



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**Corso di Laurea magistrale Ingegneria Civile**

**Valutazione della vulnerabilità sismica e caratterizzazione  
dinamica di un corpo del Monastero di Santa Caterina a  
Monte San Martino (MC)**

**Evaluation of seismic vulnerability and dynamic structures  
characterization of Santa Caterina Monastery in Monte San  
Martino (MC)**

Relatore:

Prof. Ing. Fabrizio GARA

Correlatore:

Ing. Massimo CONTI

Tesi di Laurea:

Jessica Di Paolo

A.A. 2019/2020



## Sommario

Introduzione.....	5
1. Inquadramento territoriale.....	7
2. Inquadramento storico.....	12
2.1. I monasteri.....	12
2.2. Analisi storica.....	18
3. Inquadramento geologico.....	21
3.1. Inquadramento geomorfologico e geologico.....	21
3.2. Campagna di indagine.....	22
3.3. Azione sismica.....	23
4. Eventi sismici.....	26
5. Rilievo geometrico e materico.....	30
3.1. Rilievo geometrico e materico con tecnologia laser-scanner.....	31
3.2. Modellazione 3D mediante tecnologia BIM.....	32
3.3. Materiali.....	41
6. Rilievo del quadro fessurativo e degrado.....	49
7. Analisi dei carichi.....	52
8. Modellazione strutturale e analisi.....	55
8.1. Modello strutturale.....	58
9. Analisi.....	61
6.1. Parametri assegnati per eseguire l'analisi.....	62
6.1.1. Azione sismica.....	65
6.1.2. Parametri di Calcolo.....	67
10. Analisi e Risultati.....	70
10.1. Analisi modale.....	70
10.2. Analisi statica non sismica.....	71
10.3. Analisi statica lineare.....	73
10.4. Analisi statica non lineare.....	74
11. Analisi locali.....	79
11.1. Ribaltamento semplice.....	81

12.	Monitoraggio dinamico.....	83
12.1.	Fasi del Monitoraggio strutturale: caso studio edificio Monte San Martino (MC)	84
12.2.	Strumentazione.....	84
12.3.	Installazione della strumentazione .....	87
12.4.	Eccitazione.....	95
12.5.	Acquisizione del segnale .....	96
12.6.	Analisi dei risultati.....	96
12.7.	Confronto .....	99
	Conclusioni .....	102
	Bibliografia .....	105
	Sitografia .....	105
	Norme di riferimento .....	106



## Introduzione

Il presente lavoro di tesi riguarda l'analisi del comportamento strutturale di un edificio particolarmente complesso: il Monastero delle monache benedettine di Santa Caterina a Monte San Martino (MC).

Monte San Martino è un comune italiano di 719 abitanti della provincia di Macerata, situato alle pendici dei Monti Sibillini e arroccato a 603 metri sul livello del mare. Il monastero si colloca all'ingresso del paese e presenta una struttura tipica dei monasteri realizzati nell'Alto Medioevo, rientrando nella tipologia dei "monasteri isolati". Il corpo più antico dell'edificio è stato realizzato nel 975. Successivamente l'edificio ha subito delle modifiche in seguito a diversi interventi, dei quali si hanno fonti scritte solamente dopo il sisma del 1997.

A causa degli eventi sismici del 2016 il monastero ha subito danni importanti al punto tale da rendere, ancora oggi, tutti i corpi inagibili. Come oggetto di studio è stato selezionato il corpo del monastero realizzato nel 1600 che si affaccia sull'orto. Il corpo ha una geometria piuttosto regolare, pressoché rettangolare, ed è costituito da un piano seminterrato, un piano terra adibito a lavanderia, un primo ed un secondo piano, destinati a dormitori, per un'altezza complessiva di 18.70 metri.

Ogni piano ha una superficie di circa 215 m<sup>2</sup>.

Lo scopo della tesi è la valutazione accurata della vulnerabilità sismica del corpo mediante un'analisi globale eseguita su modello con software Aedes PCM.

Inoltre, giacché a seguito del sisma del 2016 si sono verificati cinematismi locali di ribaltamento semplice, si determinano i moltiplicatori di collasso che hanno

attivato tali meccanismi. Infine, l'attenzione sarà focalizzata anche sul verificarsi di altri cinematismi.

Infine, verrà effettuato un confronto con il Monastero delle Monache Benedettine Santa Caterina a Santa Vittoria in Matenano (FM); tale edificio è stato realizzato nel Basse Medioevo, quindi dopo il 1100 e rientra nella tipologia dei monasteri "in aggregato", collocati all'interno del paese.

## 1. Inquadramento territoriale

Il Monastero delle Monache Benedettine “Santa Caterina” si trova a Monte San Martino, un comune italiano di 719 abitanti della provincia di Macerata. Monte San Martino è un piccolo borgo situato tra i Monti Sibillini, le verdi colline e l’orizzonte del Mare Adriatico ed è arroccato a 603 metri sul livello del mare.



*Figura 1. Veduta di Monte San Martino.*

Il suo territorio è compreso tra il fiume Tenna e il suo affluente Tennacola, che percorrono le due valli che lo separano dai comuni vicini posti in cima alle colline che lo circondano: Amandola (FM), Smerillo (FM), Penna San Giovanni (MC), Santa Vittoria in Matenano (FM), Servigliano (FM). Il territorio di Monte San Martino si sviluppa su una superficie di 18,47 km<sup>2</sup>.

La presenza nel territorio di sepolcri, monete, rottami e vasellami fanno pensare che l'origine di Monte San Martino risalga al periodo delle prime espansioni del territorio romano verso gli Appennini Centrali. Tali ritrovamenti non bastano a provare l'esistenza di Monte San Martino all'epoca dei Romani ma qualcuno ritiene che ne fosse un'antica colonia per la vicinanza con Falerio, oggi Falerone; altri, come Agostino Paradisi nella sua opera intitolata “*Ateneo dell'uomo nobile*” tomm.1

parte III, cap. 7, n.4, ritengono che Monte San Martino fu un insediamento piceno; fu fondata dagli Ascolani che ne fecero una loro Colonia. Qualora sussista l'ipotesi che Monte San Martino potesse esistere nel periodo dei Romani, sicuramente questo luogo avrebbe avuto un altro nome, probabilmente "*Ars Rubetana*" poiché il nome attuale è in onore di Martino Vescovo di Tours che, all'epoca dei Romani, non esisteva. La storia narra che Monte San Martino divenne una comunità tra il 1240 e il 1250 per concessione papale; ottenne dal Pontefice la possibilità di essere governato dai suoi stessi signori in una signoria o, più probabilmente, in forme autonome di governo.

Tra metà del XIII secolo e la metà del XIV secolo Monte San Martino si procurò delle fortificazioni. Nell'epoca medievale si svilupparono delle fortificazioni medievali, con lo scopo di proteggere e difendere il borgo dall'attacco nemico. Il tipo di mura di una città medievale dipendeva dalle risorse disponibili per la loro costruzione, dal tipo di terreno e dai rischi che minacciavano l'abitato; all'inizio del periodo venivano costruite in legno ma dove le pietre erano presenti in quantità, il legno veniva sostituito da queste aumentandone la sicurezza.

Le mura presentavano delle aperture, ovvero le porte; da un lato queste dovevano permettere il passaggio di rifornimenti, dall'altro rappresentavano un punto di debolezza nella protezione. Monte San Martino aveva quattro porte nelle mura che circondavano il paese; ad oggi queste sono state in parte distrutte, in parte inglobate nelle costruzioni. Una delle antiche porte della città è possibile individuarla nel Monastero.



*Figura 2. Porta della città inglobata nelle mura del Monastero.*

Il Monastero delle monache benedettine Santa Caterina è situato all'ingresso del paese. È un edificio "isolato" e la parte più alta si trova a 570 metri sul livello medio mare mentre la parte più bassa è a 562 metri dal livello medio mare, con un dislivello di circa 8 metri. L'edificio si colloca sul settore di un versante con esposizione a sud est e con pendenza topografica di circa 18°. Di seguito si riportano gli inquadramenti territoriali del monastero:





*Figura 3. Inquadramento del Monastero sul territorio di Monte San Martino.*



*Figura 4. Inquadramento territoriale del Monastero delle monache benedettine Santa Caterina a Monte San Martino*



## 2. Inquadramento storico

### 2.1. I monasteri

Il termine "*monastero*" entra nella lingua italiana nella prima metà del XIII secolo dal latino tardo *monastēriūm*, dal greco *μοναζω* "monaco", "vivere solitario". In origine, il termine indicava la dimora di un monaco o anche l'insieme di dimore. Attualmente con tale termine si indica la residenza religiosa stabile destinata ad una comunità di monaci o monache sotto l'autorità di un abate o di una badessa.

Il monastero è una piccola città, con la tendenza ad essere autosufficiente dal punto di vista economico. I monaci e le monache vivono una vita di preghiera e di lavoro; la vita che conducono si differisce per periodo storico, ordine e regola di riferimento, nonché dalla religione che professano. Tali strutture sono luoghi nei quali i monaci, pur vivendo la solitudine, fanno esperienza di vita fraterna e comunione che si esprime nell'accoglienza degli ospiti negli spazi del Monastero e in quelli della Foresteria; ogni monastero offre accoglienza ad ospiti e pellegrini.

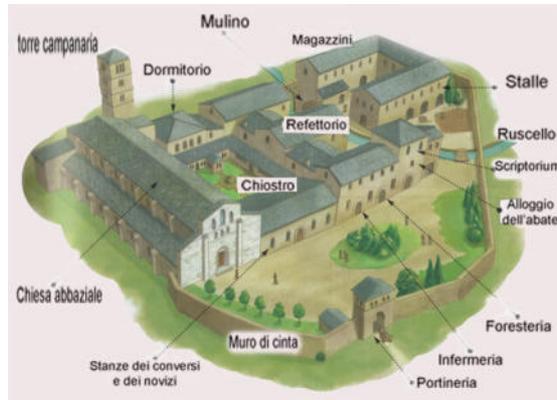
È facile individuare, per quanto noto all'interno della regione Marche, la disposizione dei monasteri ad una distanza "1 giorno di cammino" per dar modo ai pellegrini di spostarsi durante il giorno e trovare un luogo per riposare la notte.

Un'altra caratteristica dei monasteri è che questi vengono disposti in modo tale che possano guardarsi l'un l'altro, perché un tempo doveva essere garantita una comunicazione tra di essi; dal monastero delle monache benedettine "Santa Caterina" di Monte San Martino (MC) è possibile osservare il Monastero delle monache benedettine "Santa Caterina" di Santa Vittoria in Matenano (FM) e il Monastero delle monache benedettine "San Lorenzo" ad Amandola (FM).

In genere i monasteri si dividono in due tipologie:

- Quelli costruiti nell'Alto Medioevo in luoghi isolati (come il monastero in esame);
- Quelli costruiti nel Basso Medioevo (dopo il 1100) che si trovano nella città (ad esempio il Monastero delle monache benedettine di Santa Caterina a Santa Vittoria in Matenano).

A livello strutturale essi sono costruiti secondo uno stesso disegno. Ogni edificio del monastero è formato solitamente da una galleria sulla quale si aprono le celle quali: il refettorio per i pasti in comune, sala capitolare, biblioteca, infermeria, cucina, ecc.



*Figura 6. Esempio struttura monastica.*

La chiesa domina la struttura ed è sempre molto ricca, dimostrando la grande importanza che l'ufficio divino deve avere nella vita del monaco. La sua dimensione e ricchezza esprime anche la prosperità del monastero e spesso vi sono seppelliti i benefattori della comunità e conservate le reliquie dei santi. La sua struttura è di solito costituita da: una navata centrale e due laterali illuminate

da una fila di finestre sulle pareti, terminanti in un'abside. La chiesa rispecchia i principi paleocristiani (croce latina, navate, abside).



*Figura 7. Chiesa di Santa Caterina Monastero di Monte San Martino.*

Caratteristica del monastero è il chiostro. Quest'ultimo (dal latino *claustrum*, luogo chiuso) riprende l'atrium delle ville romane ed è il luogo destinato alla meditazione, per questo vige la "regola del silenzio". È sempre circondato da portici sostenuti da colonne e pilastri ed è posizionato centralmente alle varie costruzioni del monastero di cui viene così a formarne l'ossatura; su di esso si affacciano gli edifici più importanti, come la chiesa, il capitolo per le riunioni della comunità monastica, il dormitorio, il refettorio.



*Figura 8. Chiostro del Monastero di Monte San Martino*

La sala capitolare o semplicemente Capitolo è chiamato così perché in origine, ogni giorno dopo la preghiera, un monaco leggeva ad alta voce il capitolo della regola. Era il luogo in cui si riuniva la comunità monastica per alcune volte nel corso della giornata. La sala capitolare era dedicata a varie attività fra le quali la lettura della Regola, le celebrazioni delle funzioni giornaliere, l'assemblea dei monaci per l'elezione del nuovo abate.

Il monastero presenta sempre il refettorio; è la sala comune dove i monaci si riunivano per consumare i loro pasti. I tavoli erano normalmente disposti lungo le pareti, lasciando il centro libero per gli inservienti.

Il dormitorio era il luogo comune dove, secondo la Regola, una lampada era mantenuta sempre accesa. Quando i monaci erano tanti, erano divisi tra più dormitori. Con gli anni si passò dalla camerata comune alle celle. Prima si praticarono delle divisioni in legno per isolare il monaco dalle distrazioni di una sala comune incompatibili con le esigenze dell'attività intellettuale.

In seguito, le stanze furono chiuse da una porta e, in tal modo, si giunse al tipo di costruzione attuale divenuto di uso generale dal XV secolo.



*Figura 9. Dormitorio Monastero di Monte San Martino.*

L'ampiezza delle comunità monastiche variava in funzione della ricchezza e del prestigio: alcune erano piccolissime, altre (poche) potevano accogliere anche 900 monaci. In media, però, ne riunivano da 10 a 50, perché l'Abate doveva conoscere e seguire i suoi monaci e guidarli come un padre spirituale. Il monastero di Monte San Martino accoglie 18 monache.

Il monastero di solito veniva costruito vicino ad un corso d'acqua. L'intero complesso monastico era orientato in modo che l'acqua potesse essere convogliata verso le fontane e la cucina, prima di raggiungere la lavanderia ed i bagni. Il monastero in questione è assolutamente autosufficiente anche per il rifornimento di acqua; dispone di un sistema idrico che permette alle monache di svolgere le funzioni basilari e inoltre garantisce un sistema d'irrigazione dell'orto. La particolarità di questo monastero è la sua costruzione su un terreno molto permeabile, pertanto quando il livello di falda, nelle stagioni invernali si alza, è facile trovare dell'acqua all'interno delle grotte del Monastero.

Le monache dispongono di un sistema di pompaggio per tenere sotto una determinata soglia il livello dell'acqua.



*Figura 10. Grotte con acqua nel Monastero.*

L'edificio della chiesa forma il nucleo e rappresenta il centro religioso della comunità. Per raggiungere la completa indipendenza dal mondo esterno, i monaci si dotarono di mulini, forni, stalle, cantine e laboratori artigianali necessari per eseguire riparazioni e quant'altro fosse richiesto per soddisfare le esigenze della loro comunità.

## 2.2. Analisi storica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dall'edificio, nonché gli eventi che lo hanno interessato (sismi, etc.).

La conoscenza delle fasi edificatrici e dei successivi interventi sono elementi fondamentali per progettare il piano delle indagini diagnostiche, distruttive e non distruttive da eseguire.

Le fonti possono essere le più varie, tra cui: archivi tecnici (uffici pubblici, studi privati), archivi storici e biblioteche (comunali, provinciali, della curia, ecc...), documentazioni fotografiche e rappresentazioni grafiche (libri, manuali, riviste, documenti storici, di pinti e disegni, ecc.).

Nel caso in esame, non abbiamo fonti per ricostruire la storia del monastero; le uniche fonti che si hanno a disposizione sono i racconti tramandati dalle monache. Con certezza si sa che agli inizi del 900 venne fondato il monastero e in particolare il primo corpo è quello in evidenza nella parte sottostante (Figura 11). Tale corpo è costituito da tre piani: il piano terra (la legnaia), il primo piano (il laboratorio), il secondo piano (il dormitorio).



*Figura 11. Edificio più antico del monastero.*

Negli anni il monastero ha subito diversi interventi; di questi non sono noti né le tipologie, né la datazione. Visitando il monastero si può notare, in corrispondenza del primo piano del corpo, che si affaccia da un lato sul chiostro e dall'altro su Via Roma (Figura 12), una parte della struttura in muratura che è stata completamente eliminata e ricostruita interamente in calcestruzzo armato. Secondo i racconti tali interventi, di cui non si hanno documenti, sono stati realizzati negli anni 60-70 quando ci fu il boom dell'utilizzo del calcestruzzo armato. Tale corpo è costituito da due piani: il piano terra (il refettorio) e il primo piano (corridoio sul quale si aprono le celle).



*Figura 12. Edificio del monastero che si affaccia su Via Roma.*

Gli unici interventi noti sono quelli dopo il sisma del 1997, che colpì il territorio umbro-marchigiano; nel 1998 vennero effettuati degli interventi in

corrispondenza del corpo del monastero che si affaccia sull'orto (Figura 13). Questi prevedevano: rifacimento del tetto, rifacimento dei paramenti murari, consolidamento delle murature mediante intonaco armato e iniezioni, catene in ferro, collegamento delle volte alle murature portanti, chiodatura di elementi strutturali in legno, iniezioni di miscele.



*Figura 13. Edificio Monastero che si affaccia sull'orto*

### 3. Inquadramento geologico

L'area dove sorge il Monastero di Santa Caterina a Monte San Martino si estende su un intervallo altimetrico compreso, come già accennato, tra 562 m s.l.m.m. e 570 m s.l.m.m. con un dislivello di circa otto metri. Non si hanno informazioni geomorfologiche e geologiche di quest'area perché non è ancora stata pianificata una campagna di indagine, pertanto sono stati presi in considerazione lo studio e la campagna d'indagine condotti nel 2017 per il Palazzetto Urbani, un edificio collocato nelle vicinanze del Monastero come si osserva in Figura 14:



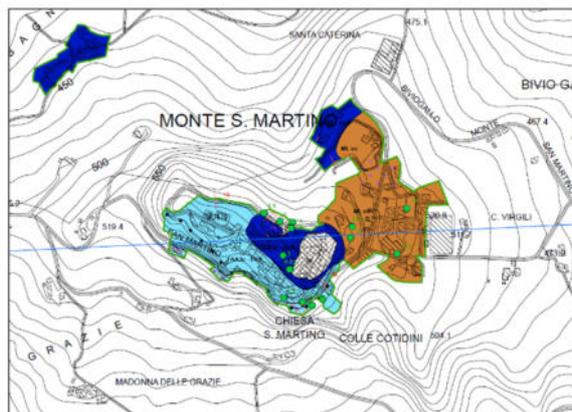
*Figura 14. Palazzetto Urbani*

#### 3.1. Inquadramento geomorfologico e geologico

Dall'esame geomorfologico eseguito si evince che l'area non è interessata da processi in atto e/o potenziali che turbano la naturale stabilità del sito. Con riferimento alla Carta geologico-tecnica relativa agli studi di microzonazione, vengono descritti i vari litotipi distinti per unità delle coperture e del substrato:

- le unità di copertura costituite da depositi di riporto, limi e argille con frammenti di laterizi eterogenei per tipo e dimensione;
- le unità di copertura costituite da depositi di limi, sabbie ed argille;

- le unità del substrato costituiti dalla porzione pliocenica della successione umbro-marchigiana-romagnola. In particolare, sono state riconosciute le formazioni delle argille azzurre.



*Figura 15. Carta Geologica-Tecnica di Monte San Martino.*

Il rilevamento geologico-geomorfologico ha evidenziato che l'area in esame non è interessata da fenomeni di erosione in atto dovuti all'azione dell'acqua superficiali; l'area è racchiusa, come già descritto nel Capitolo 1, tra il fiume Tenna e il Torrente Tennacola.

