



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE  
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

---

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

**VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA'  
SISMICA DI STRUTTURE STORICHE  
MONUMENTALI.  
IL CASO DI STUDIO DELLA CHIESA DI SANTA  
MARIA IN MIGNANO A CASTEL DI LAMA (AP).  
SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF  
CULTURAL HERITAGE STRUCTURES.  
THE CASE STUDY OF SANTA MARIA'S CHURCH  
IN MIGNANO OF CASTEL DI LAMA (AP).**

Relatore:  
Prof. Clementi Francesco

Rapporto Finale di:  
Marco Camaioni

Correlatore:  
Prof. Lenci Stefano

Anno Accademico 2019 / 2020



# INDICE

INTRODUZIONE.....	1
<b>1. LA VULNERABILITA' SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI .....</b>	<b>2</b>
1.1 PREMESSA.....	2
1.2 ASPETTI CONOSCITIVI.....	6
1.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICA.....	12
1.4 SPETTRO DI PROGETTO.....	19
<b>2. COSTRUZIONI IN MURATURA .....</b>	<b>21</b>
2.1 RISPOSTA SIMICA .....	23
2.2 TIPI DI MODELLAZIONE .....	29
2.2.1 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE.....	29
2.2.2 MODELLAZIONE FEM .....	34
2.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE MURATURA .....	37
2.3.1 MASCHI VERTICALI .....	38
2.3.2 FASCE ORIZZONTALI.....	44
2.4 METODI DI ANALISI .....	47
2.4.1 ANALISI STATICA LINEARE .....	48
2.4.2 ANALISI DINAMICA LINEARE .....	50
2.4.3 ANALISI STATICA NON LINEARE .....	52
2.4.4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE .....	55
<b>3. LA CHIESA SANTA MARIA IN MIGNANO: IL CASO DI STUDIO .....</b>	<b>57</b>
3.1 ANALISI STORICA .....	59
3.2 RILIEVO ARCHITETTONICO .....	60
3.3 QUADRO FESSURATIVO .....	66

3.4 CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI .....	68
3.5 ANALISI DEI CARICHI.....	70
3.6 COMBINAZIONI DI CARICO .....	79
<b>4. LA CHIESA SANTA MARIA IN MIGNANO: MODELLAZIONE .....</b>	<b>81</b>
<b>4.1 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....</b>	<b>81</b>
<b>4.2 ANALISI MODALE .....</b>	<b>86</b>
<b>5. ANALISI STATICA NON LINEARE .....</b>	<b>91</b>
<b>5.1 IMPOSTAZIONE COMPORTAMENTI NON LINEARI.....</b>	<b>92</b>
<b>5.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....</b>	<b>94</b>
<b>5.3 CURVE PUSHOVER.....</b>	<b>99</b>
<b>5.4 BILINEARIZZAZIONE E INDICE DI RISCHIO.....</b>	<b>105</b>
<b>6. LA CHIESA SANTA MARIA IN MIGNANO: ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI .....</b>	<b>109</b>
<b>6.1 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE.....</b>	<b>110</b>
<b>6.2 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO COMPOSTO .....</b>	<b>111</b>
<b>6.3 MECCANISMO DI FLESSIONE VERTICALE .....</b>	<b>112</b>
<b>6.4 MECCANISMO DI FLESSIONE ORIZZONTALE.....</b>	<b>113</b>
<b>6.5 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DEL CANTONALE .....</b>	<b>115</b>
<b>6.6 ANALISI CINEMATICA LINEARE.....</b>	<b>116</b>
<b>6.7 SPETTRI DI RISPOSTA DI PIANO .....</b>	<b>121</b>
<b>6.8 VERIFICA MECCANISMI LOCALI .....</b>	<b>123</b>
<b>6.8.1 RIBALTAMENTO SEMPLICE PARETE PERIMETRALE EST NAVATA .....</b>	<b>124</b>
<b>6.8.2 RIBALTAMENTO SEMPLICE FACCIATA FRONTALE .....</b>	<b>126</b>
<b>6.8.3 RIBALTAMENTO SEMPLICE PARETE OVEST .....</b>	<b>128</b>
<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>131</b>

<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>133</b>
---------------------------	------------

## INTRODUZIONE

Il tema della valutazione della vulnerabilità del costruito esistente, a causa dell'elevata pericolosità sismica del territorio italiano, è diventato un fondamentale punto di analisi e di studio volto a conoscere e migliorare le prestazioni degli edifici nonché a salvaguardare le vite.

