. MECCANISMI DI COLLASSO

I danni tipici del costruito in muratura possono essere distinti secondo due fondamentali modalità di collasso, detti meccanismi di *I modo* e meccanismi di *II modo.*

Per meccanismi di *I modo* si intendono quei cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal proprio piano, cioè con comportamento flessionale e ribaltamento.
I meccanismi di *II modo* riguardano invece la risposta della parete nel proprio piano, con i tipici danneggiamenti per taglio e flessione.



I modo *II modo*

Figura 1.11 Simulazione di forze che agiscono nel piano. (Touliatos,1996).

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.

Figura 1.12 Lesioni dovute di taglio di un edificio in muratura

I meccanismi di *I modo* sono generati da azioni che agiscono fuori dal piano della parete muraria e si verificano per una mancanza di risposta globale al sisma.
La struttura, o meglio ogni parte di essa, dà al terremoto una risposta indipendente e la mancanza di collegamenti efficaci tra le pareti ortogonali e tra orizzontamenti e pareti, fa sì che parti più o meno grandi della costruzione possano essere considerati dei macroelementi, ovvero delle porzioni di pareti o più in generale della costruzione stessa, che collassano principalmente per perdita di equilibrio. Questi, sotto azione sismica, sviluppano dei cinematismi fuori piano indipendenti dalle altre parti della costruzione, minando gravemente la stabilità dell'intera struttura.
I meccanismi di collasso fuori piano più frequentemente riscontrati negli edifici in muratura colpiti da un forte sisma sono:

- Meccanismi di ribaltamento semplice o ribaltamento composto;
- Meccanismi di flessione verticale;
- Meccanismi di flessione orizzontale.

I **meccanismi di ribaltamento semplice** di pareti di edifici in muratura possono essere schematizzati come una rotazione rigida della parete stessa. Tale meccanismo si verifica quando le pareti non sono ben ammorsate alle pareti ortogonali e non c'è collegamento con la copertura e quindi risulta libero nella sua parte sommitale.
A seconda della presenza o meno dei collegamenti con i solai di interpiano, il ribaltamento si potrà presentare in forma parziale o globale, interessando diverse geometrie in relazione anche alla presenza ed eventuale disposizione delle aperture o di un quadro fessurativo preesistente.
Il ribaltamento semplice si manifesta con lesioni verticali localizzate all'incrocio della parete ribaltante e quella ad essa perpendicolare oppure con un fuori piombo, più o meno marcato, della parete che ruota e conseguente sfilamento delle travi appoggiate ad essa.

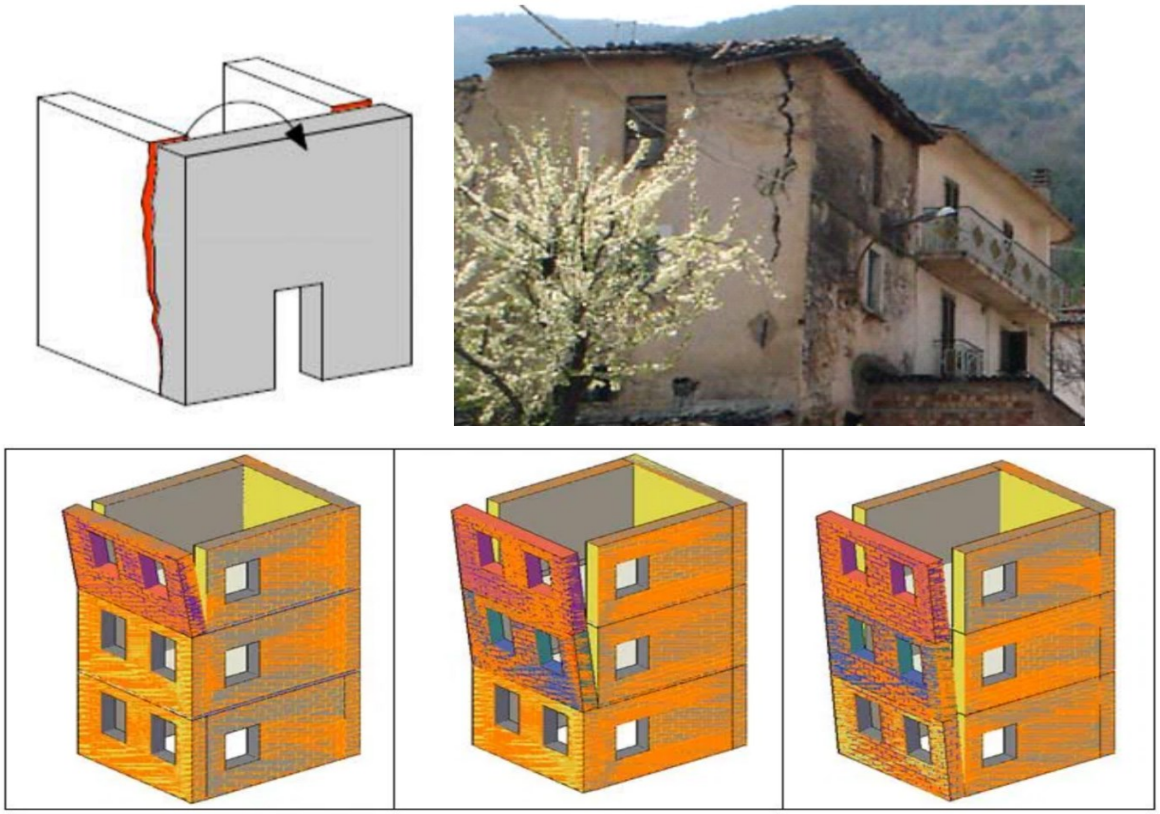


Figura 1.13 Esempi di ribaltamento semplice

Il **meccanismo di ribaltamento composto** è analogo al ribaltamento semplice, la differenza è che al ribaltamento della parete si accompagna il trascinamento di una porzione di muratura appartenete alle pareti ortogonali. Anche questo meccanismo può essere globale o parziale in funzione del collegamento con gli orizzontamenti.

Le cause del ribaltamento composto sono le medesime del ribaltamento semplice, ovvero l'assenza di una connessione in sommità, ma le pareti sono ben ammorsate e ciò porta al distacco di una parte di muratura dalle pareti di spina. La geometria di tale distacco solitamente è quella di un cuneo diagonale, ma la presenza di aperture, buone connessioni con isolai, quadri fessurativi già presenti può influenzarne la forma e la dimensione.

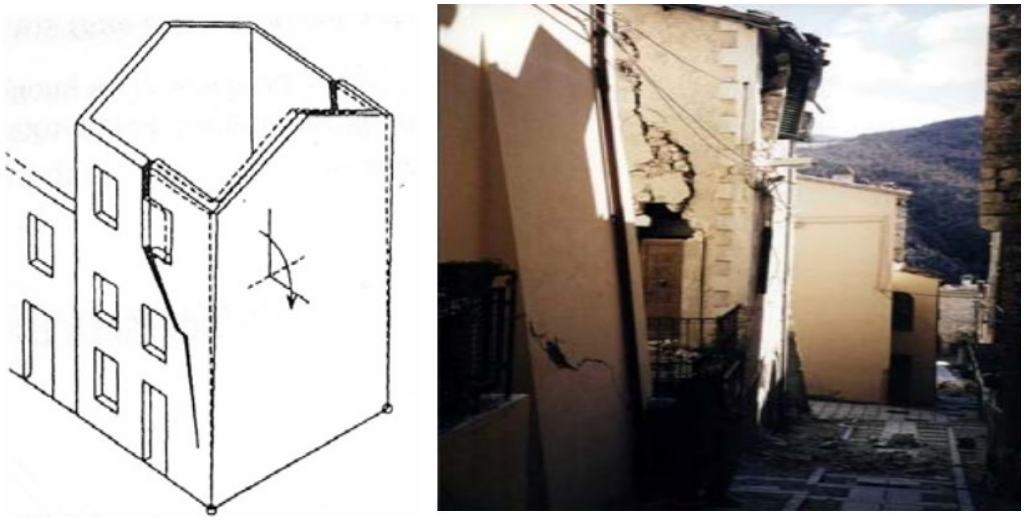


Figura 1.14 Ribaltamento composto

Il **meccanismo di flessione verticale** avviene quando la parete è vincolata agli estremi e libera nella zona centrale ed ai lati. È il caso, ad esempio, di un edificio con un cordolo in sommità e solai intermedi privi di qualsiasi connessione.

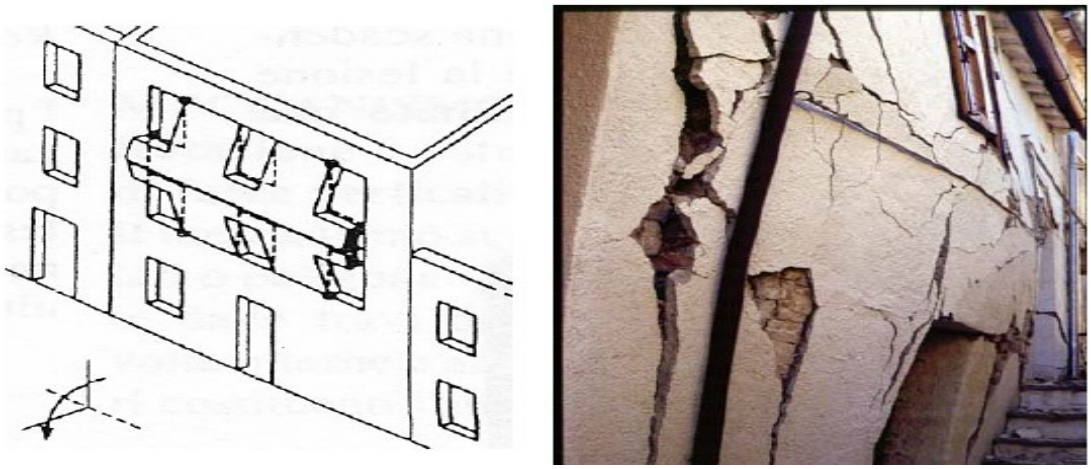


Figura 1.15 Meccanismo di flessione verticale

Il **meccanismo di flessione orizzontale** si verifica quando le pareti sono efficacemente vincolate alle pareti ortogonali ma non presentano nessuna connessione con la copertura. Il cinematismo è innescato da una spinta orizzontale ortogonale alla parete, risultante dalla spinta del tetto o di un solaio. Per comprendere l'attivazione del meccanismo si immagini

la formazione di un arco ideale resistente orizzontale a tre cerniere nello spessore della parete, una in mezzeria e le altre due in prossimità delle pareti laterali.
L'arco ideale orizzontale resiste alla forza orizzontale fino a quando la muratura cede per schiacciamento. Si ha una rotazione fuori dal piano della parete con la formazione di fessure paraboliche. La situazione descritta è tipica delle pareti trattenute da tiranti ed è favorita dalle spinte in testa al muro (dovute alla presenza di una copertura spingente o all'azione di martellamento degli elementi di grossa orditura del tetto) e da una ridotta resistenza a trazione della muratura (che comporta rischi di espulsione del materiale).
Anche la presenza di canne fumarie ricavate nello spessore della parete o di aperture
per l'alloggio degli impianti tecnologici, riducendo la sezione resistente della struttura muraria, costituiscono situazioni preferenziali per l'innesco del cinematismo.
Un particolare meccanismo di flessione orizzontale è rappresentato dallo sfondamento della parete del timpano.
Il meccanismo in questione è associato all'assenza di collegamenti adeguati tra la struttura muraria del timpano e la copertura che poggia su essa; è provocato dall'azione cilindrica di martellamento della trave di colmo.

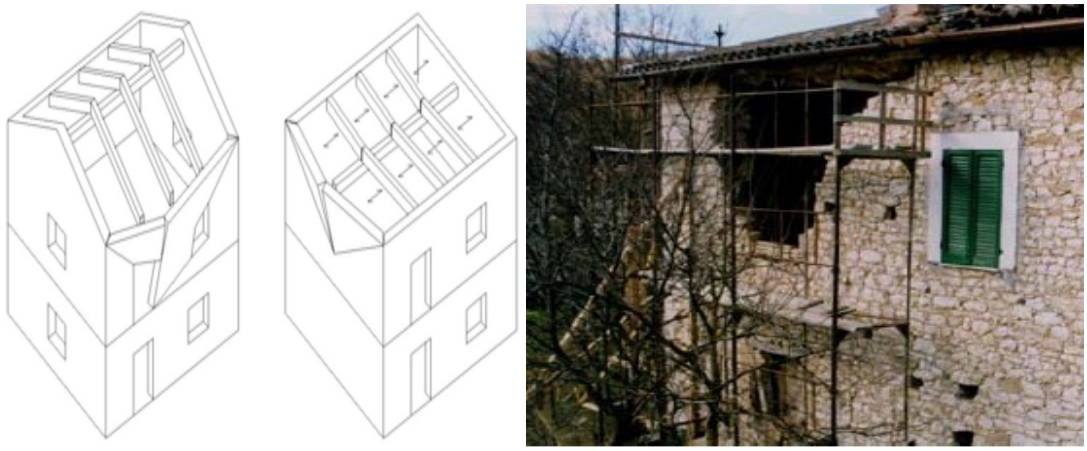


Figura 1.16 Meccanismo di flessione orizzontale

2. VULNERABILITÀ SISMICA DI COSTRUZIONI STORICHE

2.1. EVOLUZIONE DEL QUADRO NORMATIVO NEI CONFRONTI DELLA SISMICA

In passato la prevenzione sismica era affidata quasi esclusivamente alla memoria dell'uomo, che tramandava di generazione in generazione, le lezioni che il terremoto impartiva. Attraverso l'osservazione dei danni subiti dalle costruzioni e della diffusione di questi, l'uomo imparava empiricamente quale fosse la migliore collocazione dell'edificio, il miglior modo di costruire affinché la struttura potesse resistere alle azioni sismiche, privilegiare l'uso di buoni materiali e l'adozione di particolari accorgimenti costruttivi.

Una delle prime importanti norme venne emanata a seguito del terremoto che devastò le zone di Messina e Reggio Calabria nel 1908. Tale Decreto Regio (18 aprile 1909 n. 193) istituì un elenco di località in cui veniva imposto il rispetto di "norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati" in cui, nei calcoli di stabilità e resistenza, venivano considerate anche le "azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentabile con accelerazioni proporzionali alle masse del fabbricato". Nel decreto viene redatto l'elenco dei comuni dichiarati sismici e per i quali vale la disposizione della norma citata realizzando, di fatto, la prima classificazione sismica del territorio nazionale.

Nel 1974 è stata approvata una normativa antisismica nazionale che stabiliva il quadro di riferimento per la classificazione del territorio e per la redazione di norme tecniche. Il carattere distintivo di tale norma è stata la possibilità di aggiornare le norme sismiche ogniqualvolta fosse giustificato dall'evolversi delle conoscenze dei fenomeni tellurici ed ingegneristiche.

Nel corso degli anni seguirono una serie di normative, tra cui il Regio Decreto n. 573 del 29/04/1915; il Regio Decreto n. 431 del 13 marzo 1927 recante le "Norme Tecniche ed Igieniche di Edilizia per le Località colpite dai Terremoti" che istituì due categorie sismiche, 11 in relazione al grado di sismicità ed alla costituzione geologica del territorio

comunale; quindi la Legge n.64 del 2 febbraio 1974 affida a decreti ministeriali l'emanazione e l'aggiornamento delle disposizioni tecniche.

La classificazione sismica successivamente aggiornata tramite appositi decreti ministeriali tra cui il D.M. 22 settembre 1980 emanato in seguito al terremoto del Friuli del 6 maggio 1976; il D.M. n. 515 del 3 giugno 1981 emanato in seguito al terremoto dell'Irpinia del 23 novembre 1980, con il quale venne introdotta la zona sismica di terza categoria. Nel 1984 si ebbe così la prima mappa con la macrozonizzazione del territorio italiano, che lo divideva in tre grandi categorie in base alla pericolosità sismica, dove più del 60% veniva classificato non sismico.

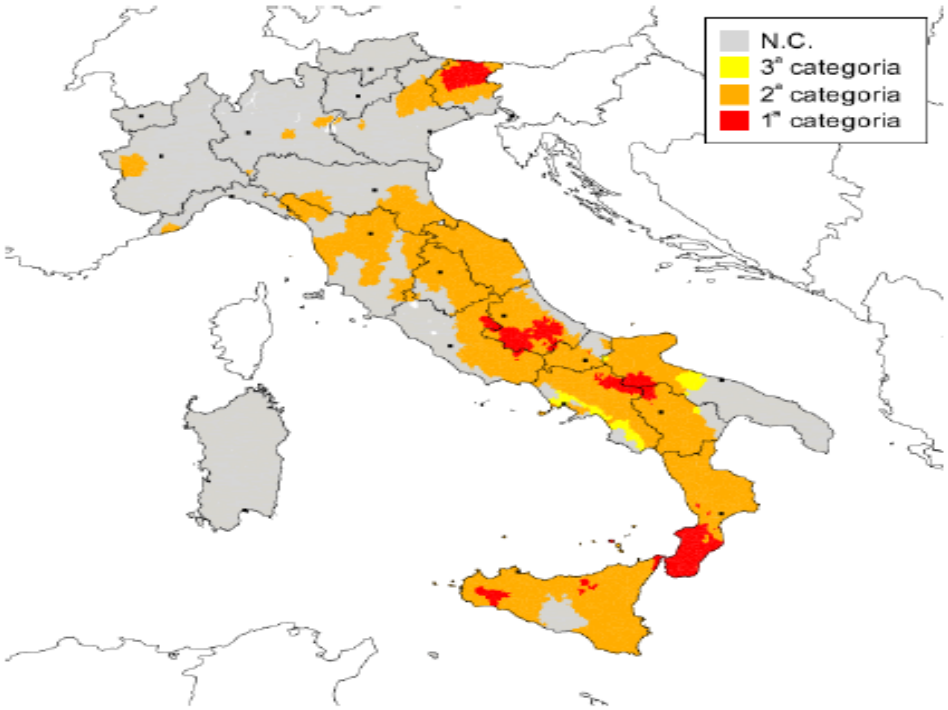


Figura 2.1 Classificazione sismica del territorio italiano a seguito del decreto ministeriale del 14/07/1984.

In seguito al sisma del 31 ottobre del 2002 verificatosi in Molise, fu evidente che bisognava aggiornare le normative sismiche. Così nel 2003 l'Italia venne dichiarata tutta zona simica. Questa volta venne divisa in 4 categorie a pericolosità decrescente, dove a ciascuna zona viene associata una classe di accelerazione massima del suolo (PGA) con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni e introducendo la 4° categoria, la meno pericolosa, dove le Regioni che vi ricadevano avevano la facoltà di prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.

- Zona 1: sismicità alta, PGA > 0.25g;
- Zona 2: sismicità media, 0.25g < PGA < 0.15g;
- Zona 3: sismicità bassa, 0.15g < PGA < 0.05g;
- Zona 4: sismicità molto bassa, PGA < 0.05g.

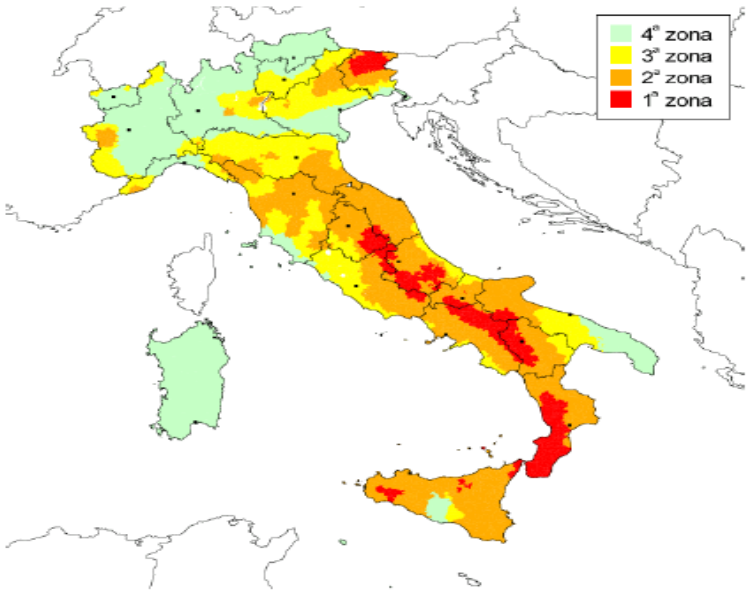


Figura 2.2 Classificazione sismica del territorio italiano a seguito dell'OPCM n.3274 del 2003

Il decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008 ha raffinato ulteriormente la classificazione sismica del territorio nazionale grazie all'introduzione del concetto di pericolosità sismica locale: si passa dalle quattro zone ad un'accelerazione di riferimento "propria" di ciascun punto del territorio, indipendentemente dai confini comunali.

Una completa zonizzazione del territorio italiano è stata formulata mediante l'adozione di un reticolo a maglie quadrate, i cui lati sono lunghi 5 km e dei cui vertici sono noti i parametri con cui costruire gli spettri di risposta e quindi ricavare le azioni sismiche di progetto.

I parametri dei punti interni alle maglie si determinano per interpolazione dei dati relativi ai vertici della maglia di appartenenza.

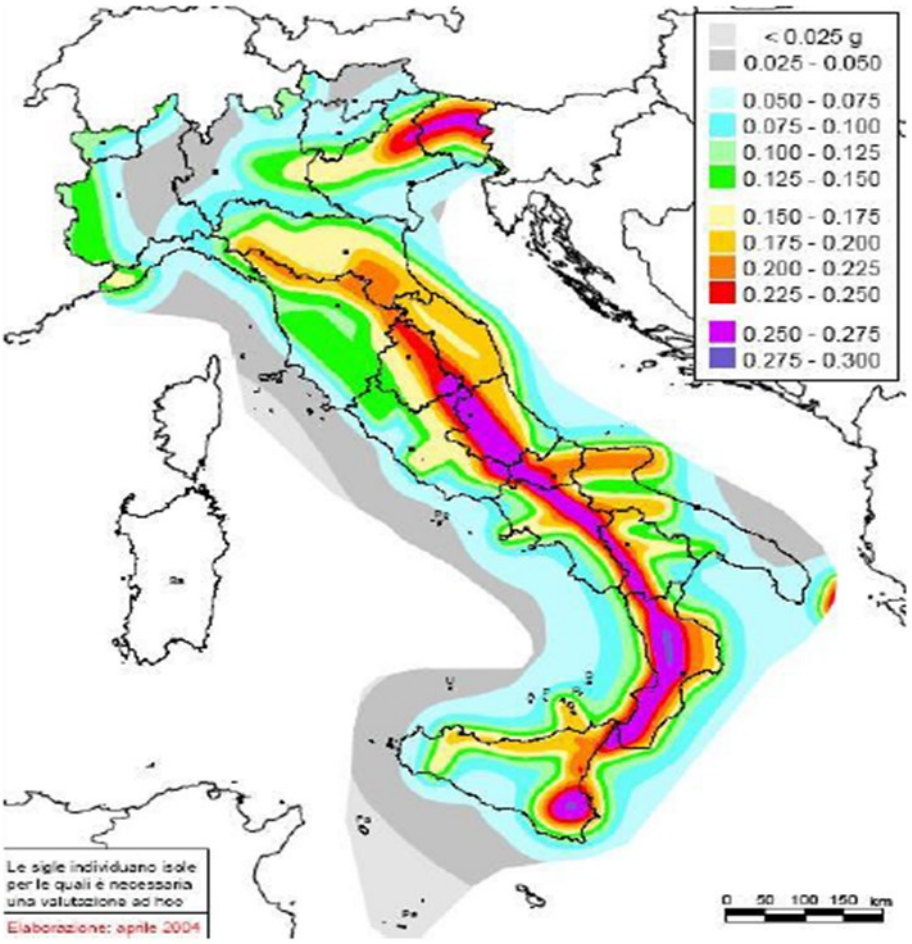


Figura 2.3 Mappa della pericolosità sismica del territorio nazionale, elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) nell'aprile 2004.

2.2. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ

Prima di esaminare nello specifico l'edificio oggetto di studio, è doveroso discutere più in generale le modalità con le quali vengono studiati gli edifici in muratura.

Il documento al quale si fa particolare riferimento sono le Linee guida per la "Valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008 contenute all'interno della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri emanata nel 2011. Essa fornisce le indicazioni per la valutazione e riduzione del rischio sismico con riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. 14 gennaio 2008 e la relativa circolare contenente le istruzioni per l'applicazione di dette norme. La sopra citata Direttiva è stata redatta con lo scopo di specificare un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progetto di eventuali interventi. Tutto ciò si traduce nel definire il rischio sismico e quindi la vulnerabilità delle costruzioni esistenti ed infine progettare interventi in grado di aumentarne il livello di sicurezza.

Il rischio sismico è la probabilità che si verifichi o che venga superato un certo livello di danno o di perdita in termini economico-sociali in un prefissato intervallo di tempo ed in una data area, a causa di un evento sismico. Nel calcolare il rischio si considera la sicurezza della vita potenziale e le perdite economiche, dovute non solo al danno strutturale ma anche alle conseguenze, come blocco delle attività produttive, costo dell'emergenza e della ricostruzione. Esso può essere calcolato come combinazione dei 3 fattori che lo caratterizzano:

$$IR=P \times E \times V$$

La pericolosità (P) definita come la probabilità che si verifichi un terremoto in grado di causare danni in una determinata area ed in un certo periodo di tempo, essa quindi rappresenta una misura delle potenzialità distruttive del terremoto ed è legata al solo fenomeno naturale e al territorio dove si manifesta.

Quindi se conosciamo la frequenza e l'energia associata ai terremoti che si manifestano in una certa area, ovvero la sismicità del territorio, e attribuiamo un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una certa entità in un determinato intervallo di tempo, possiamo definirne la pericolosità sismica. Questa, a parità di intervallo di tempo

considerato, sarà tanto più elevata quanto più è probabile che si manifesti un terremoto di magnitudo elevata.

L'esposizione sismica (E) è la quantificazione dei soggetti, differenti per natura, valore e qualità, potenzialmente coinvolti nel sisma e nelle sue conseguenze, ovvero la consistenza, la dislocazione, la qualità e il valore dei beni e delle attività presenti sul territorio che possono essere influenzate direttamente o indirettamente dall'evento sismico (persone, insediamenti, edifici, beni architettonico-culturali, attività economico-produttive, infrastrutture, etc.). L'indice di esposizione non è altro che un'approssimazione matematica del livello di antropizzazione, dovuto al sistema insediativo, la popolazione, le attività economiche, i monumenti, i servizi sociali, in una determinata area geografica.

La vulnerabilità sismica (V) è la sensibilità della costruzione alle azioni sismiche, ovvero, in chiave più tecnica, è la misura di probabilità oggettiva di quanto gli edifici/strutture possono subire danni per effetto di un evento sismico.

La vulnerabilità sismica viene studiata con la finalità di comprendere quali siano gli elementi in grado di influenzare la reazione del costruito all'azione sismica, stabilendo una correlazione tra la causa (terremoto) e l'effetto (danno) che esso produce. È evidente che tanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze.

Tra i tre fattori che concorrono al rischio sismico, la vulnerabilità è l'unico parametro su cui poter agire, ridurla significa ridurre il rischio sismico, limitando preventivamente gli effetti che un evento sismico può provocare.

Il livello di sicurezza può essere è rappresentato da un indicatore che mette in relazione la capacità di resistenza e/o spostamento della struttura e la richiesta in termini di resistenza e/o spostamento del sisma. La capacità di resistenza è correlata alla vulnerabilità della struttura e dipende dalla tipologia costruttiva dell'edificio, dal materiale e dai dettagli costruttivi, cioè tutti quei particolari che conferiscono solidità alla struttura. La richiesta di resistenza dipende invece dall'azione sismica che a sua volta è funzione del luogo, delle caratteristiche e dell'uso del manufatto. Essa si correla alla pericolosità sismica del sito. Per aumentare il livello di sicurezza di un edificio bisogna quindi agire sulla capacità di resistenza, diminuendo la vulnerabilità del fabbricato, in quanto la richiesta è funzione di

parametri che non possono essere modificati. Vengono quindi progettati interventi atti ad aumentare il livello di sicurezza nei confronti dell'azione sismica.