### 3.2. Campagna di indagine

Per la determinazione della successione litostratigrafica dei terreni sottostanti al Palazzetto Urbani, sono state eseguite due prove penetrometriche dinamiche (DPSH) e un'analisi geofisica HVSR/MASW; inoltre è stata ripreso il sondaggio con perforazione a rotazione eseguito il 10/05/1999.

Dalla prova penetrometrica P.1 si evidenzia un terreno di riporto antico con spessore non inferiore a 2.60 m e nella prova penetrometrica P.2 non inferiore a 1.04 m. Invece dall'indagine geofisica di tipo MASW si evince un orizzonte con velocità delle onde S di circa 250 m/s, pari a 7.70 m.

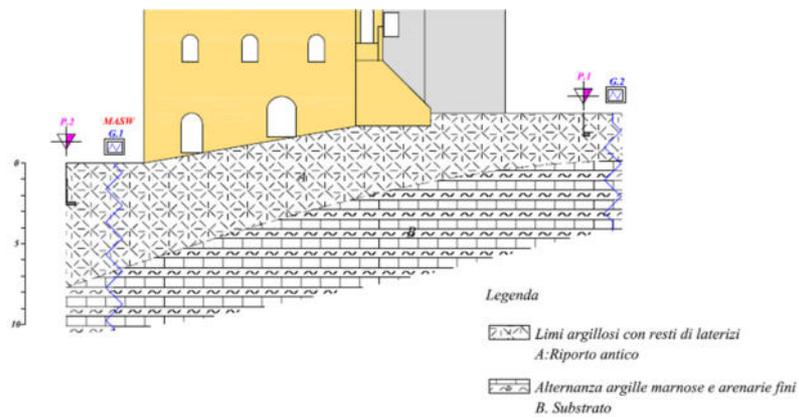


Figura 16. Stratigrafia individuata

Le caratteristiche fisico-meccaniche (peso di volume, angolo di attrito, coesione drenata e coefficiente di Poisson) sono state dedotte per entrambi gli strati su base bibliografica.

È lecito considerare la presenza di una falda idrica effimera in quanto la prova penetrometrica P. 1 ha presentato aste bagnate a -1.5 m dal p.c.

### 3.3. Azione sismica

Il Comune di Monte San Martino è classificato in Zona Sismica 2 in base alla classificazione sismica del territorio nazionale riportata nell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 25 marzo 2003. Per tale zona sismica si associa un valore di  $A_g$ , accelerazione al suolo espressa come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$  pari a: 0.15-0.25.

Per classificare un sito dal punto di vista sismico è necessario conoscere le caratteristiche litostratigrafiche, in particolare devono essere noti:

- il numero e lo spessore degli strati di copertura, cioè gli strati soprastanti il bedrock (substrato);
- la velocità delle onde S degli strati di copertura.

La classificazione del suolo effettuata ha evidenziato una velocità media delle onde di taglio  $V_s = 356$  m/s, per la quale si determina una tipologia del suolo C.

Per la determinazione dell'accelerazione di picco al suolo, si fa riferimento alle NTC2018

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times (S_s \times S_t)$$

Con  $S_s$  l'amplificazione stratigrafica e  $S_t$  l'amplificazione topografica, ottenendo così:

- $a_{max} = 1.012$  m/sec<sup>2</sup> (SLO);
- $a_{max} = 1.270$  m/sec<sup>2</sup> (SLD);
- $a_{max} = 3.006$  m/sec<sup>2</sup> (SLV);
- $a_{max} = 3.671$  m/sec<sup>2</sup> (SLC).

Mediante la prova HVSR si identificano le modalità di vibrazione del terreno ed individua la frequenza fondamentale di vibrazione. Sapendo che esiste una relazione fra  $f_0$ , lo spessore della parte più soffice del terreno e la velocità media  $V_s$  delle onde sismiche nel sottosuolo, mediante questa prova è possibile risalire allo spessore degli strati. L'acquisizione del segnale in questa prova avviene per mezzo del rumore di fondo, tramite un sensore a tre elementi caratterizzati da frequenze di vibrazione molto basse. In fase di progetto si dovrà tener conto della frequenza di oscillazione sia dei terreni che dell'edificio in modo da evitare il fenomeno della doppia risonanza. I risultati della prova sismica hanno evidenziato, come accennato, un valore del parametro medio  $V_{s,30} = 356$  m/s ed il suolo può essere assimilato ad una "categoria di suolo C" ovvero come descritto nelle NTC 2008 "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori

di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina”

Quest’area è caratterizzata da una successione stratigrafica data da uno strato di spessore compreso tra 3 e 10 m sormontato da un altro strato con  $V_s < 800$  m/s, poggiante su un substrato sismico ( $V_s > 800$  m/s).

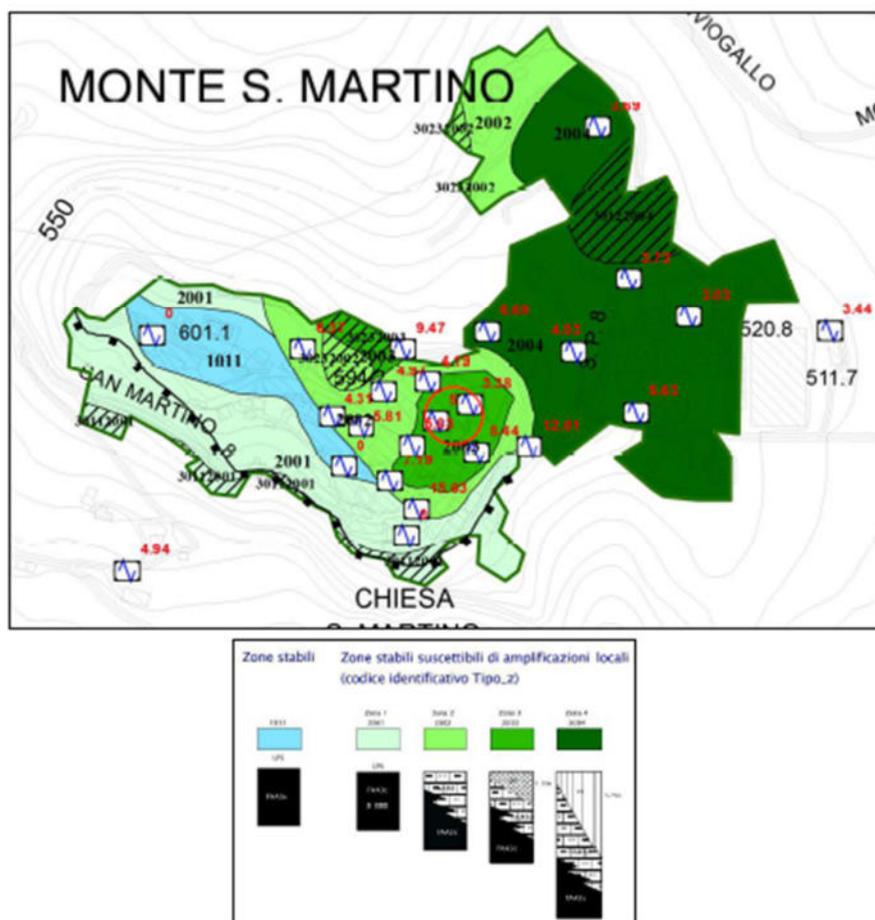


Figura 17. Carta di microzonazione

Si studia la risposta sismica locale che ci restituisce lo spettro di risposta in accelerazione del moto del terreno e mette in evidenza gli effetti nel sito. Il risultato è quello di fornire lo spettro elastico in accelerazione relativo all’SLV.

Per l'analisi sismica locale sono stati utilizzati come input accelerogrammi naturali.

Il modello sismostratigrafico risultante è costituito da quattro sismostrati:

- Sismostrato n.1: lo spessore è circa 7.70 m avente  $V_s=250$  m/s;
- Sismostrato n.2: lo spessore è circa 10.50 m avente  $V_s=355$  m/s;
- Sismostrato n.3: lo spessore è circa 11.0 m avente  $V_s=505$  m/s;
- Sismostrato n.4: lo spessore è circa 22.0 m avente  $V_s=633$  m/s.

Da -51.2 m dal p.c. si identifica un substrato geologico e sismico con una  $V_s > 800$  m/s.

I risultati finali dell'analisi sismica locale restituiscono un valore di PGA [g] SLV = 0.286 (espresso come multiplo di g [m/s<sup>2</sup>]) e accelerazione al suolo [m/s<sup>2</sup>] SLV = 2.808.

#### 4. Eventi sismici

Gli eventi sismici che hanno interessato le zone del Centro Italia nel 2016, definiti dall'INGV "sequenza sismica Amatrice-Norcia-Visso", hanno avuto origine ad agosto; la prima scossa risale il 24 agosto 2016, alle ore 3:36 con una magnitudo di 6.0, con epicentro situato tra i comuni di Accumoli (RI) e Arquata del Tronto (AP). A seguire si sono verificate due potenti repliche: il 26 ottobre 2016 con epicentri tra i comuni di Visso, Ussita e Castelsantangelo sul Nera (la prima scossa alle 19:11 con magnitudo 5.4 e la seconda alle 21:18 con magnitudo 5.9).

Il 30 ottobre 2016 è stata registrata la scossa più forte, di magnitudo momento 6.5 con epicentro tra i comuni di Norcia e Preci.

Il 24 agosto la scossa ha avuto una durata di 15-20 secondi. Per quanto riguarda l'accelerazione al suolo, nota come *peak ground acceleration*, PGA, sono stati

registrati valori di 0,45 g, con un picco massimo di 0,86 g registrato nella sola Amatrice. Il 30 ottobre i valori relativi all'accelerazione del suolo sono stati di 0,48 g, con picchi massimi di 0,76 g registrati ad Arquata del Tronto. Di seguito si riportano le accelerazioni registrate ad Amatrice il 24.08.2016:

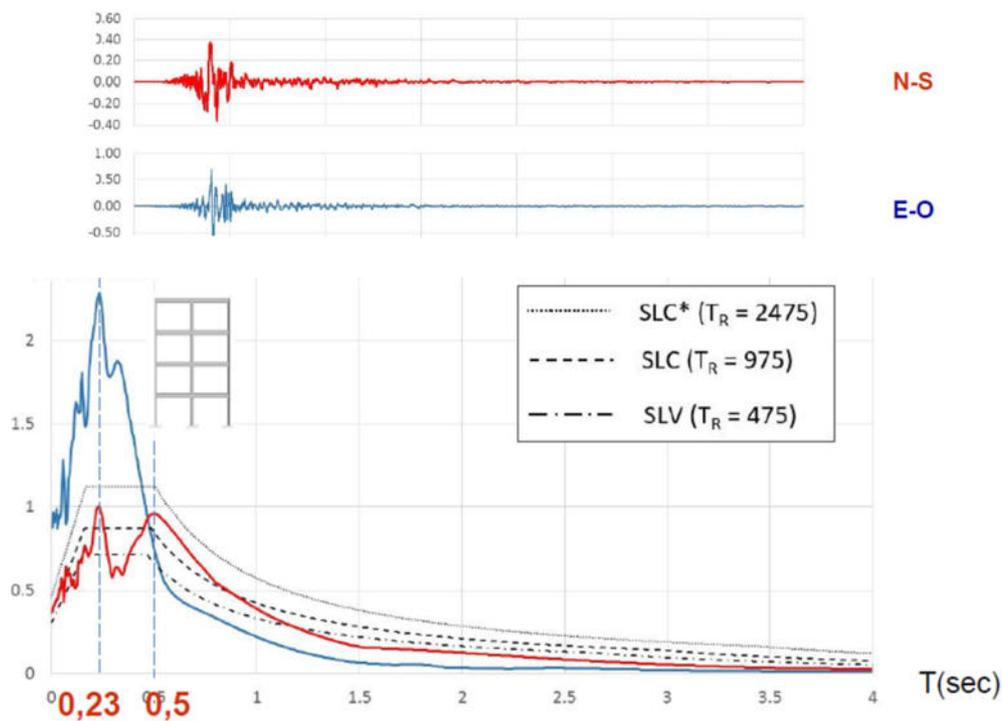


Figura 18. Accelerazioni confrontate con lo spettro elastico.

Si osserva che la scossa del 24 agosto ha avuto dei picchi in corrispondenza di periodi inferiori a 0.5 s. Tali periodi sono caratteristici delle costruzioni in muratura; questo è la ragione per la quale la maggior parte dei danni si sono verificati nel centro storico.

Il 30.10.2016 la scossa è stata registrata in due stazioni a Norcia e si evidenziano le seguenti accelerazioni:

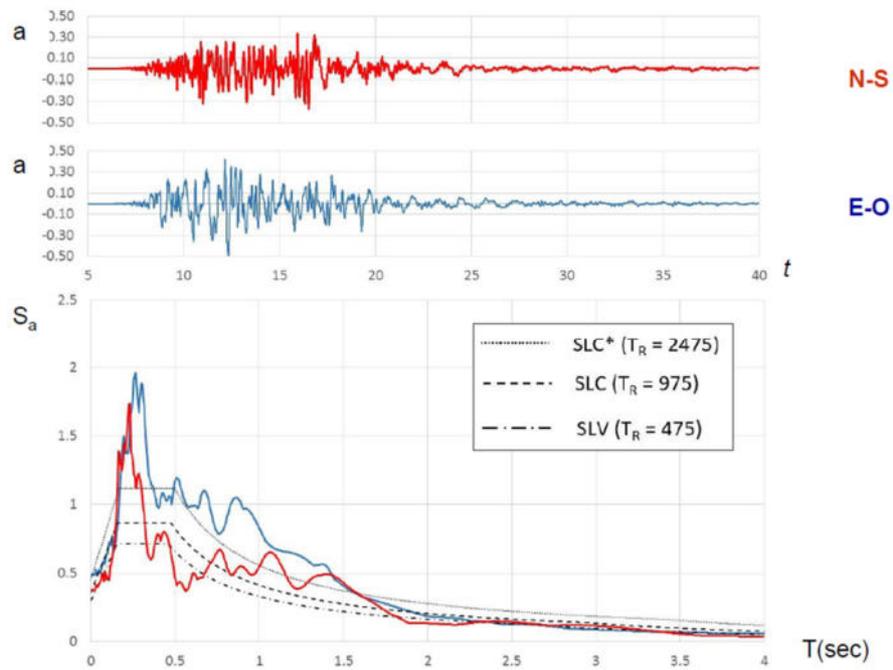


Figura 19. Accelerazioni registrate a Norcia NRS, 5.39 km dall'epicentro.

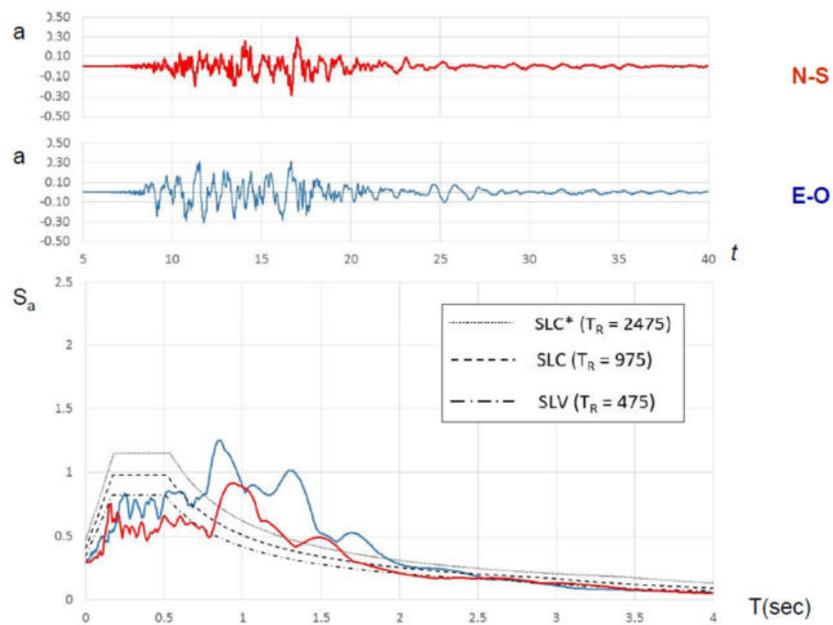


Figura 20. Accelerazioni registrate a Norcia NOR, 4.92 km dall'epicentro.

Osservando le figure precedenti, queste mostrano le accelerazioni registrate a Norcia, in due stazioni diverse. La prima a 5.39 km dall'epicentro su un terreno B mentre la seconda, a 4.92 km dall'epicentro su un terreno C. Si può notare che la prima stazione ha registrato dei picchi in corrispondenza di periodi caratteristici delle costruzioni in muratura. La seconda stazione ha registrato dei picchi in corrispondenza di periodi caratteristici di strutture in calcestruzzo armato.

Monte San Martino, come accennato, è stato colpito dal sisma che ha comportato diversi danni; in particolare il monastero delle monache benedettine ha avuto danni importanti soprattutto a seguito della scossa del 30 ottobre. Infatti, Monte San Martino dista 45,19 km da Amatrice (RI) e 37,88 km da Norcia (PG) come mostrato di seguito:

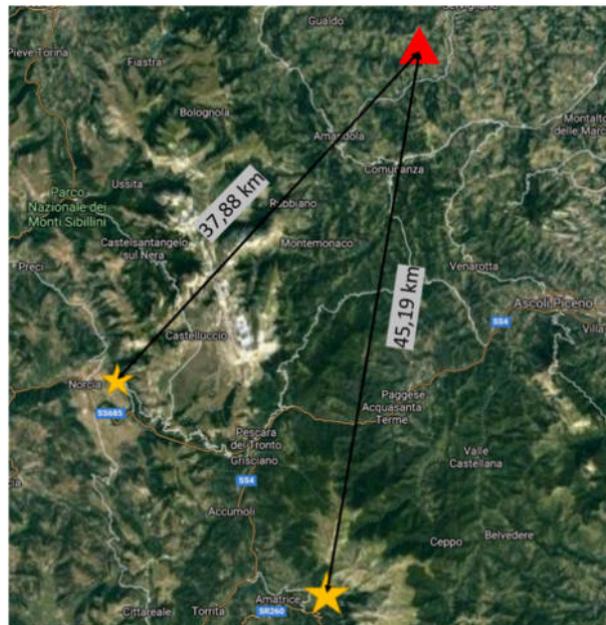


Figura 21. Distanza Monte San Martino dagli epicentri.

## 5. Rilievo geometrico e materico

Il rilievo geometrico ha l'obiettivo di determinare la geometria complessiva dell'edificio; deve individuare l'organismo resistente della costruzione comprendendo i rapporti con le eventuali strutture adiacenti. È necessario che il rilievo sia quanto più dettagliato possibile ai fini della definizione di un modello strutturale. La rappresentazione dei risultati viene fatta, nella maggior parte dei casi, attraverso piante, sezioni e prospetti oltre che con particolari costruttivi.

Il rilievo geometrico e materico deve comprendere:

- rilievo delle strutture e della loro organizzazione;
- rilievo dell'orditura e della geometria dei solai;
- rilievo della geometria degli elementi strutturali (pilastri, travi, setti, solette, etc..) con individuazione di elementi critici, quali pilastri tozzi, travi corte, forature etc.;
- rilievo degli elementi scatolari: corpiscala, ascensori;
- rilievo della posizione e della dimensione delle armature (nel caso di strutture in c.a. o c.a.p.);
- rilievo degli elementi "non strutturali" dotati di apprezzabile rigidità: tamponamenti, etc.

### 3.1. Rilievo geometrico e materico con tecnologia laser-scanner

Una delle tecnologie utilizzate per il rilievo geometrico, come nel caso del Monastero di Santa Caterina a Monte San Martino è il rilievo con tecnologia laser-scanner.