Per vulnerabilità sismica di un edificio si intende la predisposizione dell'edificio stesso a subire danni più o meno elevati a seguito di un evento sismico di una certa entità.

Lo scopo di questa tesi è valutare le condizioni attuali di una struttura esistente in muratura nei confronti dell'azione sismica nel rispetto dell'attuale D.M. 17/01/2018.

L'oggetto di studio è la chiesa Santa Maria in Mignano a Castel di Lama (AP).

Inizialmente, vengono introdotti i richiami normativi di riferimento, le nozioni base sulle caratteristiche tipologiche e meccaniche della muratura, le tecniche e i metodi di analisi; in seguito, una volta definite le basi teoriche dell'argomento, si affronta il caso studio, dove è possibile verificare le nozioni precedentemente introdotte interpretando i risultati ottenuti attraverso la realizzazione di un modello rappresentativo dell'attuale stato di fatto del manufatto mediante software di calcolo agli elementi finiti Midas Fea NX. Attraverso questo software sono state eseguite le analisi per valutare il comportamento globale dell'edificio; l'analisi globale della struttura è stata compiuta attraverso un'analisi statica non lineare, valutando la resistenza e la duttilità dell'edificio.

È stata inoltre effettuata un'analisi locale dei cinematismi al fine di determinare l'instaurarsi di possibili meccanismi locali fuori piano in casi di sisma.

Infine, sono stati calcolati e analizzati i valori ottenuti come Indice di Rischio dalle differenti analisi.

# 1. LA VULNERABILITA' SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI

## 1.1 PREMESSA

La gran parte del patrimonio edilizio italiano è costituito da edifici realizzati prima dell'introduzione di una normativa antisismica. Attualmente il territorio italiano è stato classificato, dalle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni, interamente sismico e pertanto le analisi di vulnerabilità sismica degli edifici esistenti sono divenute fondamentali.

Nel campo dell'ingegneria sismica si parla sempre più spesso di studi di rischio sismico e di strategie per mitigare le conseguenze dei terremoti.

Il rischio sismico è un parametro espresso in funzione dei danni attesi a seguito di un terremoto, in termini di perdite di vite umane e di costo economico dovuto ai danni alle costruzioni ed al blocco delle attività produttive (stati limite).

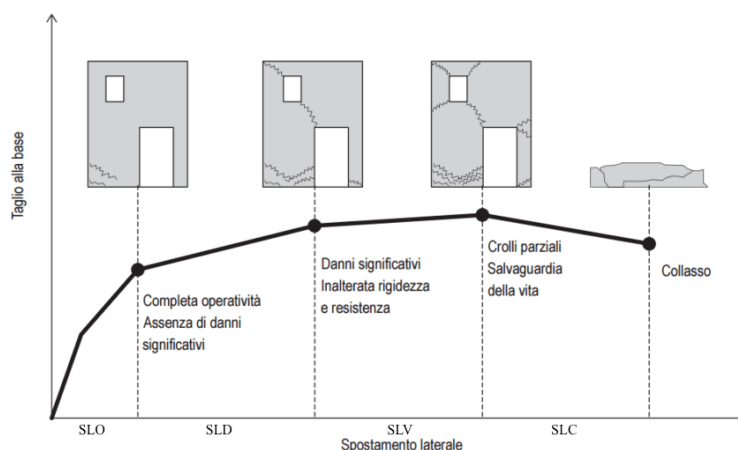
Nelle NTC si distinguono gli stati limite di esercizio (SLE) e gli stati limite ultimi (SLU). Gli stati limite di esercizio sono definiti come stati oltre il quale si ha una perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera. Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio si suddividono in:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a

rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso da parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi vengono associati al valore estremo della capacità portante o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite ultimi si suddividono in:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti di collasso per azioni orizzontali.