2.2.1. LIVELLI DI VALUTAZIONE

Per la valutazione della sicurezza sismica e per la progettazione di efficaci interventi di consolidamento sismico, vengono individuati tre diversi livelli di crescente completezza e precisamente:

- LV1 per le valutazioni della sicurezza sismica da effettuarsi a scala territoriale su tutti i beni culturali tutelati e consente la valutazione dell'azione sismica allo SLV attraverso metodi semplificati, basati su un numero limitato di parametri geometrici e meccanici o che utilizzano dati qualitativi (interrogazione visiva, lettura dei caratteri costruttivi, rilievo critico e stratigrafico);
- LV2 per le valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, definite nelle NTC come riparazione o intervento locale, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato. In questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- LV3 per il progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza. Le valutazioni della sicurezza sismica LV3 devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione. Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

Nel caso dei manufatti architettonici appartenenti al patrimonio culturale esistono oggettive difficoltà a definire procedure di verifica dei requisiti di sicurezza analoghe a quelle applicate per gli edifici ordinari, in quanto la loro varietà tipologica e singolarità costruttiva (anche dovuta alle trasformazioni subite nel corso della storia dell'edificio e allo stato di conservazione) non consentono di indicare una strategia univoca ed affidabile di modellazione ed analisi. Pur nella consapevolezza che non sempre si possono applicare ai

beni culturali tutelati le prescrizioni di modellazione e verifiche indicate per gli edifici ordinari, è comunque necessario calcolare i livelli delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite (definito nel seguito) previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento.

L'obiettivo è evitare opere superflue, favorendo quindi il criterio del minimo intervento, ma anche evidenziare i casi in cui sia opportuno agire in modo più incisivo. È necessario valutare la vita nominale rispetto alla quale il manufatto può essere considerato sicuro nei riguardi dei diversi stati limite, a seguito dell'intervento di miglioramento sismico, della riparazione o dell'intervento locale.

2.2.2. DEFINIZIONE DEGLI STATI LIMITE DI RIFERIMENTO DEL PATRIMONIO CULTURALE

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico l'acquisizione di un sufficiente livello di sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico è garantita attraverso il rispetto di tre stati limite: due fanno riferimento agli stati limite definiti dalle NTC, mentre uno è specifico per i beni culturali.

Gli Stati Limite Ultimi, SLU, sono motivati dalla volontà di salvaguardare la costruzione e l'incolumità degli occupanti nel caso di terremoti rari e di forte intensità; essi sono differenziati in Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV, e Stato Limite di prevenzione del Collasso, SLC. Gli Stati Limite di Esercizio, SLE, hanno l'obiettivo di limitare i danni per terremoti meno intensi ma più frequenti, per ragioni economiche e funzionali, e sono differenziati in Stato Limite di Operatività, SLO, e Stato Limite di Danno, SLD. Gli stati limite da considerare per i beni culturali sono, di norma, SLV e SLD. La direttiva fa riferimento anche alla tutela di specifiche opere d'arte quali affreschi, stucchi, etc.; per la protezione delle quali è opportuno introdurre uno specifico Stato Limite di danno ai beni Artistici (SLA). Esso è definito nel modo seguente: a seguito di un terremoto di livello opportuno, i beni artistici contenuti nel manufatto, intesi come apparati decorativi, superfici pittoriche, elementi architettonici di pregio (altari, organi, balaustre,

pavimentazioni, etc.) nonché beni mobili pertinenziali (pale d'altare, fonti battesimali, statue, etc.) subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale.

Nel caso in cui siano presenti elementi di valore artistico in alcune parti della costruzione, la valutazione dello SLA andrà eseguita esclusivamente in quelle zone. Per le verifiche dello SLA possono essere adottati i modelli di verifica dello SLD, precisando specifici valori limite per fessurazioni e deformazioni. Esistono tuttavia situazioni nelle quali il danno agli apparati decorativi può verificarsi anche in assenza di un danno strutturale o viceversa non è sensibile a questo o ancora, beni artistici dotati di un comportamento strutturale autonomo (pinnacoli o altri elementi che possano essere considerati come appendici strutturali). In questi casi dovranno essere sviluppati criteri e strumenti di valutazione specifici per lo SLA.

In conclusione, si può dire che:

- la valutazione nei riguardi dello SLV è richiesta per ciascun manufatto tutelato, anche se non soggetto ad uso, in quanto garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti ma anche la conservazione stessa del manufatto;
- la valutazione nei riguardi dello SLD è richiesta, a livello complessivo, per i manufatti tutelati di cui si vuole sostanzialmente garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso;
- la valutazione nei riguardi dello SLA è richiesta, esclusivamente a livello locale, nelle parti della costruzione in cui sono presenti elementi di particolare valore storico artistico; gli organi di tutela possono richiedere un livello di protezione sismica differenziato, in relazione alla rilevanza storico artistica di tali elementi, prendendo in considerazione nei casi più significativi anche l'azione sismica per lo SLV.

2.2.3. LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA

La direttiva indica di definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico.
È necessario definire:

- la vita nominale V_N , ossia il periodo nel quale la struttura può essere considerata sicura, nel senso che è in grado di sopportare l'azione sismica che ha una fissata probabilità di occorrenza nel periodo di riferimento ad essa collegato, a cui viene riferita la valutazione della sicurezza e per la quale viene eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico; in particolare essa può essere messa in relazione alle caratteristiche del bene culturale, anche sulla base della conoscenza del manufatto ottenuta con la metodologia sviluppata dal Ministero per i Beni e le Attività Culturali, attraverso un procedimento interdisciplinare;
- la classe d'uso C_u, coerentemente alle diverse classi definite al paragrafo 2.4 delle NTC2018.

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono quindi valutate in relazione ad un ***periodo di riferimento*** V_R definito nel modo seguente:

$$V_R = V_N \times C_u$$

Per ciascun bene culturale tutelato, in relazione al periodo di riferimento V_R ed allo stato limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento, può essere valutato il ***periodo di ritorno*** di riferimento dell'azione sismica T_R:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})}$$

Dal periodo di ritorno è possibile ricavare i parametri dell'azione sismica per il sito considerato. Per quantificare il livello di sicurezza sia nello stato attuale sia nella condizione postintervento, per ogni stato limite è possibile confrontare i valori di riferimento dell'azione sismica con quelli per i quali viene effettivamente raggiunto quello stato limite. Si definisce ***l'indice di sicurezza sismica*** il rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL=SLV, SL) ed il

corrispondete periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$ calcolato con la formula definita in precedenza:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

Se tale indice è maggiore o uguale ad uno significa che il manufatto è in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e per quel particolare uso. Per valori inferiori ad uno invece, mettono in evidenza situazioni che meritano attenzione. L'uso dell'indice di sicurezza è diverso nel caso in cui si stia effettuando una valutazione della sicurezza sismica sul complesso dei beni tutelati presenti in un dato territorio (LV1) o quando si stia progettando un intervento di miglioramento sismico su un particolare manufatto (LV2, LV3).

Nel primo caso (LV1) l'indice di sicurezza consente di definire una graduatoria di rischio, utile per evidenziare la necessità di ulteriori indagini di approfondimento e per la programmazione di interventi per la mitigazione del rischio. Questa graduatoria può essere stilata assumendo per tutti i beni un unico valore della vita nominale (ad esempio VN=50 anni), considerando quindi nell'analisi di rischio solo la vulnerabilità e l'esposizione, oppure associando ai manufatti diversi valori della vita nominale, in modo da mettere in evidenza, a parità degli altri fattori, un maggiore rischio di perdita per i manufatti più significativi. La vita nominale definisce il tempo limite all'interno del quale tale graduatoria ha significato per ciascuno dei beni culturali analizzati.

Nel caso di progettazione di un intervento di miglioramento sismico (LV2, LV3), piuttosto che all'indice di sicurezza sismica può essere opportuno riferirsi direttamente alla vita nominale, ovvero valutare la vita nominale corrispondente allo stato attuale e quella ottenibile a seguito dell'intervento:

$$V_N = -\frac{T_{SL}}{C_U}\ln\left(1 - P_{V_R}\right)$$

Dove T_{SL} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento del generico stato limite valutato prima e dopo l'intervento e P_{VR} è la probabilità di superamento relativa allo stato limite considerato.

Analogamente all'indice di sicurezza, è possibile definire un fattore di accelerazione, definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e

quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}}$$

Tale fattore considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" (tenendo eventualmente conto anche della duttilità).

2.3. STIMA DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La conoscenza della costruzione storica in muratura è un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale, sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento. Questa può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche, e delle indagini sperimentali.

In relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica, sul terreno e le fondazioni, viene definito un livello di conoscenza a cui corrisponde un differente fattore di confidenza.

Tale fattore di confidenza FC, compreso fra 1 e 1.35, consente perciò di graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica.

Questi sono utilizzati come dei parametri di sicurezza che tengono conto del grado di conoscenza della struttura, quindi più la conoscenza è approfondita, tanto più il fattore di confidenza tende a 1 e tanto più sarà attendibile il modello di calcolo.

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 (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da*

utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello."

In sostanza il livello di conoscenza (LC) del complesso strutturale incide sui coefficienti di sicurezza ma anche sul tipo di analisi strutturale utilizzabile.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza la Circolare Ministeriale del 2019 (§ C8.5.4) definisce i tre livelli di conoscenza seguenti:

• **LC1**: conoscenza limitata: rilievo geometrico completo; limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi; parametri meccanici desunti da dati disponibili; in assenza di dati geologici e d'informazioni storiche sulle strutture fondali, limitate indagini sul terreno e le fondazioni; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.35;

• **LC2**: conoscenza adeguata: rilievo geometrico completo di restituzione grafica e quadri fessurativi e deformativi; esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi; limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.2;

• **LC3**: conoscenza accurata: rilievo geometrico completo di restituzione grafica e quadri fessurativi e deformativi; esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi; estese indagini sui parametri meccanici dei materiali; estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.

Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica, che possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconnessioni).

Nel primo caso il fattore di confidenza si applica in genere alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze. Nel secondo caso, ossia di modelli di corpo rigido, nei quali la resistenza del materiale non viene tenuta in conto, il fattore di confidenza si applica

direttamente alla capacità della struttura, ovvero riducendo l'accelerazione corrispondente ai diversi stati limite.

In entrambi i casi, la definizione del fattore di confidenza andrà riferita al materiale/tipologia che maggiormente penalizza lo specifico meccanismo di danno/collasso in esame.

3. MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Nel caso degli edifici esistenti in muratura, per l'analisi dei meccanismi sia locali che globali (NTC2018 cap. 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.
In particolare, è possibile fare riferimento ai seguenti:

- Analisi statica lineare;
- Analisi dinamica modale;
- Analisi statica non lineare;
- Analisi dinamica non lineare.

3.1.1. ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma, distribuite lungo l'altezza dell'edificio assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti.
L'azione sismica di riferimento al suolo, per lo stato limite ultimo, viene ridotta attraverso il fattore di struttura q (fattore riduttivo che tiene in conto delle capacità duttili della struttura) per consentire una verifica in campo elastico tenendo però implicitamente conto delle ulteriori capacità di spostamento della struttura, oltre la resistenza limite e prima che essa arrivi al collasso.
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. Qualora questo tipo di analisi possa essere considerato significativo, esso può essere condotto con riferimento ad un sistema di forze orizzontali la cui entità e distribuzione è definita al punto 7.3.3.2 delle NTC, in ragione delle masse e delle loro quote. 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). Gli effetti torsionali accidentali possono essere trascurati, a

meno che non si ritengano particolarmente significativi nel caso specifico. 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, peraltro molto influenzate dalla discretizzazione adottata nel modello. Nel caso in cui l'analisi sismica sia basata sulla valutazione distinta di diversi meccanismi locali, sia per una valutazione complessiva del manufatto, sia per una verifica nelle sole zone oggetto di intervento, è possibile utilizzare gli strumenti dell'analisi limite, in particolare nella forma del teorema cinematico. L'analisi cinematica lineare, consiste nel calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo di collasso e nella valutazione della corrispondente azione sismica. Per la verifica allo SLV, tale azione viene confrontata con quella di riferimento, ridotta attraverso un opportuno fattore di struttura.

3.1.2. ANALISI DINAMICA MODALE

L'analisi dinamica modale viene condotta attraverso un modello elastico lineare e quindi la sua attendibilità nella valutazione del comportamento, in condizioni limite di resistenza, di antichi manufatti architettonici in muratura, è spesso limitata.

Nel caso di strutture complesse, le analisi lineari possono essere utilmente applicate solo quando, dal confronto tra domanda e capacità, emerge che l'escursione in campo non lineare è modesta. Può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione (quello cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione) e determinare quindi un'attendibile distribuzione di forze da adottare nell'analisi statica lineare.

L'analisi modale con spettro di risposta, che presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, non dovrebbe ritenersi attendibile, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da trasformazioni e fasi costruttive differenti.

L'analisi dinamica modale può essere utilizzata con maggiore confidenza in presenza di strutture flessibili e strutturalmente ben modellabili, come ad esempio le torri, i campanili o altre strutture a prevalente sviluppo verticale. In questi casi possono risultare importanti i

contributi dei modi superiori. Restano tuttavia inalterate le difficoltà di determinare opportuni fattori di struttura e fare riferimento a verifiche puntuali dello stato di sollecitazione.

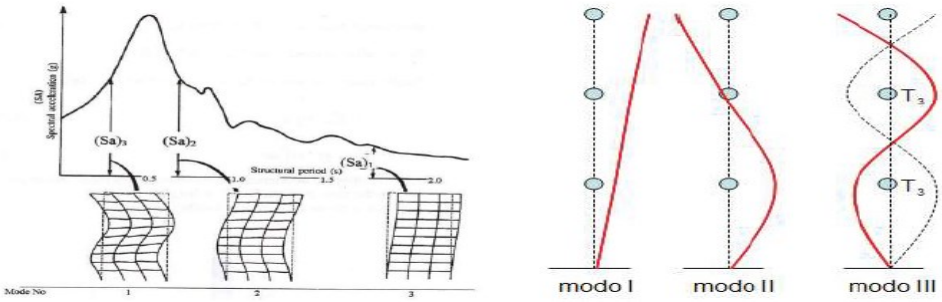


Figura 3.1 Analisi dinamica modale

3.1.3. ANALISI STATICA NON LINEARE

L'analisi statica o cinematica non lineare consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura (legame forza-spostamento generalizzato) ed in particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali. Tale analisi può essere eseguita con un modello che rappresenti il comportamento globale della costruzione o attraverso modelli di sottostrutture (macroelementi: porzioni architettoniche riconoscibili nei riguardi di particolari meccanismi di collasso), operando con verifiche locali.

Nel caso dell'analisi statica non lineare, la curva di capacità della struttura può essere derivata dal legame forza-spostamento generalizzato, ottenuto attraverso un'analisi incrementale, utilizzando legami costitutivi non lineari e, se necessario, considerando la non linearità geometrica.

L'analisi consiste nell'applicare i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

In presenza di costruzioni fortemente irregolari, la distribuzione di forze inizialmente adottata potrebbe non essere più significativa per la struttura danneggiata; in questi casi è

possibile fare ricorso ad analisi di tipo adattivo, aggiornando progressivamente la distribuzione di forze.

Nel caso dei beni architettonici, la varietà delle geometrie e dei sistemi costruttivi rende impossibile definire a priori le caratteristiche di una distribuzione di forze statiche equivalenti al sisma.

L'analisi può, ad esempio, essere eseguita considerando due distinte distribuzioni di forze:

- una distribuzione di forze proporzionale alle masse *(figura 3.2 (a));*
- una distribuzione di forze analoga a quella utilizzata per l'analisi statica lineare, ovvero proporzionale al principale modo di vibrazione nella direzione di analisi *(figura 3.2 (b)).*

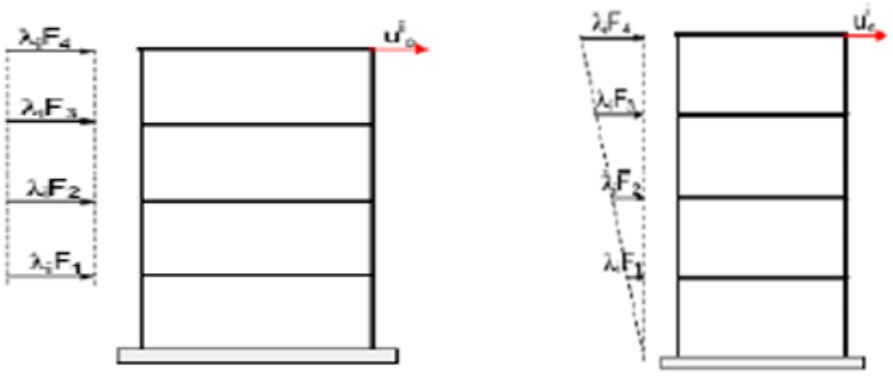


Figura 3.2 (a) proporzionale alla massa (b) proporzionale al principale modo di vibrare nella direzione di analisi

Per quanto riguarda l'individuazione della capacità di spostamento ultimo, nel caso in cui il modello sia in grado di descrivere una risposta strutturale con degrado della resistenza, grazie a legami costitutivi dei materiali particolarmente sofisticati e/o condizioni limite sugli spostamenti dei singoli elementi strutturali, esso sarà definito in corrispondenza di una riduzione della reazione massima orizzontale pari al 20%; nel caso invece siano utilizzati un legame elastico non lineare, quale è il modello di solido non resistente a trazione, o legami di tipo elastico perfettamente plastico, l'analisi sarà portata avanti fino a spostamenti significativi, senza la necessità di definire uno spostamento limite ultimo.

In entrambe le situazioni, al crescere dello spostamento del nodo di controllo dovrà essere valutata la compatibilità a livello locale in termini di fenomeni di crisi locale (sfilamento delle travi, perdita di ingranamento tra i conci murari, ecc.).

La conversione del legame forza-spostamento generalizzato in sistema bi-lineare equivalente e la corrispondente valutazione della risposta massima in spostamento potranno essere effettuate con procedimento analogo a quanto indicato nella Norma (Punto 7.3.4) e nella Circolare (Punto C7.3.4.1).

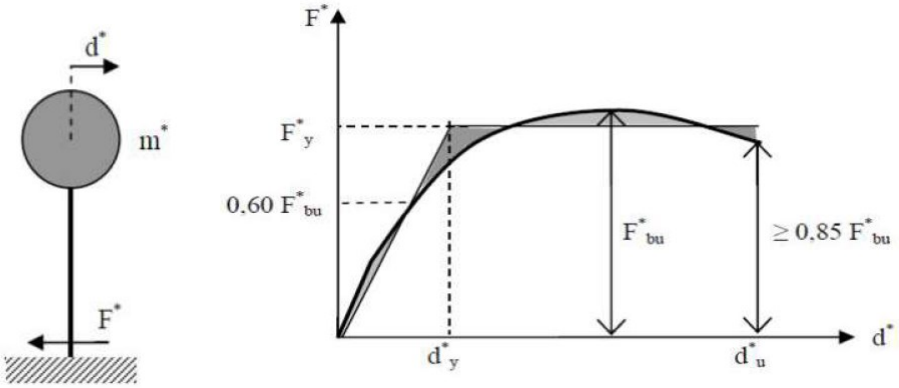


Figura 3.3 Diagramma bilineare equivalente, NTC 2018 § C7.3.4.2 Analisi non lineare statica

Considerata la difficoltà di definire lo spostamento allo stato limite ultimo, il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza massima del sistema bilineare equivalente non potrà superare un valore massimo ammissibile, definito in base alle caratteristiche di duttilità e dinamiche proprie di ciascuna tipologia e comunque compreso tra 3 e 6.

In alternativa al metodo degli elementi finiti, anche nel caso di un'analisi non lineare è possibile fare ricorso all'analisi limite, attraverso un'analisi per cinematismi di collasso, assegnando incrementalmente al cinematismo configurazioni variate in spostamenti finiti di entità crescente.

Questa prende il nome di analisi cinematica non lineare e consente di valutare le capacità di spostamento del sistema dopo che il meccanismo si è attivato.

La procedura per la determinazione del sistema bi-lineare equivalente e per la valutazione della risposta massima in spostamento (diverse rispetto al caso dell'analisi statica non lineare) è descritta nella Circolare al punto C8.7.1.

3.1.4. ANALISI DINAMICA NON LINEARE

L'analisi dinamica non lineare può essere utilizzata con modelli non lineari ad elementi finiti (o a telaio equivalente), purché i legami costitutivi siano in grado di simulare non

solo il degrado di rigidezza e resistenza a livello puntuale (o di singolo elemento strutturale), ma anche le caratteristiche dissipative associate al comportamento ciclico isteretico. Questo metodo di analisi non può prescindere dall'esecuzione, con lo stesso modello strutturale, di un'analisi statica non lineare, al fine di determinare la capacità di spostamento ultimo della struttura, eventualmente attraverso una limitazione della duttilità.
Dal punto di vista operativo, l'analisi dinamica non lineare presuppone l'utilizzo di diversi gruppi di accelerogrammi (almeno tre) selezionati in modo da risultare compatibili con lo spettro di risposta corrispondente al tipo di sottosuolo o diversamente determinati secondo quanto indicato al punto 3.2.3.6 delle NTC. È inoltre opportuno segnalare che, in funzione delle caratteristiche dinamiche della struttura, dovrà essere adeguatamente selezionato il passo temporale di integrazione delle equazioni del moto, eventualmente attraverso un'analisi di convergenza.
È quindi opportuno utilizzare questo metodo di analisi solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo di diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà.
In tali casi, l'analisi dinamica non lineare spesso porta alla valutazione di una richiesta di spostamento inferiore a quella stimata con l'analisi statica non lineare.

4. CASO STUDIO: CHIESA DI SANTA MARIA IN VIA A CAMERINO

La Chiesa di Santa Maria in Via a Camerino, colpita dalle scosse del 24 agosto e del 26 e 30 ottobre 2016, ha subito ingenti danni, una delle tre più importanti Chiese del centro storico della città, insieme al Duomo e alla Chiesa di San Venanzio, è l'edificio che risulta essere più danneggiato dal recente sisma. La città di Camerino ricade nella zona del cratere, molto vicina alla zona dell'epicentro degli eventi sismici che si sono verificati nel 2016.

La calamità si è abbattuta su gran parte del patrimonio monumentale del Centro Italia, evidenziando la carenza di studi approfonditi su molte opere colpite e danneggiate dal sisma. L'obiettivo della tesi è dunque quello di ricostruire gli stessi danni che il sisma ha provocato per concepirne le cause e le dinamiche.

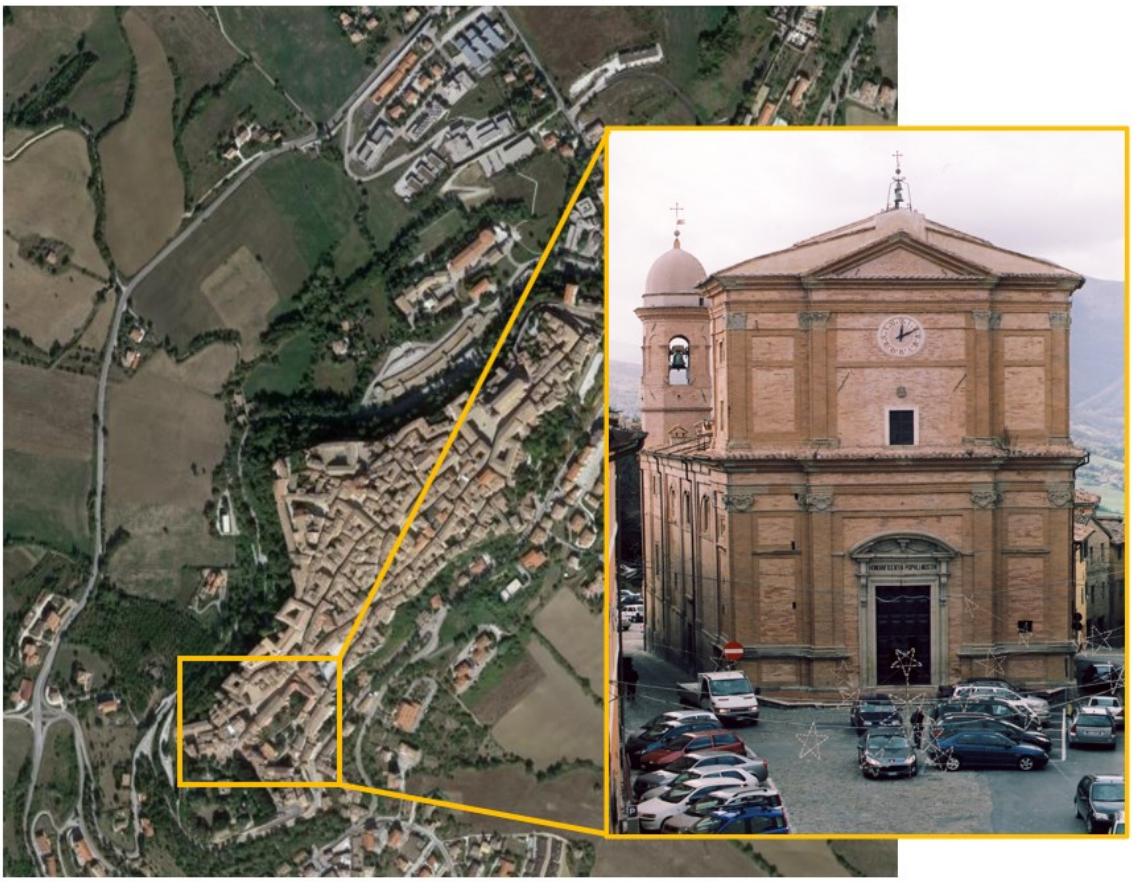


Figura 4.1 Localizzazione della Chiesa di Santa Maria in Via su Camerino

4.1. INQUADRAMENTO STORICO E TERRITORIALE

La struttura è collocata nel centro storico di Camerino, comune della provincia di Macerata, e uno dei principali centri abitati colpiti dagli eventi sismici del 2016. La città, famosa per ospitare una delle Università più antiche ancora in attività e numerosi edifici di alto valore storico e architettonico, dista esattamente 47 km dalla provincia marchigiana ed è collocata tra le valli del Chienti e del Potenza, in una posizione sopraelevata, circa 661 m s.l.m., al centro della zona montana.

La Chiesa di Santa Maria in Via sorge precisamente, tra Via Pieragostini e Via S. Giacomo; l'ingresso principale si affaccia su Piazza Umberto I e il retro su Largo Santa Maria in Via.

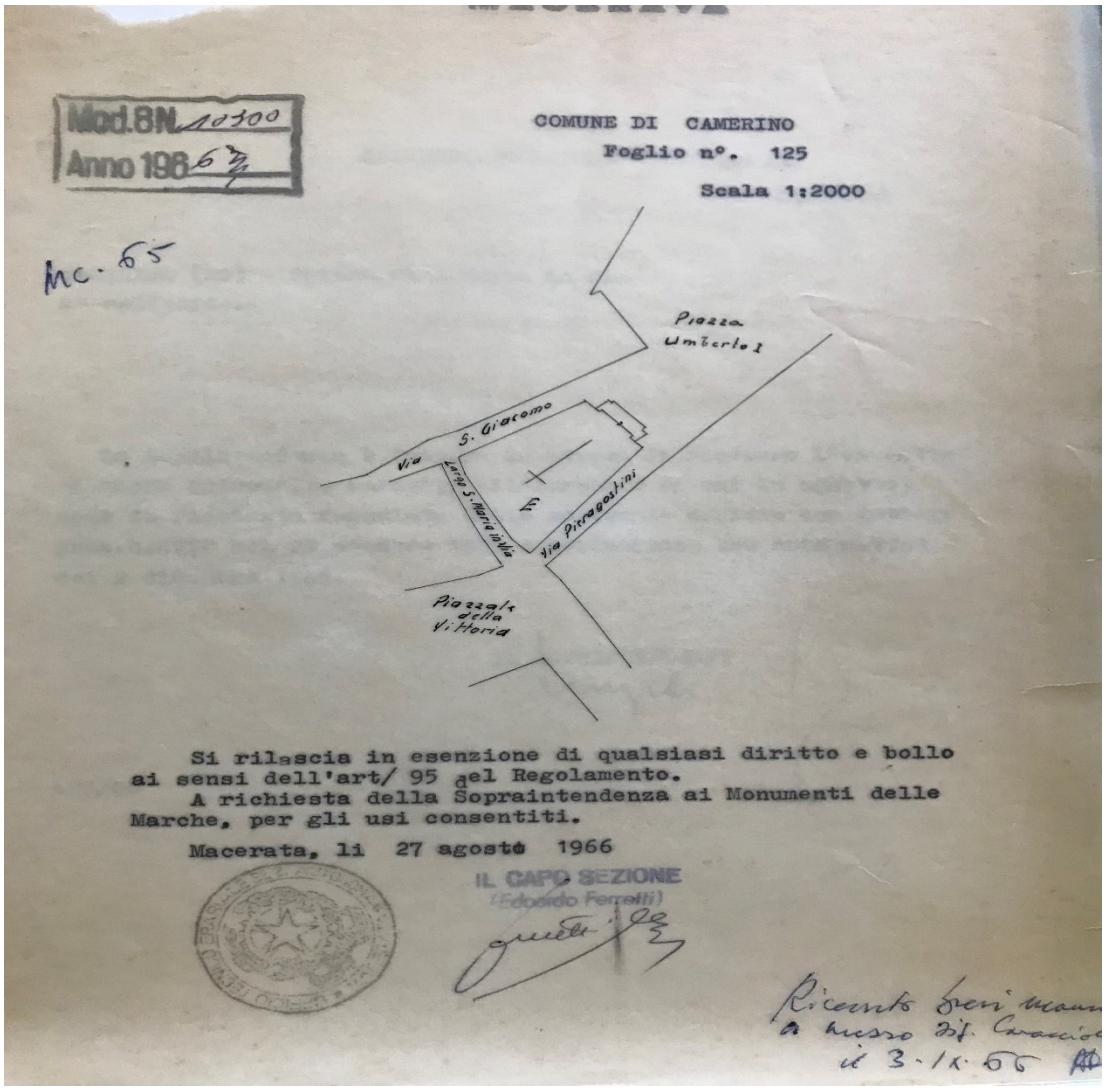


Figura 4.2 Planimetria catastale del 1966

Si inserisce perfettamente in un lotto trapezoidale, dal quale ne acquista la forma, collocato nella parte sud-ovest del centro storico. Alle spalle si trova la Rocca del Borgia, situata nel parco Belvedere "Maria Grazia Capulli", che affaccia sui Monti Sibillini. Tranne che per il fronte della facciata principale, gli altri tre sono separati dall'edificato all'intorno da strade piuttosto strette e con dislivelli importanti.