I laser scanner sono strumenti in grado di rilevare a velocità elevate la superficie degli oggetti circostanti. Il risultato dell'acquisizione è un insieme di punti molto denso chiamato "nuvola di punti". Prima di avviare la scansione per ottenere la "nuvola di punti" occorre impostare i parametri della stessa. Infatti, per determinare la risoluzione della scansione, ovvero la densità dei punti rilevati ad una certa distanza e la qualità dei dati acquisiti, occorre agire sulla velocità e il passo delle rotazioni impostate dall'operatore sullo strumento.

Durante l'acquisizione lo strumento archivia, per ciascun punto rilevato, la distanza calcolata e gli angoli, orizzontale e verticale, in base alla posizione del corpo e dello specchio. Oltre a queste informazioni, viene acquisito anche il valore di riflettanza della superficie colpita dal laser che sarà tanto più alto quanto più la superficie tenderà al colore bianco. I sensori laser scanner, quindi, sono strumenti che consentono il rilevamento di modelli tridimensionali di oggetti a scale e risoluzioni differenti.

Esistono laser scanner 3D che hanno una fotocamera digitale integrata che, dopo la fase di acquisizione dei dati geometrici, viene utilizzata per l'acquisizione di immagini dello spazio rilevato. Le foto così acquisite saranno messe insieme dai software di elaborazione dei dati e applicate alle nuvole di punti per arricchirle delle informazioni di colore.

### 3.2. Modellazione 3D mediante tecnologia BIM

Avendo a disposizione la nuvola dei punti dell'edificio in questione è stata effettuata una modellazione tridimensionale utilizzando la tecnologia BIM (Building Information Modeling) e in particolare usando il software Autodesk Revit. La tecnologia BIM permette di realizzare una vera e propria costruzione virtuale del progetto attraverso l'utilizzo di componenti equivalenti a quelli utilizzati nella realtà (come ad esempio pilastri, muri, solai, tetti, scale, etc.). Gli elementi costruttivi sono in grado di relazionarsi tra loro e contengono un'ampia quantità di informazioni che permettono di analizzare in modo approfondito e di riflettere al meglio sulle scelte progettuali. Dal modello BIM è possibile estrapolare e riportare in forma tabellare una serie di dati numerici come quantità, volumi, superfici per i quali non esiste una rappresentazione grafica. Proprio grazie a tutte le informazioni contenute in esso, la sua funzione prosegue per tutto il ciclo di vita della costruzione e durante la fase di gestione, contribuendo ad una pianificazione delle operazioni di manutenzione.

Gli elementi, come ad esempio i pilastri, conoscono la loro funzione e il modo di interagire con il resto del modello. Il termine BIM viene spesso associato ad Autodesk Revit, uno dei pochissimi software parametrici che permettono di adottare in modo completo la filosofia di lavoro. Lavorando con un modello BIM l'edificio viene costruito in modo virtuale ed i canonici elaborati che lo descrivono vengono ricavati a partire da esso.

Un altro punto fondamentale del BIM è che tutto è raggruppato in un unico database e ogni modifica ad un elemento della costruzione viene aggiornata in tempo reale. Il nome Revit significa "Revise instantly", ovvero revisione istantanea. Nel momento in cui si effettua una modifica, per esempio la variazione

di modello e dimensioni delle porte, questa verrà aggiornata istantaneamente su tutte le viste.

Un aspetto importante di Autodesk Revit è che è un software parametrico. Il parametro è un valore da assegnare ad una funzione perché possa eseguire il suo lavoro. Si pensi ad esempio ad un muro, per poter essere rappresentato necessita tra le altre cose di un valore per il parametro "Larghezza" (inteso come spessore) senza il quale sarebbe impossibile la sua creazione.

Autodesk Revit è stato concepito per simulare la costruzione reale di un edificio attraverso i suoi specifici strumenti; pertanto, nell'utilizzo, è sufficiente applicare la logica che si utilizzerebbe in cantiere.

In generale il primo passo da compiere è quello della definizione dei riferimenti spaziali entro cui si svilupperà il progetto, ossia i fili fissi delle strutture attraverso l'uso delle griglie. Nel caso in esame, si carica la nuvola dei punti e mediante questa è possibile determinare la posizione del monastero nello spazio. Poi, si definiscono gli interpiani per lo sviluppo altimetrico, utilizzando i Livelli. Stabiliti i riferimenti spaziali si prosegue con il posizionamento degli elementi costruttivi virtuali, muri, pavimenti, tetti. Una volta definito l'aspetto architettonico di massima, si procede inserendo le aperture, porte, finestre, facciate continue, per poi passare ai collegamenti verticali con le scale, e così di seguito fino al completamento dell'edificio. A questo punto si può iniziare a descrivere l'edificio; definite le viste, vengono integrate con l'aggiunta di elementi per la definizione dei particolari costruttivi, mediante l'utilizzo di strumenti di annotazione per fornire informazioni numeriche e testuali, utilizzando a questo scopo le quote, le note chiave per elementi e materiali, note di testo, ecc.

Quando il modello è adeguatamente documentato dalle informazioni descrittive, numeriche e testuali, necessarie ad una sua ottimale comprensione e di conseguenza esecuzione, si passa alla produzione delle tavole tecniche attraverso la messa in tavola delle viste sviluppate in precedenza. In Revit ogni elemento, dagli oggetti architettonici a quelli di documentazione, è considerato una famiglia. Una famiglia è definita come un “gruppo di elementi con un insieme di proprietà comuni denominate parametri ed una rappresentazione grafica associata”. Queste proprietà potranno assumere valori differenti, ma l’oggetto rimarrà tale.

L’organizzazione delle famiglie è suddivisa in tre macrocategorie principali:

- famiglie di Sistema;
- famiglie Caricabili;
- famiglie Locali.

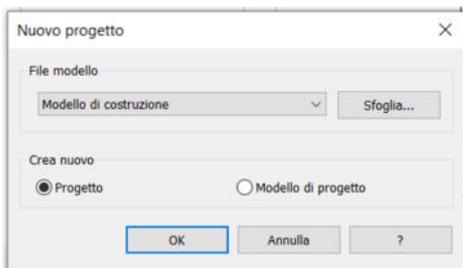
Le famiglie di Sistema sono lo scheletro portante dell’intero progetto e perciò consentono possibilità di personalizzazione svariate ma entro limiti preimpostati all’interno del software per escludere modifiche che possano compromettere il corretto funzionamento della famiglia. Questa famiglia comprende tutti gli elementi di base normalmente utilizzati in una costruzione quali muri, coperture, pavimenti, scale, ecc. Le famiglie Caricabili invece non sono presenti nell’ambiente di progetto ma vanno, caricate prelevandole da librerie esterne. Sono uno degli strumenti più potenti che Revit mette a disposizione poiché servono a coprire ogni altra esigenza che la progettazione di un edificio comporta. Anch’esse possono essere personalizzabili in termini di forma, composizione, aspetto e parametrizzazione dell’oggetto. Nell’ultima categoria, le famiglie Locali, ricadono tutti gli elementi specifici ed unici del progetto da rendere sconveniente la loro

realizzazione e quindi anche la personalizzazione attraverso l'uso di famiglie caricabili.

Il file di Revit è un database nel quale vengono memorizzate le informazioni parametriche del progetto e degli oggetti (famiglie) che ne fanno parte. La suddivisione principale prevede:

- oggetti Modello;
- oggetti Annotazione;
- viste.

Negli oggetti *"Modello"* rientrano gli elementi normalmente presenti in edificio come muri, finestre, porte, ecc.; caratteristica distintiva è quella di risultare visibili in ogni vista. Negli oggetti *"Annotazione"* invece fanno parte di tutte le famiglie che servono a integrare l'informazione grafica fornita dagli elementi di modello, come ad esempio le note di testo, simboli, quote, etc. A differenza degli oggetti Modello, sono visibili solo nella vista nella quale vengono creati. Infine, nelle Viste troviamo raggruppati tutti i tipi di vista creabili in Revit: prospetti, sezioni, viste di dettaglio, viste 3D, viste prospettiche.



All'avvio del programma, nel menù, si seleziona la voce *"Nuovo progetto"*. Compare una finestra di dialogo dove si sceglie *"Modello architettonico"*: così facendo si crea il file del modello. La procedura successiva

alla creazione del file di progetto consiste nella denominazione del file. Aperto il nuovo progetto, su *"Gestisci"*, *"Gestisci collegamenti"* si apre una finestra e viene caricata la nuvola dei punti del Monastero delle monache benedettine di Santa

Caterina. A questo punto sulla schermata del Revit viene mostrata la nuvola dei punti. In alto a destra vi sono le principali barre e pannelli utilizzati per la creazione del file sono:

- barra multifunzione;
- barra delle opzioni;
- pannello proprietà;
- browser di progetto;
- barra dei controlli della vista.

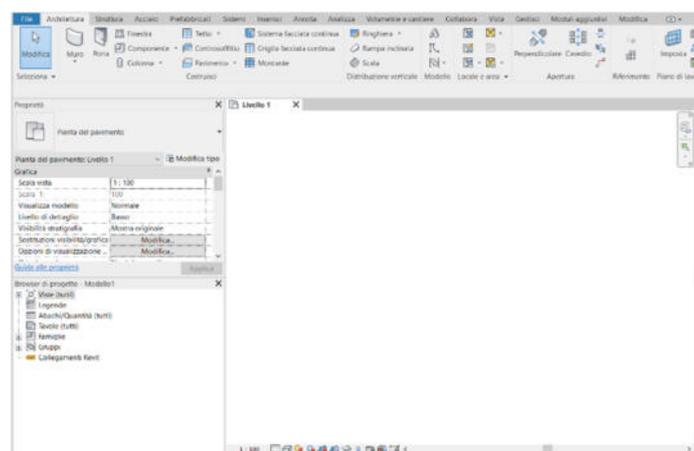


Figura 22. Schermata iniziale del software Autodesk Revit

La “barra multifunzione” è un’area di lavoro organizzata posizionata nella parte alta della schermata. La particolarità di tale barra risiede nell’organizzazione dei comandi in Schede e Gruppi e di visualizzare le schede contenenti i comandi contestualmente all’operazione che si sta svolgendo. La “barra delle opzioni” invece presenta dei comandi visualizzabili solo al momento dell’inserimento di un qualsiasi elemento all’interno dell’area di disegno. Il “pannello proprietà” contiene al suo interno i parametri di istanza e tipo di un elemento. Inoltre, contiene il

selettore tipo ovvero un elemento a discesa che consente la scelta della tipologia da inserire nell'area di disegno. Il "browser di progetto" è un pannello che permette la navigazione tra le viste di progetto e di raggiungere la vista desiderata. È molto importante perché semplifica l'individuazione e la selezione di una vista, poiché lavorando in Revit ne viene prodotto un elevato numero. La "barra dei controlli della vista", situata nella parte inferiore dell'interfaccia, consente l'accesso rapido ad alcune funzioni che interessano la vista sulla quale si sta lavorando.

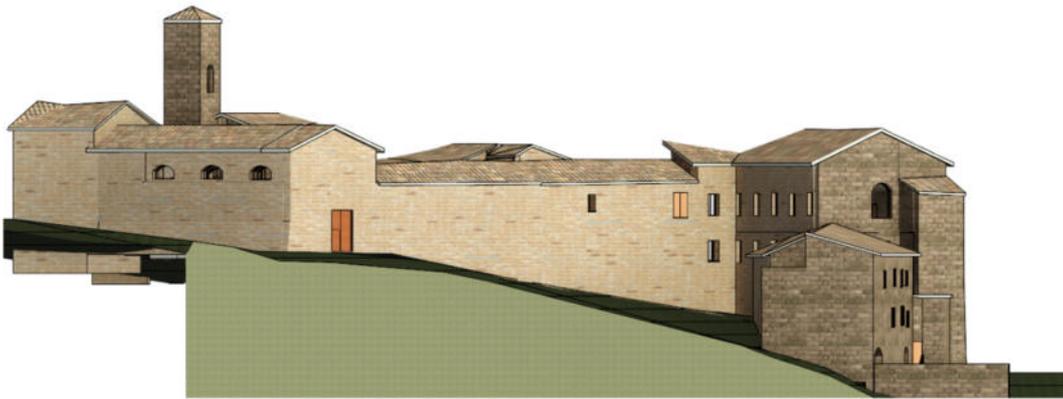
Di seguito si elencano i passaggi compiuti per la realizzazione del modello:

- È necessario creare una vista prospetto o sezione per poter gestire i livelli;
- una volta creata selezionare "Livelli" nel gruppo denominato "Riferimento". A questo punto Revit mostra nella "barra delle opzioni" i comandi necessari per associare al livello creato una specifica vista, creando così la relazione specificata in precedenza.

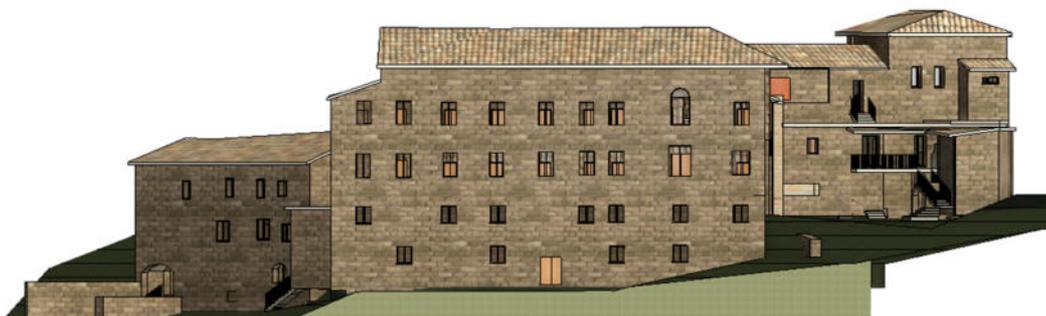
Revit gestisce le tipologie principali di viste architettoniche, ovvero piante, prospetti e sezioni. Tali viste derivano direttamente dal modello, quindi sono create automaticamente dal software. La vista di pianta costituisce il punto di partenza per definire tutte le altre e viene concepita da Revit come associata ad un livello di progetto. Nell'area di lavoro di Revit è possibile notare la presenza di quattro contrassegni che rappresentano i punti cardinali nord, sud, est, ovest. Essi indicano anche le quattro viste di prospetto canoniche. Per creare le viste di prospetto sarà necessario cliccare sui quattro contrassegni dopo aver posizionato la pianta bidimensionale dell'edificio all'interno dell'area delimitata da essi. Per creare la vista di sezione è stato sufficiente selezionare il comando "Sezione" che si trova nella scheda "Vista", "gruppo Crea". In questo modo si può procedere con

il tracciamento della linea di sezione del modello e in automatico si creerà la vista sezione.

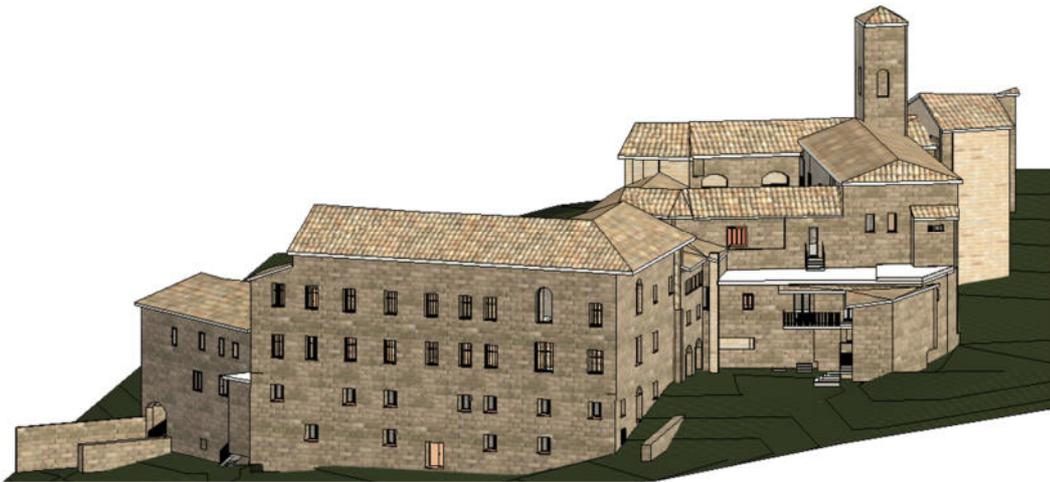
Per il Monastero di Santa Caterina di Monte San Martino si è scelto di dividere l'edificio in più corpi in modo tale da analizzare un corpo alla volta. Di seguito vengono riportate le tavole che rappresentano, le piante del monastero, sezioni e prospetti. Verranno riportate sezioni e prospetti anche dei singoli corpi. Infine, si riporta il Modello 3D.



*Figura 23. Prospetto Monastero Monte San Martino*



*Figura 24. Sezione Monastero Monte San Martino*



*Figura 25. Modelo 3D Monastero Monte San Martino*





- Fasce di piano e maschi murari: le fasce di piano rappresentano quelle che per gli edifici in cemento armato sono le travi e ricoprono un ruolo fondamentale per le strutture in muratura: queste porzioni di muratura al di sopra delle aperture contribuiscono alla risposta della struttura sotto azioni sismica in termini di resistenza e deformabilità coadiuvati ai maschi murari, ovvero le pareti verticali: grazie al loro accoppiamento le strutture riescono a superare tali sollecitazioni con una resistenza tanto più elevata quanto maggiore è il numero di piani. Le strutture sono sollecitate principalmente a flessione e taglio, pertanto devono resistere a tali sollecitazioni affinché non subiscano meccanismi di ribaltamento.

Le murature sono costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi resistenti e malta. Si distinguono in:

- Muratura a singolo paramento, se la parete non presenta giunti verticali continui nel suo piano;
- Muratura a doppio paramento, se sono presenti dei giunti verticali continui nel suo piano. In questo caso è necessario valutare se si può considerare un comportamento monolitico o meno.

Inoltre, le murature si distinguono in funzione degli elementi resistenti utilizzati nella loro realizzazione, vi sono:

- Muratura a pietra squadrata, con pietre di geometria regolare poste in opera in strati regolari;
- Muratura a pietra non squadrata, con materiali di cava di forma non regolare ma messi in opera in strati regolari;

- Muratura listata, se la muratura in pietra non squadrata è intercalata, ad interassi non superiori a 1,60 m per tutta la larghezza e spessore del muro, da fasce di calcestruzzo oppure da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari di laterizio pieno.

Nell'edificio in esame vi sono diverse tipologie di murature; in particolare per la chiesa e l'edificio che si affaccia su Via Roma (Figura 12), si nota una muratura faccia vista caratterizzata da elementi in laterizio pieno di forma regolare disposti in corsi regolari (Figura 21)



*Figura 28. Chiesa Monastero di Santa Caterina, Monte San Martino*

Sulle facciate interne che si affacciano sul chiostro, si hanno murature caratterizzate da laterizio pieno recente, sul quale sono stati effettuati degli interventi (Figura 22).



*Figura 29. Muratura nel chiostro del Monastero*

Infine, il corpo del Monastero che si affaccia sull'orto, oggetto di studio, si osserva una muratura mista; vi sono elementi in pietra non squadrata, elementi in laterizio pieno e la presenza di corsi orizzontali costituiti da due filari di laterizio (figura 24).





*Figura 30. Edificio del Monastero che si affaccia sull'orto*

Per gli elementi resistenti, la normativa indica sia elementi naturali che sia elementi artificiali come mattoni purché questi rispettino determinati requisiti. Per quanto riguarda le malte si distinguono in base alla resistenza media a compressione  $f_m$  e vi sono:

- Malte a prestazione garantita, indicate in norma Tab.11.10.III con la lettera M e un numero il quale indica la resistenza media a compressione;
- Malte a composizione volumetrica, malte che possono essere realizzate e in base agli ingredienti e alla percentuale in volume di questi la norma (Tab.11.10.IV) indica a che classe di resistenza corrisponde ( sempre in termini di resistenza media a compressione).