**Figura 1.1 - Livelli di performance qualitativa di un edificio soggetto all'azione sismica**



La valutazione in un'area dell'esistenza di condizioni di rischio sismico è legata alla stima di tre parametri fondamentali: la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione.

La pericolosità sismica è la probabilità che in un certo luogo ed in un preciso intervallo di tempo possa avvenire un terremoto di caratteristiche ben definite, espresso in termini di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PGA).

Dipende dalle caratteristiche dell'evento fisico e dalle caratteristiche geologiche dell'area nella quale l'evento si manifesta: tanto maggiore sono la frequenza e l'intensità degli eventi che caratterizzano un'area geografica, tanto maggiore è la sua pericolosità. Tale lasso di tempo e probabilità che compaiono nella definizione di pericolosità sono denominati nelle norme tecniche per le costruzioni come "periodo di riferimento" ( $V_r$ ), espresso in anni, e "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" ( $P_{vr}$ ).

È necessario distinguere la pericolosità sismica di base, il quale fa riferimento a un moto sismico del sito considerato nelle condizioni ideali di terreno rigido e superficie topografica orizzontale, dalla pericolosità sismica locale che, invece, tiene conto dei fattori geologici, morfologici e geotecnici che caratterizzano il sito considerato.

Esistono delle mappe di pericolosità, elaborate dal Gruppo Nazionale per la Difesa del Territorio (GNDT) in collaborazione con l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), che si basano su complesse analisi probabilistiche che forniscono i valori di pericolosità sismica intesa come la massima accelerazione orizzontale del suolo  $a_g$ , nonché come ordinate dello spettro di risposta elastico corrispondente  $S_e(T)$ , in condizioni di campo libero su sito di riferimento con suolo rigido e superficie topografica orizzontale, avente una determinata probabilità di eccedenza in un determinato periodo di riferimento.

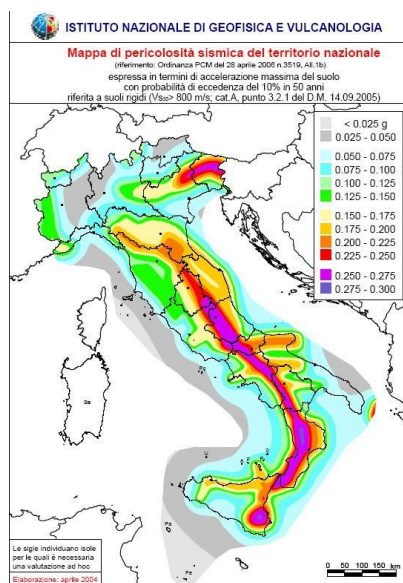


Figura 1.2 - Mappa di pericolosità sismica

La vulnerabilità è invece definita come la suscettibilità di una struttura a subire danni a causa di un dato terremoto, portando a una perdita o riduzione di efficienza del fabbricato. Nel caso di edifici, la vulnerabilità dipende dai materiali, dalle caratteristiche costruttive e dallo stato di manutenzione. Più la struttura è duttile più sarà capace di subire grandi deformazioni o gravi danni senza crollare.

Infine, l'esposizione è riferita alla natura, alla quantità ed al valore dei beni nonché alle attività presenti sul territorio che possono essere influenzate direttamente o indirettamente dall'evento sismico (insediamenti, edifici, attività economiche-produttive, infrastrutture, densità di popolazione). In particolare, sono classificati ad alta esposizione gli edifici per il commercio, per l'istruzione e quelli suscettibili di affollamento in particolari periodi.

Il rischio sismico si può quindi esprimere attraverso un'espressione che lega le tre grandezze sopra descritte

$$\text{Rischio sismico} = \text{Pericolosità} \cdot \text{Vulnerabilità} \cdot \text{Esposizione}$$

Poiché la pericolosità sismica e l'esposizione del territorio sono fattori non modificabili, l'unico componente che possiamo ridurre per limitare il rischio sismico è quindi la vulnerabilità.

Nello studio di vulnerabilità degli edifici, di primaria importanza è la conoscenza della resistenza meccanica della muratura. Lo studio deve interessare sia il sistema costruttivo, inteso come modalità di disposizione degli elementi, sia la qualità dei materiali impiegati.