Figura 4.3 Vista dall'alto dopo i lavori di messa in sicurezza del 2017

4.1.1. LA STORIA DELLA COSTRUZIONE

Santa Maria in Via è considerato uno dei santuari più importanti, non solo di Camerino ma dell'intera regione. È una preziosità della cultura romana nel cuore delle Marche. La sua storia edilizia va letta in parallelo a quella del cantiere del Battistero Lateranense a Roma, da dove migrarono idee, artisti e opere.

Le prime notizie della sua esistenza si trovano nelle "Rationes decimarum" del 1299 e in un testamento risalente al 1341. Probabilmente la Chiesa fu progettata come involucro della sacra icona della "Madonna in trono con Bambino" portata in patria come trofeo, secondo la tradizione, da nobili camerti del terziere di Muralto, capitanati da Rodolfo II da Varano, che parteciparono alla crociata di Smirne nel 1345. Si tratta di un capolavoro di scuola spoletina databile intorno ai primi decenni del Duecento e giudicata nel 1795 da

Luigi Lanzi come “la meglio dipinta dai Greci” fra quelle conservate in Italia. La critica precisa l’epoca della tavola tra il 1265 e il 1275 e chiama “Maestro di Camerino” l’ignoto autore al quale si attribuisce anche la Madonna in Providence della Fogg Art Museum dell’Università di Harvard a Cambridge, Massachusetts.

Di fondamentale importanza è la figura straordinaria del Cardinale Angelo Giori, colui che volle realizzare l’edificio, che ancora oggi è apprezzabile nel suo aspetto originario, dove custodire la sacra icona. Secondo il Cardinale, fino al XVI secolo la Chiesa era una struttura povera e irregolare, non idonea dunque ad ospitare la venerata immagine, che infatti era custodita in una cappella angusta.

Nel 1639 quindi, per volere del Cardinale, furono avviati i lavori di edificazione di una nuova Chiesa. L’edificio fu costruito e ultimato nel 1642 sull’area del precedente fabbricato, di un oratorio, della canonica e di altre case che vennero acquistate dal Cardinale per rendere sufficientemente ampio il nuovo tempio, nel quale investì ben 30.000 scudi. La questione su chi abbia progettato il nuovo edificio è tutt’ora aperta. Si pensa che il progetto sia ad opera dell’architetto Andrea Sacchi, grazie al ritrovamento di due mandati di pagamento del Cardinale Giori allo stesso architetto che riportano “*per sue fatiche fatte e da farsi per servitio di dittrissimoo Illust d’una Chiesa et altre opere*”, ma non si esclude la partecipazione del giovane architetto Camillo Arcucci da Sigillo, figura vicina sia a Francesco Borromini sia a Pietro da Cortona, e che con molta probabilità è stato incaricato proprio da Sacchi per la realizzazione materiale del progetto.

Il 25 settembre 1643 fu celebrata la prima messa dal vescovo Emilio Altieri, futuro papa Clemente X, che aveva sostenuto l’impresa di Giori sin dagli inizi, e il 27 settembre dello stesso anno vi fu trasportata la sacra icona. La consacrazione solenne avvenne il 21 settembre del 1654.

4.1.2. SISMICITÀ DEL TERRITORIO

La ricostruzione del processo di realizzazione della costruzione e delle varie modifiche subite nel tempo dall'edificio, unitamente agli eventi sismici che si sono susseguiti nei secoli, è fondamentale per identificare al meglio il sistema strutturale e le modalità di risposta del manufatto a tali eventi.

Grazie alla rete sismometrica fornita da INGV è possibile analizzare, anche in dettaglio, la sismicità degli ultimi anni. È necessario però sapere cosa è accaduto nel tempo in un territorio. Infatti, non va dimenticato, che, se un terremoto rilascia energia in pochi secondi, ha bisogno di anni, anche centinaia di anni, prima che le tensioni che lo hanno generato siano in grado di scatenarlo nuovamente.

L'Italia è un paese con una lunga tradizione di studi storici sulla sismicità e possiede uno dei cataloghi più completi dei terremoti e un database delle intensità che ci consente di ricostruire la storia sismica della località che ci interessa.

La storia sismica dell'area in questione è piuttosto povera, si conoscono infatti solamente i terremoti più noti. La povertà di queste informazioni è tipica delle zone montane e poco abitate, dal momento che la storiografia ufficiale dedica poca attenzione a queste aree perché in generale è maggiormente concentrata su avvenimenti riguardanti le città, in quanto centri del potere politico, culturale ed economico.

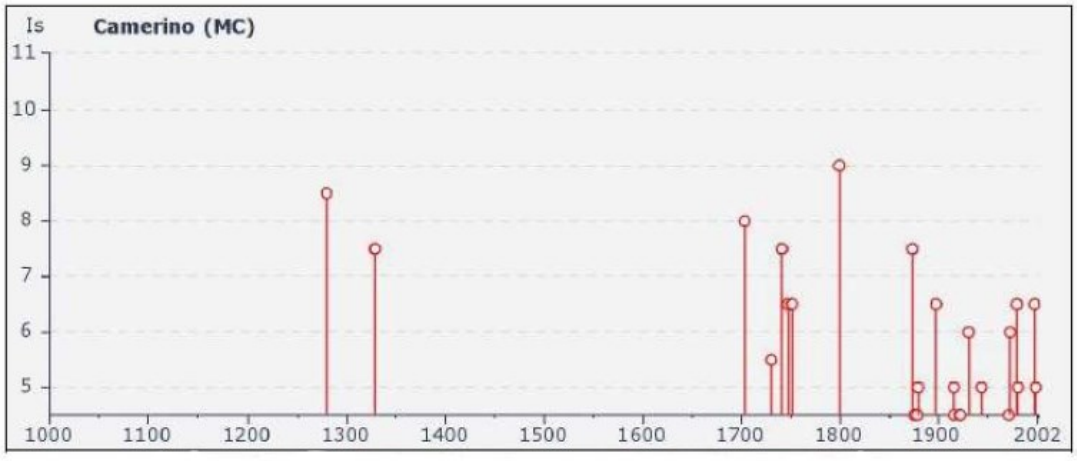


Figura 4.4 Sequenza storica dei terremoti occorsi e risentiti nella zona di Camerino (da INGV-CPTI11)

Un discorso più approfondito è bensì necessario per quanto riguarda la pericolosità sismica, i cui risultati sono stati prodotti e pubblicati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). L'azione sismica viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale delle Marche n. 1046 del 29/07/2003, il territorio di Camerino risulta inserito in Zona Sismica 2: zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti, come riportato nella successiva tabella.

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519 del 28/04/2006, che ha suddiviso il territorio nazionale in quattro zone sismiche in base al valore dell'accelerazione orizzontale massima del suolo (a_g), con una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni, e riferito a suoli rigidi caratterizzati da VS_{30} > 800 m/s e quindi corrispondenti alla categoria di sottosuolo A: "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m" (Tab. 3.2.II, N.T.C.18).

Le quattro zone sismiche risultano così individuate:

Zona sismica	Descrizione	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (ag)	Accelerazione orizzontale massima convenzionale (NTC) (ag)	N° comuni con territori ricadenti nella zona
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	0,25 < a_g ≤ 0,35 g	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	0,15 < a_g ≤ 0,25 g	0,25 g	2.226
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	0,05 < a_g ≤ 0,15 g	0,15 g	2.812
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	a_g ≤ 0,05 g	0,05 g	2.187

Figura 4.5 Zone sismiche

Le valutazioni di a_g sono calcolate su un numero sufficiente di punti su griglia con passo 0.05°. Si riportano la mappa di pericolosità sismica della regione Marche, fornite da INGV. Le nuove mappe sono state rilasciate nel 2004 e forniscono un quadro delle aree più pericolose:

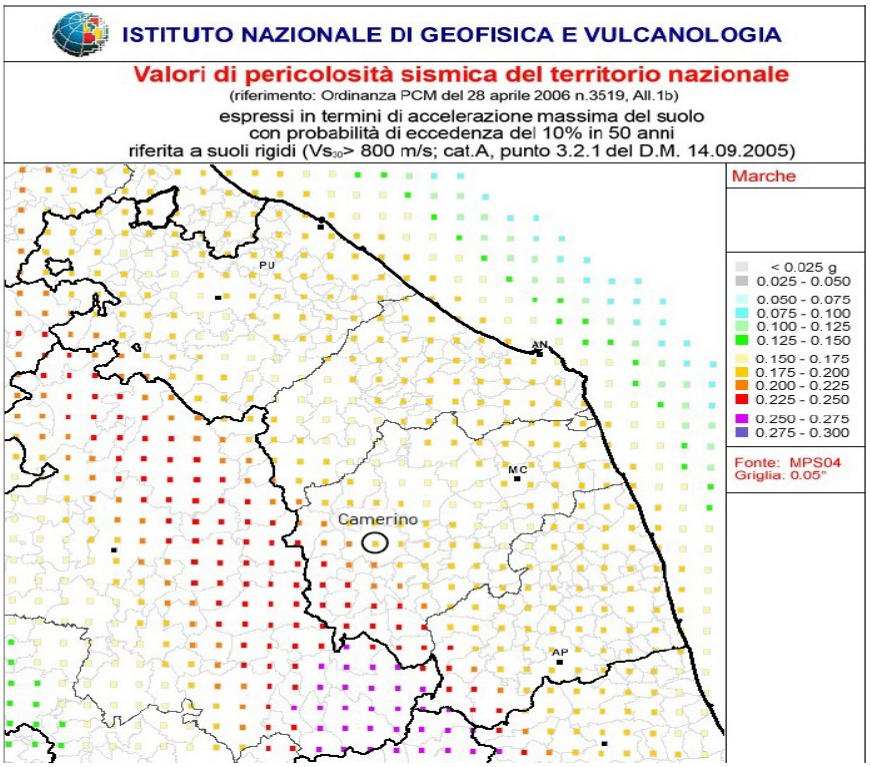


Figura 4.6 Mappa della pericolosità sismica della regione Marche

Dall'esame del Database Macrosismico Italiano DBMI15 dei terremoti, utilizzato per la compilazione del catalogo parametrico CPTI15 (INGV), si evince che il territorio regionale è caratterizzato da una pericolosità sismica pressoché uniforme e di livello medio-elevato. Questo significa che l'attività sismica è frequente e che si possono verificare terremoti di magnitudo elevata.

I valori di accelerazione sono compresi tra 0,15 e 0,25 g, con valori più elevati nella fascia dell'Appennino Umbro-Marchigiano. Tutta la regione risulta quindi, assegnata alla Zona sismica 2, ad eccezione di una piccola parte al confine con l'Abruzzo in Zona sismica 1 e alcuni comuni sulla costa in Zona sismica 3.

4.2. RILIEVO CRITICO DELLA STRUTTURA

L'esterno, realizzato in semplice laterizio, nasconde la muratura prevalentemente a sacco. La facciata, dettata da un severo classicismo, presenta un sottile disegno dato dall'aggetto di lesene, basi, capitelli e cornici realizzati in pietra arenaria e laterizio modellato, che la

ripartiscono in due ordini sovrapposti e tre campate, di cui la centrale, più larga e più aggettante, culmina con un frontone triangolare, che racchiude un timpano privo di ornamento.

Il portale e l'architrave poggiano su due stipiti anch'essi in pietra arenaria.

Il blocco centrale dell'edificio, originariamente coperto da una volta in mattoni, abbattuta dal terremoto del 1799, è chiuso da un tetto a doppia falda sostenuto da capriate e completato da una volta in camorcanna ribassata e indipendente. Nella parte retrostante, all'angolo tra Via Pieragostini e Largo Santa Maria in Via, si erige una torre campanaria, anch'essa in laterizio, di circa 15 m, di cui non si hanno notizie certe riguardo la sua costruzione. Osservando le caratteristiche architettoniche, probabilmente la sua realizzazione è coeva a quella della Chiesa.

L'interno a pianta ellittica regolare, presenta sull'asse maggiore, di 28 metri, un profondo presbiterio absidato da un lato e il portone d'ingresso principale dall'altro; sull'asse minore quattro cappelle radiali a nicchia emiciclica ricavate nello spessore della muratura e due porte laterali. La scelta dell'ellisse, che deriva dagli esempi romani del Vignola in Sant'Andrea di via Flaminia e di Francesco da Volterra in San Giacomo in Augusta, è stata adottata presumibilmente per conciliare l'esigenza di uno spazio unitario e sufficientemente ampio, con le dimensioni del sito, che rimasero comunque ridotte nonostante la demolizione degli edifici preesistenti.

A rigor di logica, ci si sarebbe aspettati una soluzione a pianta centrale, più in linea con la tradizione derivante dal santuario della Madonna delle Carceri progettata da Ottaviano Mascherino e dai santuari "neobramanteschi" della Madonna di Macereto e di Santa Maria di Caspriano a Pieve Torina.

L'ingresso è fiancheggiato da due locali voltati dedicati al battistero, a sinistra, e alla cappella del Crocifisso, a destra; a questi corrispondono, ai lati dell'abside, rispettivamente l'oratorio della confraternita e la sagrestia, dalla quale si accede all'edicola della Vergine, che si affaccia sulla Chiesa.

La volta, che copre l'ambiente principale, è decorata con affreschi, realizzati da Giuseppe Rinaldi detto "Lo Spazza", che raffigurano momenti di vita e misteri della Madonna. Il resto si presenta, principalmente, con un aspetto architettonico antico,

raccolto e armonioso, con decorazioni del secolo scorso, con le quali vennero chiuse le lesioni provocate dal forte sisma del 1799: pareti di finto marmo con policromia a tratti

eccessiva, portata a termine nel 1896 da Mario Adami di Roma e da Francesco Ferranti di Tolentino.

Più accademica risulta invece, la decorazione del presbiterio di Orazio Orazi, che narra, con figure riconoscibili della Camerino di fine Ottocento, l'arrivo della sacra immagine da Smirne. Nella piccola cappella, a destra dell'ingresso principale, dove originariamente vi era la tomba del Cardinale Giori, si venera il Crocifisso con il quale San Paolo della Croce, nel 1750, benedisse il popolo di Camerino in seguito al compimento di una missione. Il Cardinale provvide inoltre ad ornare le quattro cappelle principali con dodici tele di pittori celebri, tre per ogni cappella: la migliore sopra l'altare e le altre due ai lati. In realtà si tratta quasi sicuramente di copie seppur ben fatte.

L'intera struttura perimetrale è scandita da paraste che hanno il compito di sorreggere un'elevata trabeazione a fregio continuo su cui imposta direttamente la volta in camorcanna che, come sopra detto, insieme alla sovrastante copertura a capriate, ha sostituito le strutture murarie originarie. Il crollo della volta, avvenuto il 9 febbraio 2017, ha rivelato che i finestroni quadrangolari impostati sopra la trabeazione non erano quattro bensì sei, tanti quanti gli spicchi della volta ripartita dai costoloni che si innestano sulla trabeazione in corrispondenza delle lesene. Difficilmente si può pensare a una disposizione irregolare delle aperture, si pensa piuttosto che i finestroni, posti in corrispondenza dell'asse maggiore dell'ellisse, siano stati tamponati in seguito ad un intervento di fine Ottocento, determinando un cambiamento evidente sia della volta che della luminosità della Chiesa. Nei piani superiori sono disposti locali adibiti alla residenza del parroco e diversi ambienti destinati alla conservazione di oggetti d'arte.

4.2.1. RICOSTRUZIONE STORICA DEGLI INTERVENTI

Santa Maria in Via è una Chiesa martire. Nel corso dei secoli, dal 1642, anno della conclusione dei lavori, al 2016, anno del recente sisma, si sono susseguiti non pochi lavori di ristrutturazione, dovuti anche ai diversi terremoti che hanno colpito l'edificio. Anche la venerazione della sacra immagine è intrecciata alla storia infinita dei terremoti: viene esposta ogni anno il 14 gennaio, in ringraziamento del pericolo scampato del terremoto del

1703, definito uno dei più grandi disastri sismici della storia, e il 28 luglio, in ricordo del terremoto del 1799.
Quest'ultimo infatti, di magnitudo momento 6.1, provocò la morte di 80 persone, di cui 60 solo nella città di Camerino. Per questo motivo viene ricordato come "il terremoto di Camerino", perché appunto fu la realtà maggiormente colpita.
A seguito del sisma, crolla la volta in mattoni, che copriva l'ambiente principale della Chiesa, e viene sostituita da un tetto a capriate, con quasi totale probabilità troppo alto sul timpano, e da una volta in camorcanna completamente indipendente.
Si sono poi susseguite una serie di richieste di interventi di miglioramento o di modifiche riguardanti l'edificio, archiviati negli uffici della Soprintendenza archeologia, belle arti e paesaggi delle Marche di Ancona.
Risale al 1929 la richiesta da parte del priore della confraternita di Santa Maria in Via rivolta al Soprintendente dell'Arte Medioevale e Moderna, di costruire un nuovo locale per la conservazione degli oggetti d'arte, richiesta che l'11 dicembre dello stesso anno è stata rifiutata per mancanza di fondi. Emerge piuttosto, la necessità di "provvedere al rafforzamento di porte e finestre, tanto più che il parroco, a quanto risulta, abita in un appartamento al disopra di quella Chiesa".

Altri documenti, datati 1967, riportano la volontà di ulteriori lavori di restauro a cura dello Stato, secondo la Legge 1/06/1939, n.1089 sulla tutela delle cose di interesse artistico o storico:

Ordinanza del Soprintendente ai Monumenti di Ancona, 6 settembre 1967:

"[...] CONSTATATO che la Chiesa di S. Maria in Via di Camerino, edificio di notevole interesse monumentale e come tale sottoposto alle disposizioni di tutela della legge 1 ° Giugno 1939 n.1089 trovasi in precarie condizioni di stabilità per cui è necessario disporre alcune provvidenze per assicurare la conservazione del manufatto ed impedirne l'ulteriore deterioramento;

CONSIDERATO che per raggiungere tale finalità devono essere eseguiti lavori che

principalmente consistono nella demolizione e ricostruzione del tetto, ripresa dei cornicioni, ecc. come previsto nella perizia redatta dal Genio Civile di Macerata in data 14 Giugno 1967 per un importo di L. 1.500.000 = perizia depositata agli atti della Soprintendenza;

ORDINA al Parroco pro tempore, rappresentante dell'Ente proprietario dell'immobile descritto, a disporre entro e non oltre il 23 Settembre 1967 e previo ulteriori accordi con la Soprintendenza ai Monumenti, l'inizio dei lavori stessi.

In difetto di quanto sopra, la competente Amministrazione provvederà direttamente alla esecuzione dei lavori stessi dando incarico agli Uffici finanziari di recuperare, a norma dell'ultimo comma art. 17 della citata legge, la spesa sostenuta."

"[...] VISTA l'ordinanza del Soprintendente ai Monumenti di Ancona in data 6/9/1967 notificata il 9/9/1967 con cui è stato imposto al proprietario di intraprendere l'esecuzione dei lavori entro il perentorio termine del 23/9/1967;

VISTA la dichiarazione del proprietario, in data 12/9/1967 da cui risulta che il medesimo non ha la possibilità di provvedere, per cui si rende necessaria l'esecuzione diretta di tali lavori da parte della Pubblica Amministrazione; [...]."

Dopo un sopralluogo, effettuato per esaminare la perizia trasmessa dal Provveditorato delle Opere Pubbliche, fu constatato che "[...] l'unica trasformazione essenziale consisterebbe nella sostituzione delle cornici in pietra con altre in cotto. Considerando lo stato di notevole degradazione della pietra attualmente in opera e la sua deteriorabilità si ritiene che la sostituzione sia accettabile."

Successivamente si ripropone un'ulteriore perizia, redatta dal Genio Civile di Macerata per un importo di L. 2.000.000, datata 31 marzo 1969, che prevede nuovamente, tra i vari interventi, la demolizione e ricostruzione del tetto. Si riporta parte del suddetto computo metrico e stima, redatto dal Geometra Giovanni Vici:

"1 - Demolizione completa di tetto di qualsiasi tipo, compreso lo smontaggio della piccola e grossa orditura e sua ricostruzione in solaio di tipo varese dato in opera completo con la caldana in calcestruzzo e manto di copertura, compreso ogni onere […]

2 - Ripresa di cornicione nella parte superiore del muro perimetrale, con mattoni sagomati a faccia vista ed eseguita a qualsiasi altezza, compreso ogni onere […]

3 - Sostituzione di canali e pluviali in lamiera di ferro zincato delle dimensioni ordinate dalla Direzione dei lavori con grappe e cravatte idonee, compreso ogni onere […]"

Anche in questo caso viene fatta presente l'indisponibilità economica, da parte del Parroco Monsignor Quinto Martella, a finanziare i suddetti lavori. Segue dunque, la richiesta per l'esecuzione di ufficio dei lavori secondo la procedura della legge 1/06/1939 n.1089.

Tuttavia, non risulta che questi lavori siano stati effettivamente eseguiti, almeno per quanto riguarda la completa demolizione e ricostruzione del tetto.

Il 18 novembre 1975 viene effettuata una nuova perizia "per il parziale restauro della Chiesa parrocchiale di Santa Maria in Via in Camerino", redatta dal Geometra Venanzo Catenelli, per un importo di L. 6.000.000:

"1 – Rimozione del pavimento costituito da marmette di graniglia di marmo 20x20 compreso il sottofondo in calcestruzzo ed il trasporto del materiale di risulta allo scarico [..];

2 – Rimozione degli altari laterali alla navata centrale, costituiti da muratura a mattoni e lastre di pietra trani, compresa la cernita e l'accatastamento del materiale riutilizzabile ed il trasporto allo scarico del materiale di scarto […];

3 – Scavo eseguito a mano su terreno di riporto, per alloggiamento massetto in calcestruzzo di fondazione del pavimento, compreso il trasporto a rifiuto del materiale di risulta […];

4 – Fornitura e posa in opera di pietrisco di pezzatura uniforme steso a mano sullo scavo eseguito, per sottofondo massetto in calcestruzzo […];

5 – Calcestruzzo, armato con rete in ferro elettrosaldato, a ql. 2,5 di cemento tipo 425 per mc. 0,400 di sabbia e mc. 0,800 di ghiaia, in opera per uno spessore di cm. 10, esclusa la rete in ferro per massetto di fondazione pavimento […];

6 – Fornitura e posa in opera di rete in ferro elettrosaldata da mm. 4 con maglia da cm. 100x100 per massetto di sottofondo pavimento […];

7 – Pavimento a filo sega, costituito da lastre di trani da cm. 50x25 del tipo filettato ionico dello spessore di cm. 2, in opera su letto di malta bastarda, compreso ogni onere per levigatura a piombo, lucidatura, ecc. […];

8 – Pavimento a filo sega costituito da lastre di marmo del tipo botticino, dello spessore di cm. 2 con gli oneri di cui al numero precedente, per fascia sulla navata centrale […];

9 – Intonaco per interno in malta di cemento e calce e arricciatura in malta fina, su pareti degli altari demoliti […];

10 – Intonaco interno con gli oneri di cui al numero precedente per riprese sulle estremità del nuovo pavimento in corrispondenza dei muri perimetrali […];

11 – Tinteggiatura interna a tempera su pareti degli altari demoliti […];"

Segue una relazione da parte dell'Ufficio del Genio Civile di Macerata, firmata dall'Ingegnere capo Maurizio Maurizi, che attesta:

"[...] A conclusione del citato sopraluogo e considerato lo stato precario del pavimento, costruito in epoca remota con marmette di graniglia di marmo e, constatato inoltre che il pavimento dell'abside è stato già ricostruito, si è redatta la presente perizia, ravvisando la necessità di impiegare la somma finanziata esclusivamente per la ricostruzione de pavimento suindicato."

Le pratiche vengono nuovamente trasmesse al Provveditorato Regionale OO.PP. per le Marche per l'esecuzione di Ufficio dei suddetti lavori di consolidamento e restauro, secondo la procedura della legge 1/06/1939 n.1089. Si ritiene poi opportuno rielaborare la perizia del 18 novembre 1975 con una nuova perizia, datata 5 maggio 1976, in cui si riportano solamente i punti 1, 3, 5, 6, 7 e 10, di cui sopra, attuando alcune modifiche tra cui, l'uso del marmo rosso di Verona, anziché la pietra di Trani, la cui colorazione eccessivamente chiara non si intona con le tonalità della Chiesa, caratterizzata dalla presenza di diversi colori scuri, in particolare dalla presenza, nel pavimento esistente delle Cappelle laterali, di formelle in marmo rosso. Si evidenzia inoltre, l'esclusione della demolizione degli altari laterali e la realizzazione, nel centro del pavimento, di una "fascia tipo guida", che avrebbe spezzato l'armonia architettonica dell'ellisse del pavimento.
La perizia viene approvata il 7 febbraio 1977 dal Provveditorato regionale alle opere pubbliche per le Marche e viene affidata l'esecuzione dei lavori all'Ufficio del Genio Civile avvalendosi della collaborazione, per la parte artistica, della Soprintendenza ai Monumenti delle Marche.
Il 19 settembre 1979 ha luogo un forte terremoto di magnitudo momento 5.8, uno fra quelli significativi della Valnerina, che causò nello specifico gravi danni alla città di Norcia. Si hanno però delle segnalazioni trasmesse dai Parroci delle Parrocchie di Santa Maria in Via e San Erasmo a Camerino, che attestano la presenza di gravi danni arrecati alle due chiese. Per quanto riguarda l'oggetto di tesi si segnalano: *"gravi lesioni verticali e orizzontali lungo le pareti di due stanze collegate alla torre campanaria; caduta di calcinacci dal cornicione e dalla volta dipinta della Chiesa, in cui si sono approfondite le crepe precedenti e se ne sono formate di nuove specialmente in due punti."*
Nello stesso anno sono stati, inoltre, riscontrati numerosi problemi derivanti da ripetute giornate di vento di intensità violenta; scrive il parroco Don Quinto Martella: "*Si tratta della manutenzione del tetto e della conservazione, anzi del restauro del complesso*

pittorico della volta, pregevole opera dello "Spazza", il camerinese Giuseppe Rinaldi, oltre alle decorazioni dell'Albani e del Ferranti, che le infiltrazioni di acqua hanno iniziato a deteriorare […] *Le violente raffiche degli ultimi giorni del dicembre scorso fecero volare via grondaie e tegole, e poi venne la neve, e poi il disgelo, ed ancora vento e pioggia, con larga parte del tetto dissestato, e con la conseguenza dell'acqua che goccia in diversi punti della Chiesa e della casa parrocchiale* […]."