Un aspetto importante delle murature è la tessitura, ovvero la disposizione dei blocchi di pietra o laterizio; infatti, questa influenza la modalità di distribuzione dei carichi, sia verticali che orizzontali nei pannelli murari, e ne determina il comportamento meccanico. Se si ha una tessitura, fine o grossa, correttamente posta in opera, cioè se vi sono giunti verticali sfalsati, allora ci sarà una maggiore diffusione del carico che coinvolgerà un maggior numero di blocchi e quindi un maggior numero di elementi resistenti. Quando la tessitura viene posta in opera scorrettamente, ovvero con giunti verticali continui nel proprio piano, non si ha la

diffusione del carico, conseguentemente il carico verticale agisce su una fila di blocchi senza diffondersi.

La resistenza delle murature dipende dal comportamento dei blocchi e delle malte; prendendo ad esempio una fila di blocchi su cui applichiamo un carico verticale, nascono degli stati pluri-assiali caratterizzati da tensioni di trazione sull'elemento resistente e tensioni di compressione sulla malta. Quindi la malta resiste solo a compressione, infatti a trazione ha resistenza nulla.

Nelle murature l'ingranamento dei blocchi attraverso lo spessore del muro riveste un ruolo importante e blocchi di dimensioni maggiori danno la possibilità di realizzare collegamenti più efficaci. Le superfici di contatto dei blocchi devono essere molto regolari; i blocchi devono essere circondati da strati di malta di spessore non troppo elevato con il compito di regolarizzare le superfici di contatto e di eliminare i vuoti. Forma, funzione e struttura sono legate.

I sistemi resistenti dell'edificio in muratura che resistono alle azioni verticali e alle azioni orizzontali sono i pannelli murari, gli orizzontamenti e le fondazioni. Il comportamento della struttura deve essere d'insieme "scatolare".

I pannelli murari devono avere la funzione sia portante che di controvento e come indicato dalla norma, sono considerati resistenti alle azioni orizzontali se la lunghezza  $\geq 0.3h_{\text{interpiano}}$

La norma (Tab.7.8.II) ci fornisce i requisiti che devono garantire i pannelli murari affinché abbiano un buon comportamento in zona sismica; inoltre è opportuno che i pannelli murari abbiano una continuità in elevazione evitando, quindi pareti in falso.

Le aperture nelle pareti dovrebbero essere regolari, allineate verticalmente per evitare discontinuità nella trasmissione delle azioni interne.

Gli orizzontamenti, solai piani e coperture, devono assicurare resistenza e rigidità al fine di ripartire adeguatamente le azioni orizzontali fra i muri di controvento. Le coperture devono essere non spingenti; se la copertura è spingente significa che c'è una componente orizzontale sul pannello murario che potrebbe provocare il ribaltamento dello stesso. È necessario che i solai siano infinitamente rigidi; questo requisito è fondamentale per la ripartizione dei carichi perché lo spostamento di un qualsiasi punto in un solaio rigido è il medesimo. Nel caso di solai rigidi, la distribuzione delle forze di taglio nei diversi pannelli ottenuta dall'analisi lineare può essere modificata con una ridistribuzione limitata, facendo sì che l'equilibrio globale di piano sia rispettato e a condizione che la variazione del taglio in ciascun pannello,  $\Delta V$ , soddisfi la relazione  $|\Delta V| \leq \max\{0,25|V|, 0,1|V_{\text{piano}}|\}$  [7.8.0] dove  $V$  è il taglio nel pannello e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.

Se si hanno solai deformabili, la distribuzione dei carichi non è uniforme e lo spostamento in ogni punto sarà differente; non sono in grado di trasmettere le forze ai pannelli murari in maniera adeguata. Nel caso di solai deformabili la ridistribuzione può essere eseguita solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti oppure appartenenti alla stessa parete. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la ridistribuzione,  $V_{\text{piano}}$  è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari oppure appartenenti alla stessa parete.

Secondo le NTC 2018 *"...Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore,*

*o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità...”*

Nelle strutture esistenti è molto difficile trovare la presenza di solai infinitamente rigidi; infatti, anche nel caso in esame, i solai possono essere considerati deformabili (per solai in legno con travetti e piastrelle, solai in legno con travetti e tavolato, solai delle volte a crociera, solai delle volte a vela, solai delle volte a botte, solai delle coperture a padiglione, solai delle volte a botte con testa di padiglione).

Poi, è necessario valutare il collegamento dei solai ai pannelli murario per garantire un comportamento a diaframma; solai rigidi con comportamento a diaframma sono in grado di trasmettere le forze orizzontali ai pannelli murari adeguatamente, così che la struttura trasla, subendo deformazioni nel piano. Quando si hanno solai deformabili con comportamento a diaframma, si evita il ribaltamento delle pareti perché è garantito il collegamento ma al contempo si avranno deformazioni fuori dal piano; le pareti murarie perpendicolari all'azione orizzontale spacciano, deformandosi fuori dal piano.

In generale, quando un edificio in muratura è soggetto ad una forza orizzontale, se il collegamento tra pareti e solai è ottimale e le pareti murarie hanno un buon ammorsamento, quindi si assicura un comportamento scatolare, si possono studiare le pareti parallele all'azione orizzontale con un comportamento a lastra (azioni nel piano), le pareti perpendicolari all'azione orizzontale con comportamento a piastra (azioni fuori nel piano).

## 6. Rilievo del quadro fessurativo e degrado

Il rilievo del quadro fessurativo, del degrado e degli eventuali dissesti deve riguardare sia gli elementi strutturali che quelli non strutturali. Devono essere individuati ampiezza, profondità e sviluppo delle fessure nonché la qualità e lo stato di conservazione dei materiali.

Un rilievo dello stato fessurativo e di danno deve essere la base per comprendere le cause del dissesto e i possibili interventi.

I risultati del rilievo dovranno essere rappresentati sugli elaborati grafici (pianche, prospetti e sezioni) corredati da fotografie.

I danni che si verificano principalmente nelle strutture sono vari. In particolare, si hanno meccanismi di:

- Formazione di una cerniera cilindrica connessa al ribaltamento fuori dal piano, dovuta principalmente alla mancanza di ammorsamento tra le pareti;
- lesione verticale sui muri trasversali conseguente al moto di ribaltamento della parete esterna, dovuta alla presenza di muratura scadente;
- lesione nelle pareti trasversali che interessa maschi murari forti e che può interessare le fasce di piano; si verifica generalmente con terremoti importanti (PGA maggiore di 0.15 g) e si notano fessure a forma di croce di S. Andrea;
- scivolamento dei puntoni del tetto con effetto di spinta sulle pareti;
- sfilamento delle travi dei solai conseguente all'oscillazione della parete esterna attorno alla base (danno a colpo d'ariete);

Per quanto riguarda le differenti tipologie di collasso, esse dipendono dalla regolarità in pianta, dalla rigidità dei solai, dalla qualità dei collegamenti e ammorsamenti fra pareti verticali e orizzontamenti e la resistenza meccanica offerta dalle pareti murarie.

Si possono distinguere facilmente due meccanismi di collasso: i meccanismi locali interessano singoli pannelli murari e sono causati dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari, mentre i meccanismi globali interessano l'intera struttura e riguardano il moto dei pannelli murari nel loro piano. In generale i meccanismi che portano al collasso gli edifici in muratura sono si possono dividere in:

- pareti sollecitate nel loro piano e rottura per taglio dei maschi murari o per taglio delle fasce di piano;
- cinematismi di piano e catene;
- lesione negli aggregati edilizi e catene;
- lesioni e crolli parziali in corrispondenza di discontinuità
- lesione per interazione fra edifici adiacenti;
- effetti di martellamento fra edifici adiacenti con diversa rigidità e resistenza;
- importanti lesioni di taglio alle estremità dei muri;
- meccanismo dovuto a irregolarità planimetriche o ad azioni di torsione;
- collasso per parzializzazione del pannello in fasce verticali;
- distacco dei paramenti esterni delle murature;
- sfogliamento della muratura per scarso immorsamento del paramento esterno al nucleo interno;
- sfogliamento della muratura a sacco;
- dissesti per spinte locali con espulsione dell'angolata;

- cinematismo di collasso innescato dalla spinta del puntone della copertura;
- scorrimento tra cordolo e muratura;
- martellamento verticale di coperture e solai pesanti in latore-cemento;
- pareti sollecitate fuori dal loro piano: meccanismo di ribaltamento di parete priva di copertura.

In seguito, vengono riportate fotografie raffiguranti i danni più importanti verificatisi a seguito del sisma del 2016 che ha colpito il Centro Italia.





## 7. Analisi dei carichi

Prima di effettuare la modellazione strutturale mediante un software è necessario eseguire l'analisi dei carichi per la struttura nello stato di fatto riferita rispettivamente alle diverse tipologie di solaio del corpo del monastero in esame. SOL1, SOL2, SOL3, SOL4 e alla copertura.

<b>SOL1. VOLTA A CROCIERA</b>	Larghezza [m]	Spessore [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	
<b>Carico strutturale G1</b>						
Volta a crociera mattoni	0.4	0.15	0.06	18	2.7	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>2.7</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi permanenti G2</b>						
Pavimento		0.02			0.4	kN/m <sup>2</sup>
Malta di calce		0.04		18	0.72	kN/m <sup>2</sup>
Rinfianco		0.15		13	1.95	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>3.07</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi variabili Q<sub>k</sub></b>						
Uso residenziale					2	kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>2</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTALE</b>					<b>7.77</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Figura 31. Analisi dei carichi sol.1 Volte a crociera

<b>SOL.2 VOLTA A VELA</b>	Larghezza [m]	Spessore [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	
<b>Carico strutturale G1</b>						
Volta a vela mattoni in foglio	0.15	0.04	0.006	18	0.72	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>0.72</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi permanenti G2</b>						
Pavimento		0.02			0.4	KN/m <sup>2</sup>
Malta di calce		0.04		18	0.72	KN/m <sup>2</sup>
Tramezzi in muratura	3.68	0.15	0.552	18	2	KN/m <sup>2</sup>
Rinfianco		0.18		13	2.34	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>5.46</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi variabili Q<sub>k</sub></b>						
Uso residenziale					2	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>2</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTALE</b>					<b>8.18</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Figura 32. Analisi dei carichi sol.2 Volte a vela

<b>SOL.3 IN LEGNO</b>	Larghezza [m]	Spessore [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	
<b>Carico strutturale G1</b>						
Travi in legno (interasse 1 m)	0.2	0.3	0.06	6	0.36	KN/m <sup>2</sup>
Travetti (interasse 0.3 m)	0.08	0.04	0.0032	6	0.064	KN/m <sup>2</sup>
Pianelle	0.15	0.04	0.006	18	0.72	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>1.144</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi permanenti G2</b>						
Pavimento		0.02			0.4	KN/m <sup>2</sup>
Malta di calce		0.04		18	0.72	KN/m <sup>2</sup>
Tramezzi in muratura		0.1		18	2	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>3.12</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi variabili Q<sub>k</sub></b>						
Uso residenziale					2	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>2</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTALE</b>					<b>6.264</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Figura 33. Analisi dei carichi sol.3 Solaio in legno

<b>SOL.4 VOLTA A BOTTE IN CAMORCANNNA</b>	Larghezza [m]	Spessore [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	
<b>Carico strutturale G1</b>						
Volta a botte in camorcanna					0.4	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>0.4</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi permanenti G2</b>						
Rinfianco		0.2		13	2.6	KN/m <sup>2</sup>
Pavimento		0.02			0.4	KN/m <sup>2</sup>
Malta di calce		0.04		18	0.72	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>3.72</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi variabili Q<sub>k</sub></b>						
Categoria H manutenzione					0.5	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>0.5</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTALE</b>					<b>4.62</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Figura 34. Analisi dei carichi sol.4 Volta in camorcanna

<b>SOLAIO DI COPERTURA</b>	Larghezza [m]	Spessore [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	
<b>Carico strutturale G1</b>						
Travi in legno (interasse 1 m)	0.2	0.3	0.06	6	0.36	KN/m <sup>2</sup>
Travetti	0.08	0.04		6	0.064	KN/m <sup>2</sup>
Pianelle	0.15	0.04		18	0.72	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>1.144</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi permanenti G2</b>						
intonaco		0.015			0.3	KN/m <sup>2</sup>
manto di copertura in coppi					0.6	KN/m <sup>2</sup>
isolante e impermeabilizzante					0.2	KN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE</b>					<b>1.1</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi variabili Q<sub>k</sub></b>						
<b>Categoria H manutenzione</b>						
Carico neve					2.17	KN/m <sup>2</sup>
C <sub>E</sub> = 1						
C <sub>t</sub> = 1						
μ= 0.8						
<b>Carico totale neve</b>					<b>1.736</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTALE</b>					<b>3.98</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
<b>TOTALE</b>					<b>3.98</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

Figura 35. Analisi dei carichi Solaio di copertura

## 8. Modellazione strutturale e analisi

Per la modellazione strutturale dell'edificio è stato utilizzato il software Aedes PCM per edifici in muratura. Aedes, fondata nel 1997, è il primo software dedicato agli edifici esistenti in muratura.

Con questo software è possibile rivolgere particolare attenzione alle problematiche di ricostruzione e riparazione post sisma ed in generale alla prevenzione antisismica.

Mediante questo software è possibile condurre un'analisi globale dell'edificio secondo i metodi previsti dalla Normativa vigente ed inoltre è possibile studiare i meccanismi locali di collasso, l'analisi di stabilità dei sistemi voltati, l'applicazione di tipi di consolidamento tradizionali e innovativi, la progettazione di interventi locali come l'apertura di vani in murature portanti.

Con il software Aedes PCM si procede ad una modellazione e al calcolo degli interventi ponendo attenzione anche sugli effetti negativi dovuti alla componente verticale del sisma.

Nella fase iniziale di modellazione strutturale, è possibile creare e modificare le entità costruttive (muri con aperture, pilastri e travi, solai, volte e falde spingenti e non, fondazioni) attraverso comandi specializzati: Muro, Apertura, Colonna, Trave, Arco, Solaio (piano, falda, volte).

L'inserimento del modello è agevolato dall'importazione di riferimenti grafici su disegni (in formato dxf) e immagini.

La definizione dei materiali può avvenire sia con riferimento alle murature catalogate nella Normativa vigente sia con proprietà personalizzate, consentendo

in ogni caso la modifica di ogni singolo parametro. Con Aedes PCM è sempre possibile visualizzare piante, prospetti, sezioni, viste spaziali in assonometria e in prospettiva. Vi sono diverse tipologie di viste: in wireframe, in hidden lines, in shading, in render e in esplorazione del modello (walkthrough).

C'è la possibilità di disporre un layout a viste multiple e, la modifica su una vista, si riflette istantaneamente su tutte le altre viste.

In generale l'analisi sismica globale prevede diverse strategie di modellazione che hanno subito un'evoluzione nel tempo; Aedes PCM si basa su un modello a telaio equivalente.

La modellazione a telaio equivalente prevede la schematizzazione di un edificio in muratura in più pareti discretizzate con elementi monodimensionali ad asse verticale (maschi) e ad asse orizzontale (fasce) fra loro connessi attraverso nodi rigidi. I nodi vengono schematizzati come tratti rigidi caratterizzati da un materiale con:

- Modulo di elasticità  $E \gg$  (diversi o.d.g.) di quello usato per maschi e fasce;
- Peso proprio dimezzato  $\gamma_{nodi}=0.5 \gamma_{muratura}$  per non contare doppiamente la massa.

Il comportamento dell'elemento maschio murario viene definito elasto-plastico con limite di deformazione.

Lo spostamento ultimo è assunto pari a 0,4% dell'altezza del maschio (rottura per taglio) o allo 0,6% (rottura per pressoflessione).

Il comportamento è assunto lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura:

- Comportamento flessionale: rocking and/or crushing;
- Comportamento a taglio: diagonal cracking;
- Comportamento a taglio: bed joint sliding.

Il legame costitutivo dell'elemento fascia di piano viene definito elasto-plastico o elasto-fragile anch'esso con limite di deformazione dipendente dal tipo di rottura. È necessario precisare che, pur adottando i medesimi criteri di rottura (taglio e pressoflessione) dei maschi murari, il comportamento delle fasce si differenzia, oltre che per l'entità della forza assiale, a causa dell'orientamento dei giunti di malta rispetto all'asse dell'elemento, quindi paralleli.

Nell'elaborazione del modello di calcolo è necessario prestare attenzione alla definizione della sezione delle fasce di piano, che attraversando due elevazioni successive, potrebbero avere spessori diversi per via di eventuali rastremazioni della muratura.

Nel modello a telaio equivalente gli impalcati rigidi hanno un duplice effetto:

1) le forze di inerzia dovute al loro peso e ai carichi gravanti su di essi vengono ripartite direttamente alle pareti laterali che lavorano a taglio nel proprio piano;

2) se collegati efficacemente alle pareti frontali, costituiscono per queste un vincolo al ribaltamento.

Per individuare gli elementi, maschio, fascia e nodo è opportuno lavorare su un singolo allineamento (di spina o facciata).

## 8.1. Modello strutturale

Per la realizzazione del modello strutturale, per prima cosa si definiscono i materiali: il nome, il riferimento normativo, la tipologia, le condizioni e il fattore di confidenza. Per quest'ultimo facciamo riferimento a quanto è esposto nella norma; esistono tre diversi fattori di confidenza legati al livello di conoscenza come mostrato di seguito.

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

*Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza.*

LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo di tipo visivo, e indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche dei materiali che prevede la rimozione di intonaco sulle murature.

LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo ed accurato di tipo visivo e indagini estese sui dettagli costruttivi e le prove estese sulle caratteristiche dei materiali, prove non distruttive o semi-distruttive.

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico noto in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva

corrispondenza del costruito ai disegni) e cercando di ottenere un'opinione chiara sulla tipologia e morfologia della muratura, indagini esaustive sui dettagli costruttivi e prove esaustive sulla caratterizzazione meccanica dei materiali, prove non distruttive e prove distruttive.

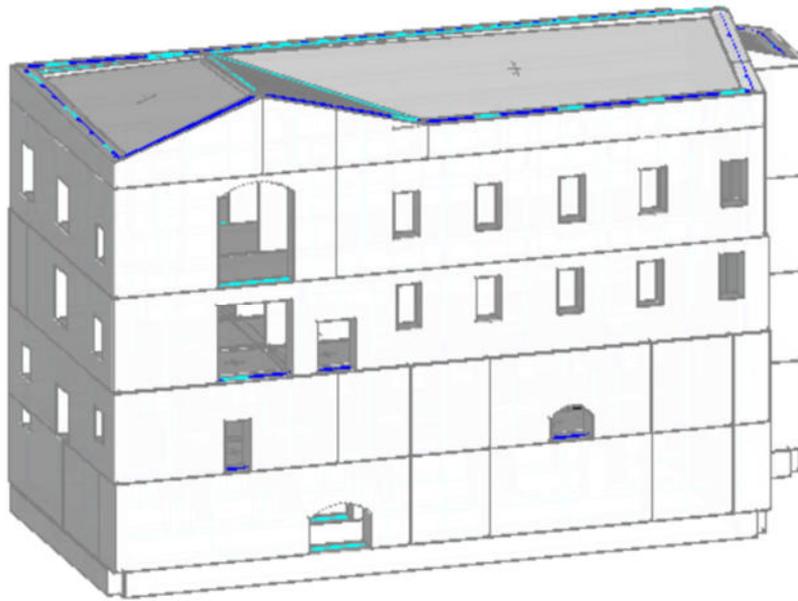
Nel caso in esame è stata scelta una muratura in mattoni pieni e malta di calce e non avendo a disposizione sufficienti prove per la determinazione della qualità dei materiali, è stato adottato un livello di conoscenza LC2 con associato un fattore di confidenza pari a 1.20. In base a questo parametro, il programma assegna i valori medi alle caratteristiche meccaniche della muratura:

- resistenza media a compressione  $f_{cm} = 3.450 \text{ N/mm}^2$ ;
- resistenza media a trazione  $f_{tm} = 0.345 \text{ N/mm}^2$ ;
- resistenza media a compressione in direzione orizzontale  $f_{hm} = 1.725 \text{ N/mm}^2$ ;
- resistenza media a taglio  $\tau_0 = 0.090 \text{ N/mm}^2$ ;
- modulo elastico  $E = 1500 \text{ N/mm}^2$ ;
- modulo di taglio  $G = 500 \text{ N/mm}^2$ .