I diversi materiali costituenti gli elementi, la loro forma e dimensione, la tecnica costruttiva variabile da zona a zona, la capacità costruttiva di chi opera, rendono la muratura un materiale composito, un vero e proprio prodotto artigianale, che presenta caratteristiche meccaniche estremamente variabili.

## **1.2 ASPETTI CONOSCITIVI**

Al fine di garantire la conservazione in condizioni di sicurezza del patrimonio storico e culturale nei confronti dell'azione sismica nasce la necessità di valutare con l'ausilio di opportuni strumenti la vulnerabilità sismica e il rischio sismico del patrimonio stesso e di progettare interventi che possano garantire un miglioramento sismico delle costruzioni in muratura.

Il Capitolo 8 delle NTC 2018 ed il Capitolo C8A della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 si occupano di edifici esistenti.

Lo scopo è quello di valutare e ridurre il rischio sismico del patrimonio storico e artistico esistente, specificando un percorso di conoscenza, di valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e di progetto degli eventuali interventi. Necessaria è la valutazione quantitativa dell'azione sismica allo SLV e quella attesa nel sito con una prefissata probabilità di superamento su un periodo di riferimento definito sulla base delle caratteristiche del manufatto e del suo uso.

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari ai fini della valutazione della sicurezza sono: i documenti di progetto, il rilievo strutturale e le prove in situ e/o in laboratorio. La quantità e la qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi ed i valori dei Fattori di Confidenza (FC) da applicare alle proprietà dei materiali.

Le fasi progettuali che permettono la valutazione della sicurezza di un fabbricato,

previste dalla Normativa, si riassumono sinteticamente in:

- analisi storico-critica;
- rilievo geometrico;
- dettagli costruttivi;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- definizione dei Livelli di Conoscenza (LC) e dei Fattori di Confidenza (FC);
- progettazione o definizione degli eventuali interventi da effettuare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza definiti dalla norma.

La valutazione della sicurezza sismica di edifici esistenti comporta normalmente un grado di incertezza maggiore rispetto al caso di edifici di nuova costruzione. Tale incertezza viene fortemente influenzata dallo stato di conoscenza sulle effettive condizioni della struttura al momento di svolgimento della valutazione, ma anche dalla disponibilità di informazioni e documenti relativi al progetto ed alla costruzione dell'opera.

Il Livello di Conoscenza, infatti, si riferisce alla conoscenza che il progettista possiede nei confronti della costruzione esistente. Maggiore è tale conoscenza, minore il corrispettivo valore del Fattore di Confidenza, il quale semplicemente penalizza le caratteristiche meccaniche dei materiali coinvolti.

Questa fase preliminare di conoscenza e diagnostica deve essere prevista e programmata all'interno di un opportuno piano delle indagini. L'approfondimento di ciascuna classe di indagine è deciso dal progettista in funzione degli obiettivi preposti.

La Norma definisce tre livelli di conoscenza possibili:

- LC1: conoscenza limitata, si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC = 1.35$ ;
- LC2: conoscenza adeguata, si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi

ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC = 1.2$ ;

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

Da essi si determinano la metodologia di definizione dei valori medi dei parametri meccanici associati al materiale in esame ed il Fattore di Confidenza, che rappresenta il valore per il quale occorre dividere le resistenze medie dei materiali per tener conto del grado di incertezza associato al Livello di Conoscenza.

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

Tabella 1.1 – Livelli di conoscenza e rispettivi fattori di confidenza per edifici in muratura

La conoscenza della geometria strutturale di edifici in muratura esistenti deriva essenzialmente dalle operazioni approfondite di rilievo, che comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, comprese eventuali nicchie, cavità, canne fumarie; il rilievo delle volte, dei solai, della copertura e delle scale.

La geometria dell'edificio può essere ricavata da:

- disegni originali;
- disegni costruttivi ed esecutivi;
- rilievo visivo;
- rilievo completo.