Relazione dell'Architetto Guglielmo Monti:

"In seguito a sopraluogo, si è potuto verificare che il complesso pittorico e decorativo della volta è stato seriamente danneggiato da infiltrazioni d'acqua; non sembra trattarsi di danni irreparabili, ma la situazione appare ugualmente grave, poiché le infiltrazioni, che si sono verificate in più punti della zona absidale e laterale, hanno causato distacchi e imbibizioni anche di recente, e il fenomeno è quindi in pericolosa evoluzione. […] La causa principale sembra potersi identificare nella mancanza di un efficace sistema di smaltimento dell'acqua che cade sul tetto della cupola; mancando infatti il canale di gronda e relativi pluviali, l'acqua scivola lungo l'alto muro del tamburo e cade sul tetto della zona più bassa; in questo tragitto s'infiltra probabilmente nelle murature provocando i danni che abbiamo notato. Va inoltre rilevato che anche a livello inferiore le grondaie sono gravemente danneggiate e, in più tratti, mancanti. Non è stato possibile effettuare un'analisi esauriente dello stato attuale della copertura, ma si è potuto osservare che molti coppi sono stati portati via dal vento; una revisione generale della copertura appare imprescindibile. Qualche danno può essere provocato anche dalla terrazza della casa parrocchiale, ricavata nel tetto della Chiesa e coperta in maniera provvisoria."

L'ultimo sisma degno di nota, prima del recente del 2016, è quello che ha colpito l'Appennino Umbro-Marchigiano il 26 settembre 1997 di magnitudo momento 5.7. La Chiesa è stata oggetto di ulteriori interventi di consolidamento statico e restauro architettonico da parte di varie imprese edili per ben nove anni, riaprendo al culto solo nel settembre del 2006.

Un documento della Soprintendenza per i Beni Ambientali e Architettonici delle Marche, redatto a seguito di un sopralluogo effettuato tre giorni dopo il forte sisma, descrive i

seguenti danni: "*Piccolo crollo parte sinistra facciata, scollegamenti della facciata, campanile lesionato, interno Chiesa inagibile con lesioni da crollo immediato.*" Da un successivo sopralluogo in data 2 ottobre 1997 viene precisato: "*Crolli localizzati in facciata e del cornicione. Lesione profonde diffuse su tutte le murature portanti. Dissesto e lesioni profonde dello spigolo a valle di basamento della torre campanaria con vistosi rigonfiamenti e fuori piombo della stessa. Pericolo imminente di collasso dell'intera struttura muraria, cedimenti e danni gravi a tutto l'apparato decorativo e pittorico interno.*" Segue un ulteriore sopralluogo in data 21 novembre 1997, dal quale emerge che la cupola in camorcanna risulta profondamente danneggiata nella zona al di sopra della porta d'ingresso e il cannucciato, in corrispondenza della seconda cappella a destra dell'ingresso è interessato da un ampio crollo. Inoltre anche il murale raffigurante la "Natività" presenta una vasta lesione.

Si stabilisce dunque, l'esecuzione di opere di puntellamento di tutto il perimetro esterno della Chiesa e anche opere di ingabbiatura del campanile, seguita da un intervento di restauro generale.

Figura 4.7 Ingabbiatura del campanile e puntellamento della facciata principale

Il primo intervento post-terremoto riguarda il risanamento delle lesioni più evidenti, tra cui una profonda lesione dello spigolo a valle del basamento della torre campanaria, che viene risarcita. La muratura al suo interno viene consolidata con iniezioni di malta apposita e si è provveduto alla sostituzione di qualche mattone, evitando interventi di scuci e cuci. Gli spostamenti orizzontali e la deformazione, dovuti alle azioni sismiche, si sono principalmente manifestati in corrispondenza della variazione di carico sul setto murario a causa della presenza della torre campanaria.

Figura 4.8 Interventi di risanamento lesione prima (A) e dopo (B)

4.2.2. INTERVENTI MIGLIORAMENTO SISMICO DEL 2010/2011

Dopo la riapertura al culto della Chiesa, avvenuta nel 2006, non si sono registrati ulteriori crolli ma si è ritenuto necessario stilare un nuovo progetto di riparazione e miglioramento sismico, ad opera degli architetti Ludovica Mosca e Fulvio Santoni e del Geometra Maurizio Trojani, realizzatosi tra Febbraio 2010 ed agosto 2011. L'attività di tale recupero edilizio riguarda un insieme di organismi architettonici, sia per quanto riguarda le dimensioni, sia per la tipologia e natura dei materiali utilizzati. Gli interventi che sono stati portati a termine interessano principalmente la residenza parrocchiale e riguardano:

1. Consolidamento della volta in muratura del piano terra tramite il sistema muraturafibra, scelto per ridurre al minimo l'incremento di peso da apportare sulle volte, considerate le condizioni di avanzato dissesto;
2. Consolidamento del pavimento sovrastante la Sagrestia e del pavimento sopra la cappella laterale e sopra la volta a botte dell'abside;
3. Consolidamento e impermeabilizzazione del pavimento del corridoio di accesso alla sala dell'orologio;
4. Consolidamento degli architravi attraverso la sostituzione di una parte degli elementi;
5. Consolidamento delle travi in legno che vengono rinforzate con due profili in acciaio;
6. Consolidamento delle strutture murarie a sacco tramite perforazioni ed iniezioni di miscele di materiali in sospensione a base di cemento;
7. Costruzione di solaio di soffitto; a causa dell'eccessiva deformabilità dei solai lignei è stato necessario sovrapporre alla struttura esistente una sottile soletta in calcestruzzo, armata e connessa, per ottenere un notevole aumento della resistenza e della rigidezza;
8. Copertura in struttura lignea per quanto riguarda il passaggio di accesso alla sala dell'orologio, in sostituzione della precedente in lamiera:
9. Inserimento del vano ascensore con fermata al livello della Chiesa-Sagrestia. La realizzazione del vano comporta in alcune parti un taglio alle strutture verticali e orizzontali esistenti, con conseguente ripresa della muratura e un consolidamento di tutte le strutture adiacenti;

10. Costruzione di divisori per migliorare la fruibilità dei vari locali adiacenti alla cellula centrale della Chiesa;
11. Restauro della scala a chiocciola che conduce alla torre campanaria;
12. Restauro degli infissi mediante fissaggio delle parti staccate e rifacimento delle parti mancanti tramite materiale pari a quello esistente;
13. Risanamento del pavimento che si trova al piano terra sotto la volta da consolidare;
14. Risanamento dei muri dall'umidità.

È stata dunque scelta come impostazione degli interventi quella conservativa, che risulta essere quella più corretta per la trasmissibilità del bene architettonico. Si è trattato infatti di interventi tecnici necessari ad eliminare il dissesto strutturale. Inoltre, non sono stati previsti interventi in fondazione poiché dall'analisi del quadro fessurativo non si è riscontrato alcun cedimento di queste.

4.3. IL SISMA DEL 2016

I primi danni all'edificio, importanti ma non disastrosi, si sono registrati con la prima forte scossa, di magnitudo momento 6.0, avvenuta il 24 agosto 2016. Da quel momento sono stati localizzati complessivamente oltre 45.000 eventi, in un'area che si estende per circa 80 km in direzione NNO-SSE lungo la catena appenninica, a cavallo di quattro regioni (Lazio, Abruzzo, Umbria e Marche) e sette province (Rieti, L'Aquila, Perugia, Terni, Macerata, Ascoli e Teramo).

Successivamente, durante l'ultima settimana di ottobre, la sequenza sismica ha avuto un'evoluzione con eventi particolarmente distruttivi in un'area più a nord di quella attivata ad agosto, tra le province di Perugia e Macerata. I più significativi sono i terremoti del 26 ottobre delle ore 19.10 e 21.18, rispettivamente di magnitudo momento 5.4 e 5.9, e quello del 30 ottobre di magnitudo momento 6.5, considerato il più forte di tutta la sequenza.

La scossa del 26 ottobre delle ore 21.18 è quella che ha determinato il crollo della torre campanaria.

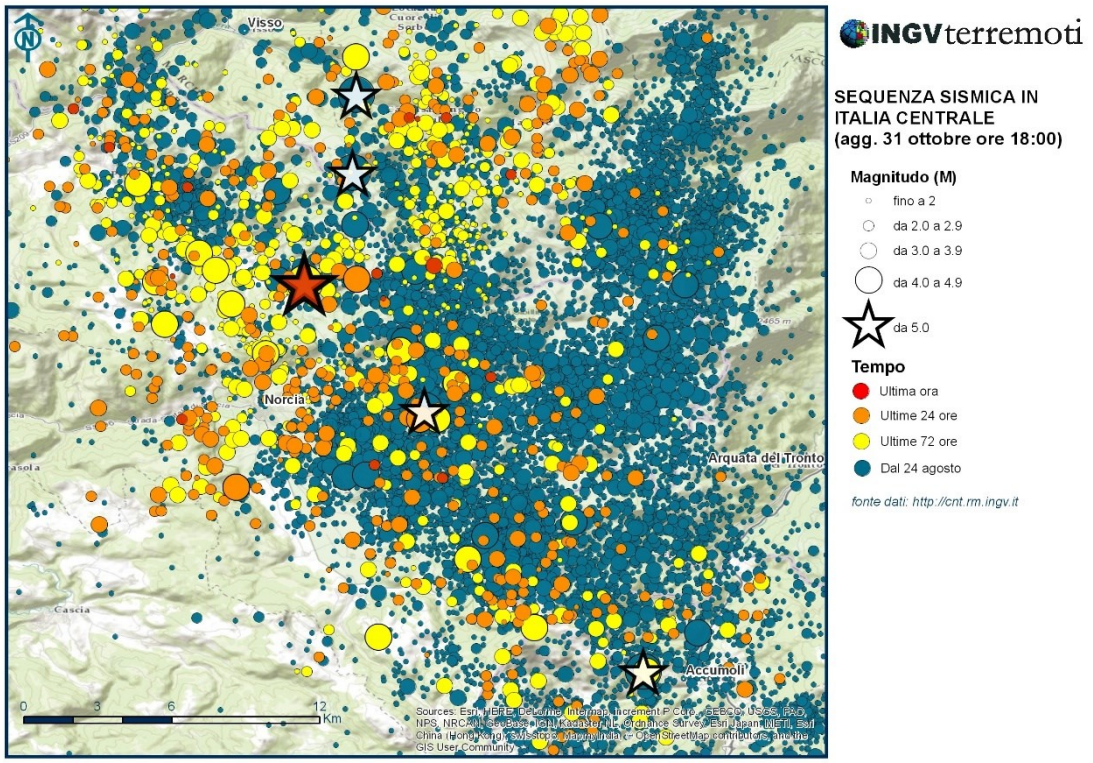


Figura 4.9 Sequenza simica in Italia centrale (agg. 31 ottobre 2016 ore 18:00)

L'immagine sopra mostra la mappa della sequenza sismica dal 24 agosto al 31 ottobre (aggiornata alle ore 18.00). Le due stelle bianche, a sud della stella rossa, indicano i due eventi di magnitudo momento 6.0 e 5.4 del 24 agosto, mentre le due stelle bianche, a nord della stella rossa, sono le scosse avvenute il 26 ottobre, di magnitudo momento 5.4 delle ore 19.10 (stella più a sud) e di magnitudo momento 5.9 delle ore 21.18 (stella più a nord). La stella rossa invece indica l'epicentro del sisma del 30 ottobre, avvenuto alle ore 07.40. Insieme a quello del 1799, questo è sicuramente il sisma che più di tutti ha recato pesanti danni alla Chiesa che, oltre al crollo della torre campanaria, ha subito, il 9 febbraio 2017, anche il cedimento della volta in camorcanna e parte della copertura causate dalle infiltrazioni di acqua. Ad oggi la zona intorno alla Chiesa di Santa Maria in Via è stata evacuata e dichiarata zona rossa, così come l'intero centro storico di Camerino.

4.3.1. RILIEVO PRE SISMA 2016

RILIEVO FOTOGRFICO ED ARCHITETTONICO DELL'ESTERNO

Figura 4.10 Foto pre-sisma

Figura 4.11 Prospetto fronte

Figura 4.12 Prospetto retro

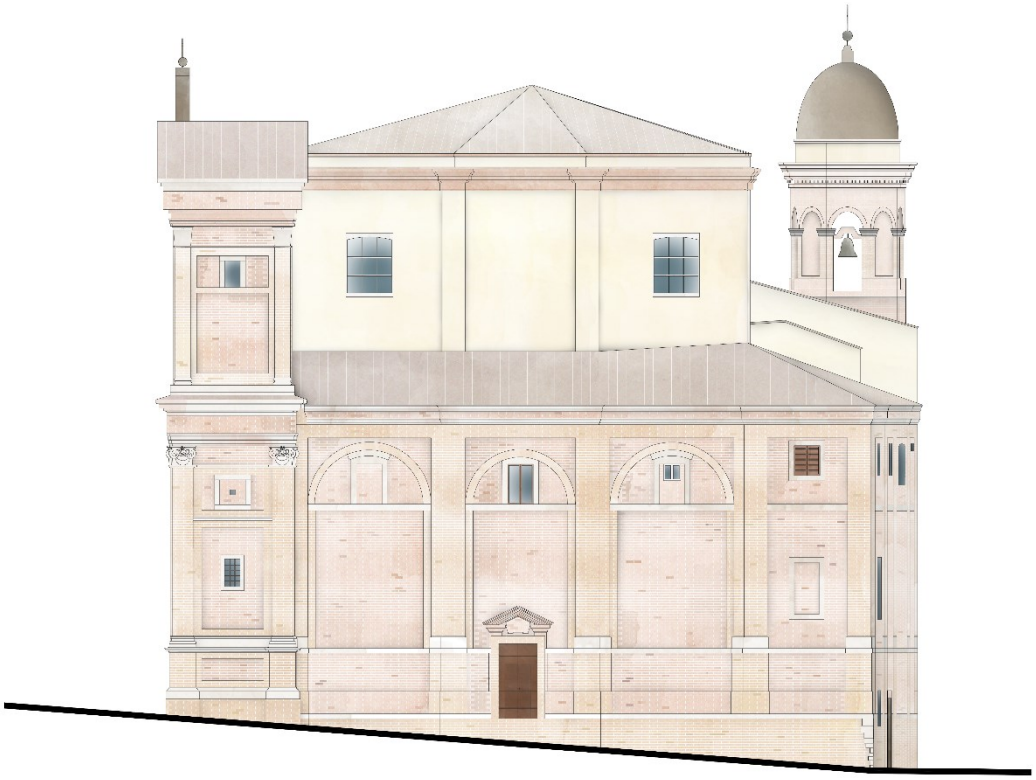


Figura 4.13 Prospetto via S. Giacomo

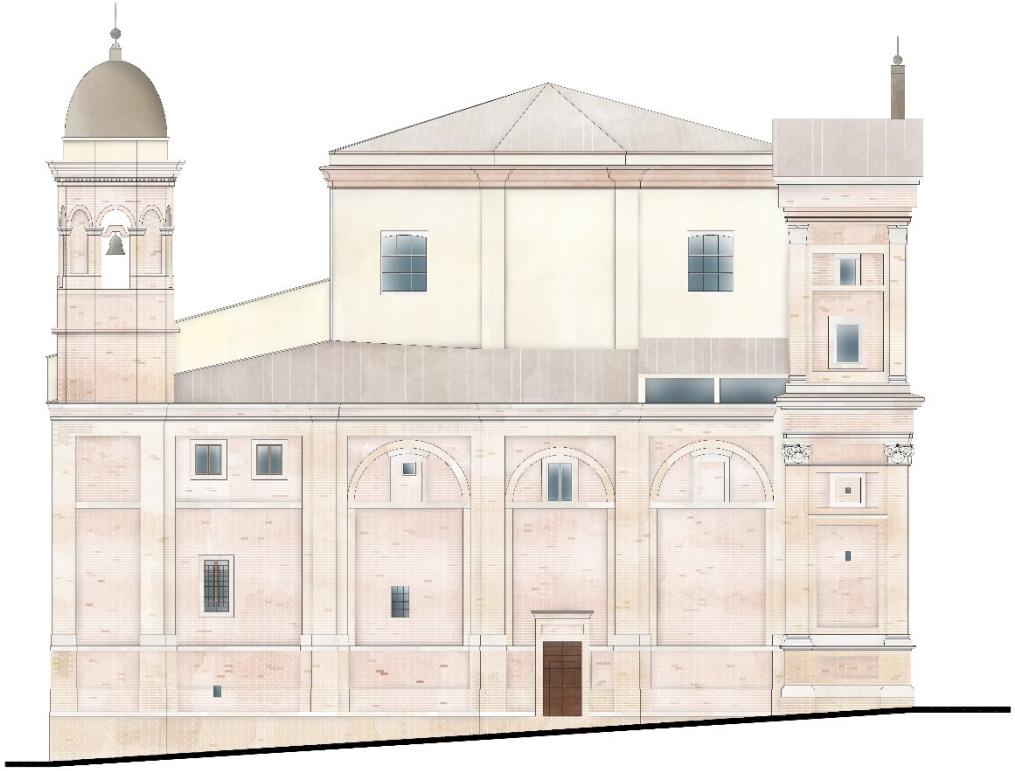


Figura 4.14 Prospetto via Pieragostini

RILIEVO FOTOGRAFICO ED ARCHITETTONICO DELL'INTERNO

Figura 4.15 Foto interno

Figura 4.16 Pianta piano terra

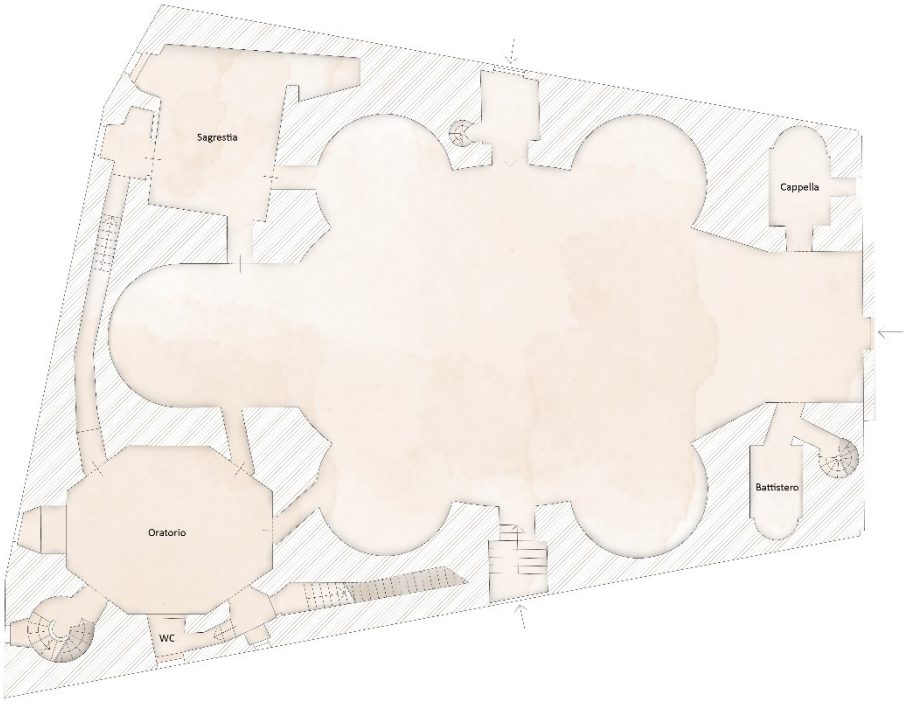


Figura 4.17 Pianta piano primo

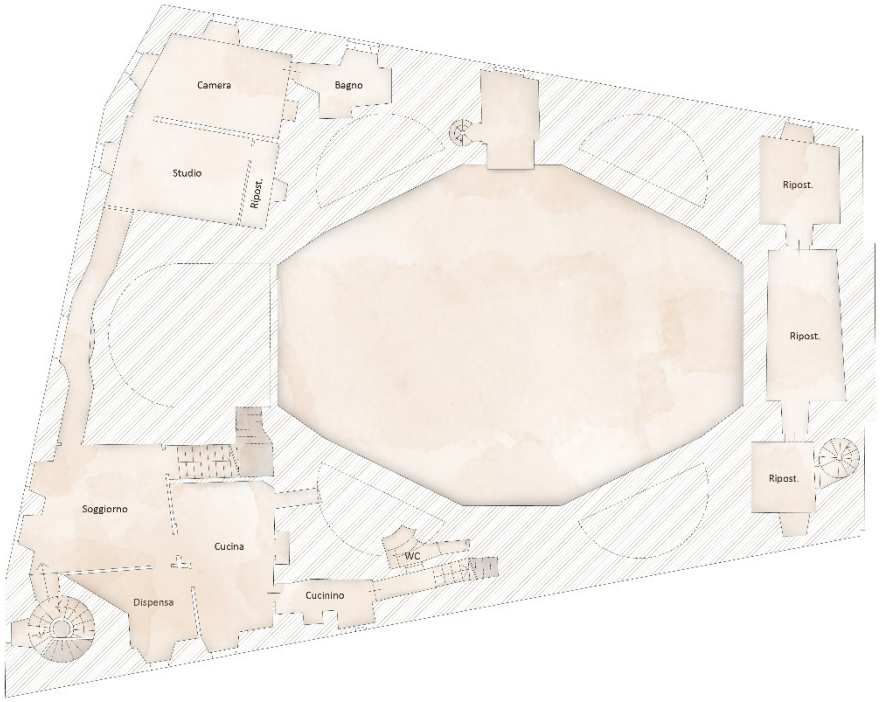


Figura 4.18 Pianta piano secondo

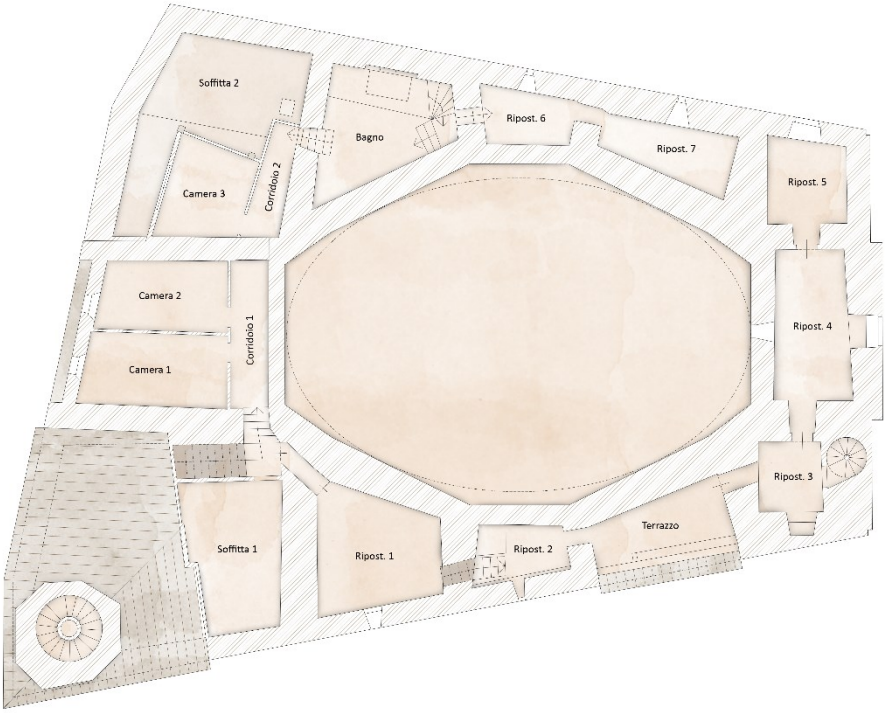


Figura 4.19 Pianta piano terzo

4.3.2. RILIEVO POST SISMA 2016

Grazie alle immagini scattate in sito, reperite in rete e fornite dall'attuale parroco è stato possibile elaborare delle rappresentazioni grafiche in grado di documentare le tipologie e le entità dei danni subiti post-sisma, ai fini della valutazione della risposta della struttura dell'edificio al sisma stesso. Si è constatato:

- il crollo, a danno dell'edificio adiacente, della torre campanaria;
- un danno ingente sul corpo della facciata che si è distaccato con perdita di coerenza della muratura;
- il crollo di parte della copertura e quindi di buona parte della cupola in camorcanna e di parte del tamburo. Il danno è ulteriormente peggiorato in seguito, durante l'inverno successivo al sisma, a causa della copiosa quantità di neve che ha aumentato la porzione di crollo.

All'interno la situazione si presenta di forte rischio: i crolli della copertura e della volta ingombrano tutto lo spazio della sala della Chiesa, rendendo impossibile raggiungere l'abside e altri ambienti. Per quanto riguarda gli ambienti posti sul blocco della facciata, questi risultano completamente inagibili.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Di seguito si riporta in ordine cronologico la documentazione fotografica dei crolli che si sono verificati con la prima scossa del 24 agosto 2016, fino ad i lavori di messa in sicurezza.

Figura 4.20 Lesione del portale dell'ingresso principale e del lato di via S. Giacomo della Chiesa (24/08/2016)

Figura 4.21 Crolli facciata principale (26/10/2016)

Figura 4.22 Crollo della torre campanaria e crollo parziale della copertura (26/10/2016)

Figura 4.23 Crolli lato via Pieragostini (26/10/2016)

Figura 4.24 Crolli lato via S. Giacomo (26/10/2016)

Figura 4.25 Crollo progressivo della cupola (17/01/2017-10/02/2017)

Figura 4.26 Prospetto fronte

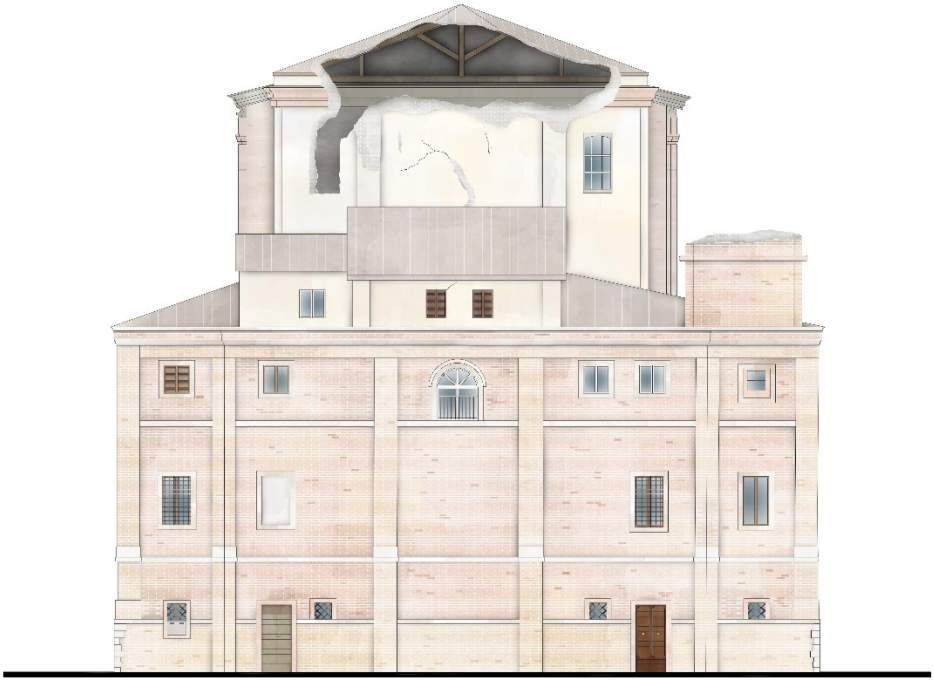


Figura 4.27 Prospetto retro

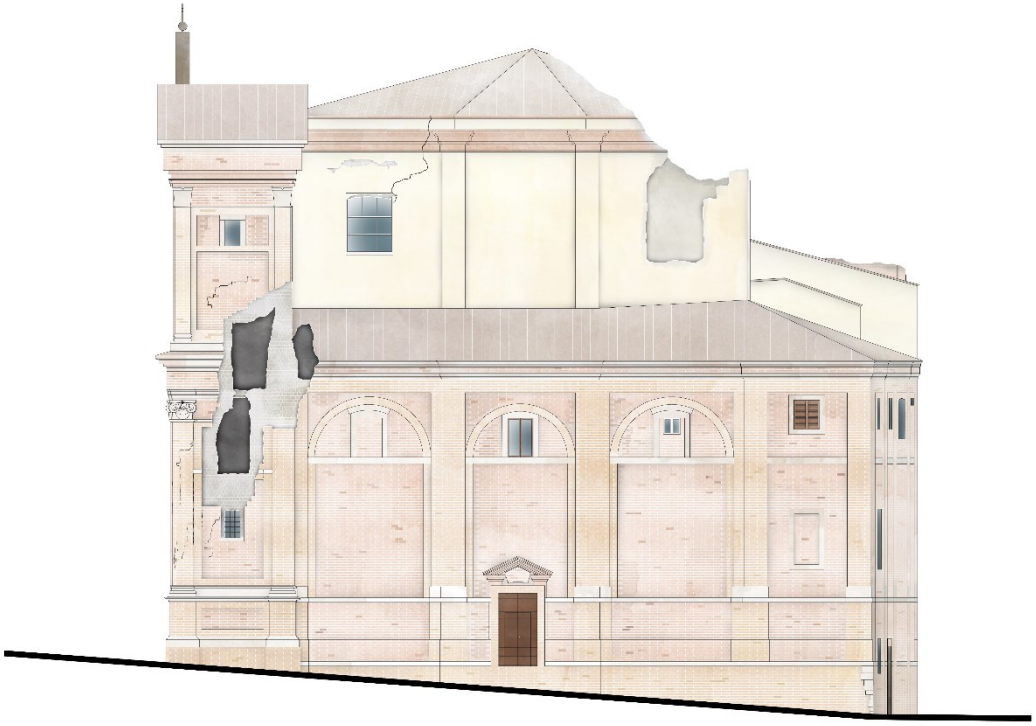


Figura 4.28 Prospetto via S. Giacomo

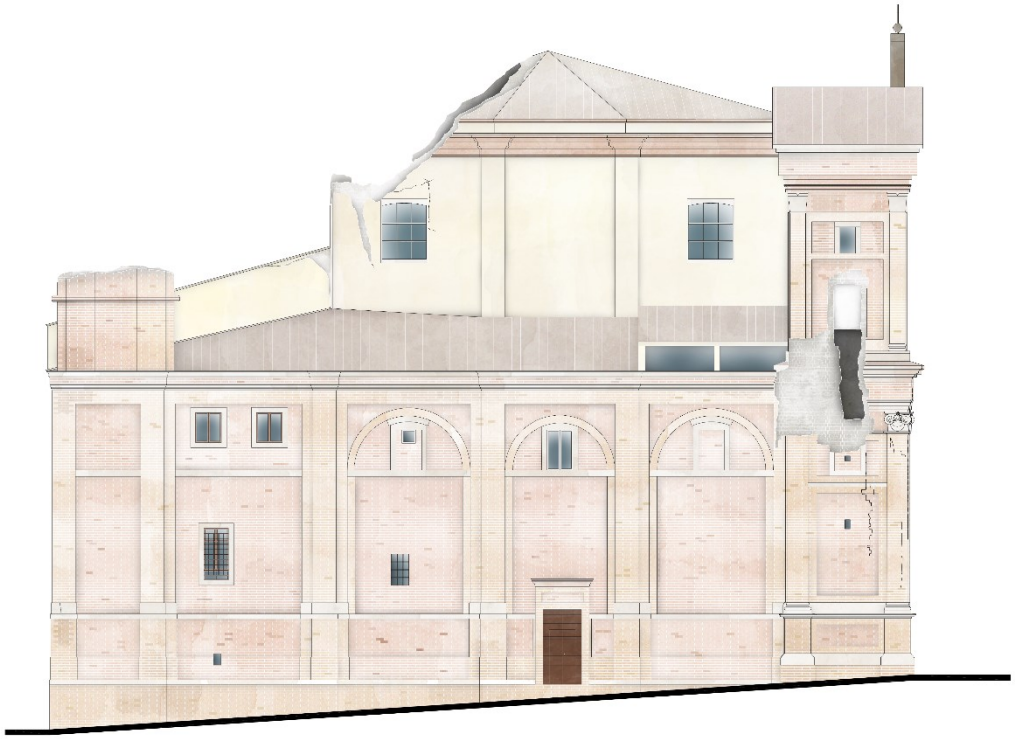


Figura 4.29 Prospetto via Pieragostini

4.4. VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI

Le costruzioni storiche in muratura, a differenza delle strutture di più recente realizzazione, mancano di connessioni strutturali solide. La valutazione della sicurezza va eseguita sia con riferimento al comportamento sismico globale sia considerando i possibili meccanismi locali di collasso. Nonostante nel caso in questione non si siano attivati grandi meccanismi locali, è opportuno fare una verifica.