Successivamente sono state esportate le piante da Autodesk Revit come file in dxf e sono stati definiti i livelli dell'edificio in esame, assegnando ad ognuno l'altezza relativa.

Poi, sono stati definiti in successione muri, facendo attenzione al grado di ammorsamento, aperture, archi, solai e copertura. Ad ogni solaio sono stati assegnati i carichi riportati nel Capitolo 5.

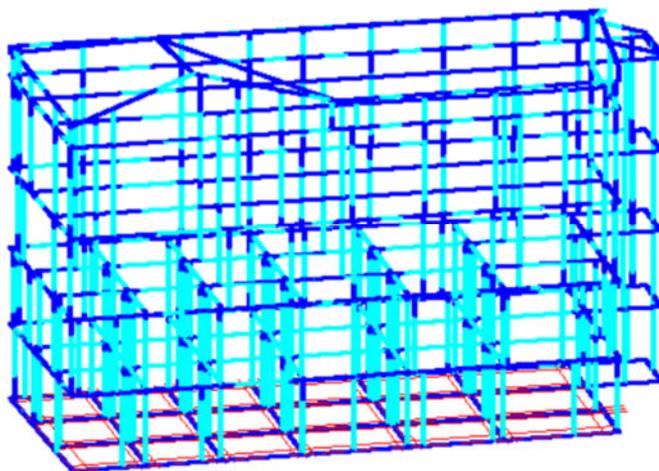
Una volta terminato il modello, esso si presenterà come mostrato di seguito:



*Figura 36. Modello PCM*

A questo punto per procedere con le Analisi è necessario attivare il comando “Crea modello strutturale” ed il PCM genera automaticamente un modello di aste e nodi con le relative proprietà.

Le aste verticali del telaio equivalente sono sempre baricentriche, ovvero coincidenti con l'asse baricentrico della parete; le aste orizzontali invece, rappresentative di strisce e sottofinestra, sono collocate alla stessa quota di definizione dell'impalcato. Il modello si presenta come di seguito:



*Figura 37. Modello strutturale per analisi*

## 9. Analisi

Mediante il software PCM sul modello strutturale creato possono essere effettuate diversi tipi di analisi.

- Analisi Modale si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. Dipende dalle caratteristiche proprie della struttura. Uno dei campi di applicazione è proprio quello di verificare se ci sia la possibilità di fenomeni di risonanza. L'Analisi modale viene condotta con i carichi staticamente equivalenti calcolati senza necessità di valutazione dei modi di vibrare. Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente

attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo  $G_1 + G_2 + S(\gamma_{2,j} * Q_{k,j})$ ;

- Analisi Statica Lineare NON Sismica. Calcolo di sollecitazioni e spostamenti, considerando carichi generici, cedimenti anelastici e variazioni termiche. Quest'analisi si può condurre assegnando le rigidezze elastiche (rigidezza=100%) oppure considerando una rigidezza ridotta a causa della presenza di fessurazione (rigidezza=50%);
- Analisi Sismica Statica Lineare. Essa è un'analisi sismica dinamica limitata al primo modo di vibrare;
- Analisi Statica non Lineare o Analisi push-over. È l'analisi che determina il comportamento della struttura sottoposta ad una determinata azione o spostamento. Quest'analisi ha l'obiettivo di sollecitare la struttura fino al collasso in modo tale da determinare quali elementi raggiungono la resistenza ultima, quali sono plasticizzati e quali sono ancora in campo elastico.

Nelle analisi sismiche lineari, la struttura viene risolta staticamente sotto l'azione delle forze sismiche, per due direzioni:  $\alpha$  e  $\alpha+90$ . Alle sollecitazioni determinate per effetto sismico, si sommano le sollecitazioni corrispondenti alla somma delle condizioni di carico elementari sismicamente attive.

### 6.1. Parametri assegnati per eseguire l'analisi

Prima di eseguire le analisi è necessario assegnare caratteristiche ai materiali e vincoli agli elementi di costruzione. In particolare:

- Ai maschi murari viene assegnata una rigidezza ridotta del 50% per tener conto della fessurazione;

- Alle fasce murarie viene assegnata una rigidità ridotta del 50% per tener conto della fessurazione e per quanto riguarda la modellazione è possibile che la verifica in Analisi Statica NON Sismica non risulti soddisfatta perché la fascia viene considerata con un “comportamento a trave”. Pertanto, in analisi lineare si ottengono coefficienti di sicurezza nulli (già solo sotto carichi verticali la verifica della striscia risulta non soddisfatta, e quindi essa non è in grado di sostenere ulteriori sollecitazioni prodotte dalle azioni sismiche); in analisi push-over, le fasce vengono 'degradate' fin dal passo iniziale e l'accoppiamento fra i maschi si indebolisce, con successive labilità. In PCM è possibile selezionare per ogni singola fascia la proprietà “comportamento ad arco”: in tal caso, la fascia non partecipa alla ripartizione del carico di solaio e i carichi agiscono solo sui link rigidi che collegano le estremità della fascia ai maschi adiacenti. Per le strisce murarie è possibile considerare due diversi casi:
  - considerare le strisce come elementi deboli, modellati come pendoli e in questo caso, si dovrebbero vincolare come bielle, e da questa scelta deriva la loro possibilità di esclusione dalle verifiche (la norma dice che le fasce sono da sottoporre a verifica quando siano in grado di comportarsi come vere e proprie travi di accoppiamento in muratura).
  - considerare le strisce come elementi adeguatamente resistenti e la modellazione prevede il loro mantenimento con vincolo effettivo di incastro-incastro e l'inserimento di aree di armatura, cordoli o architravi. In questo caso è necessario sottoporli a verifica. Se questi elementi non sono presenti come nel caso in esame, questa procedura può essere utilizzata inserendo un minimo di armatura pari a 2  $\Phi 10$ , quindi un valore pari a 61.4 KN nella resistenza a trazione.

La realtà si trova nel mezzo dei due casi sopra citati e nel caso in esame si è optato di adottare una modellazione con elementi deboli, quindi pendoli.

- Ai sottofinestra si assegna una rigidezza ridotta del 50 % per tener conto della fessurazione e la modellazione può essere effettuata come nel caso delle fasce. Anche in questo caso i sottofinestra sono stati considerati come pendoli.
- Alle travi di fondazione si assegna una rigidezza infinita e inoltre, poiché il suolo viene modellato come suolo elastico alla Winkler, è stata assegnata una rigidezza massima al suolo  $K_{\max}=1$ .
- Alle travi in elevazione (del tetto) viene assegnata una rigidezza infinita e per quanto riguarda il modello, le travi di colmo vengono vincolate “incastro-incastro” e le travi di displuvio vengono vincolate “cerniera-incastro”.
- Ai solai viene assegnata una NON rigidezza infinita poiché come citato nella Norma *“gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.”* Avendo nel caso in questione solai in muratura, solai in legno e volte in camorcanna sono stati necessariamente considerati come solai deformabili.

A questo punto, assegnate le caratteristiche al modello è necessario definire l'azione sismica e i parametri di calcolo per eseguire l'analisi modale, l'analisi statica lineare non sismica, l'analisi statica lineare sismica e l'analisi push-over.

#### 6.1.1. Azione sismica

Per la determinazione dell'azione sismica che agisce sulla struttura in esame è necessario definire:

- longitudine 13.440080;
- latitudine 43.031730;
- categoria del sottosuolo C;
- categoria topografica T2;
- vita nominale 50 anni;
- classe d'uso III,  $C_u=1.5$ ;

Si ottiene un coefficiente di amplificazione pari a 1.200.

A questo punto è possibile ricavare lo spettro di risposta elastico che permette di definire l'accelerazione strutturale in funzione del periodo di oscillazione, sotto le ipotesi di comportamento elastico. Lo spettro dipende da vari fattori ( $a_g$  = massima accelerazione sismica su suolo roccioso;  $S$  = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  $h$  = fattore che altera lo spettro per coefficienti di smorzamento viscoso convenzionali).

Le strutture, nella realtà, hanno capacità di dissipazione di energia; operando in campo non lineare sono sottoposte a forze minori rispetto a quelle valutate con un comportamento infinitamente elastico. Per tenere conto di questo, si introduce il fattore di struttura "q". Mediante questo si ipotizza una determinata duttilità,

quindi capacità di dissipazione di energia della struttura. Con il fattore di struttura si abbatte lo spettro elastico determinando così lo spettro di progetto come mostrato in figura.

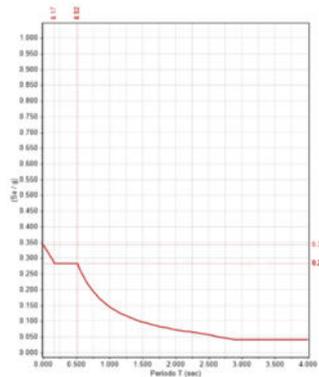


Figura 38. Spettro di progetto

Con lo spettro di risposta di progetto, si ottengono sollecitazioni e spostamenti negli elementi strutturali da utilizzare per le verifiche di sicurezza.

Per gli edifici in muratura esistenti si fa riferimento al Cap.8.7.1.2. *“Per la verifica di edifici con analisi lineare e impiego del fattore  $q$ , si possono utilizzare per quest'ultimo i seguenti valori:*

- $q = 2,0 \alpha_u/\alpha_1$  per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \alpha_u/\alpha_1$  per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura >15% (elementi semipiani, forati...)

*in cui  $\alpha_u/\alpha_1$  sono definiti nel Cap.7.8.1.3 nelle NTC. In assenza di più precise valutazioni, non può essere assunto un rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  superiore a 1,5.”*

Per tale motivo è stato assunto un valore del fattore di comportamento pari a 3.00, ottenendo quindi  $0.26 S_d/g$ .

#### 6.1.2. Parametri di Calcolo

Per effettuare l'analisi modale è necessario impostare dei parametri di calcolo, in particolare il numero di modi di vibrare opportuno affinché si abbia, per tutti i modi, una massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. I modi principali sono stati assunti pari a 3 (traslazione in X, traslazione in Y e rotazione in Z). Per la combinazione dei modi si utilizza la CQC, combinazione quadratica completa.

Per eseguire l'analisi statica non sismica è necessario definire il tipo di muratura, muratura ordinaria e il coefficiente di sicurezza per abbattere le resistenze che la norma indica nel Cap.4.5.6.1. I valori del coefficiente in funzione della classe d'uso e della categoria degli elementi resistenti varia tra 2 e 3.

Per l'analisi statica lineare, l'azione sismica è stata già definita, quindi occorre definire l'altezza totale dell'edificio pari a 18.70 m e le direzioni di analisi in x e in y.

*Per l'Analisi statica non lineare come descritto nelle NTC2018 "L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare. Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da*

*far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). [...]*

*Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura.*

*Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.*

**Gruppo 1 - Distribuzioni principali:**

*- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:*

*-distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,*

*-distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;*

*- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1,3 T_C$ .*

**Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:**

*a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;*

*b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;*

*c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.”*

Quindi per l'analisi statica non lineare bisogna impostare:

- Le distribuzioni di forza di inerzia;
- considerare le forze da spettro elastico o da spettro di progetto;
- definire la direzione e il verso di analisi;
- definire l'eccentricità accidentale;
- definire l'analisi bidirezionale o meno;
- definire la componente verticale o meno;
- definire il baricentro di piano (in genere dell'ultimo piano) con spostamento dc maggiore.

Inoltre, per l'analisi push-over è necessario impostare gli incrementi di taglio (kN):

-iniziale (fino al taglio di prima plasticizzazione): incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, prima del raggiungimento della prima plasticizzazione;

- dopo il taglio di prima plasticizzazione: incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, dopo il raggiungimento della prima plasticizzazione (un valore inferiore all'incremento iniziale permette di cogliere con maggiore precisione il comportamento nel campo oltre la fase elastica).

PCM considera un intervallo ottimale per l'incremento di taglio dopo la prima plasticizzazione, ovvero un intervallo compreso fra  $1/50$  e  $1/20$  del taglio massimo.

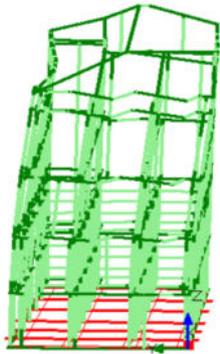
Qualora l'incremento corrente sia fuori intervallo, viene richiesto se proseguire o meno l'analisi utilizzando tale incremento. Per tale motivo è stato assunto un valore dell'incremento di taglio pari a 95, al fine di soddisfare questo requisito.

## 10. Analisi e Risultati

### 10.1. Analisi modale

Viene eseguita l'analisi modale impostando un numero dei modi di vibrare che abbiano una massa partecipante superiore all' 85%. A questo punto è possibile

visualizzare la deformata della struttura ottenendo ciò che è mostrato nella figura sottostante:



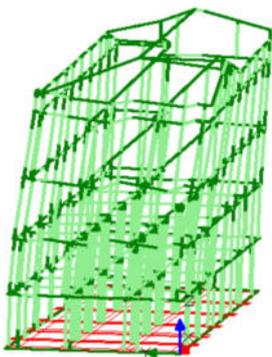
Tale edificio ha:

- primo modo di vibrare in Y e un periodo  $T= 0.71$ ;
- secondo modo di vibrare in X e un periodo  $T=0.36$ ;

*Figura 39. Deformata edificio.*

Il primo periodo, come è noto, sembrerebbe essere elevato per un edificio in muratura; ciò può essere giustificato dalla presenza di solai deformabili.

Conseguentemente è stato ipotizzato di realizzare lo stesso edificio ma assegnando ai solai una rigidità infinita in y, in quanto le travi in legno sono ordite in questa direzione, così da valutare il comportamento ottenendo la figura 40.



*Figura 40. Deformata dell'edificio.*

Con tale struttura si ottengono:

- modo di vibrare in Y e un periodo  $T= 0.68$ ;

-modo di vibrare in X e un periodo  $T=0.36$ ;

Come si evince dalla figura 40, con i solai infinitamente rigidi in y, il periodo diminuisce di poco.

## 10.2. Analisi statica non sismica

Viene eseguita un'analisi statica non sismica adottando una combinazione di carico CCC. Le CCC vengono generate automaticamente in base alle CCE realmente presenti, condizioni di carico elementare che descrivono un gruppo di dati omogenei che possono essere trattati con i medesimi coefficienti amplificativi. Una volta assegnati tutti i carichi, sia da solai, che eventualmente aggiuntivi, ed una volta assegnato, ad ogni carico, la rispettiva CCE di appartenenza, in fase di analisi saranno considerate le Combinazioni di carico di riferimento. In particolare, principalmente si distingue tra la combinazione fondamentale allo SLU (utilizzata per l'analisi statica non sismica):

- nella statica, si applicano i coefficienti amplificativi  $\gamma$  a tutti i carichi (compresi i carichi permanenti e permanenti non strutturali), e, per i carichi aventi una CCE con tipologia 'Variabile' si applicheranno anche i coefficienti di combinazione di tipo  $\psi_0$  per le azioni '*non dominanti*'

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Negli edifici esistenti ha senso effettuare verifiche allo Stato Limite Ultimo, pertanto la combinazione di carico presa in considerazione è la combinazione fondamentale adottando i coefficienti amplificativi e i coefficienti di combinazione illustrati in figura 42.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

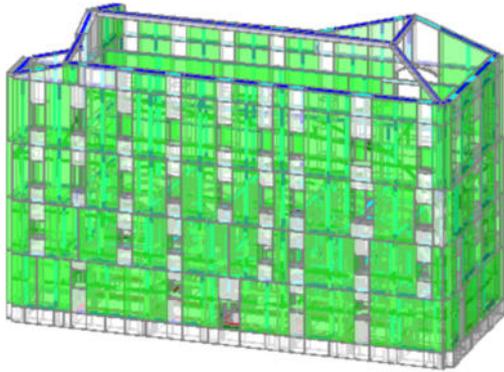
Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_0$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Figura 41. Coefficienti amplificativi dei carichi e coefficienti di combinazione NTC2018

Si esegue l'analisi statica non sismica adottando una muratura con livello di conoscenza LC2 con conseguente fattore di confidenza pari a 1.20 ed è stato adottato un coefficiente parziale di sicurezza, per passare dalla resistenza caratteristica alla resistenza di progetto, pari a 3 come descritto nel paragrafo 6.2.1.

Si ottengono i seguenti risultati considerando che, per i maschi e/o fasce murarie di colore verde, la verifica risulta soddisfatta mentre, per i maschi e/o fasce murarie di colore rosso, la verifica risulta insoddisfatta.



Come si evince dalla figura, la verifica statica non sismica risulta soddisfatta.

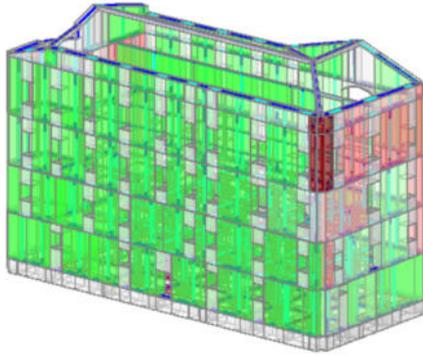
*Figura 42. Verifica statica non sismica*

### 10.3. Analisi statica lineare

Per realizzare l'analisi statica lineare si utilizza la combinazione sismica, non si applicano i coefficienti amplificativi  $\gamma$  ai carichi, e, per i carichi aventi una CCE con tipologia 'Variabile', si applicheranno i coefficienti di combinazione di tipo  $\psi_2$ . L'analisi sismica lineare per gli edifici esistenti ha senso eseguirla all'SLV.

Per generare la combinazione sismica da considerare nel calcolo: si considera il sisma in entrambe le direzioni X e Y, combinando il 30% dei massimi effetti ottenuti nella direzione opposta e con l'applicazione dei momenti torcenti. Le combinazioni teoriche da considerare sarebbero 32; tuttavia il numero di 32 combinazioni è conseguenza dell'impostazione della normativa vigente.

A seguito dell'analisi statica lineare si ottiene quanto segue:



Come si evince, la verifica non risulta soddisfatta e alcuni degli elementi hanno un coefficiente di sicurezza pari a 0.00. Questa situazione si verifica spesso negli edifici esistenti.

*Figura 43. Analisi statica lineare edificio in esame*

#### 10.4. Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare o analisi push-over consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata l'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello dell'edificio aventi risultanti taglio alla base. Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale lo spostamento orizzontale di un punto di controllo. Nel caso in esame il punto di controllo è stato assunto come il baricentro dell'ultimo piano, corrispondente al sol.4.

Mediante l'analisi push-over si possono verificare i rapporti di sovra-resistenza oppure verifica dell'effettiva distribuzione della domanda inelastica degli edifici progettati con un fattore di comportamento  $q$ , oppure determinare il fattore  $q$  degli edifici esistenti. Nello specifico l'analisi statica non lineare è un'analisi incrementale perché si impostano degli step di incremento di carico. Come accennato nel capitolo precedente, per eseguire l'analisi push-over è necessario

definire almeno due distribuzioni di forze, una appartenente al “Gruppo 1”, l’altra appartenente al “Gruppo 2”. In questo caso, è stata scelta una distribuzione delle forze principali proporzionali delle forze statiche e per il gruppo 2 una distribuzione delle forze proporzionali alle masse. A questo punto la struttura è soggetta ai carichi gravitazionali e al sistema di forze orizzontali e si ottiene la curva sforzo-spostamento del sistema M-GDL (curva di capacità della struttura).