È buona norma, in presenza di materiale tecnico, procedere comunque ad un rilievo visivo al fine di controllare la corrispondenza tra la realtà costruita e le informazioni ottenute. In assenza di documentazione, si procede effettuando un rilievo completo. La rappresentazione dei risultati ottenuti viene effettuata attraverso piante, prospetti e sezioni. Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato.

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti, atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- tipologia della muratura (ad un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, ecc.), e sue caratteristiche costruttive (esecuzione in mattoni o in pietra, ecc.).

Le indagini da svolgere per l'identificazione dei dettagli costruttivi sono classificate secondo due differenti gradi di approfondimento:

- verifiche in situ limitate;
- verifiche in situ estese ed esaustive.

Nel caso di strutture in murature sono previsti rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, di regola, alla rimozione dell'intonaco ed a saggi nelle murature, che dovranno essere effettuati in modo sistematico sull'intero edificio.

Le indagini per la determinazione delle proprietà dei materiali sono suddivise, in base al grado di approfondimento, in tre categorie:

- indagini in situ limitate;
- indagini in situ estese;
- indagini in situ esaustive.

Queste indagini servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Nel caso di strutture in muratura le prime due categorie prevedono esami visivi della superficie muraria, che, nel caso di indagini in situ estese, devono essere realizzate in maniera sistematica: almeno un'indagine per ogni tipologia di muratura presente con l'aggiunta di saggi superficiali ed interni. Il fine di queste categorie di indagine consiste nell'individuazione della tipologia di muratura da considerare tra quelle proposte nella tabella C8.5.I, contenuta nell'Allegato della Circolare del 21 gennaio 2019. In tabella sono raccolti i valori di riferimento minimi e massimi dei parametri meccanici, il valore medio del peso specifico ed i valori dei moduli di rigidezza, riferiti a condizioni non fessurate. Questi dati sono riferiti in particolare a murature realizzate con malta di calce di modeste caratteristiche, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura a regola d'arte (nel caso di elementi regolari), muratura non consolidata. Ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici.

Nella tabella i termini presenti si riferiscono a:

- $f$  = resistenza media a compressione;
- $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;
- $f_{V0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula a proposito dei modelli di capacità);
- $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale;
- $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- $w$  = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	$f$	$\tau_0$	$f_{V0}$	$E$	$G$	$w$
	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16 (**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.; doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

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

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

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

**Tabella 1.2 – Valori di riferimento minimi e massimi delle caratteristiche meccaniche delle murature**

Inoltre, nel caso in cui la muratura in esame abbia caratteristiche migliori rispetto a quelle definite in tabella 1.2, la normativa prevede l'introduzione di coefficienti migliorativi dettati in tabella C8.5.II. Questi coefficienti sono definiti, per ciascuna tipologia muraria, in funzione delle caratteristiche costruttive, dei materiali e dei possibili interventi di consolidamento rilevati. Di seguito si riporta la tabella relativa ai coefficienti correttivi dei parametri meccanici da applicare in presenza di malta di buone o ottime caratteristiche meccaniche, giunti sottili, ricorsi o listature.



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

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

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

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

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

**Tabella 1.3 – Coefficienti correttivi dei parametri meccanici**

### 1.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICA

La valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente passa, quindi, attraverso la determinazione dell'azione sismica, in cui va tenuto conto della pericolosità sismica del sito di costruzione.

Per le norme italiane, la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Per la valutazione del periodo di riferimento, è necessaria la conoscenza della vita nominale della struttura  $V_N$  (Tabella 1.4), definita dalle norme come il numero di anni nel quale l'opera, purché ispezionata e mantenuta come previsto in progetto, manterrà i livelli prestazionali e svolgerà le funzioni per i quali è stata progettata, e il coefficiente d'uso  $C_u$  (Tabella 1.5), funzione della classe d'uso della costruzione.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 1.4 – Vita nominale delle opere

Classe d'uso	Descrizione	$C_U$
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0,7
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	1,0
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	1,5
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	2,0

Tabella 1.5 – Classe d'uso delle opere

Il periodo di riferimento  $V_R$  di una costruzione, valutato moltiplicando la vita nominale  $V_N$  (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione  $C_U$ , è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{Vr}$  corrispondente allo stato limite considerato, il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

Stati Limite	$P_{Vr}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

*Tabella 1.3 - Probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato*

A questo punto, le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per vari valori del tempo di ritorno  $T_R$ , gli allegati alle NTC 2018 forniscono i termini  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_C^*$  riferiti ad un reticolo spaziale di 5 Km<sup>2</sup>. Per un punto ricadente al di fuori di questo reticolo di riferimento, i valori dei tre parametri possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei vertici del reticolo di riferimento contenente il punto in esame.