L'edificio viene considerato come costituito da "macroelementi", ovvero porzioni costruttivamente riconoscibili e compiute del manufatto che coincidono dunque con una parte identificabile, ad esempio la facciata, il timpano, ecc., che reagiscono autonomamente al sisma. L'analisi consiste dunque nel calcolo del coefficiente sismico moltiplicatore dei carichi orizzontali agenti sugli elementi strutturali, che attiva il cinematismo. I valori dei moltiplicatori ottenuti per i diversi meccanismi consentono di individuare quello che determina la crisi della struttura, che corrisponde al moltiplicatore minore. Una volta individuati i macroelementi, il loro comportamento al sisma e gli eventuali danni da questo provocati, possono essere interpretati da un modello di rappresentazione cinematica detto "meccanismo di danno".

Le verifiche effettuate nell'edificio in esame riguardano il ribaltamento semplice della facciata principale, della parete lato Via Pieragostini e della parete lato Via S. Giacomo. Queste sono state svolte con l'aiuto del software C.I.N.E. "Applicativo per le verifiche dei Meccanismi di Collasso Locali fuori dal piano negli edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare" – ReLUIS.

4.4.1. RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE

Il meccanismo di ribaltamento semplice avviene attraverso la rotazione rigida di intere facciate o parti di esse rispetto ad assi prevalentemente orizzontali alla base di esse, che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. Si tratta del cinematismo più pericoloso e frequente, dovuto essenzialmente quando non è presente un adeguato vincolo in sommità o quando il collegamento tra le pareti ortogonali risulta poco efficace o assente. A volte gli edifici storici, come la Chiesa di Santa Maria in Via, presentano strutture murarie costituite da cortine separate, il cui caso limite è rappresentato

proprio dalla muratura a sacco; questo non garantisce un comportamento monolitico nello spessore a causa della mancanza di elementi di collegamento trasversale. Ciò che principalmente, infatti, determina la vulnerabilità di un edificio è:

- Mancanza di cordoli o catene ai vari piani;
- Orizzontamenti deformabili o mal collegati;
- Intersezioni murarie di cattiva qualità;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati.

I sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo sono:

- Lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie;
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Ci sono diverse varianti del meccanismo di ribaltamento semplice:

- Ribaltamento globale, che può coinvolgere l'intero spessore del muro o solo il paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria;
- Ribaltamento parziale, che può coinvolgere uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- Ribaltamento del timpano, che riguarda dunque il ribaltamento di una singola porzione della facciata.

Tra tutte le configurazioni possibili, quella che ha più probabilità di attivarsi è quella alla quale corrisponde un moltiplicatore α_0 di collasso più basso, che determina la crisi del sistema murario. La prima fase consiste nell'individuare la geometria della parete, tenendo in considerazione la qualità della muratura, le condizioni di vincolo cui la parete stessa è soggetta e la presenza di aperture. Dopo aver determinato le varie azioni agenti sul corpo, si procede al calcolo del moltiplicatore di collasso, che, nel caso del ribaltamento semplice, è possibile ottenere uguagliando il momento delle forze che determinano il ribaltamento del corpo attorno alla cerniera cilindrica considerata: Momento Ribaltante (azioni orizzontali di tipo statico e di tipo sismico, ovvero quelle proporzionali alle masse), e quello delle forze che si oppongono a tale rotazione: Momento Stabilizzante (pesi propri e carichi verticali di solai):

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha_0 \cdot \left[\sum_{i=1}^{n} W_i \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} d_i \right] + \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} h_{Vi} + P_H h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_S = \sum_{i=1}^{n} W_i \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i h_i$$

Moltiplicatore di collasso:

$$M_R = M_S$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i h_i - \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} h_{Vi} + P_H h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i y_{Gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} h_i}$$

Con il foglio di calcolo è possibile calcolare l'entità del più piccolo coefficiente sismico che determina l'attivazione del meccanismo di danno, semplicemente fornendo la descrizione della geometria della parete.

Le NTC 2018 per la verifica dei meccanismi locali prevede l'utilizzo degli spettri di piano, calcolati come riporta la CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP al capitolo 7.2.3.

4.4.2. PARETE FACCIATA PRINCIPALE

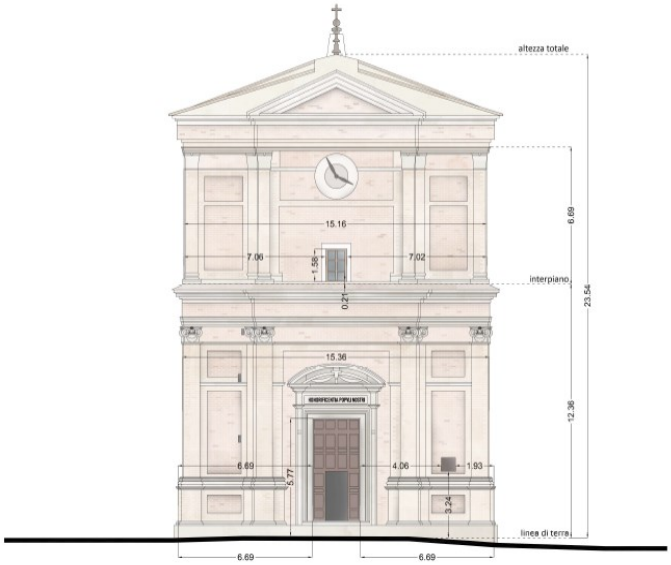


Figura 4.30 Geometria prospetto fronte

Per ognuna delle seguenti verifiche sulla valutazione dei cinematismi locali, sono stati immessi nel foglio di calcolo tutti parametri che descrivono l'elemento: la geometria, i materiali e tutti i carichi agenti, oltre all' eventuale presenza dei presidi metallici esistenti (tiranti metallici con sistema di capochiave a paletto)

Si riportano i risultati del calcolo con evidenziati il valore del moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il cinematismo α_0 e dell'accelerazione di picco al suolo PGA (Pick Ground Acceleration) che determina il raggiungimento dello SLV, $a_{g(SLV)}$.

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale $a_{z,SLD}$* [m/sec^2]	Accelerazione spettrale $a_{z,SLV}$* [m/sec^2]
2 - 1	0,200	1,35	581,144	0,828	1,752	3,505
2	0,559		264,437	0,989	4,109	8,219

Figura 4.31 Risultati facciata, C.I.N.E. ReLUIS

L'accelerazione massima alla quota z è:

$$a_{z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

mentre

$$a_{z,SLV} = a_{z,SLD}\, q$$

Il fattore di comportamento scelto è q=2 non essendoci valutazioni più accurate che tengano conto del tipo di meccanismo e dello spessore delle pareti.

Si costruiscono con le seguenti formule gli spettri di accelerazione ad una quota z, che consente di tener conto del contributo fornito da tutti i modi di vibrazione (ed i relativi periodi) ritenuti significativi.

$$S_{eZ}(T,\xi,z) = \sqrt{\sum(S_{eZ,k}(T,\xi,z))^2} \ (\geq S_e(T,\xi)) \quad \text{per T} \geq T_1$$

$$S_{e,Z,k}(T,\xi,z) = \begin{cases} \dfrac{1{,}1\xi_k^{-0,5}\eta(\xi)a_{z,k}(z)}{1+\left[1{,}1\xi_k^{-0,5}\eta(\xi)-1\right](1-\frac{T}{aT_A})^{1,6}} & per\ T < aT_k \\ 1{,}1\xi_k^{-0,5}\eta(\xi)a_{z,k}(z) & per\ aT_k < T < bT_k \\ \dfrac{1{,}1\xi_k^{-0,5}\eta(\xi)a_{z,k}(z)}{1+\left[1{,}1\xi_k^{-0,5}\eta(\xi)-1\right](\frac{T}{bT_A}-1)^{1,2}} & per\ T \geq bT_k \end{cases}$$

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k,\xi_k)|\gamma_k\psi_k(z)|\sqrt{1+0{,}0004\xi_k^2}$$

dove:

- $S_e(T,\xi)$ è lo spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ del meccanismo locale considerato;
- $S_{e,Z,k}$ è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal *k*-esimo modo della struttura principale, di periodo proprio T_k e smorzamento viscoso equivalente ξ (in percentuale);
- a e b sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano, che possono essere assunti pari a 0,8 e 1,1 rispettivamente;
- γ_k è il *k*-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
- $\psi_k(z)$ è il valore della *k*-esima forma modale alla quota z, nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per un coefficiente di smorzamento ξ diverso dal 5 % dato dalla (3.2.4) nel § 3.2.3.2.1;
- $a_{z,k}$ è il contributo del *k*-esimo modo alla accelerazione massima di piano.

Z	az,k(T3)	az,k(T6)	az,k(T7)
19,05	0,711	0,699	0,670
12,36	0,221	0,054	0,098

Figura 4.32 Risultati delle accelerazioni alle diverse quote per ogni periodo considerato

Lo step successivo è quello di confrontare le diverse accelerazioni o meglio calcolare l'indice di rischio.

Per il meccanismo a terra abbiamo:

$$IR = \frac{a_{z,SLV}}{a_g}$$

Per il meccanismo ad una certa quota:

$$IR = \frac{a_{z,SLV}}{a_z(z) = \sqrt{\sum(a_{z,k}(z)^2)}}$$

Se l'indice di rischio è > 1 il cinematismo non si attiva, viceversa se è < 1 attiva.

Ribaltamento delle elevazioni:	Z [m]	PGA di riferimento a_g(PVR) [m/sec^2]	$a_z(z) = \sqrt{\sum(a_{z,k}(z)^2)}$ $[m/sec^2]$	IR
2 - 1	0,00	1,893		1,852
2	12,36		11,78	0,698

Figura 4.33 Risultati della verifica parzialmente soddisfatta

4.4.3. Parete lato Via Pieragostini

Figura 4.34 Geometria della parete lato Via Pieragostini

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale $a_{z,SLD}$* [m/sec^2]	Accelerazione spettrale $a_{z,SLV}$* [m/sec^2]
3 - 2 - 1	0,075	1,35	538,785	0,785	0,695	1,389
3 - 2	0,113		400,266	0,801	1,029	2,057
3	0,251		227,153	0,977	1,869	3,738

Figura 4.35 Risultati Via Pieragostini, C.I.N.E. ReLUIS

Z	az,k(T3)	az,k(T4)	az,k(T5)
12,83	0,775	0,734	0,670
8,66	0,457	0,396	0,271
3,82	0,130	0,046	0,016

Figura 4.36 Risultati delle accelerazioni alle diverse quote per ogni periodo considerato

Ribaltamento delle elevazioni:	Z [m]	PGA di riferimento a_g(PVR) [m/sec^2]	$a_z(z) = \sqrt{\sum (a_{z,k}(z)^2)}$ $[m/sec^2]$	IR
3 - 2 - 1	0,00	1,893		0,734
3 - 2	3,82		6,50	0,316
3	8,66		12,36	0,303

Figura 4.37 Risultati della verifica non soddisfatta

4.4.4. Parete lato Via S. Giacomo

Figura 4.38 Geometria della parete lato Via S. Giacomo

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale $a_{z,SLD}$* [m/sec^2]	Accelerazione spettrale $a_{z,SLV}$* [m/sec^2]
3 - 2 - 1	0,143	1,35	502,867	0,677	1,530	3,061
3 - 2	0,286		163,772	0,335	6,221	12,442
3	0,237		162,216	0,991	1,740	3,480

Figura 4.39 Risultati Via S. Giacomo, C.I.N.E. ReLUIS

Z	az,k(T3)	az,k(T4)	az,k(T5)
12,83	0,757	0,728	0,699
8,83	0,655	0,616	0,644
3,99	0,334	0,280	0,229

Figura 4.40 Risultati delle accelerazioni alle diverse quote per ogni periodo considerato

Ribaltamento delle elevazioni:	Z [m]	PGA di riferimento a_g(PVR) [m/sec^2]	$a_z(z) = \sqrt{\sum (a_{z,k}(z)^2)}$ $[m/sec^2]$	IR
3 - 2 - 1	0,00	1,893		1,62
3 - 2	3,99		10,85	1,15
3	8,83		12,36	0,282

Figura 4.41 Risultati della verifica parzialmente soddisfatta

5. ANALISI AL DISCRETO DELLA CHIESA DI SANTA MARIA IN VIA CON IL METODO NSCD: NON SMOOTH CONTACT DYNAMICS

5.1. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI DISCRETI

Il comportamento sismico di strutture in muratura può essere analizzato con diversi metodi di modellazione, sia essa una modellazione al continuo che una modellazione
discreta. La scelta dell'una o dell'altra metodologia sarà derivante dall'insieme di diversi fattori: scopo del progetto, ambito di lavoro, tempo, costi, etc.

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, 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. In quest'ottica, i giunti sono visti come le superfici di contatto tra i blocchi, il quale è disciplinato mediante determinate leggi costitutive.

La differenza principale dei metodi discreti rispetto a quelli al continuo sta proprio nel presupposto, ovvero 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.

5.1.1. MODELLAZIONE ED IMPLEMENTAZIONE NUMERICA

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

1. Suddivisione del dominio del problema ed identificazione della tipologia di elementi con cui dividere il sistema;
2. Rappresentazione della deformazione dei singoli blocchi, i quali possono essere considerati 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 e aggiornamento dei contatti tra i blocchi, che variano in conseguenza dei movimenti e delle deformazioni cui è soggetto il sistema.

Il metodo agli elementi discreti è un metodo discontinuo che schematizza il sistema come un insieme di corpi indipendenti. La maggior parte di questi tipi di modelli consentono l'ipotesi che i blocchi siano rigidi mentre il sistema di deformabilità viene concentrato nei giunti.

L'interazione tra i blocchi è rappresentata mediante punti di reciproco contatto, i quali sono i responsabili della trasmissione delle forze all'interno del mezzo e dove ciascuna forza di contatto è funzione dello spostamento relativo del blocco in quel punto. Tale interazione tra gli elementi è considerata come un processo dinamico che raggiunge l'equilibrio quando le sollecitazioni interne al sistema sono bilanciate.

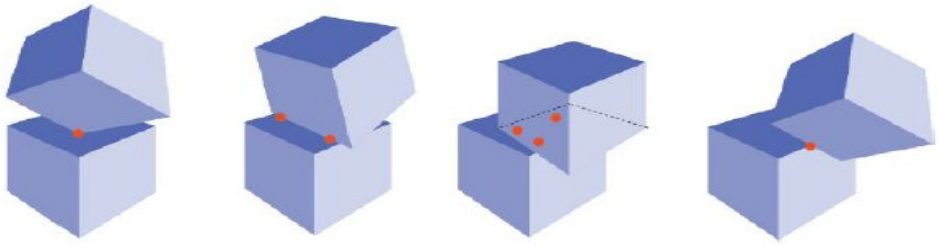


Figura 5.1Tipologie di contatto tra due blocchi, nell'ordine si ha: vertex-face, edge-face, face-face e edge-edge

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.

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.

I modelli ad elementi discreti tendono ad impiegare algoritmi time-stepping (passo-passo) così da dover risolvere problemi quasi statici.

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 caso studio affrontato in questa tesi ha orientato la scelta della modellazione numerica verso un approccio discreto anziché continuo, poiché si è voluto tenere in

conto la reale composizione della muratura e la sua natura discreta, costituita da blocchi distinti che interagiscono tra loro.

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 LMGC[90]. 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, ed eventuali urti tra loro.

5.2. TRATTAMENTO DELL'EQUAZIONE DELLA DINAMICA NEL METODO NSCD

Sia q = $(q_1,\ldots, q^n) \in R^N$ il vettore di coordinate generalizzate di un insieme di n_b, corpi rigidi, con $N = 6 \cdot n_b$. 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 1 di un corpo candidato con un corpo antagonista, i contatti unilaterali di impenetrabilità sono espressi attraverso la seguente disuguaglianza:

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

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 dello 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 $r_\alpha \in R^3$ che agisce in un punto di contatto I_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

$$n_\alpha = s_\alpha \times t_\alpha$$

Sia g_α la distanza tra i corpi nella direzione normale (g_α < 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:

$$R^\alpha = H_\alpha(q) \cdot r_\alpha$$

dove:

- $H_\alpha(q) : R^N \longrightarrow R^{N\cdot 3}$ 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:

$$\mathrm{R} = \sum_\alpha R_\alpha$$

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:

$$u_\alpha = H_\alpha^T(q) \cdot \mathrm{dq}$$

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 $u_\alpha = (u_{\alpha,s}, u_{\alpha,t})$. Le relazioni precedenti 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 nella figura di seguito, dove viene mostrato chiaramente la dualità tra i due differenti riferimenti.

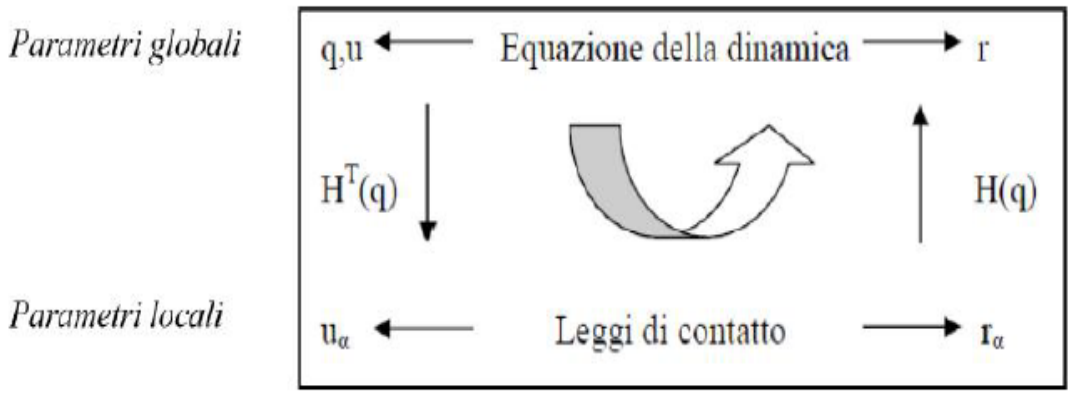


Figura 5.2 Schema approccio NSCD

Le relazioni cinematiche adottate fra le velocità relative e le forze locali sono:

- 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.

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

$$Md(dq) = F(t,q,dq)dt + dR$$

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

5.2.1. DISCRETIZZAZIONE DEL TEMPO

Utilizziamo la tecnica di integrazione temporale passo-passo (time-stepping) 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.
L'equazione della dinamica, sopracitata, viene integrata su ciascun intervallo di tempo

$$\begin{cases} M(dq_{i+1} - dq_i) = \int_{t_i}^{t_{i+1}} F(t,q,dq)dt + dR_{i+1} \\ q_{i+1} = q_i + \int_{t_i}^{t_{i+1}} dq(t)dt \end{cases}$$

dove:

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

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

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

Per risolvere i due integrali del sistema 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

$$\begin{cases} \int_{t_i}^{t_{i+1}} F(t,q,dq)dt = h \cdot \theta \cdot F(t_{i+1}, q_{i+1}, dq_{i+1}) + h \cdot (1 - \theta) \cdot F(t_{i+1}, q_{i+1}, dq_{i+1}) \\ \int_{t_i}^{t_{i+1}} dq(t) = h \cdot \theta \cdot dq_{i+1} + h \cdot (1 - \theta) \cdot d_i \end{cases}$$

questo approccio conduce all'equazione seguente:

$$\begin{cases} M(dq_{i+1} - dq_i = h \cdot \theta \cdot F(t_{i+1}, q_{i+1}, dq_{i+1}) + R_i + 1 \\ q_{i+1} = q_i + h \cdot \theta \cdot d_{i+1} + h \cdot (1 - \theta) \cdot d_i \end{cases}$$

Il principio generale del metodo 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.

5.3. 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 LMGC*90*.

5.3.1. LE CONDIZIONI DI SIGNORINI E LA LEGGE DI COULOMB

Consideriamo due corpi rigidi $\Omega^{(1)} \in R^3$ (corpo candidato) e $\Omega^{(2))}\ R^3$ (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 c = 1,2 tali da soddisfare le seguenti condizioni:

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

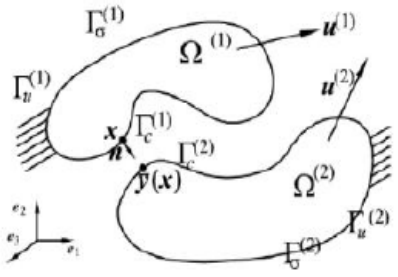


Figura 5.3 Condizioni delle porzioni di frontiera

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;
- c 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 $\Gamma_c^{(1)} \in d\Omega^{(1)}$ e $\Gamma_c^{(2)} \in d\Omega^{(2)}$, 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 $\Gamma_c^{(i)}$ 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 $x \in \Gamma_c^{(i)}$ è possibile associare un punto corrispondente $\tilde{y} \in \Gamma_c^{(i)}$.

La relazione che lega ciascun punto e con il suo corrispondente $\tilde{y}(x)$ è

$$\tilde{y}(x) = argmin_{\tilde{y} \in \Gamma_c^{(2)}} \|x - \tilde{y}\| \quad (1)$$

Tale espressione 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 versore v(x) normale locale alla superficie $\Gamma_c^{(2)}$ nel punto $\tilde{y}(x)$ e, assegnato un campo di spostamento $u : \Omega \longrightarrow R$, definire il distacco tra il punto $x \in \Gamma_c^{(1)}$ e il punto $\tilde{y} \in \Gamma_c^{(2)}$ mediante la funzione $g : \Gamma \longrightarrow R$, così definita:

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

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 versore 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 riscriverla in una forma differente:

$$g(x) = g_0(x) + (u^{(1)}(x) - u^{(2)}(\tilde{y}(x)] \cdot v(x) \qquad (3)$$

nella quale

$$g_0(x) = [x - (x)] \cdot v(x) \qquad (4)$$

indica il gap che separa inizialmente i punti x e $\tilde{y}(x)$.

Nella (3) appare evidente che la funzione che rappresenta il distacco è lineare nella variabile di spostamento $\tilde{y}(x)$, 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 incompenetrabilità di x in $\Gamma^{(1)}$venga fissato imponendo che $g(x) \geq 0$. Considerando

le azioni superficiali $t^{(1)}$ che agiscono sulle regioni a contatto $\Gamma_c^{(1)}$, l'equilibrio richiede che esse siano opposte, cioè

$$t^{(1)}(x) = t^{(2)}(\tilde{y}(x)), \forall\ x \in \Gamma_c^{(1)} \qquad (5)$$

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):

$$t_N(x) = -t^{(1)} \cdot v(y(x)) \quad (6)$$

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 (6) con il vettore tensione di Cauchy t espresso in funzione del tensore T e della normale uscente n alla superficie $\Gamma_c^{(1)}$:

$$t_N(x) = n(x) \cdot T^{(1)}(x) \cdot n(x) \quad (7)$$

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

$$g(x) = g_0(x) - (u^{(1)}(x) - u^{(2)}(\tilde{y}(x)) \cdot n(x) \quad (8)$$

$$g_0(x) = [x - \tilde{y}(x)] \cdot n(x) \quad (9)$$

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 $x \in \Gamma_c$

$$t_N(x) \leq 0 \quad (10)$$

$$g \geq 0 \quad (11)$$

$$t_N(x) \cdot g = 0 \quad (12)$$

La prima delle disequazioni, la (10), indica che quando si ha contatto l'interazione si riduce alla sola compressione (ricordiamo la convenzione sul segno di t_N nella (7)).

La (11) 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 (12), è detta condizione di complementarietà (o condizione di Signorini); essa richiede che si possa generare tensione di compressione esclusivamente nel caso in cui è verificato il contatto.

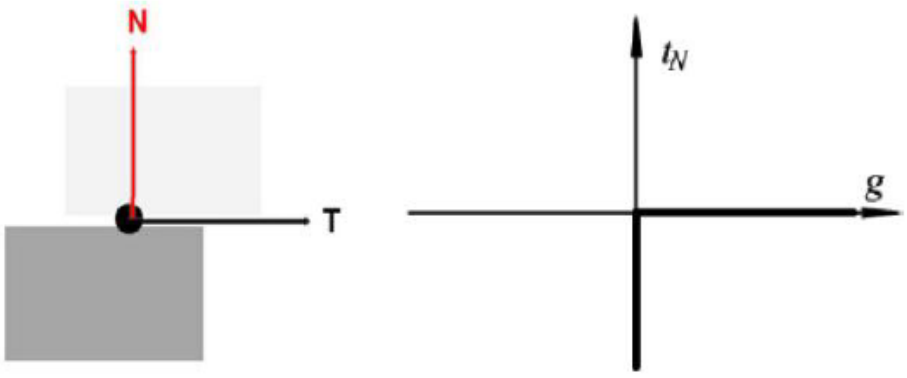


Figura 5.4 Legge di Signorini

La figura precedente fornisce una rappresentazione schematica delle combinazioni ammissibili di g e $t_N$corrispondenti alle disequazioni (10), (11), (12).