Le curve di capacità costituiscono la rappresentazione grafica del processo di spinta dell'Analisi Non Lineare: la loro consultazione permette di comprendere, passo dopo passo, come la struttura risponde al progressivo aumento del taglio globale.

Lo scopo dell’analisi push-over è il confronto tra capacità e domanda. Quest’ultima è rappresentata dallo spettro elastico, o lo spettro di progetto, già definito precedentemente. Il sistema strutturale M-GDL deve essere associato ad un sistema 1-GDL; questo passaggio è necessario in quanto la domanda sismica fa riferimento ad un oscillatore semplice. Per effettuare questa operazione, si dividono le ascisse e le ordinate della curva di capacità del sistema M-GDL per il fattore di partecipazione di massa, già definito nei parametri di calcolo e si ha la curva di capacità del sistema 1-GDL.

A tal punto la curva di capacità del sistema 1-GDL deve essere bilinearizzata; quest’ultima avrà un primo tratto elastico e un secondo tratto perfettamente plastico. Il tratto plastico si individua imponendo l’uguaglianza delle aree sottese alla curva bilineare e alla curva di capacità.

Si mostra di seguito un esempio di curve di capacità per il sistema M-GDL (in verde), curva di capacità per il sistema a 1-GDL (in viola) e la curva bilinearizzata

(in blu); definite in entrambe le direzioni X e Y ed in entrambi i versi + o – con l'aggiunta dei momenti torcenti, positivi e negativi.

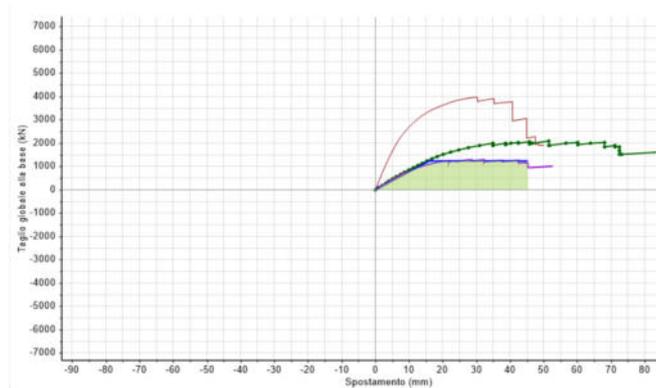


Figura 44. Esempio curva di capacità M-GDL, Curva di capacità 1-GDL, curva di capacità bilinearizzata

Come si può notare le curve di capacità presentano dei salti; quest'ultimi sono dovuti alla rottura di una cerniera plastica o una sezione in cui si ha la riduzione delle rigidezze, infatti il tratto seguente avrà una pendenza minore rispetto al precedente.

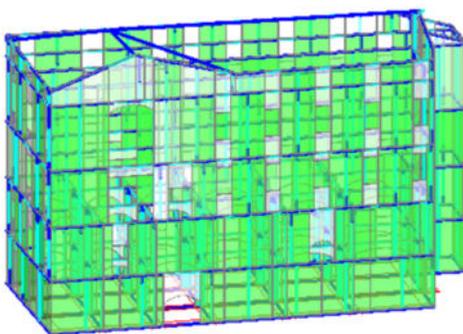
La curva di capacità bilinearizzata viene riportata all'interno del piano ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), che ha in ordinata la pseudo-accelerazione spettrale e in ascissa lo spostamento relativo spettrale; si scalano le ordinate, ovvero i valori delle forze, per la massa partecipante in modo da ottenere un'accelerazione. I valori di spostamento non vengono modificati. Ora, è necessario riportare anche la curva di domanda all'interno del piano ADRS.

La domanda si ricava in virtù del periodo dell'oscillatore semplice nel piano ADRS ricavando l'accelerazione e gli spostamenti richiesti dagli spettri di normativa.

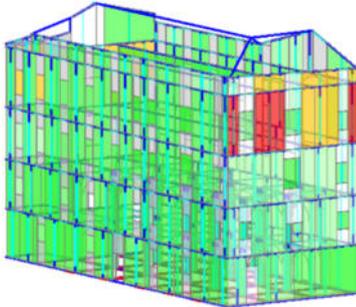
Nell'analisi push-over la verifica risulta soddisfatta (asta in fase elastica) se la colorazione verde è intensa, si hanno coefficienti di sicurezza prossimi a 1.000; la colorazione ovviamente subisce modifiche nel corso dei passi dell'analisi push-over. Le aste parzialmente plasticizzate sono aste che subiscono un degrado vincolare a cerniera (dovuto al superamento della resistenza a pressoflessione complanare) solo in una sezione di estremità, mentre l'altra sezione estrema è ancora in fase elastica.

Un'asta è collassata quando, dopo la fase plastica, ha raggiunto la deformazione ultima. Aste in trazione vengono evidenziate con una particolare colorazione, per indicare uno stato di verifica generalmente presente già dai primi passi (fase elastica della struttura), dovuto ai vincoli interni di maschi disallineati o di altezza troppo bassa e quindi molto rigidi.

Allo step 0 si hanno i seguenti risultati:



Tutti gli elementi strutturali sono in fase elastica.



All'ultimo step, la struttura ha elementi strutturali schematizzati con aste, collassati (rossi) e parte degli elementi che si trovano in fase di plasticizzazione (gialli).

A questo punto si osservano gli indicatori di rischio:

- rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA;
- rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica.

Se l'indice di rischio è superiore a 1 significa che la capacità supera abbondantemente la domanda. Di seguito si riportano i valori dell'indice di rischio:

N°curva	Comente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ex	Control	CPGA(SLV)	CTR(SLV)	VN.CLV
1	☉	☑	A	+X'				L4	0.615	0.222	11
2	☉	☐	A	+X'		+		L4	0.615	0.222	11
3	☉	☐	A	+X'		-		L4	0.615	0.222	11
4	☉	☑	A	+Y'				L4	0.394	0.076	4
5	☉	☐	A	+Y'		+		L4	0.394	0.076	4
6	☉	☐	A	+Y'		-		L4	0.394	0.076	4
7	☉	☐	A	-X'				L4	0.615	0.222	11
8	☉	☐	A	-X'		+		L4	0.609	0.218	11
9	☉	☐	A	-X'		-		L4	0.615	0.222	11
10	☉	☐	A	-Y'				L4	0.399	0.079	4
11	☉	☐	A	-Y'		+		L4	0.399	0.079	4
12	☉	☐	A	-Y'		-		L4	0.399	0.079	4
13	☉	☐	E	+X'				L4	0.828	0.532	27
14	☉	☐	E	+X'		+		L4	0.834	0.541	27
15	☉	☐	E	+X'		-		L4	0.837	0.549	27
16	☉	☐	E	+Y'				L4	0.461	0.111	6
17	☉	☐	E	+Y'		+		L4	0.461	0.111	6
18	☉	☐	E	+Y'		-		L4	0.461	0.111	6
19	☉	☐	E	-X'				L4	0.848	0.567	28
20	☉	☐	E	-X'		+		L4	0.682	0.296	15
21	☉	☐	E	-X'		-		L4	0.845	0.559	28
22	☉	☐	E	-Y'				L4	0.461	0.111	6
23	☉	☐	E	-Y'		+		L4	0.461	0.111	6

Figura 45. Indicatori di rischio

Poiché l'indice di rischio è inferiore a 1, significa che la domanda supera la capacità della struttura quindi l'edificio in questione necessita di interventi al fine di

migliorarne le prestazioni. Nello specifico si effettueranno interventi di miglioramento sismico come descritto nella Norma capitolo 8.4.2. *“Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell’unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.”*

## 11. Analisi locali

Dal rilievo del quadro fessurativo dell’edificio si può notare la presenza di meccanismi locali che si sono verificati a seguito del sisma del 2016; in particolare i cinematismi riscontrati sono il ribaltamento semplice della parete a nord e della parete a sud.

Come indicato nella Circolare *“Negli edifici in muratura, per effetto dello scuotimento sismico, possono avvenire collassi parziali per perdita di equilibrio di porzioni murarie. I meccanismi locali nelle pareti si attivano per azioni perpendicolari al loro piano medio, [...]”*. Per la verifica dei meccanismi locali si possono utilizzare due approcci:

- approccio cinematico lineare;
- approccio cinematico non lineare.

L’approccio cinematico lineare si basa sulla valutazione dell’azione orizzontale che è in grado di attivare il cinematismo; la verifica consiste nel confronto tra

l'accelerazione necessaria per attivare il cinematismo e la massima accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di interesse, attraverso il fattore di comportamento  $q$ .

L'approccio cinematico non lineare richiede la determinazione dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. La curva che ne rappresenta l'andamento esprime il valore del moltiplicatore in funzione dello spostamento di un punto di controllo  $d_c$ .

L'analisi con approccio cinematico lineare richiede il calcolo solo del moltiplicatore di attivazione del meccanismo e può essere utilizzato per eseguire la verifica all'SLV.

È opportuno individuare i punti di applicazione dei pesi propri e di quelli portati da ciascun blocco, l'entità delle forze esterne applicate e attrittive, nonché quelle interne agenti negli elementi elastici. L'azione sismica può essere rappresentata da un sistema di forze orizzontali, proporzionale ai pesi attraverso il coefficiente  $\alpha$ . Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore che attiva il cinematismo come rapporto tra la somma del lavoro delle forze peso per gli spostamenti, le forze esterne con il contributo stabilizzante ed instabilizzante, il lavoro delle forze interne per lo spostamento e la somma delle forze peso e delle altre forze moltiplicato per gli spostamenti. Di seguito viene mostrata l'espressione:

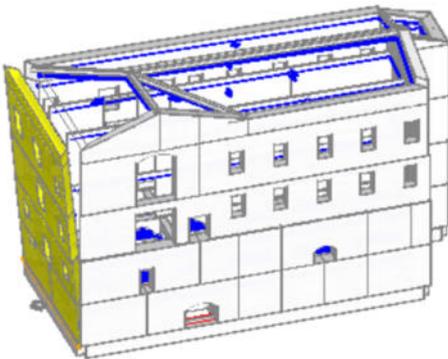
$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{pyk} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQxk}}$$

Quindi sono stati analizzati dapprima i cinematismi che si sono verificati e poi è stato ipotizzato e verificato un meccanismo locale.

Quando vengono studiati i vari meccanismi di collasso, quello che si verificherà per primo e che quindi comporterà una crisi locale, sarà il meccanismo a cui corrisponde il valore minore del moltiplicatore di collasso.

### 11.1. Ribaltamento semplice

Il ribaltamento è definito come 'semplice' perché si vincolano alcuni corpi a ruotare attorno ad un unico asse.

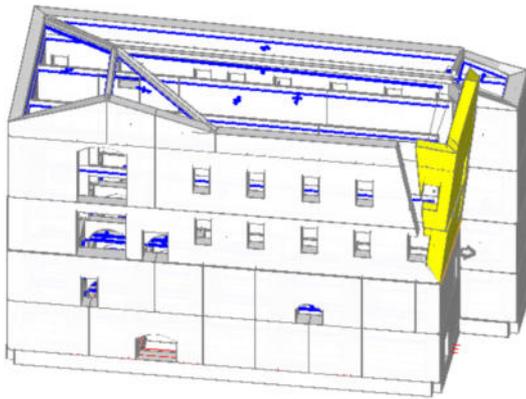


1) Vengono definiti i corpi partecipanti e l'asse di rotazione. Quest'ultimo rappresenta una cerniera attorno a cui i corpi ruotano; in questo caso essa è stata posta alla base della parete.

Tale meccanismo locale si è verificato probabilmente per l'assenza di travi ordite nella direzione lunga; la presenza di queste avrebbe trattenuto la parete. Dall'esame visivo si può notare un distacco della parete di 10 cm e si deduce uno scarso ammorsamento con le pareti ortogonali vicine. Dalla verifica risulta un moltiplicatore che attiva tale cinematismo di ribaltamento pari a 0.046. L'indicatore di rischio sismico I.R.S., definito come il rapporto tra il lavoro compiuto dalle forze statiche con il lavoro compiuto dalle forze sismiche, è espresso in termini di PGA e in termini di Tempo di Ritorno all'SLV ed è inferiore all'unità, pertanto la verifica è insoddisfatta.

Bisogna progettare degli interventi di miglioramento sismico al fine di soddisfare la verifica; si prevedono interventi come la disposizione di catene.

Un altro cinematismo, che rientra nella tipologia di ribaltamento semplice, riguarda la parete lato foresteria, a sud; questo ha coinvolto il terzo e il quarto piano poiché il primo e il secondo piano sono vincolati dalla presenza di solai del corpo "foresteria".

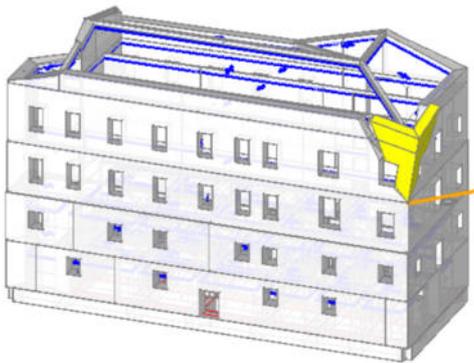


2) Le motivazioni della presenza di questo cinematismo sono l'assenza di travi ordite nel lato lungo e probabilmente l'effetto di martellamento della trave di colmo. Per questo cinematismo risulta un moltiplicatore di collasso pari a 0.114.

L'indicatore di rischio sismico I.R.S, espresso in termini di PGA e in termini di TR è inferiore all'unità. Anche in questo caso sono necessari interventi di miglioramento sismico. Anche in questo caso si prevede la disposizione di catene.

Oltre a questi cinematismi attivati, sono state fatte delle valutazioni sull'edificio per identificare eventuali meccanismi che potrebbero attivarsi. Sono stati esclusi i meccanismi di ribaltamento semplice che interessano la facciata est e la facciata ovest. L'esclusione è stata ipotizzata per la presenza di solai con travi ordite nella direzione corta, che hanno un'influenza sul ribaltamento in quanto trattengono le pareti murarie. Il cinematismo valutato riguarda il ribaltamento del cantonale, esaminando l'angolata nord-est; si considera che tale cinematismo possa attivarsi per la spinta della trave di displuvio e la spinta della copertura a padiglione. Il ribaltamento si considera che interessi il secondo piano e avvenga su di un piano che ruota attorno ad un asse perpendicolare alla congiungente dei vertici del

cantonale che in questo caso coincide con la direzione di spinta della trave di displuvio.



3) In questo caso la verifica risulta soddisfatta e il moltiplicatore di collasso ha un valore pari a 0.232 e l'I.R.S. è superiore all'unità quindi questo meccanismo non si attiverà.

## 12. Monitoraggio dinamico

Il monitoraggio dinamico nasce con l'obiettivo di caratterizzare dinamicamente una struttura mediante l'analisi di registrazioni di accelerazioni in sito. Le applicazioni del monitoraggio dinamico riguardano l'ingegneria aerospaziale, l'ingegneria meccanica e negli ultimi anni si sta sviluppando anche nelle applicazioni dell'ingegneria civile. Le strutture mediante questa tecnologia sono monitorate e controllate continuamente in modo tale da prevedere interventi di manutenzione. Esistono due tipologie di monitoraggi: il monitoraggio statico e il monitoraggio dinamico. Il monitoraggio statico richiede la misurazione di piccole variazioni su una scala temporale. Il monitoraggio dinamico ha lo scopo di determinare una risposta dinamica della struttura misurando vibrazioni della struttura dovute a forzanti esterne o fenomeni naturali. Il monitoraggio dinamico ad oggi è molto utilizzato soprattutto per l'individuazione dei danni grazie ad algoritmi che riguardano il cambiamento delle forme modali dei parametri della

struttura. Il monitoraggio dinamico è una tecnica che prevede l'installazione di accelerometri nell'edificio, i quali registrano le tre componenti di accelerazione, due componenti orizzontali (x, y) e una componente verticale (z). Questi sensori sono connessi mediante cavi ad una centralina che ha il compito di acquisire ed elaborare i dati in input. I sensori che compongono il sistema di monitoraggio possono misurare le prestazioni della struttura nelle condizioni ambientali. Attraverso la misurazione delle accelerazioni dell'edificio si possono stimare modi principali e frequenze associate (proprietà caratteristiche della struttura) e rilevare la deformata. Questi risultati possono essere confrontati con i risultati dell'analisi modale del modello.

#### 12.1. Fasi del Monitoraggio strutturale: caso studio edificio Monte San Martino (MC)

Il monitoraggio strutturale si divide in fase:

- 1) Strumentazione;
- 2) Installazione della strumentazione;
- 3) Eccitazione;
- 4) Acquisizione dei dati;
- 5) Elaborazione del segnale.

#### 12.2. Strumentazione

La strumentazione si compone di 15 accelerometri ad elevata sensibilità e basso rumore di fondo. Di questi ve ne sono diversi tipi, nel caso in esame sono stati utilizzati accelerometri innovativi di tipo piezoelettrico. Di seguito viene elencata l'attrezzatura utilizzata:

- 15 accelerometri monoassiali piezoelettrici PCB modello 393B31:
  - sensibilità nominale 10000 mV/g;
  - campo  $\pm 0.5$  g pk;
  - range di frequenza ( $\pm 10\%$ ) 0.07÷300 Hz;
  - broadband resolution 1 $\mu$ g (RMS).
- 5 schede di acquisizione NI 9234:
  - 24 bit;
  - Range acquisizione  $\pm 5$ V;
  - Frequenza di campionamento 51.2 kS/s/ch.
- 3 chassis (4 slot) NI cDAQ-9185 TSN enabled;
- 1 chassis (8 slot) NI cRIO-9045 TSN enabled, 1.30 GHz Dual-Core CPU, 2 GB DRAM, 4 GB Storage, -20°C to 55° C, Kintex-7 70T FPGA;
- Cavi coassiali;
- Cavi ethernet, Cat.6 schermati S/FTP;
- 1 computer portatile con software dedicato.

È stata realizzata una rete di accelerometri distribuiti utilizzando la cRIO come stazione di misura principale e una cDAQ ad ogni piano indagato per le stazioni di misura. Dei 15 accelerometri, 6 sono fissi collegati alla cRIO mediante cavi coassiali, i restanti sono collegati alle cDAQ sempre con cavi coassiali. Per completare la rete di misura, si utilizza la tecnologia TSN che fornisce la sincronizzazione temporale distribuita e la comunicazione usando reti ethernet standard. I cavi ethernet si impiegano per collegare le 3 cDAQ disposte su livelli diversi. L'elemento principale dell'accelerometro è il materiale piezoelettrico, il quale è collegato, da un lato, rigidamente alla base del sensore e dall'altro è fissato ad una massa. Quando l'accelerometro è soggetto a vibrazioni, la forza generata da tale fenomeno agisce sull'elemento piezoelettrico. Grazie all'effetto

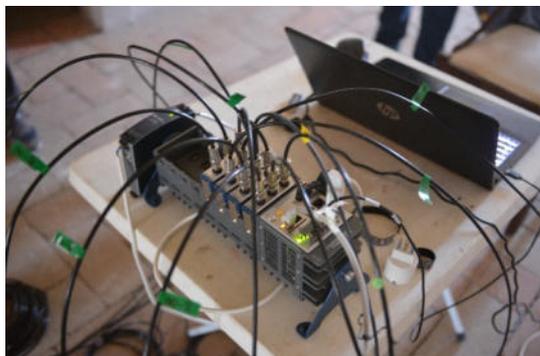
piezoelettrico viene generata una carica elettrica proporzionale alla forza applicata che l'ha generata. Questi accelerometri vengono collegati a dei cavi, i quali a sua volta, sono collegati al sistema di acquisizione che trasferisce i dati al computer. Gli accelerometri convertono le quantità misurate in un segnale elettrico analogico. L'obiettivo del sistema di acquisizione è quello di trasformare il segnale analogico in un segnale digitale. I segnali vengono convertiti dal dominio analogico a quello digitale, conversione A/D e poi registrati sul supporto digitale. In questo sistema di acquisizione, nella cRIO e nella cDAQ si inseriscono le schede ed ogni scheda ha un canale che costituisce un circuito elettrico di interfaccia tra il sensore (accelerometro) e il sistema di conversione A/D. Di seguito viene mostrata la strumentazione:



*Figura 46. Accelerometri disposti in direzione x e y*



*Figura 47. Accelerometri disposti in x, y e z*



*Figura 48. Sistema di acquisizione cRIO.*



*Figura 49. Registrazione dati sul computer.*

### 12.3. Installazione della strumentazione

Nell'edificio in questione sono state effettuate 5 prove sperimentali. Gli accelerometri sono stati disposti al secondo piano (+10.57 m), al primo piano (+6.49 m) e al piano terra (+3.41 m); il piano seminterrato è stato escluso perché ai fini delle prove sperimentali non influisce nella risposta dinamica della struttura.