Lo spettro di risposta elastico, così fornito, è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%.

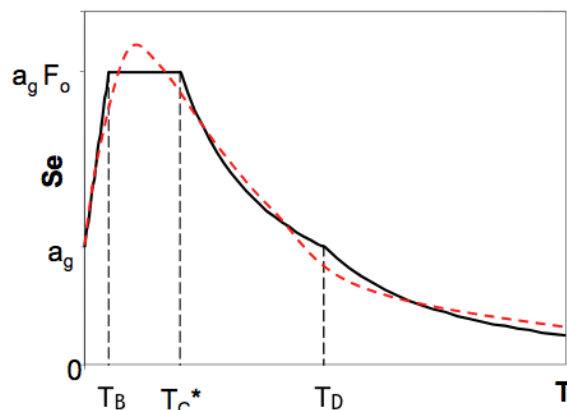


Figura 1.3 - Spettro in pseudo-accelerazione

Il moto orizzontale del terreno, costituito da due componenti ortogonali indipendenti, è caratterizzato da uno stesso spettro in pseudo-accelerazione che risulta definito dalle seguenti espressioni:

$$T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C^* \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C^* \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C^*}{T} \right)$$

$$T \geq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C^* T_D}{T^2} \right)$$

dove:

- $T$  è il periodo di vibrazione;
- $S_e$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, pari a  $T_B = T_C^*/3$ ;
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione  $4.00 \cdot (a_g/g) + 1.60$ ;
- $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$  è un coefficiente che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%. Questa

relazione può essere utilizzata nel campo di smorzamenti convenzionali compresi tra i valori  $5\% \leq \xi \leq 28\%$ .

L'accelerazione così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e dalla morfologia della superficie del sito in esame, in quanto la presenza di superficie di riferimento orizzontale e rigida non sempre corrisponde a quella effettiva. Tali modifiche, in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza, caratterizzano la risposta sismica locale.

A partire da questa osservazione, sono state definite 5 categorie di sottosuolo e 4 categorie delle condizioni topografiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

$$V_{s,30} = 30 / \sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}$$

dove:

- $h_i$  spessore dello strato  $i$ -esimo di terreno
- $V_{s,i}$  velocità di propagazione delle onde di taglio dello strato  $i$ -esimo determinata preferibilmente attraverso prove dinamiche. Nei casi in cui tale determinazione non sia possibile, è possibile determinare tale parametro utilizzando i risultati di prove penetrometriche dinamiche ( $N_{SPT}$ ) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata ( $c_u$ ) nei terreni prevalentemente a grana fine.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 1.4 - Categorie di sottosuolo

Mentre la classificazione delle condizioni topografiche è legata alla configurazione topografica del piano campagna, in particolare vengono definite le seguenti categorie:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 1.5 - Categorie topografiche

Dunque, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale deve tener conto anche degli effetti amplificativi dato dal coefficiente  $S = S_s \cdot S_T$ , con  $S_s$  coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  coefficiente di amplificazione topografica, ricavabile dalle seguenti tabelle:

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 1.6 - Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale di 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 1.7 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Analiticamente le accelerazioni vengono definite attraverso le seguenti espressioni:

$$T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T \geq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