Si può notare che la t_N (forza superficiale di contatto necessaria ad impedire la compenetrazione del punto e 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 x ∈ $\Gamma_c^{(1)}$, è possibile associare i versori tangenti τ_1 e τ_2, fra loro ortogonali, ai versori tangenti nel punto corrispondente ỹ ∈ $\Gamma_c^{(2)}$ dell'altro corpo.

In un problema a due dimensioni il versore normale n è legato al versore tangente τ attraverso la relazione

$$n = \tau \cdot e_3 \qquad (13)$$

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

$$n = \tau_1 \cdot \tau_2 \qquad (14)$$

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 ∈ $\Gamma_c^{(1)}$relativamente alla superficie opposta $\Gamma_c^{(2)}$ è fornito da

$$u_T = u^{(1)}(x) - u^{(2)}(y(x)) - \left[\left((u^{(1)}(x) - u^{(2)}) \cdot (y(x))\right) \cdot n\right] \cdot n$$
$$= [\mathrm{l} - \mathrm{n} \times n] \cdot \left(u^{(1)}(x) - u^{(2)}(y(x))\right) \quad (15)$$

con l che indica il tensore identico.

Definiamo le forze di contatto tangenziali, scomponendo $t^{(1)}(x)$:

$$t_T(x) = \left[t^{(1)}(x) - t^{(1)}(x) \cdot n\right] = [l - n \times n] \cdot t^{(1)}$$
$$= t^{(1)}(x) - t_T \cdot \mathrm{n} \quad (16)$$

ovvero, in componenti,

$$t_T(x) = t_{T\alpha\tau\alpha} \quad (17)$$

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:

$$\|t_N\| \leq -\mu \cdot t_N \quad (18)$$

e

$$u_T = -\lambda \cdot t_T \quad (19)$$

$$\text{con } \begin{cases} \lambda \geq 0, se \ \|t_T\| = -\mu \cdot t_T \\ \lambda = 0, se \ \|t_T\| < -\mu \cdot t_T \end{cases}$$

dove:

- t_T = tensione tangenziale;
- t_N = tensione normale;
- u_T = slittamento tangenziale;
- μ = coefficiente di attrito.

La (18) e la (19) 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.
La disequazione (18) 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 (19) 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 fintantoché 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 e alla presenza dell’attrito con la superficie
opposta $\Gamma_c^{(2)}$.
La seconda equazione della (19) mostra come, se si verifica lo scivolamento, il vettore tensione tangenziale t_T è opposto al vettore slittamento tangenziale u_T. La seguente rappresenta geometricamente il concetto descritto nel caso relativo ad uno slittamento lungo una sola dimensione.

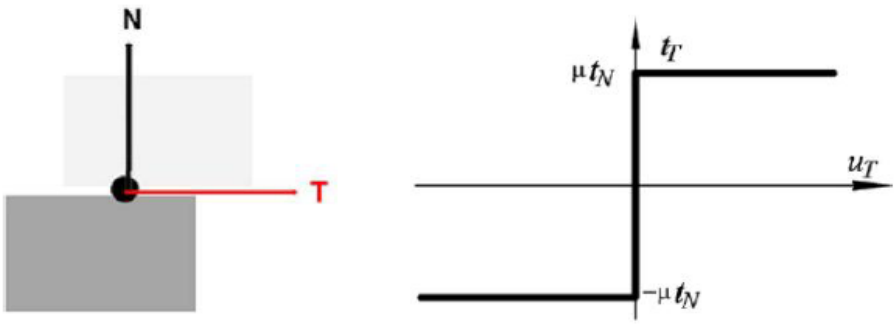


Figura 5.5 Legge di Coulomb

6. COSTRUZIONE DEL MODELLO ED IMPLEMENTAZIONE NEL CODICE DI CALCOLO LMGC^{90}

Il codice di calcolo LMGC^{90} (Logiciel de Mécanique Gérant le Contact) è stato sviluppato nel Laboratorio di Meccanica e del Genio Civile dell'Università di Montpellier II.
LMGC^{90} prende il suo nome dal linguaggio di programmazione con cui è nato, il Fortran90, dalle menti di Frédéric Dubois e Michel Jean ed è un codice di calcolo dedicato alla modellazione ed alla simulazione numerica di problemi dinamici in 2D o 3D, costituiti da un insieme di corpi rigidi e/o deformabili che interagiscono attraverso leggi di contatto. In particolar modo, tale codice di calcolo utilizza il metodo di risoluzione NSCD (Non Smooth Contact Dynamics), e consente la gestione di problemi multicontatto.
Esso è utilizzato per modellare il comportamento globale di sistemi discreti (materiali granulari, edifici costituiti da blocchi, etc.) considerando il comportamento dinamico proprio di ogni componente del sistema, interagente con gli altri elementi.
Il codice di calcolo LMGC^{90} sembra, quindi, particolarmente adatto per modellare il comportamento di strutture in muratura.
La scelta delle leggi di interazione reciproca tra i blocchi (attrito, coesione, etc.) e dei modelli volumetrici (rigido, deformabile) da assegnare ai vari elementi della struttura, permette di rappresentare il comportamento di queste strutture discrete e le fenomenologie ad esse collegate (ribaltamento, scivolamento, etc.).

6.1. MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA

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 i 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 i fenomeni di rimbalzo risultano così secondari, ciò permette di trascurarli.
Leggi di impatto più sofisticate porterebbero a modelli sicuramente più accurati ma aumenterebbero drasticamente anche la complessità del modello, risultando così impraticabili per grandi sistemi con molti impatti, come quello considerato in questo studio.
Un'altra semplificazione della modellazione è il fatto di non considerare la coesione nelle relazioni di contatto. Tale semplificazione è comunque giustificata, poiché nelle murature antiche, le proprietà meccaniche della malta sono generalmente scarse anche a causa dei fenomeni di degrado che hanno subito nel tempo, di conseguenza i valori di coesione sono bassi e possono essere trascurati.
Inoltre, anche la deformabilità dei blocchi viene trascurata poiché considerarla aumenterebbe notevolmente l'onere computazionale, soprattutto in casi di sistemi grandi come l'oggetto in esame.
Si considerano perciò dei blocchi rigidi di deformabilità trascurabile, i cui risultati numerici che si ottengono raffigurano un quadro complessivo della dinamica della struttura e ne descrivono i meccanismi di danno ma non forniscono alcuna informazione sulle sollecitazioni relative ad ogni singolo blocco.
Infine si osserva che lo smorzamento, un ingrediente fondamentale nei modelli continui, non viene considerato in modelli discreti come questo e solo l'attrito e gli impatti perfettamente plastici contribuiscono a dissipare energia.

6.1.1. COSTRUZIONE DEL MODELLO TRIDIMENSIONALE

La Chiesa di Santa Maria in Via a Camerino è stata modellata con il software MidasFEA cercando di essere, quanto più possibile, fedeli alla realtà nonostante l'irregolare forma geometrica degli ambienti che la compongono.

Per quanto riguarda la geometria dei solidi, il software per questo genere di modellazione pretende la sola presenza di forme convesse, squadrate, regolari (NO solidi a "L" o curvi) e comunque di dimensioni simili tra loro.

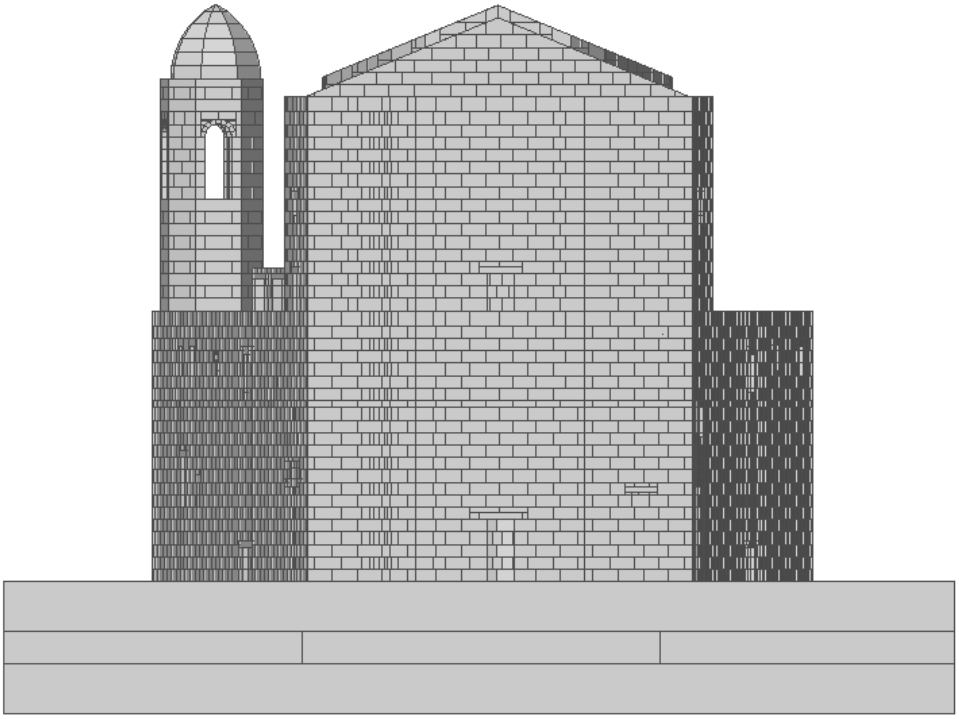


Figura 6.1 Prospetto fronte, modello discretizzato

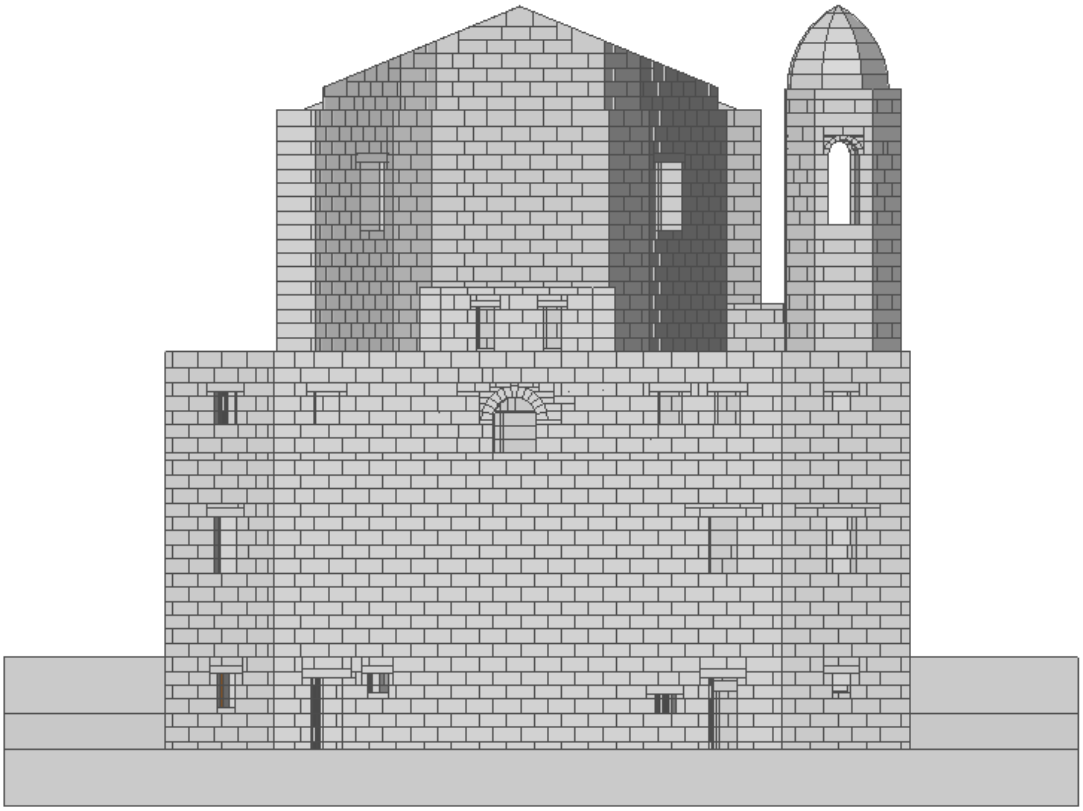


Figura 6.2 Prospetto retro, modello discretizzato

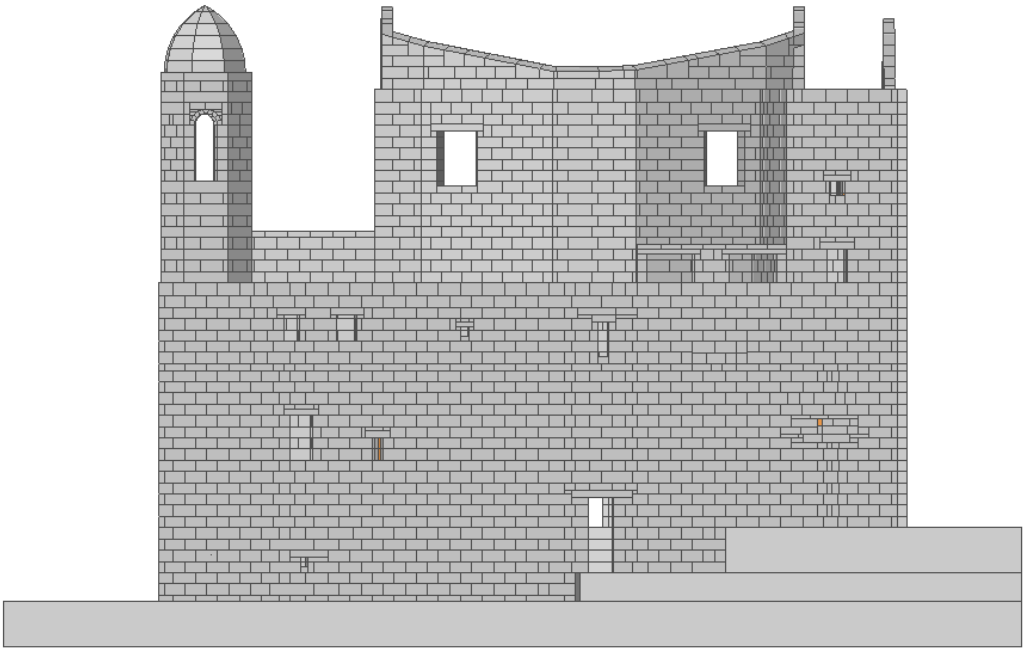


Figura 6.3 Prospetto lato via Pieragostini, modello discretizzato

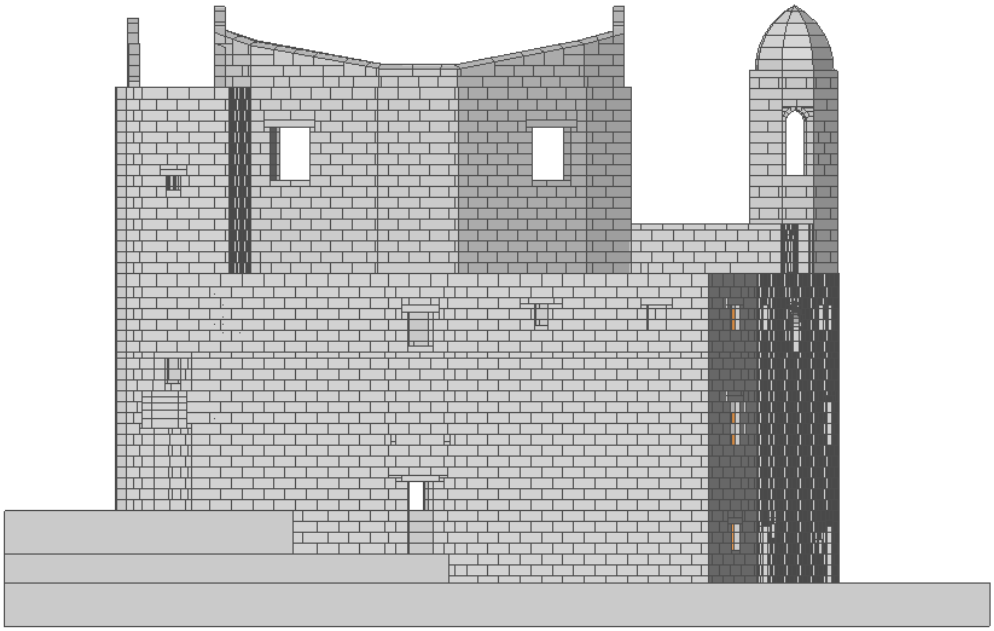


Figura 6.4 Prospetto lato via S. Giacomo, modello discretizzato

I muri della Chiesa principalmente sono a sacco per questo si è scelto di rappresentarli con una cortina esterna, il sacco e una cortina interna. Il paramento esterno ha uno spessore inferiore rispetto a quello interno ed entrambi sono stati realizzati sfalsando i giunti verticali e con filari orizzontali.

Il sacco, si è scelto di rappresentarlo con dei blocchi di dimensioni inferiori rispetto a quelli di confinamento, con giunti verticali allineati in modo che non ci sia alcun contributo resistente. Si precisa che non è stato inserito nessun elemento di collegamento (diatoni) tra la cortina interna ed esterna, per non renderle collaboranti. Sono state comunque adottate alcune approssimazioni riguardanti appunto la dimensione dei blocchi, che per ragioni di tempistiche e oneri computazionali sono di misura maggiore rispetto a quelli reali.

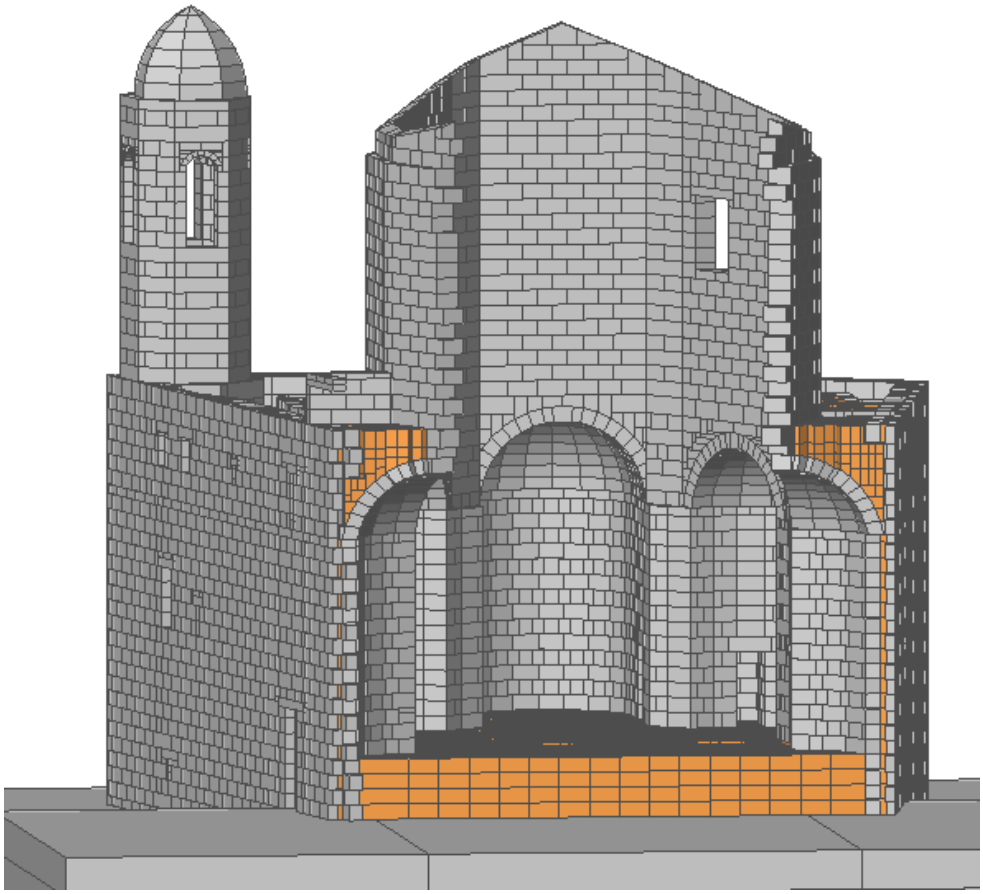


Figura 6.5 Sezione del modello

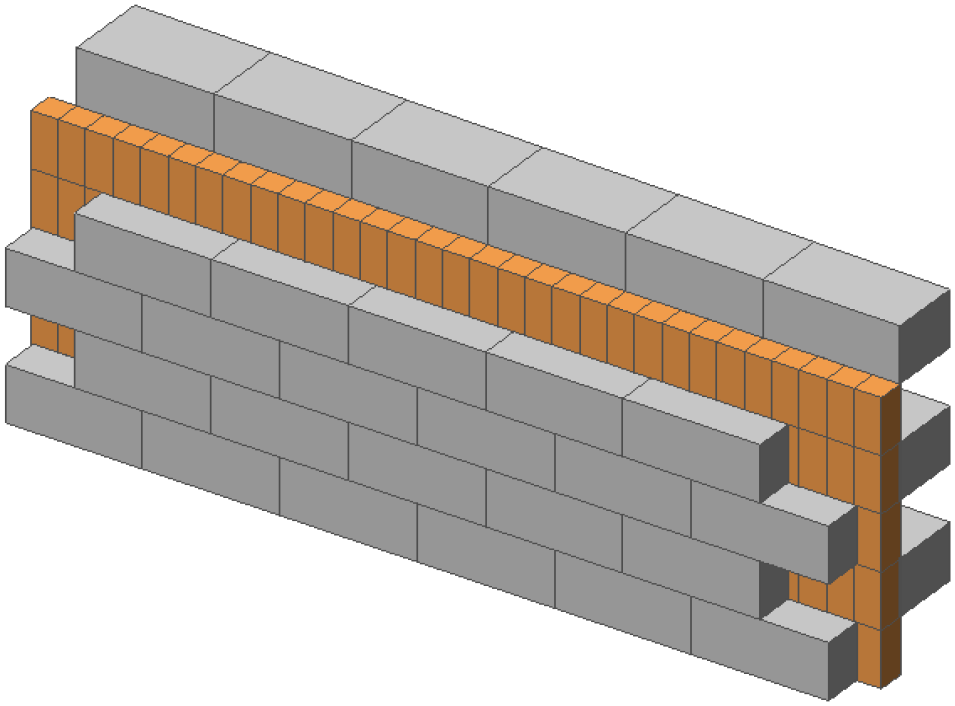
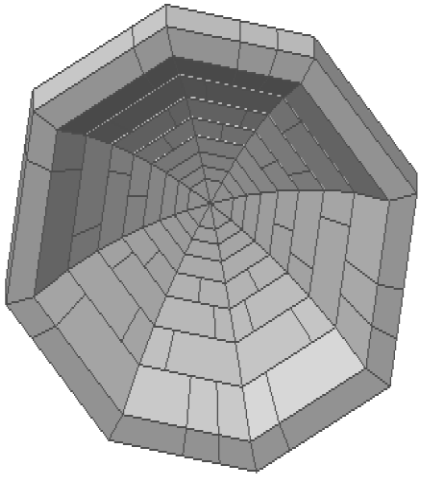
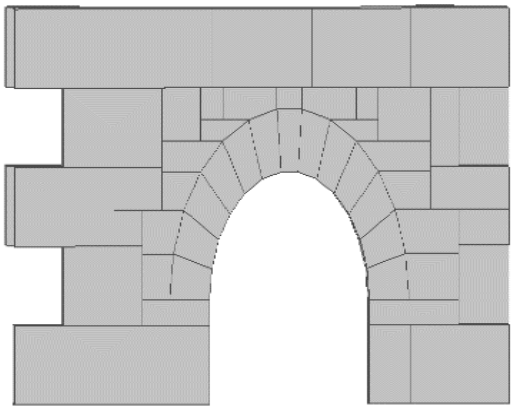


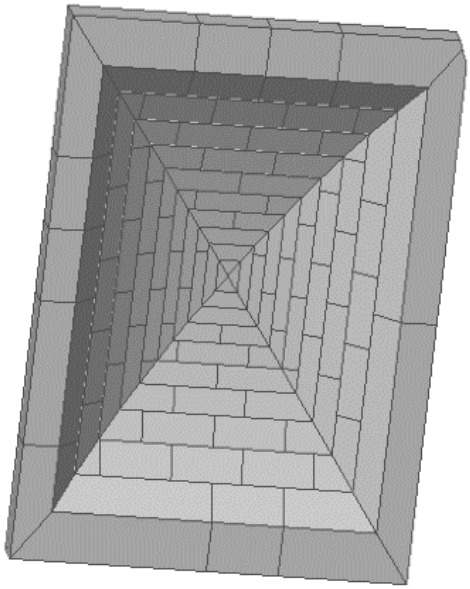
Figura 6.6 Sezione muro tipo

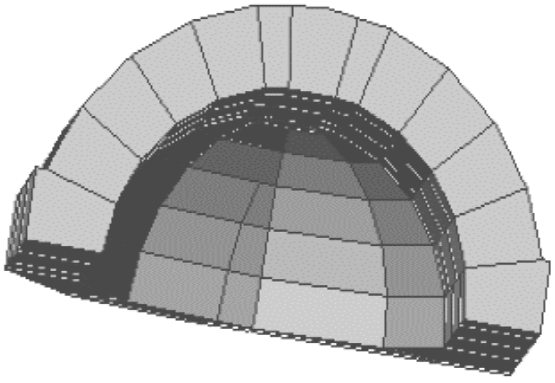
Un altro aspetto importante di cui si è tenuto conto riguarda la riproduzione del reale ammorsamento esistente alle angolate dell'edificio, tra i blocchi delle varie facciate e ad ogni intersezione muraria.

Gli archi ed i diversi tipi di volte presenti nella struttura, così come le mezze cupole, sono stati discretizzati in blocchi quanto più possibile regolari, senza ricorrere all'uso di curve nella loro modellazione poiché queste avrebbero potuto creare problematiche nelle fasi successive, e vista la possibilità di rimanere fedeli alla realtà anche evitandole si è preferito proseguire in tal senso.









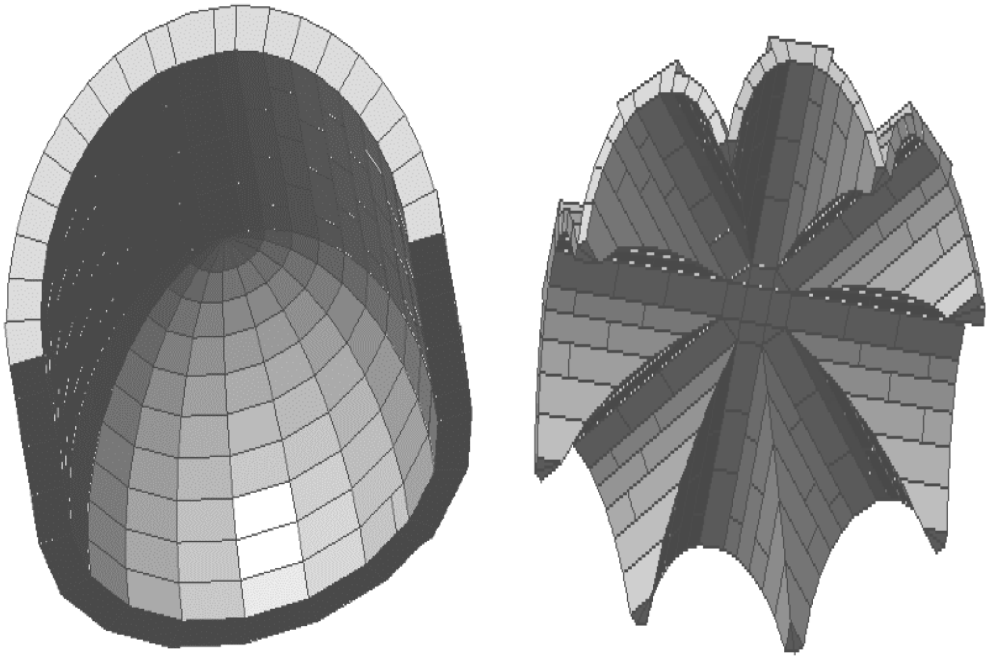


Figura 6.7 Esempi archi e volte modellati

Terminato il modello, la struttura risulta essere discretizzata in circa 36103 blocchi tridimensionali.