Gli accelerometri sono stati installati nelle 4 prove sperimentali sui maschi murari, nella quinta prova sono stati installati anche sul solaio del secondo piano. L'installazione avviene mediante l'utilizzo di piastre metalliche per rendere la superficie regolare. Tali piastre sono solidali ai maschi e al solaio tramite l'uso di colla a caldo o cera d'api.

Per quanto riguarda la disposizione degli accelerometri nel secondo piano sono stati posizionati, come già accennato, 6 accelerometri fissi dei quali, 2 con direzione di misura giacente sul piano orizzontale per cogliere i modi traslazionali longitudinali dell'edificio, 4 con direzione di misura orizzontale per identificare i modi traslazionali trasversali e torsionali. Tali accelerometri sono stati posizionati

nei punti A, B, C, D. Per le 5 prove sperimentali sono state utilizzate 5 diverse configurazioni mantenendo fissi i sensori elencati precedentemente.

Di seguito la disposizione degli accelerometri (in rosso, gli accelerometri mantenuti fissi).

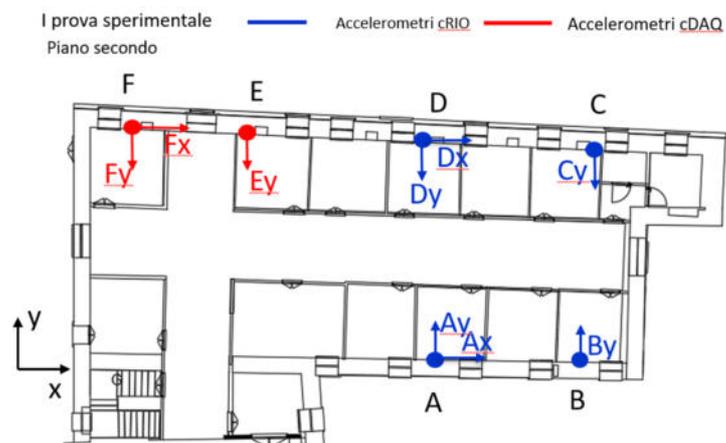


Figura 50. Disposizione degli accelerometri nel piano secondo dell'edificio.

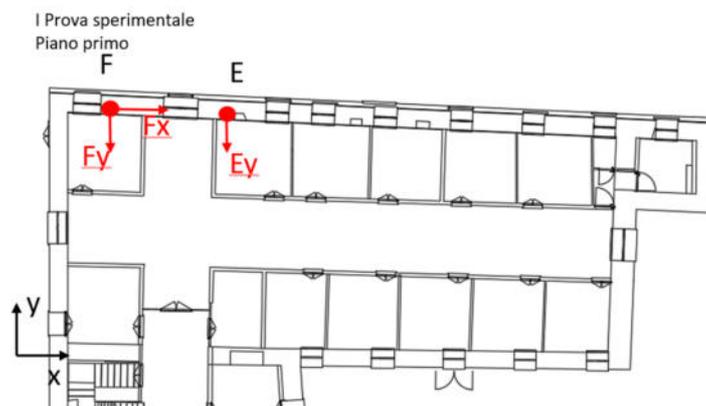


Figura 51. Disposizione degli accelerometri nel piano primo dell'edificio

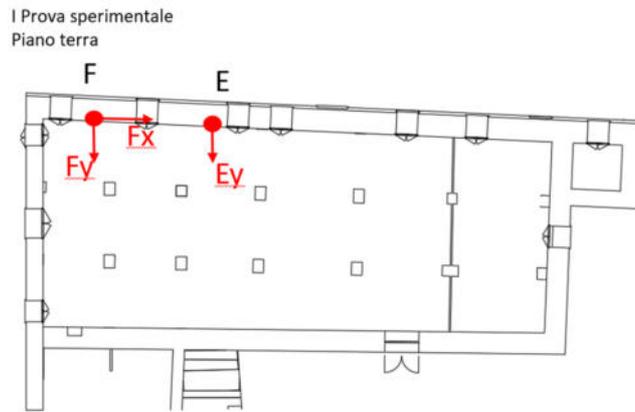


Figura 52. Disposizione degli accelerometri nel piano terra dell'edificio.

Nella seconda prova sono state definite le seguenti posizioni degli accelerometri:

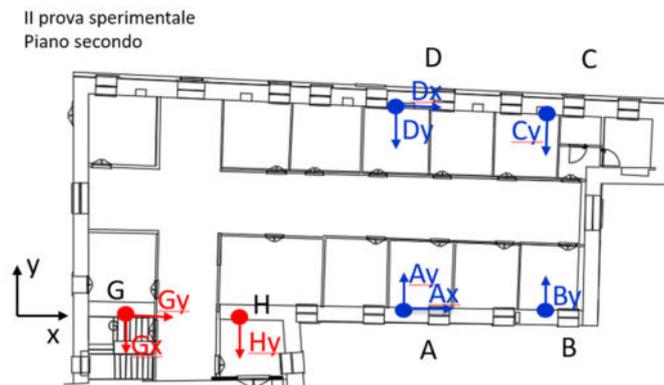


Figura 53. Disposizione degli accelerometri nel piano secondo dell'edificio.

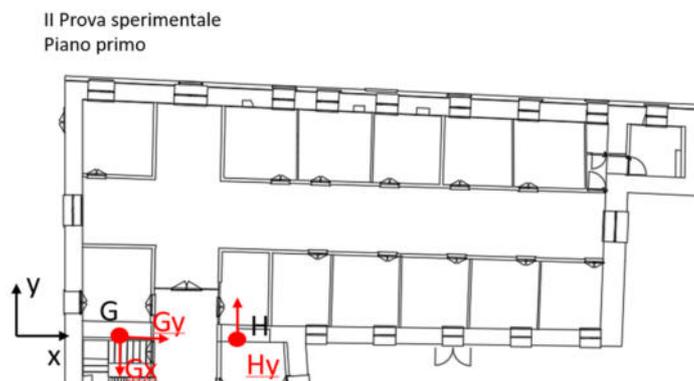


Figura 54. Disposizione degli accelerometri nel piano primo dell'edificio.

II Prova sperimentale  
Piano terra

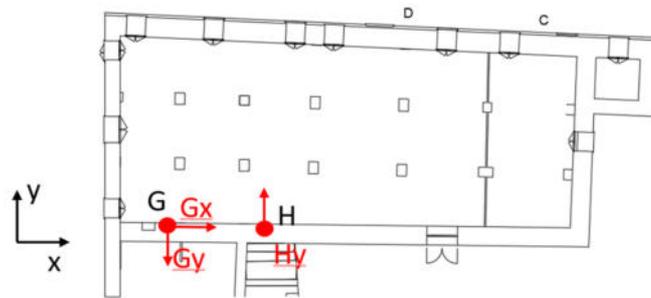


Figura 55. Disposizione accelerometri nel piano terra dell'edificio.

Nella terza prova la disposizione degli accelerometri è la seguente:

III Prova sperimentale  
Piano secondo

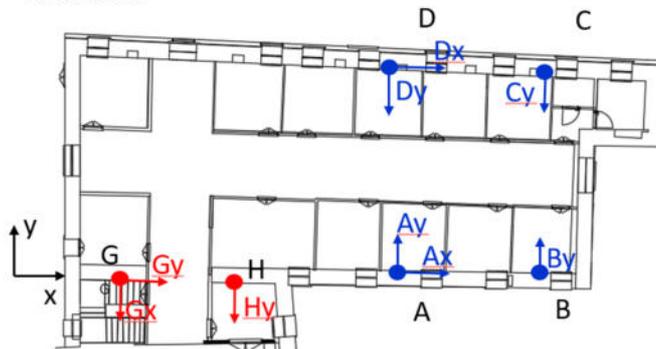


Figura 56. Disposizione accelerometri nel piano secondo dell'edificio.

III Prova sperimentale  
Piano primo

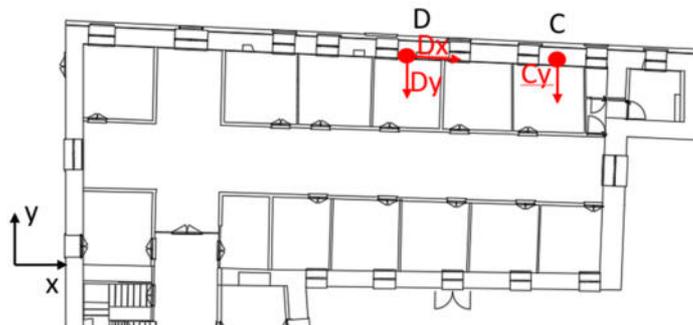


Figura 57. Disposizione accelerometri nel piano primo dell'edificio.

III Prova sperimentale  
Piano terra

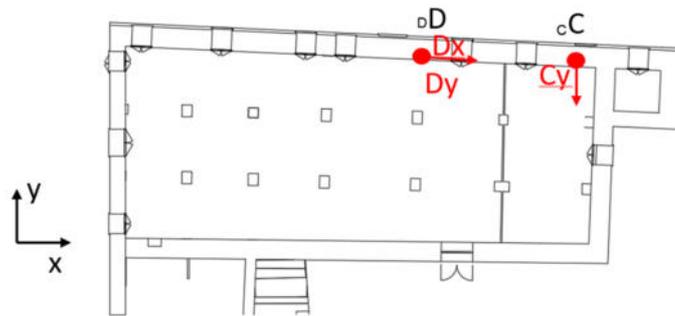


Figura 58. Disposizione accelerometri nel piano terra dell'edificio.

Nella quarta prova la disposizione degli accelerometri è la seguente:

IV Prova sperimentale  
Piano secondo

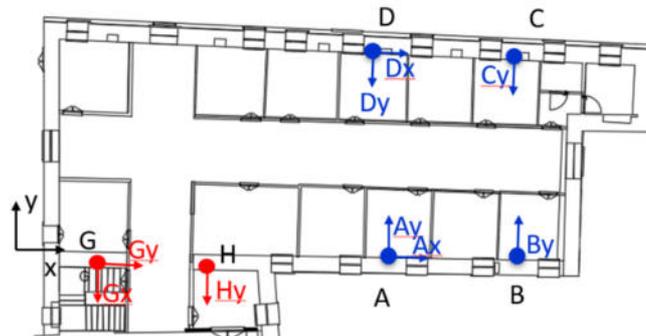


Figura 59. Disposizione accelerometri nel piano secondo dell'edificio.

IV Prova sperimentale  
Piano primo

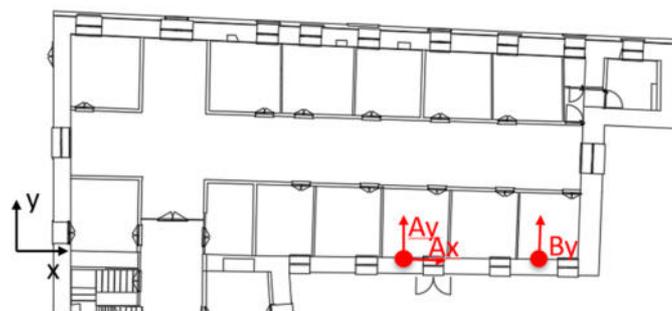


Figura 60. Disposizione accelerometri nel piano primo dell'edificio.

IV Prova sperimentale  
Piano terra

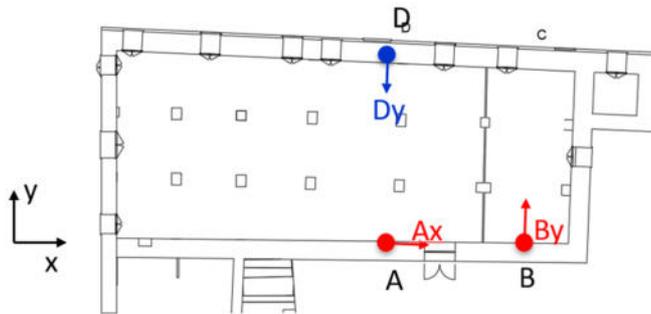


Figura 61. Disposizione degli accelerometri nel piano terra dell'edificio.

L'ultima prova è stata effettuata inserendo gli accelerometri sul solaio per effettuare l'identificazione della deformata nel piano del solaio. Sono stati disposti accelerometri lungo x, lungo y e lungo z come segue:

V Prova sperimentale

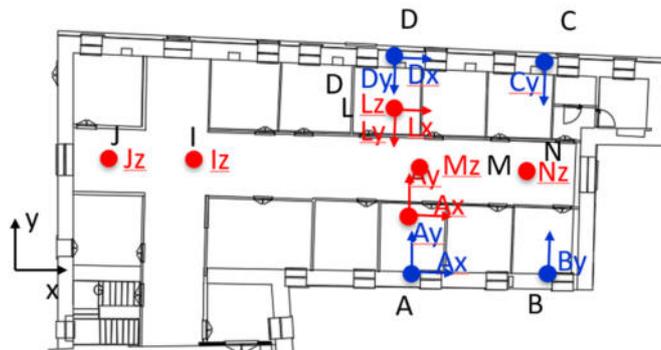


Figura 62. Disposizione degli accelerometri nel piano secondo dell'edificio.

Prova 1					
cRIO PIANO SECONDO					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	2Ay	10_2	3	✓
	1	2Ax	10_3	4	✓
	2	2By	10_4	5	✓
2	0	2Cy	10_5	6	✓
	1	2Dy	10_6	1	✓
	2	2Dx	10_1	2	✓
cDAQ PIANO SECONDO					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	2Ey	30_1	7	✓
	1	2Fy	30_2	8	✓
	2	2Fx	30_3	9	✓
2	0	-	-	-	-
	1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-
cDAQ PIANO PRIMO					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	1Ey	A_17	13	✓
	1	1Fy	30_4	16	✓
	2	1Fx	30_5	11	✓
2	0	-	-	-	-
	1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-
cDAQ PIANO TERRA					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	0Ey	A_18	15	✓
	1	0Fy	30_7	10	✓
	2	0Fx	30_6	12	✓
2	0	-	-	-	-
	1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-

Prova 2					
cRIO PIANO SECONDO					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	2Ay	10_2	3	✓
	1	2Ax	10_3	4	✓
	2	2By	10_4	5	✓
2	0	2Cy	10_5	6	✓
	1	2Dy	10_6	1	✓
	2	2Dx	10_1	2	✓
cDAQ PIANO SECONDO					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	2Hy	30_1	7	✓
	1	2Gy	30_2	8	✓
	2	2Gx	30_3	9	✓
2	0	-	-	-	-
	1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-
cDAQ PIANO PRIMO					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	1Hy	A_17	13	✓
	1	1Gy	30_4	16	✓
	2	1Gx	30_5	11	✓
2	0	-	-	-	-
	1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-
cDAQ PIANO TERRA					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	0Hy	A_18	15	✓
	1	0Gy	30_7	10	✓
	2	0Gx	30_6	12	✓
2	0	-	-	-	-
	1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-

Prova 3						Prova 4					
cRIO PIANO SECONDO						cRIO PIANO SECONDO					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check	Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	2Ay	10_2	3	✓	1	0	2Ay	10_2	3	✓
	1	2Ax	10_3	4	✓		1	2Ax	10_3	4	✓
	2	2By	10_4	5	✓		2	2By	10_4	5	✓
2	0	2Cy	10_5	6	✓	2	0	2Cy	10_5	6	✓
	1	2Dy	10_6	1	✓		1	2Dy	10_6	1	✓
	2	2Dx	10_1	2	✓		2	2Dx	10_1	2	✓
cDAQ PIANO SECONDO						cDAQ PIANO SECONDO					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check	Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	2Hy	30_1	7	✓	1	0	2Hy	30_1	7	✓
	1	2Gy	30_2	8	✓		1	2Gy	30_2	8	✓
	2	2Gx	30_3	9	✓		2	2Gx	30_3	9	✓
2	0	-	-	-	-	2	0	-	-	-	-
	1	-	-	-	-		1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-		2	-	-	-	-
cDAQ PIANO PRIMO						cDAQ PIANO PRIMO					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check	Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	1Cy	A_17	13	✓	1	0	1By	A_17	13	✓
	1	1Dy	30_4	16	✓		1	1Ay	30_4	16	✓
	2	1Dx	30_5	11	✓		2	1Ax	30_5	11	✓
2	0	-	-	-	-	2	0	-	-	-	-
	1	-	-	-	-		1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-		2	-	-	-	-
cDAQ PIANO TERRA						cDAQ PIANO TERRA					
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check	Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check
1	0	0Dy	A_18	15	✓	1	0	0Dy	A_18	15	✓
	1	0Cy	30_7	10	✓		1	0By	30_7	10	✓
	2	0Dx	30_6	12	✓		2	0Ax	30_6	12	✓
2	0	-	-	-	-	2	0	-	-	-	-
	1	-	-	-	-		1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-		2	-	-	-	-

Prova 5						
cRIO PIANO SECONDO						
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check	
1	0	2Ay	10_2	3	✓	
	1	2Ax	10_3	4	✓	
	2	2By	10_4	5	✓	
2	0	2Cy	10_5	6	✓	
	1	2Dy	10_6	1	✓	
	2	2Dx	10_1	2	✓	
3	0	2Ky	30_7	12	✓	
	1	2Kx	30_6	10	✓	
	2	2Kz	A_18	15	✓	
4	0	2Ly	30_4	16	✓	
	1	2Nz	30_5	14	✓	
	2	2Lz	"100"	11	✓	
cDAQ PIANO SECONDO						
Scheda	Canale	Posizione	Cavo	Accelerometro	Check	
1	0	2Mz	A_17	13	✓	
	1	2Iz	30_4	16	✓	
	2	2Jz	30_5	11	✓	

Figura 63. Configurazione accelerometri e nomenclatura.

#### 12.4. Eccitazione

La tipologia di eccitazione può essere artificiale o naturale; se l'eccitazione artificiale ha il vantaggio di essere misurata e controllata, l'eccitazione naturale (rumore ambientale, azioni del vento, traffico veicolare, ecc), come nel caso in esame, non è controllabile ma allo stesso tempo non comporta l'interruzione delle condizioni di esercizio. In generale il rumore ambientale può avere origini sia naturali che antropiche: nel primo caso si parla di microsismi dovuti a maree, onde marine, venti turbolenti, ecc.; mentre nel secondo caso si parla di microtremori dovuti a macchinari industriali, automobili, treni, ecc. Il contenuto in frequenza è differente e si può ritenere che le basse frequenze ( $< 1$  Hz) siano generate da fattori naturali (oceani, condizioni meteo su larga scala), le frequenze intermedie (1-5 Hz) da sorgenti sia naturali (condizioni meteo locali) che artificiali (urbane), mentre le alte frequenze da sorgenti artificiali.