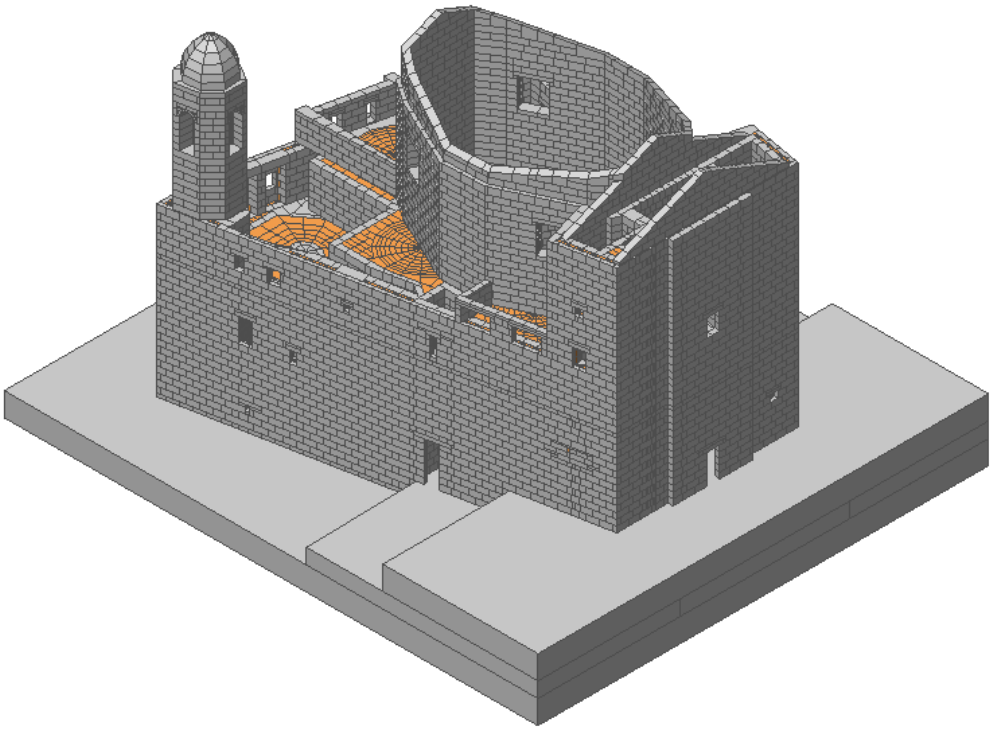


Figura 6.8 Modello discretizzato

Terminata questa prima fase di modellazione geometrica, si procede nel lavoro con il codice di calcolo LMGC^{90}, mediante il quale verranno eseguite tutte le simulazioni dinamiche successive.
Il modello geometrico deve quindi essere importato in LMGC^{90} adottando un criterio di omogeneità, ovvero si deve concepire la Chiesa come costituita da macroelementi omogenei per caratteristiche meccaniche e proprietà. Questo perché sarà proprio in LMGC^{90} che verranno impostate tutte le caratteristiche meccaniche e le proprietà della muratura e di altri eventuali materiali che la costituiscono, risulta quindi fondamentale suddividere in modello geometrico in parti caratterizzate dalle medesime proprietà.

Il modello geometrico della Chiesa di Santa Maria in Via di Camerino viene esportato dal MidasFEA suddividendolo in diversi gruppi i blocchi che lo compongono. Ogni gruppo contiene elementi con le stesse caratteristiche ovvero la stessa densità, in modo da poter prendere in considerazione il peso degli elementi che non sono stati modellati.
Nel caso delle coperture e solai lignei interpiano, il loro peso si ridistribuisce sotto forma di densità, come carico equivalente, attribuendolo in maniera diversa alla porzione di muratura su cui essi appoggiano.
Il passaggio successivo è quello di importare su Ubuntu i file ".brep" creati, necessario per renderli compatibili con il sistema unix e convertirli in formati LINUX/UNIX con il convertitore dos2unix. Convertiti i file, con il programma *Gmsh* si creano le mesh.

Completata l'operazione di importazione del modello occorre definire le caratteristiche meccaniche da assegnare ad ogni sua parte e i parametri che governano le interazioni tra i blocchi elementari.
Per questo modello non coesivo, si considera la legge di contatto Inelastic, quasi shock and Coulomb law, IQS_CLB, che considera appunto la legge di quasi impatto inelastico insieme alla legge di Coulomb. Il solo coefficiente preso in considerazione è quello di attrito.
Nelle simulazioni eseguite si è imposto il coefficiente di attrito statico fisso al valore di 0,9 tra il blocco della fondazione e i blocchi della muratura, per simulare un incastro alla base. Tra i soli blocchi della muratura è stato considerato un coefficiente di attrito statico variabile tra 0,4 e 0,5 volendo simulare con il primo una malta di scarsa qualità e con il

secondo una malta di buona qualità. Per i blocchi che rappresentano il sacco, il valore dell'attrito statico considerato è di 0,3, proprio per simulare la sua scarsa resistenza. Questa scelta dipende principalmente dal fatto che non si è avuta la possibilità di valutare mediante prove sperimentali ed in situ l'effettivo valore del coefficiente di attrito ma contemporaneamente offre la possibilità di indagare l'influenza di tale parametro sulla risposta dinamica della Chiesa.

Relativamente all'elemento al quale si vuole assegnare un'azione esterna, è possibile inserire nel codice di calcolo una funzione velocità o forza, associandola ai gradi di libertà del corpo. Nel caso tridimensionale in esame si associa l'azione sismica alle tre direzioni della traslazione.

6.2. ANALISI PARAMETRICHE: SIMULAZIONI DINAMICHE DI UN SISMA

6.2.1. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI NUMERICI

In primo luogo si presentano i 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 θ 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 6000 step, con passo temporale pari a 0,005 s, quindi la durata totale di ogni simulazione è di 30 secondi.

6.2.2. MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Il terremoto è un complesso di movimenti successivi a carattere vibratorio, la cui durata può variare da pochi secondi ad alcuni minuti, di una porzione più o meno ampia della superficie terrestre. Queste vibrazioni sono provocate da onde elastiche che si originano da un improvviso movimento di masse in un punto più o meno profondo della crosta terrestre, trasportando energia senza spostamento di massa nella loro propagazione nel terreno.
Il terremoto è un insieme di treni d'onda che si propagano dalla sorgente sismica provocano nel mezzo attraversato una deformazione temporanea. Sono state definite due tipologie di onde sismiche che si irradiano dall'ipocentro del sisma, sono onde di corpo longitudinali (onde P) e trasversali (onde S), e sono dette onde primarie.
I percorsi delle onde di corpo sono alquanto complessi, in quanto la loro velocità e direzione di propagazione varia al variare delle caratteristiche fisiche del mezzo attraversato, generando fenomeni di riflessione e rifrazione. Di conseguenza, in superficie, oltre alle onde di corpo si propagano le onde secondarie, le onde di superficie, generate per riflessione o rifrazione delle onde primarie. Queste si dividono a loro volta in onde di Rayleigh (onde R) e onde di Love (onde L), le prime fanno vibrare il terreno secondo orbite ellittiche, nel piano verticale, le seconde invece sono responsabili di movimenti orizzontali e trasversali rispetto alla direzione di propagazione delle onde.

In generale, il moto del suolo generato da un evento sismico è un fenomeno tridimensionale e perciò è sempre scomponibile in una componente verticale e in due orizzontali. L'ampiezza delle onde sismiche in genere decresce rapidamente all'aumentare della distanza dall'epicentro, che è la proiezione superficiale dell'ipocentro, in accordo con il principio della conservazione dell'energia. Inoltre l'ampiezza della componente verticale è spesso inferiore a quelle delle altre due componenti orizzontali, ad eccezione della zona epicentrale dove possono verificarsi particolari meccanismi di rottura della faglia che causano un'ampiezza maggiore della componente verticale sulle altre due.

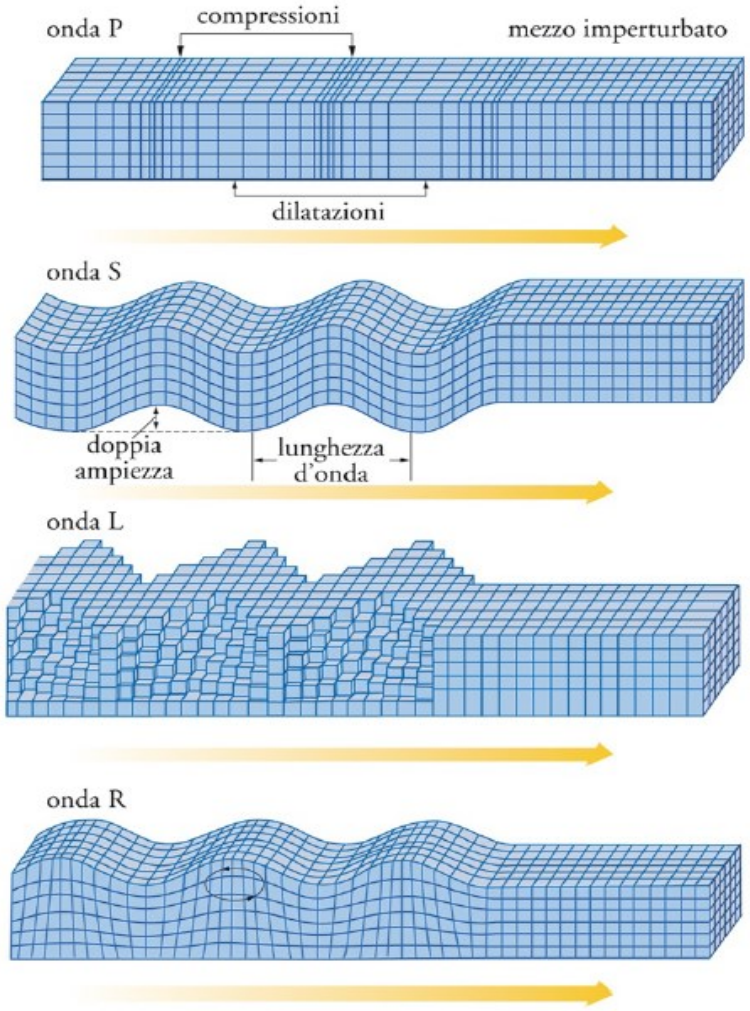


Figura 6.9 Tipologia onde sismiche

Le onde sismiche trasportano energia prevalentemente in un campo di frequenze che variano in un intervallo piuttosto ampio, da frequenze inferiori a 1Hz fino a 10÷30 Hz, e purtroppo in questo intervallo rientrano anche le frequenze naturali di vibrazione della maggior parte delle strutture.

Per misurare l'entità dei terremoti sono utilizzate sia scale qualitative che scale quantitative legate all'ampiezza e alla durata del treno d'onde.

Le scale qualitative sono quelle d'intensità: esse si basano sulla valutazione dell'entità degli effetti, cioè dei danni, causati dal terremoto. Un esempio è la scala Mercalli e le sue successive varianti, queste scale qualitative sono delle scale discrete, costituite da numeri interi che quindi classificano due terremoti diversi se essi differiscono almeno di un'intera unità. Sono comunque molto importanti poiché esse permettono di valutare eventi sismici

del passato, eventi per i quali non sono disponibili registrazioni sperimentali, quindi permettono di ricostruire, in base alle testimonianze del passato, la storia sismica di un territorio e quindi migliorarne la stima di pericolosità.

Le scale quantitative invece misurano le caratteristiche del terremoto legate direttamente alle onde da esso generate. Per esempio, la scala inizialmente definita da Richter misura la magnitudo di un terremoto come il logaritmo decimale della massima ampiezza misurata da un sismometro. A differenza della scala di intensità, la scala delle magnitudo è continua, ovvero due terremoti di diversa entità possono differire anche di un solo decimo, e poiché essa è una scala logaritmica, l'aumento di qualche decimo di magnitudo comporta un notevole incremento dell'entità del terremoto.
La magnitudo di un evento registrato strumentalmente può essere calcolata in diversi modi, a partire dalle diverse caratteristiche del sismogramma, ma la definizione di magnitudo maggiormente utilizzata fa riferimento alle ampiezze delle onde primarie o secondarie.
Per valutare da un punto di vista ingegneristico gli effetti di un terremoto in un dato sito è necessaria la conoscenza quantitativa dei movimenti del terreno conseguenti all'azione sismica, spesso non serve l'intera storia temporale de moto, ma solo alcuni
parametri rappresentativi che lo caratterizzano adeguatamente.
Esistono tre diverse categorie principali di strumenti per la misura dello scuotimento sismico: accelerometri, velocimetri e sismometri, che misurano rispettivamente accelerazione, velocità e spostamento, fornendo l'andamento nel tempo di queste grandezze nelle tre componenti del moto sismico tra loro ortogonali (X, Y, Z).

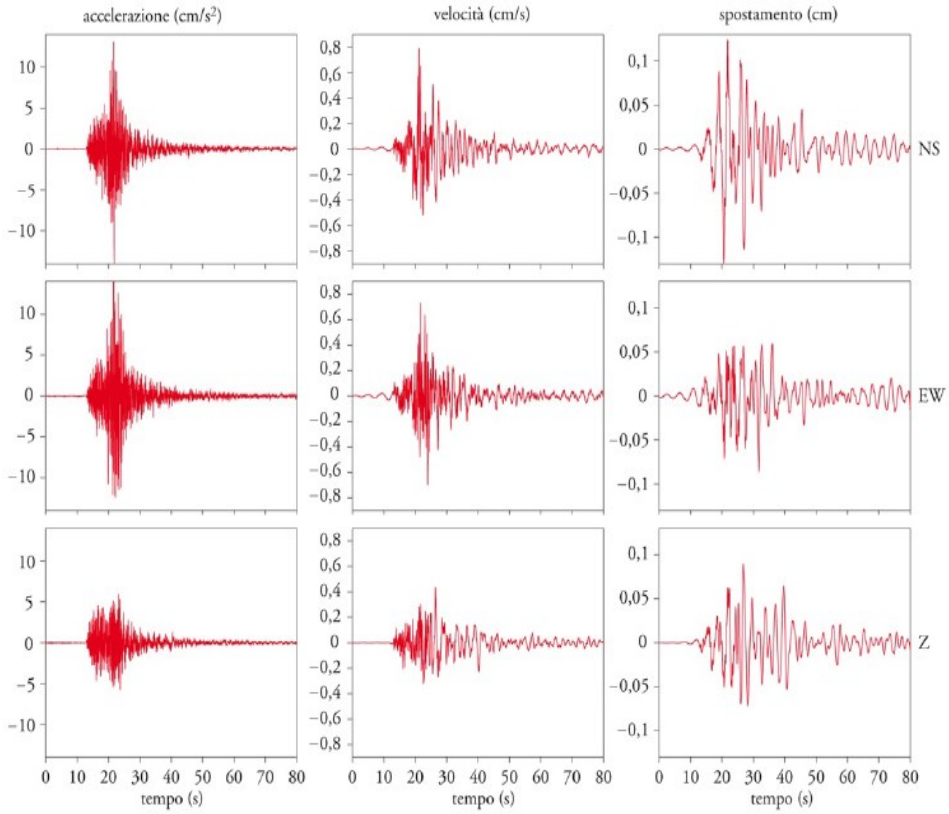


Figura 6.10 Esempio di accelerogramma, velocigramma e sismogramma

Da tali registrazioni possono essere desunti i parametri rappresentativi del moto sismico:

- *Ampiezza massima*, in termini di accelerazione, velocità e spostamento;
- *Contenuto in frequenza*: esso descrive come le ampiezze del moto sismico sono distribuite tra le varie frequenze. È utile se non indispensabile poiché la risposa dinamica delle strutture dipende fortemente oltre che dalle ampiezze anche dalle frequenze;
- *Durata*: lo strumento di misura utilizzato, sia esso accelerometro, velocimetro o sismometro, registra l'evento sismico dall'inizio fino alla sua completa estinzione, ingegneristicamente però interessa solo la porzione di strong motion, ed è questa durata relativa che si intende con tale parametro;
- *Forma* (segnale impulsivo e vibratorio).

Questa breve e sintetica introduzione è per far capire come un evento sismico sia estremamente complesso e che tanti e diversi sono i parametri che lo rappresentano e i fattori che lo influenzano.

Per questo, nello svolgere le analisi parametriche sul modello della Chiesa di Santa Maria in Via di Camerino sono state fatte delle modellazioni dell'azione sismica più o meno approssimate.
Nella prima serie di analisi effettuate il sisma è stato approssimato ad una funzione sinusoidale descritta dall'equazione:

$$a(t) = A\sin(2\pi f \cdot t)$$

dove:

- A rappresenta l'ampiezza dell'onda sismica
- f è la frequenza
- t rappresenta il tempo

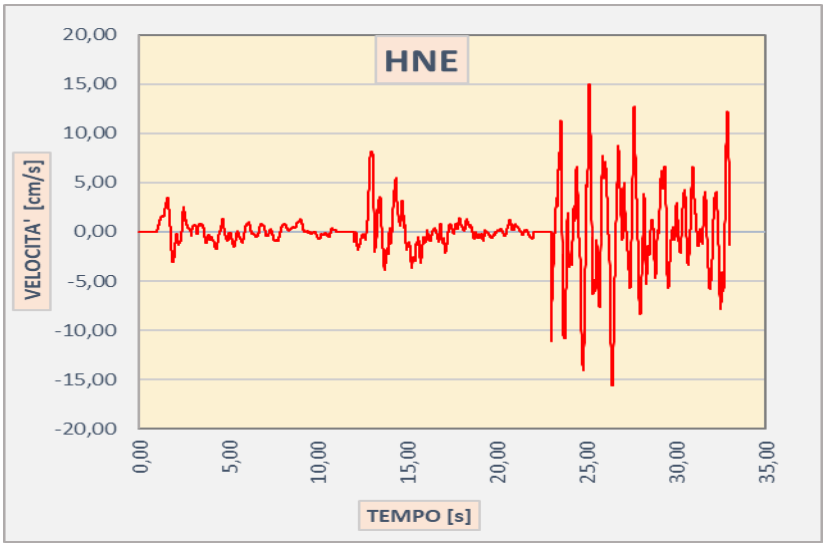
È stata infine effettuata una simulazione di una sequenza sismica reale, dove l'azione sismica è stata modellata considerando un reale accelerogramma. I dati relativi agli eventi sismici per svolgere le analisi sono stati scaricati dal sito "Itaca, ITalian ACcelerometric Archive v3.1", e le stazioni prese in considerazioni a cui è stato fatto riferimento per le registrazioni sono quelle di Monte D'Aria e Baregnano che si trovano nei pressi di Camerino.
Gli eventi sismici presi a riferimento sono tre, e sono proprio quelli che hanno colpito il territorio di Camerino nel 2016:

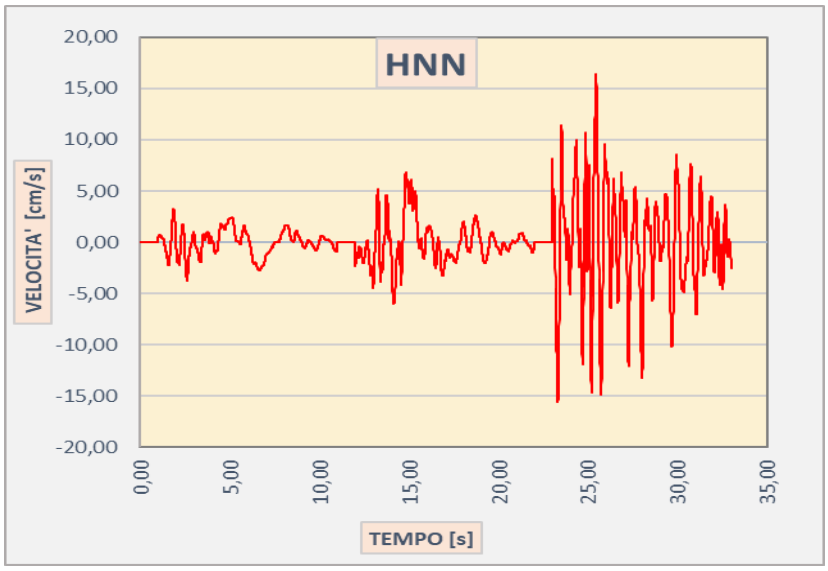
- 24 agosto 2016, registrato dalla stazione accelerometrica di Monte D'Aria, avente magnitudo 6
- 26 ottobre 2016, registrato dalla stazione accelerometrica di Monte D'Aria, avente magnitudo 5.9
- 30 ottobre 2016, registrato dalla stazione accelero metrica di Baregnano, avente magnitudo 6.5

I velocigrammi possiedono 3 eventi in sequenza (per simulare un 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. L'assegnazione dell'azione esterna nel codice di calcolo LMGC[90] non può

essere fatta applicando delle accelerazioni, in quanto i dati in input possono essere soltanto velocità o forze esterne.

Di seguito sono riportati i velocigrammi reali relativi alle tre direzioni WE (Ovest-Est), NS (Nord-Sud) e UP (direzione verticale), ovvero le componenti E,N,Z del sisma.





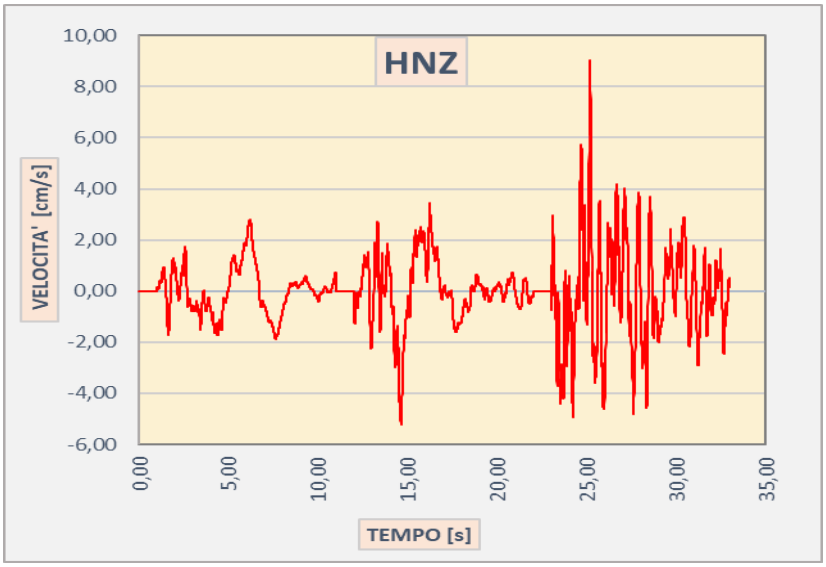


Figura 6.11 Velocigrammi nelle tre direzioni HNE (WE), HNN (NS), HNZ (UP) delle tre scosse sismiche in sequenza.

6.3.RISULTATI

Di seguito sono esposti i risultati delle analisi effettuate sul modello della Chiesa di Santa Maria in Via di Camerino, organizzandoli in modo tale da dare dei confronti tra i diversi valori del coefficiente di attrito attribuiti.

1° Simulazione

Le immagini sono state ottenute applicando le velocità esclusivaemente del sisma del 30 ottobre 2016, considerando solo i 10 secondi di picco. I valori dei coefficienti d'attrito sono:

- μ= 0,9 tra il blocco di fondazione e la struttura fuori terra;
- μ= 0,3 il sacco della muratura;
- μ= 0,5 i blocchi della muratua principale-

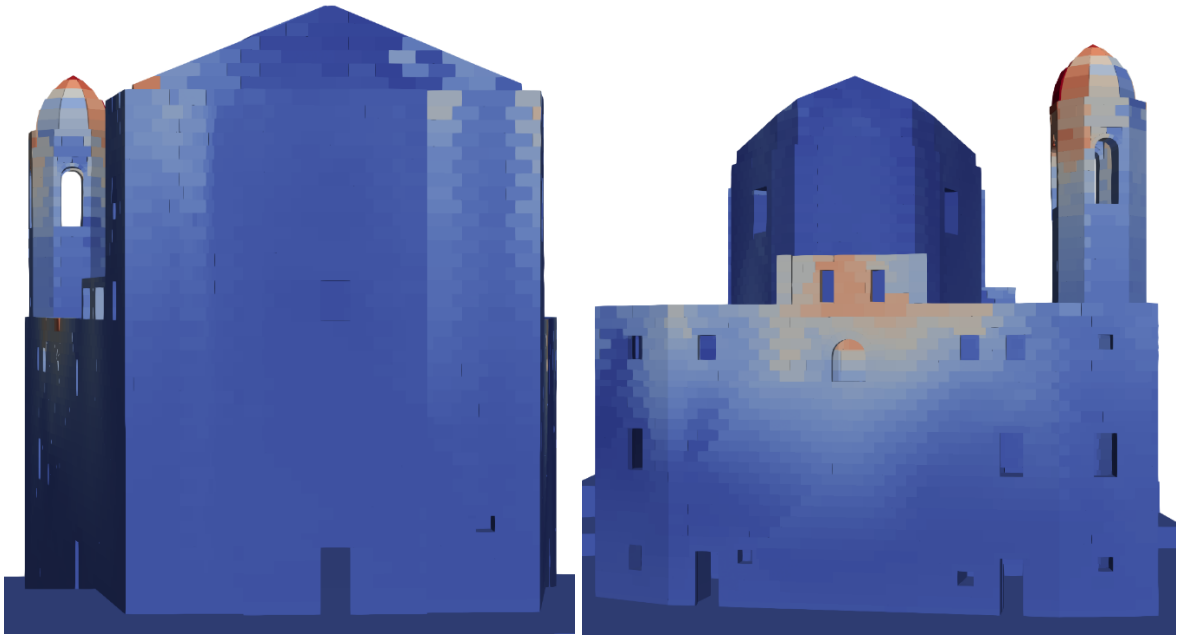


Figura 6.12 Prospetto principale (sx) prospetto Largo S. Maria in Via (dx), simulazione sisma 30-10-2016

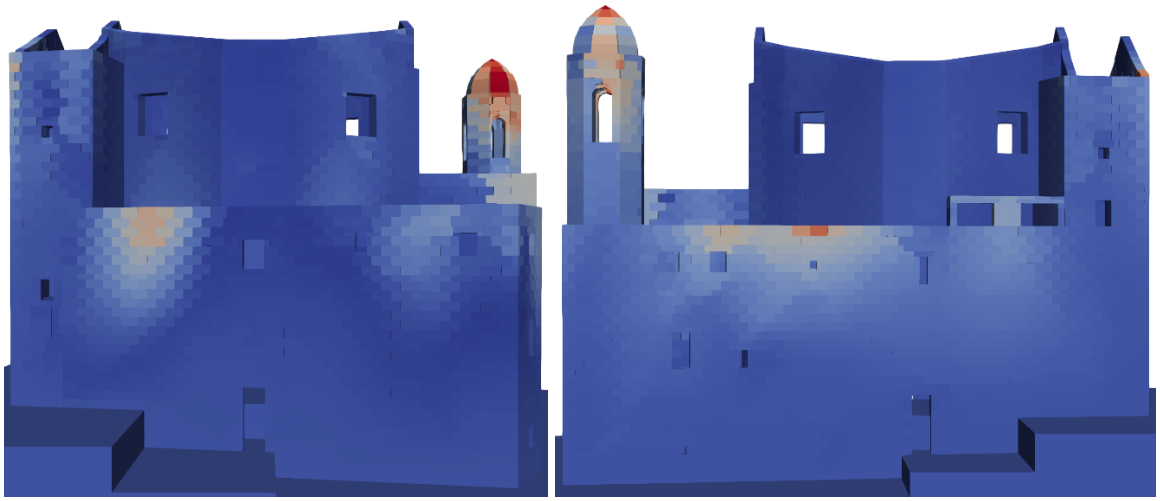


Figura 6.13 Prospetto via S. Giacomo (sx) e via Pieragostini (dx), simulazione sisma 30-10-2016

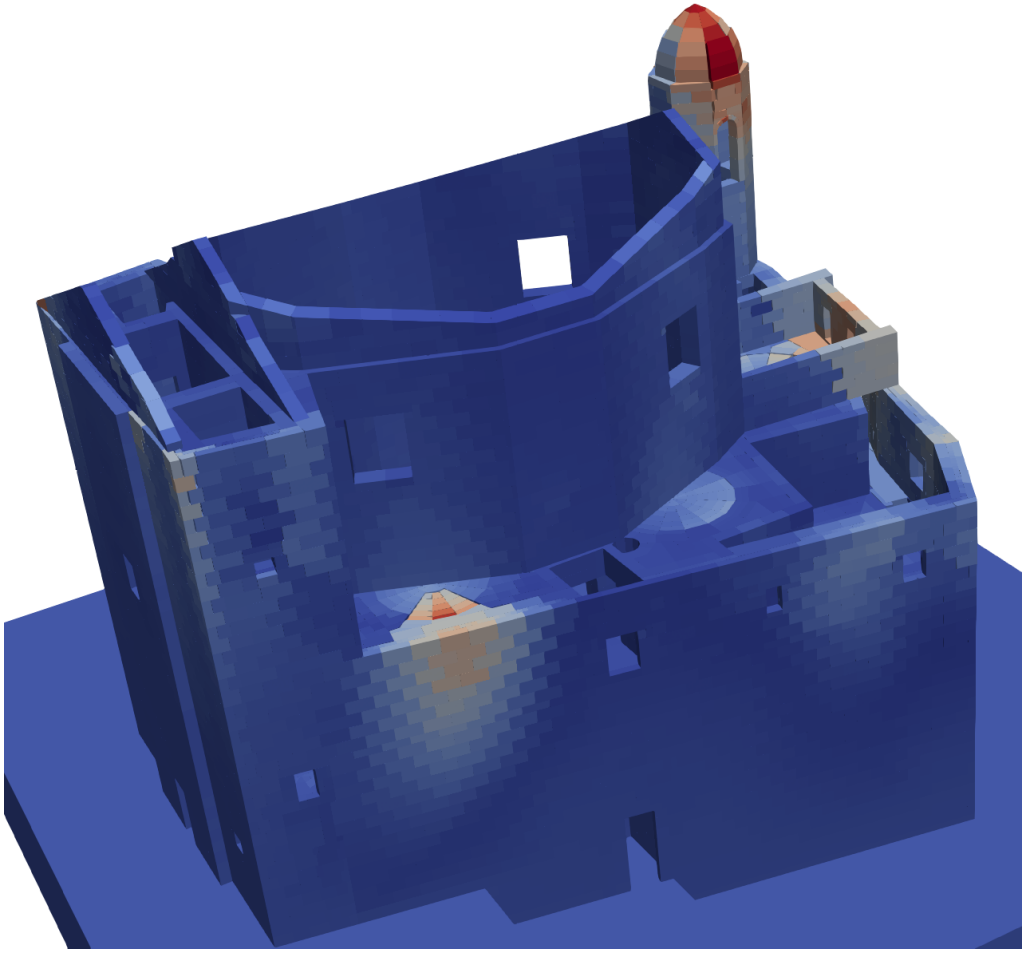
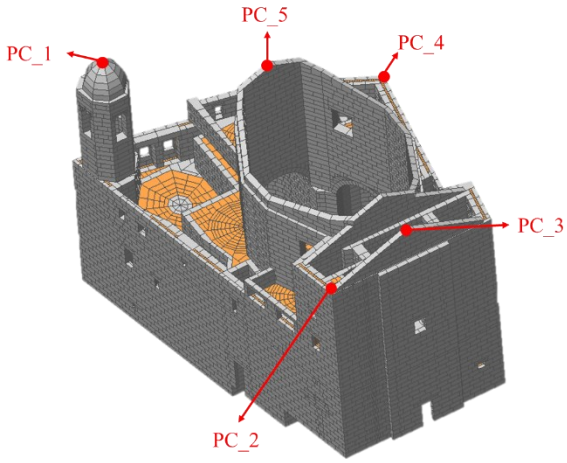


Figura 6.14 Vista tridimensionale, simulazione sisma 30-10-2016

Al completamento della prima simulazione, sono stati individuati cinque punti di controllo, presi nelle parti sommitali e di estremità della struttura. Successivamente è stata tracciata la storia temporale in spostamento dei punti di controllo.



PUNTO DI CONTROLLO	LOCALIZZAZIONE	COLORE
PC_1	Sommità cella campanaria	Blu
PC_2	Sommità angolo via Pieragostini e facciata principale	Giallo
PC_3	Sommità facciata principale	Verde
PC_4	Sommità angolo tra via S.Giacomo e facciata retro	Rosso
PC_5	Sommità timpano facciata retro	Nero

Figura 6.15 Localizzazione punti di controllo

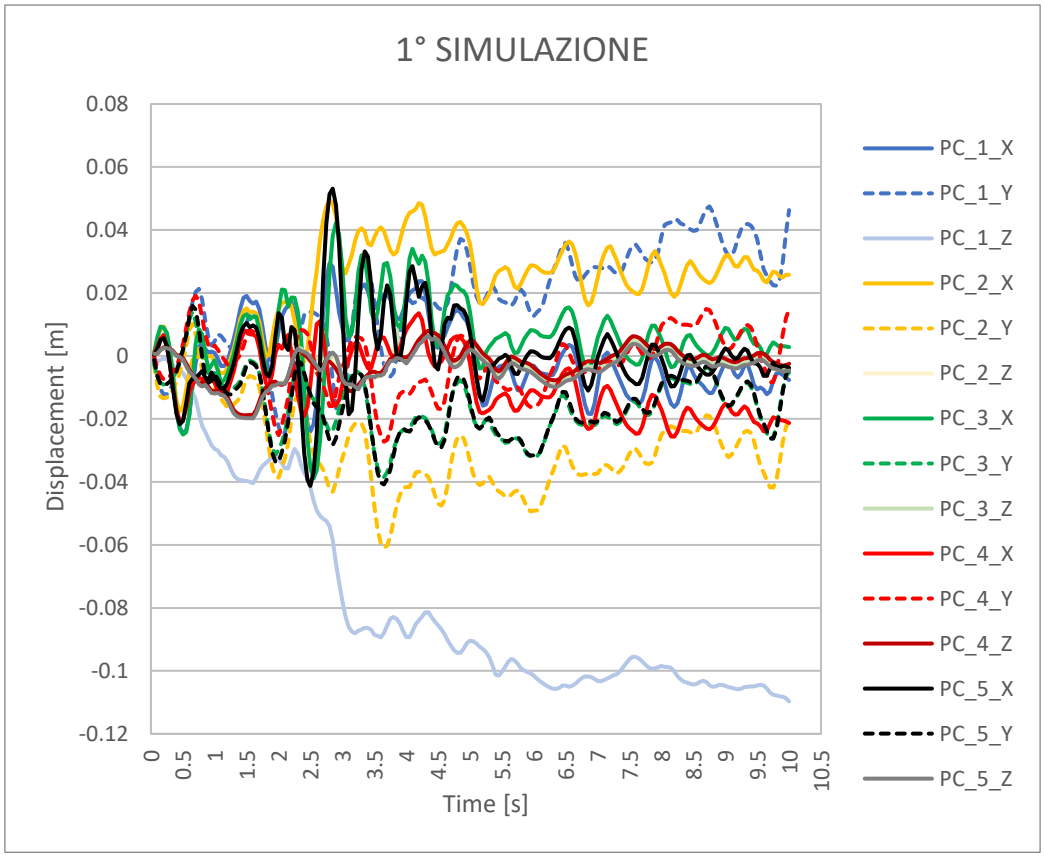


Figura 6.16 Storia temporale in spostamento

2° Simulazione

Nella seconda simulazione le velocità utilizzate sono quelle delle tre scosse principali, ovvero quelle del 24 agosto, del 26 e 30 ottobre 2016. Sono messe in sequenza in modo da ricostruire gli eventi che hanno sollecitato significatvamente la struttura, considerando solo i 10 secondi di picco per ognuno di essi. I valori dei coefficienti d'attrito sono:

- μ= 0,9 tra il blocco di fondazione e la struttura fuori terra;
- μ= 0,3 il sacco della muratura;
- μ= 0,5 i blocchi della muratua principale.

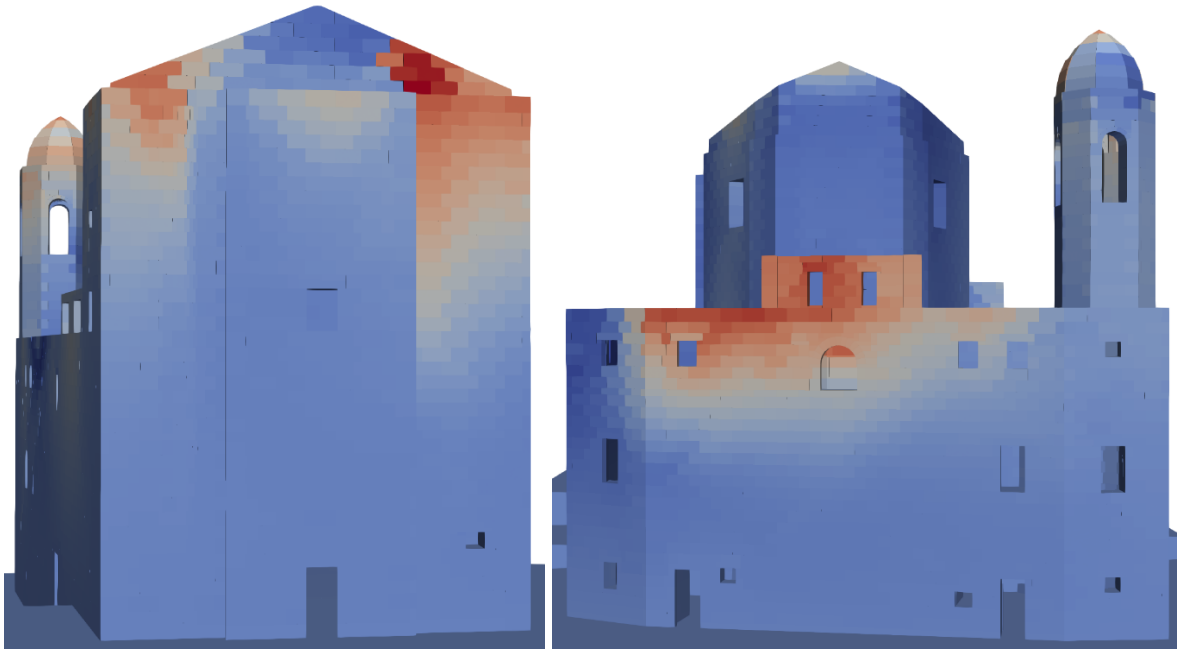


Figura 6.17 Prospetto principale (sx) prospetto Largo S. Maria in Via (dx), simulazione con sequenza

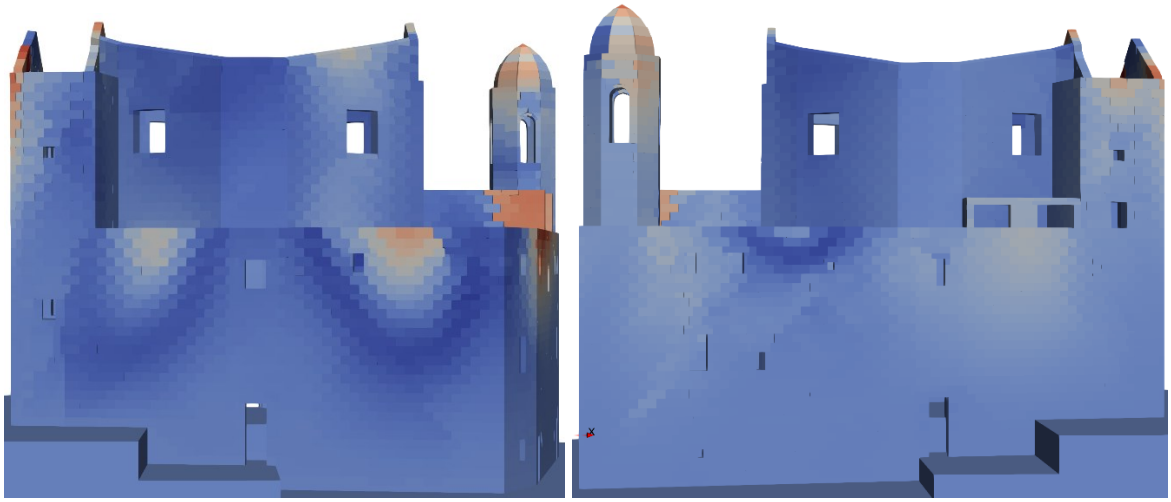


Figura 6.18 Prospetto Via San Giacomo (sx) prospetto Via Pieragostini (dx), simulazione con sequenza

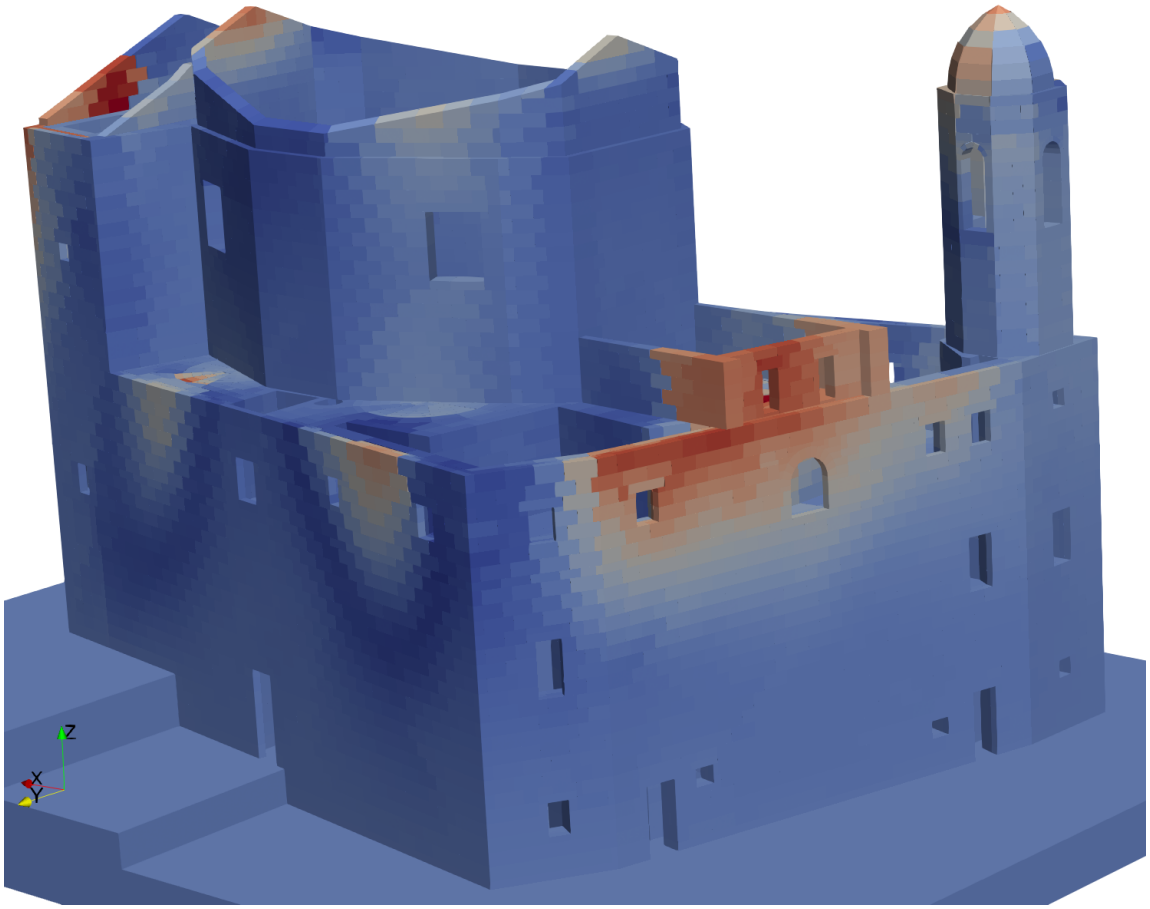


Figura 6.19 Vista tridimensionale, simulazione con sequenza

6.3.1. CONFRONTO CON IL DANNO REALE

Per il confronto con il danno reale, la simulazione utilizzata è quella con i principali eventi sismici in sequenza, essendo quella più sfavorevole e con i risultati che si avvicinano alla situazione post-sisma della Chiesa.

Il primo prospetto che si analizza è quello principale, dove sono stati osservati distacchi della cortina esterna in alcune zone, fessure diffuse su tutta la facciata e un fuori piombo. I danni ottenuti dalla simulazione sono molto simili sia per posizione che per tipologia a quelli provocati dal sisma.

Figura 6.20 Confronto dei danni sulla facciata principale

Sulla parete che affaccia su Largo Santa Maria in Via, c'è stato un fuori piombo, dei rigonfiamenti e fessurazioni diffuse. Anche in questo caso i risultati ottenuti dalle simulazioni sono abbastanza simili a quelli reali.

Figura 6.21 Confronto dei danni sul prospetto retro

Una particolare attenzione su questo prospetto viene data alla torre campanaria che con gli eventi sismici del 2016 è crollata, mentre nelle simulazioni fatte finora il crollo non si è verificato. Dal modello ottenuto però, si notano forti danneggiamenti alla cella campanaria che fanno ipotizzare che questa sia prossima al croll.

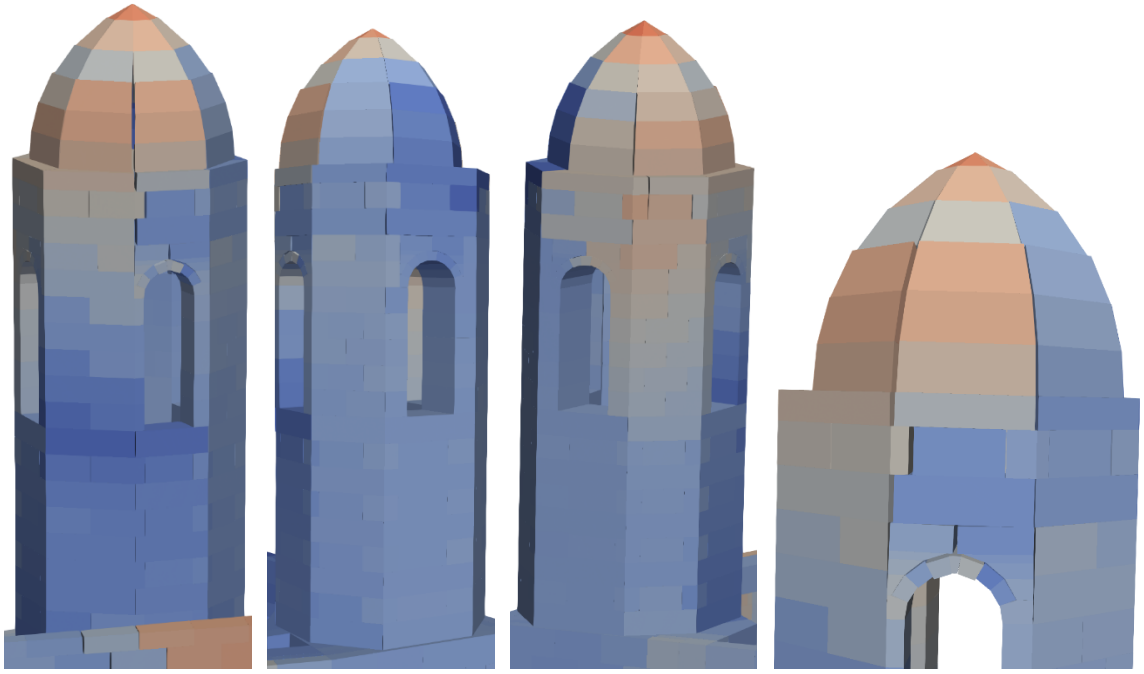


Figura 6.22 Danneggiamento della torre campanaria

La facciata che dà su Via San Giacomo, ha subito un importante crollo con conseguente distacco di tutto lo spessore della muratura nella parte adiacente al prospetto principale. Su questo lato dell'edificio, i risultati delle simulazioni sono abbastanza attendibili considerando che lo spostamento dei blocchi è maggiore e si localizza nella zona in cui si è verificato il crollo.

Figura 6.23 Confronto del danno sul lato di in Via S. Giacomo

Infine, sul prospetto di Via Pieragostini si è osservato un ulteriore crollo di minor entità rispetto a quello della facciata precedentemente analizzata. Anche su questo lato dunque, la simulazione mostra dove gli spostamenti sono maggiori e come questi si concentrano nella zona in cui è avvenuto il crollo.

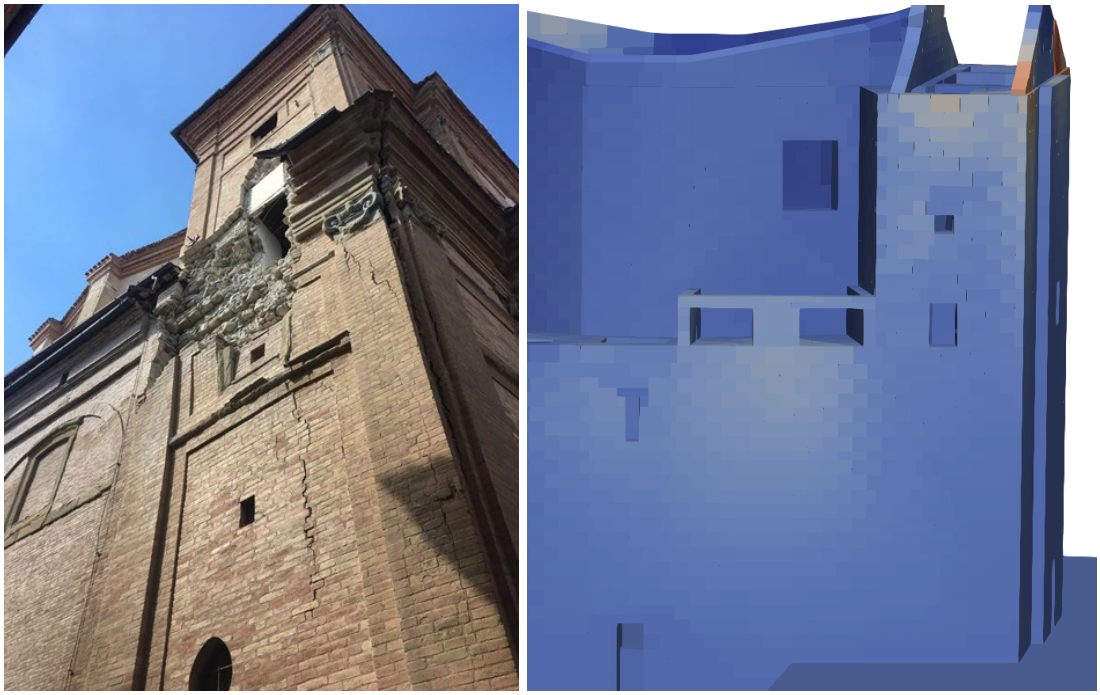


Figura 6.24 Confronto del danno sul lato Via Pieragostini

I risultati ottenuti dalle diverse simulazioni mostrano una fessurazione diffusa su tutto l'edificio, rigonfiamenti ed alcuni fuori piombo. In qualche caso, la posizione del danno non risulta essere precisa o non è effettivamente visibile il crollo dei blocchi dove è realmente avvenuto. Questa approssimazione dei risultati è data dalle scelte di modellazione fatte, quali la dimensione dei blocchi e i coefficienti di attrito; interpretando i risultati correttamene, anche in relazione allo spostamento dei blocchi, è possibile affermare che quelli ottenuti dalle simulazioni sono molto simili ai danni che si sono verificati nella realtà.

CONCLUSIONI

Lo studio della Chiesa di Santa Maria in Via a Camerino (Macerata), attraverso un'analisi di vulnerabilità sismica condotta grazie alle simulazioni effettuate con il codice di calcolo LMGC[90], ha messo in evidenza le probabili evoluzioni dei meccanismi di danno attivabili e le cause dei possibili crolli della struttura in situazioni diverse.

Il manufatto in esame ha risentito della sequenza sismica attivatasi il 24 agosto 2016, dove risulta essere già gravemente danneggiato, aggravando la situazione con le successive scosse del 26 ottobre ed in fine del 30 ottobre dove si sono avuti dei crolli, e proprio la simulazione in sequenza del sisma reale applicato al basamento del modello mediante i velocigrammi reali registrati, nelle tre direzioni del moto, ha mostrato l'affidabilità di tale studio.

Il metodo Non Smooth Contact Dynamics (NSCD) si pone quindi come un potente strumento di indagine per le murature storiche e per il loro comportamento sismico, offrendo la possibilità di ulteriori sviluppi nel campo della ricerca e della modellazione di un materiale complesso quale è la muratura.

Le simulazioni svolte sul modello della Chiesa sono state effettuate con il chiaro obiettivo di indagare il comportamento sismico di una Chiesa in muratura, analizzando quali parametri, relativi alla struttura stessa o all'azione sismica, siano i più influenti sull'innesco e sulla tipologia di meccanismi di collasso.

Ed è proprio con gli esiti delle simulazioni che si sono effettuati confronti tra i diversi parametri indagati. Ciò che è emerso è che il comportamento strutturale è differente a seconda del modello d'attrito considerato, in particolare sono stati registrati danneggiamenti maggiori alla struttura nel modello in cui si è considerato un coefficiente di attrito tra i blocchi più basso, ovvero una situazione con malta di qualità scadente.

I risultati delle simulazioni e la loro attendibilità, sono influenzati oltre che dai coefficienti d'attrito, anche dai parametri di modellazione che vengono adottati, più si riduce la dimensione dei blocchi, più ci si avvicina alla conformazione reale della struttura e più si hanno risultati realistici.

Il confronto fatto tra i risultati delle diverse simulazioni effettuate e i danni che il sisma ha arrecato alla struttura, considerando le dovute approssimazioni, consente di confermare l'attendibilità del metodo.

In conclusione, si può affermare che il metodo Non Smooth Contact Dynamics implementato nel software LMGC90 appare molto promettente nello studio delle strutture in muratura, offrendo grandi possibilità di sviluppo al fine di migliorarne le prestazioni e poter essere quindi usato su strutture ancor più complesse.

BIBLIOGRAFIA

- D.M. 17 gennaio 2018: Norme Tecniche delle Costruzioni NTC 2018.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 –Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri - Patrimonio Culturale del 26/02/2011 – "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

- Esposito A., Valutazione numerica del danno indotto dalla sequenza sismica del Centro Italia del 2016 sulla Chiesa di Santa Maria in Via a Camerino (MC), Tesi di laurea, A.A.2018/2019, Relatore Prof. Ing. Francesco Clementi

- Mariano F., Lo spazio del sacro. Chiese barocche tra '600 e '700 nella provincia di Macerata, Fondazione Cassa di Risparmio della Provincia di Macerata, 2009

- Lenci S., Quagliarini E., Vallucci S., Costruzioni storiche in muratura. Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi, Wolters Kluwer Italia, 2013

- Michel Jean. The non-smooth contact dynamics method. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Elsevier, 1999, 177 (3-4), pp.235-257. 10.1016/S0045-7825(98)00383-1. hal-01390459

- F Dubois e M Jean. «LMGC90 une plateforme de développe-ment dédiée à la modélisation des problèmes d'interaction». In: Actes du sixieme colloque national en calcul des structures. Vol. 1. 2003, pp. 111–118.

- Frédéric Dubois et al. «Lmgc90». In: 10e colloque national en calcul des structures. 2011, Clé–USB.

- Clementi, F., Milani, G., Ferrante, A., Valente, M., Lenci, S., Crumbling of Amatrice clock tower during 2016 Central Italy seismic sequence: Advanced numerical insights, Frattura ed Integrità Strutturale, 51(2020) 313-335.

SITOGRAFIA

- storiedellarte.tumblr.com/post/162233935866/camerino-chiesa-di-santa-maria-in-via-prima-del

- www.lostatodellecose.com/portfolios/camerino-la-chiesa-santa-maria-via/

- www.turismo.marche.it/Cosa-vedere/Attrazioni/Camerino---Chiesa-di-S.-Maria-in-Via/919

- cnt.rm.ingv.it/

RINGRAZIAMENTI

Con questa tesi giunge al termine il mio percorso universitario, e non è facile ringraziare e citare, in così poche righe, tutte le persone che in qualche modo mi hanno accompagnato verso questo importante traguardo.

Inizio col ringraziare il relatore di questa tesi il Prof Francesco Clementi, per avermi dato l'opportunità di poter lavorare su una tematica molto importante, per la sua disponibilità e cortesia.
Ringrazio la Dottoranda Angela Ferrante per la suo impegno e la sua pazienza nel seguirmi durante tutta l'elaborazione del lavoro di tesi.

Desidero ringraziare la mia famiglia, in particolar modo i miei genitori, Maria Pia e Salvatore, che hanno creduto sempre in me e mi hanno sempre sostenuto dandomi ogni tipo di supporto, la maggior parte del merito di questo traguardo è il loro. Poi c'è nonna Filomena, mia sorella Simona, mio cognato Luca, i miei zii Francesco e Donato che mi hanno sempre motivato ed incoraggiato.

Un ringraziamento speciale va alla mia fidanzata Maria Lucia, la persona che in questi anni ha condiviso con me gioie e dolori di questo percorso universitario, mi ha sempre supportano restandomi sempre accanto, ringrazio con affetto anche la sua famiglia.

Un ringraziamento va inoltre agli amici di sempre e a tutti quelli conosciuti nell'ambiente universitario.

Grazie di cuore a tutti.

Ottobre 2020

Andrea Pio