Nel caso in studio le vibrazioni sono state generate principalmente da componenti naturali (microtremori); le prove sono state effettuate in una giornata caratterizzata da un basso affollamento all'interno della struttura. Le condizioni ambientali sono quelle tipiche di una giornata invernale soleggiata, con una temperatura esterna dell'aria di 5°C nelle ore centrali. L'utilizzo di vibrazioni ambientali permette di determinare frequenze di risonanza, smorzamenti e forme modali in maniera passiva, non intrusiva e rapida.

## 12.5. Acquisizione del segnale

Prima di eseguire l'identificazione dei parametri dinamici, i segnali sono stati pre-processati utilizzando diverse tecniche. In particolare:

- rimozione della linea base, tramite sottrazione del contributo ottenuto tramite un "fit" del segnale stesso con un polinomio di 3°;
- filtraggio con filtro passa-basso con frequenza di taglio di 25 Hz, al fine di eliminare i contributi alle alte frequenze ed evitare, nella procedura di ricampionamento, l'aliasing, fenomeno che si manifesta quando la frequenza di campionamento è inferiore a 2 volte la frequenza minima del segnale analogico;
- ricampionamento alla frequenza di 51.2 Hz al fine di ridurre il numero di dati e rendere, quindi, le successive analisi più rapide.

## 12.6. Analisi dei risultati

Il monitoraggio dinamico consiste nella registrazione delle accelerazioni nel tempo a seguito di vibrazioni indotte, nel caso in esame, di tipo naturale antropico. Di seguito si riporta un esempio di registrazione dell'accelerazione relativa all'accelerometro 2Ay, uno degli accelerometri di tipo fisso.

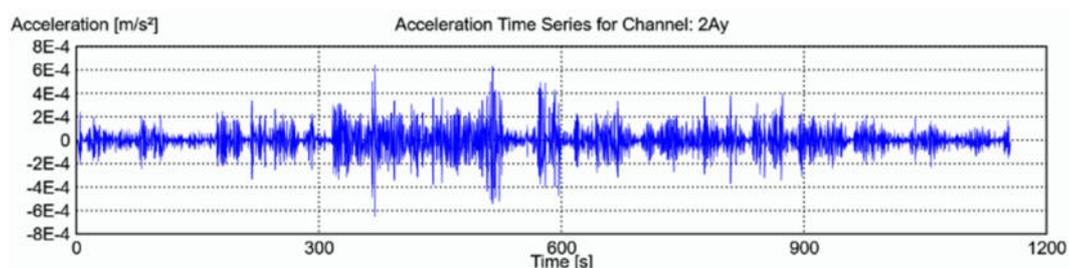
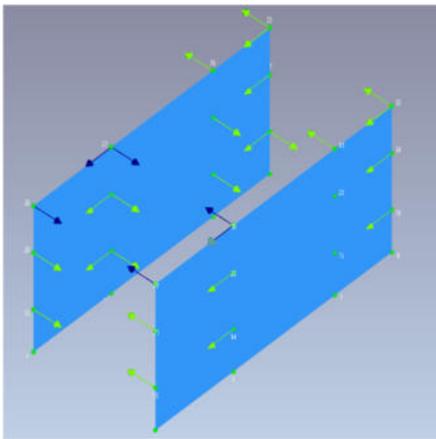


Figura 64. Accelerazione nel tempo registrata

È stato creato il modello geometrico considerando le due pareti laterali dove sono stati posizionati gli accelerometri; non sono state prese in considerazione le due pareti perpendicolari in quanto non essendoci i sensori sarebbero rimaste indeformate.



La direzione delle frecce coincide con quella di misura dei sensori monoassiali, così come il verso corrisponde al verso positivo dei sensori. Le frecce colorate in blu rappresentano i sensori di riferimento, che servono per scalare gli spostamenti modali tra le varie prove per poterli mettere assieme in un'unica rappresentazione contemporanea.

Sono stati individuati 5 modi di vibrare, con le relative frequenze e smorzamenti. Il metodo utilizzato per l'identificazione è l'EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition). Tale metodo stima i valori delle frequenze e dei coefficienti di smorzamento sono calcolati per mezzo dell'applicazione di una funzione inversa FFT di ogni funzione di densità spettrale per ogni modo vibrazionale.

	Frequenza sperimentale EFDD	Periodo T(s) sperimentale
1	3.405	0.294
2	4.325	0.231
3	4.762	0.210

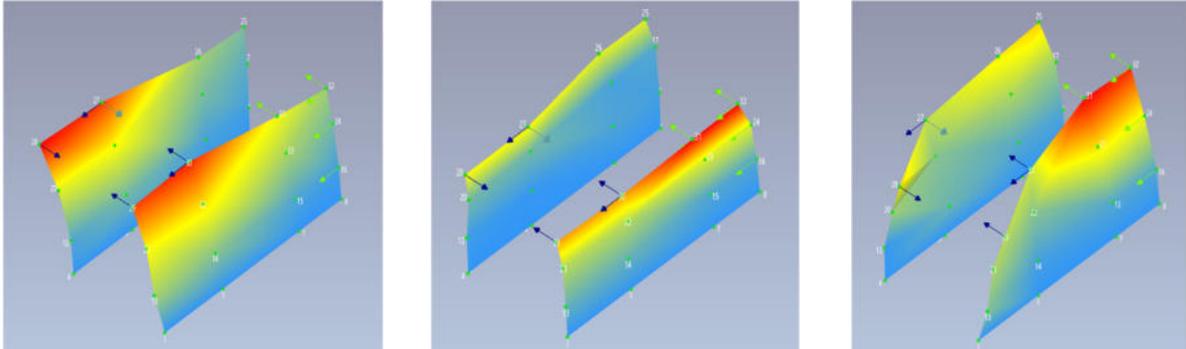
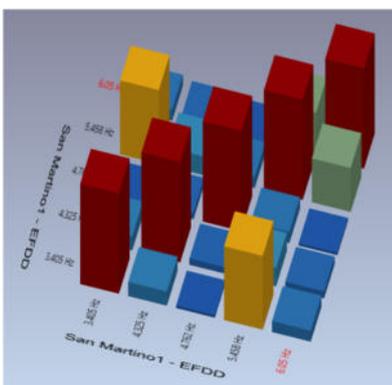


Figura 65. I modo traslazionale in Y, II modo traslazionale in X, III modo rotazionale.

Osservando questi risultati si osserva che il primo modo di vibrare, traslazionale in Y, comporta degli spostamenti simili per entrambi le pareti parallele. Sorprendentemente la struttura in muratura con accelerazioni basse, microtremori, ha un comportamento elastico.

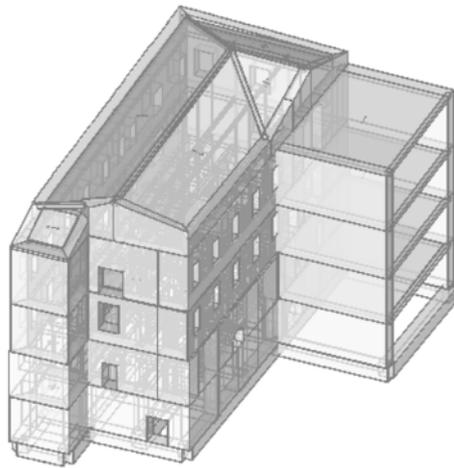
Inoltre, è stata determinata la matrice AutoMAC, dove sono inseriti i valori numerici che indicano quanto i modi individuati siano accoppiati tra di loro. Più questa matrice è diagonale e più i modi individuati sono modi veri della struttura, disaccoppiati tra loro.



I modi sono disaccoppiati tra loro, eccetto il I e il IV modo che mostrano un discreto accoppiamento (MAC = 0.74 – colonne arancioni).

## 12.7. Confronto

A seguito del monitoraggio dinamico si esegue un confronto con il modello a telaio equivalente. Per migliorare il modello è stato realizzato un corpo rappresentante il corpo A perpendicolare all'edificio in esame per simulare il comportamento reale. Di seguito si riporta il modello con il corpo aggiuntivo:



*Figura 66. Modello con corpo aggiuntivo.*

A questo punto si esegue l'analisi modale e si mostra il confronto tra il modello a telaio equivalente e il modello sperimentale:

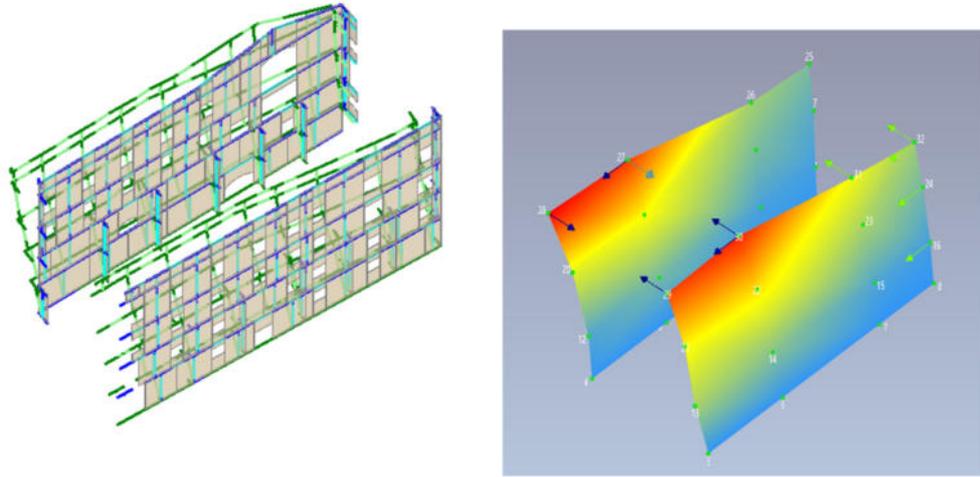


Figura 67. I modo di vibrare traslazionale in Y.

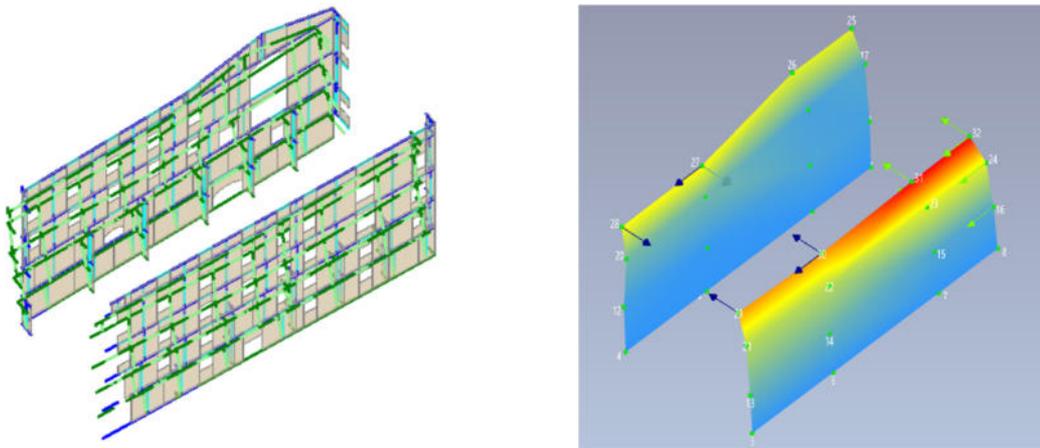


Figura 68. Il modo di vibrare traslazionale in X.

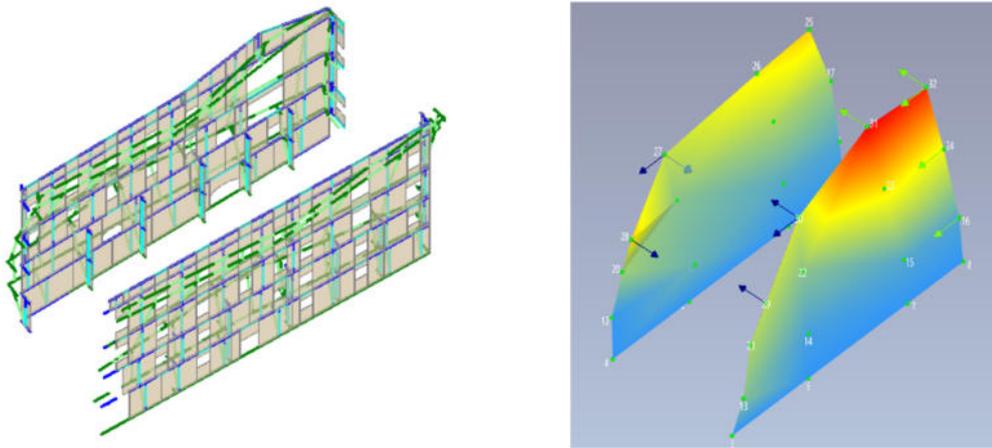


Figura 69. III modo di vibrare rotazionale.

	Frequenza sperimentale EFDD	Frequenza Modello [Hz]	Periodo T(s) sperimentale	Periodo T(s) I modello	Periodo T(s) ultimo modello
1	3.41	3.57	0.29	0.71	0.28
2	4.33	4.17	0.23	0.36	0.24

Figura 70. Confronto tra frequenze e periodi di vibrare con il modello migliorato.

## Conclusioni

Al termine di questo lavoro di tesi è possibile trarre le conclusioni relative ai vari temi affrontati.

L'obiettivo della tesi era la caratterizzazione dinamica di una struttura piuttosto complessa, quale l'edificio del monastero delle monache benedettine di Santa Caterina a Monte San Martino. Tale edificio, a seguito degli eventi sismici del 2016, ha subito danni importanti tanto da determinarne l'inagibilità.

Dopo aver eseguito un rilievo geometrico con tecnologia laser-scanner, il monastero è stato modellato con tecnologia BIM mediante il software Autodesk Revit. Dall'esame geometrico, l'edificio oggetto di studio, ha un'altezza complessiva di 18.70 m ed è costituito da quattro livelli ognuno dei quali ha un'area circa di 215 m<sup>2</sup>.

Le piante del modello sono state importate sul software Aedes PCM 2020 e qui è stato creato il modello a telaio equivalente per eseguire le analisi. All'edificio sono stati assegnati i materiali e le relative caratteristiche meccaniche. Una volta definiti i parametri di calcolo e l'azione sismica sono state effettuate le analisi, dalle quali si ottiene un comportamento della struttura simile alle strutture in muratura esistenti. Infatti, per l'analisi statica lineare non sismica la verifica risulta soddisfatta in quanto si osserva il comportamento dell'edificio soggetto ai soli carichi verticali presenti in sito.

Invece, come ci si aspettava, per l'analisi statica lineare la verifica risulta insoddisfatta; analogamente alle strutture esistenti, sotto l'azione sismica gli edifici esistenti non hanno prestazioni adeguate per sopportare azioni orizzontali di tale entità.

È stata eseguita un'analisi push-over mediante la quale è stato possibile valutare il comportamento della struttura anche in fase post elastica. Quest'analisi permette di valutare i vari elementi che si plasticizzano all'incremento del taglio alla base. Un elemento plasticizzato non offre più alcuna resistenza nei riguardi delle sollecitazioni applicate. I risultati di quest'analisi hanno evidenziato un indicatore di rischio inferiore a 1, nello specifico inferiore a 0.6; questo valore indica la necessità di realizzare degli interventi di miglioramento sismico.

Per avere informazioni reali sulla struttura, è stato eseguito un monitoraggio dinamico attraverso il quale sono state determinate le risposte dinamiche delle accelerazioni indotte sulla struttura. Grazie a un'eccitazione naturale di tipo antropica sono stati ricavati i valori delle frequenze e dello smorzamento. Dall'analisi dei risultati si riscontra: il primo modo di vibrare, traslazionale in Y, il secondo modo di vibrare, traslazionale in X, il terzo modo di vibrare, rotazionale. Inoltre, le pareti verticali su cui sono stati installati gli accelerometri, presentano la stessa deformata. Quindi si può affermare che l'edificio alle basse vibrazioni presenta sorprendentemente a quanto ci si aspettava, un comportamento elastico. Questo comportamento può essere spiegato dall'attrito che si sviluppa tra le travi in legno e la muratura. Le travi infatti svolgono la funzione di catene.

Avendo a disposizione la prova sperimentale che descrive il comportamento reale della struttura, è stato migliorato il modello sul software Aedes PCM.

È stata aggiunta una parte del corpo A perpendicolare al corpo oggetto di studio; in questo modo si riscontra una corrispondenza tra il comportamento dinamico della modellazione a telaio equivalente e il comportamento reale.

Quindi è stato perfezionato il modello del software per ottenere una corrispondenza con la sperimentazione; investire su tecnologie di questo tipo che

riescono ad individuare il reale comportamento della struttura soggetto a vibrazioni di origine naturale, antropica permette di avere una maggiore conoscenza del comportamento dinamico e pertanto una maggiore tranquillità nella progettazione.

Il modello determinato può essere ancora migliorato, senza la pretese di far coincidere il comportamento del modello con il comportamento reale della struttura, in quanto la sperimentazione è stata effettuata in condizioni di operatività mentre le verifiche sul modello sono eseguite all'SLV.

Infine, sono stati determinati i moltiplicatori di collasso dei cinematicismi verificatosi in conseguenza al sisma del 2016. Per tali, ribaltamenti semplici delle pareti disposti sul lato nord e sul lato sud, si prevedono interventi quali la disposizione di catene.

Per completare lo studio è stato verificato un cinematicismo, quale il ribaltamento del cantonale, dovuto alla spinta della trave di displuvio e della copertura a padiglione. Questo meccanismo locale ha un moltiplicatore di collasso che individua un indice di rischio sismico superiore a 1 pertanto non si attiverà.

Determinare gli eventuali meccanismi locali che potrebbero verificarsi è importante perché questi influenzeranno il comportamento globale dell'edificio.

Infine, valutando il confronto con il Monastero delle Monache Benedettine di Santa Caterina a Santa Vittoria in Matenano (FM), tale edificio ha subito delle modifiche dovute ad interventi post sisma 97' quindi in conseguenza al sisma del 2016 e del 2017 ha subito danni lievi. Il Monastero di Monte San Martino, per la vetustà e l'assenza di interventi nel post sisma del 97', in conseguenza al sisma del 2016 e del 2017 ha subito danni gravi tanto da essere classificato nella scheda aedes con un'inagibilità di tipo E.

## Bibliografia

1. VALLUCCI S., QUAGLIARINI E., LENCI S., *Costruzioni storiche in muratura, Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi*, Wolters Kluwer, 2014
2. COLUCCI G., *“Memoria di Monte S. Martino”*
3. Materiale didattico
4. Caccin P., *Sviluppo di procedure automatiche di trattamento e analisi dei dati statici per il monitoraggio strutturale*, Università di Padova, 2012
5. Casarin F., Bello E., *Structural Monitoring*, atti di Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions, 2010.
6. Relazione geologica redatta da geol. Stefano Cicoria
7. FABBROCINO G., RANIERI C., VERDERAME G.M. *“L’analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti”*

## Sitografia

1. <https://doc.studenti.it/appunti/ricerche/struttura-monasteri.html#:~:text=i%20monasteri%20sono%20in%20genere,%2C%2>

0infermeria%2C%20cucina%2C%20ecc.&text=Caratteristica%20del%20monastero%20%3%A8%20il%20chiostro.

2. [https://it.wikipedia.org/wiki/Monte\\_San\\_Martino](https://it.wikipedia.org/wiki/Monte_San_Martino)
3. <https://www.comune.montesanmartino.mc.it/>
4. <http://lenoschools4expo.altervista.org/pdf/monastero.pdf>
5. <https://www.microgeo.it/it/che-cos%3%A8-e-come-funziona-un-laser-scanner-3d.aspx>
6. [http://www.luoghidelsilenzio.it/marche/06\\_chiese/03\\_macerata/00021/index.htm](http://www.luoghidelsilenzio.it/marche/06_chiese/03_macerata/00021/index.htm)
7. <https://www.studiarapido.it/monasteri-protagonisti-nellalto-medioevo/>
8. <https://www.aedes.it/>

## Norme di riferimento

D.M. 17.01.2018- *“Norme tecniche per le costruzioni”*.

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7- *“Istruzioni per l’applicazione dell’«Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”*.