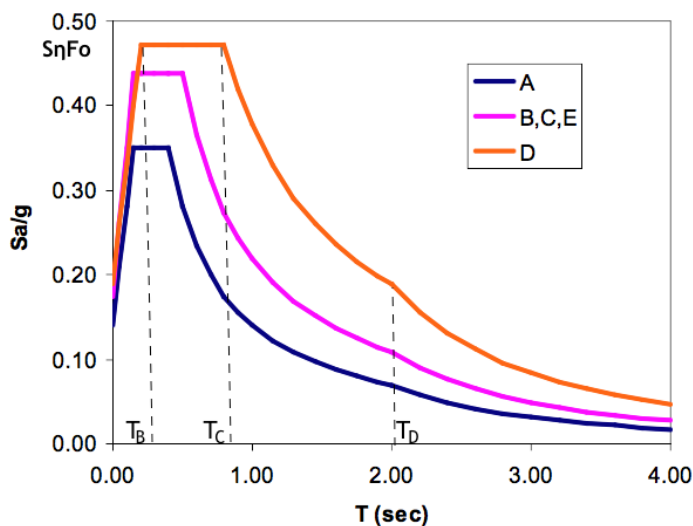


Figura 1.4 - Spettro amplificato con coefficiente  $S$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è invece definito dalle espressioni seguenti:

$$T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T \geq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

dove  $F_V$  quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, su sito di riferimento rigido orizzontale. Il fattore di amplificazione  $S_s$  si considera indipendente dalla stratigrafia assumendo un valore unitario, mentre per  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  si assumono i seguenti valori:

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Tabella 1.8 - Valori dei parametri dello spettro di risposta della componente verticale

Il coefficiente topografico  $S_T$ , invece, può essere ricavato dalla stessa tabella valida per la definizione della componente orizzontale.

## 1.4 SPETTRO DI PROGETTO

Lo spettro elastico fornisce quindi l'azione sismica in termini di accelerazione in funzione della sismicità della zona considerata e del suolo di fondazione, ma non dipende dalla tipologia strutturale.

Tramite l'introduzione del fattore di struttura  $q$ , fattore che riduce le forze statiche equivalenti che una struttura deve essere in grado di sopportare in funzione della duttilità del sistema, si passa dallo spettro di risposta elastico in pseudo-accelerazione ad uno spettro ridotto, ovvero lo spettro di progetto.

Lo spettro di progetto quindi fornisce le pseudo-accelerazioni della struttura tenendo



conto del livello di duttilità atteso e si ottengono dividendo gli spettri di risposta elastici per il fattore di struttura  $q$ , ovvero sostituendo il termine  $\eta$  con il termine  $1/q$ .

$$T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{q}{\eta F_o} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T \geq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

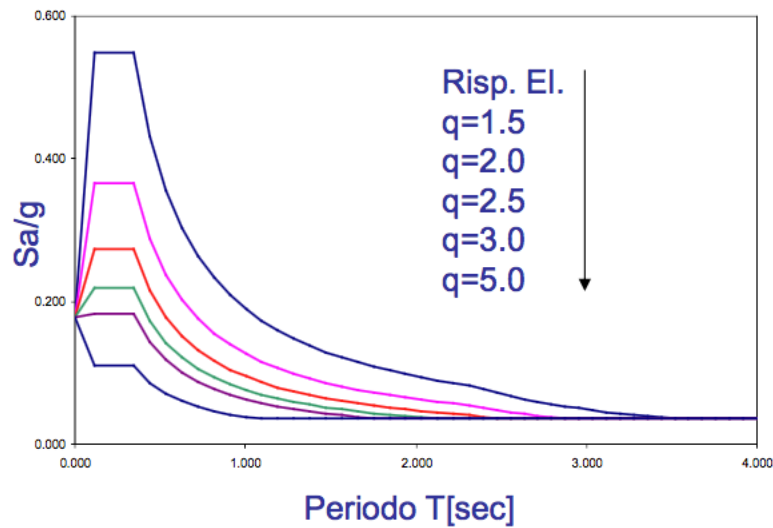


Figura 1.5 - Spettri ridotti in funzione del fattore di struttura  $q$

## 2. COSTRUZIONI IN MURATURA

La muratura è una tecnologia costruttiva antica e molto diffusa in Europa e in particolare nel bacino del Mediterraneo.

Si esegue sovrapponendo elementi lapidei più o meno regolari, naturali o artificiali, e talvolta un materiale legante, generalmente malta, tra le superfici di contatto tra gli elementi. Non sempre è presente un legante in quanto la muratura veniva realizzata anche “a secco”, costituita cioè solo da elementi lapidei.

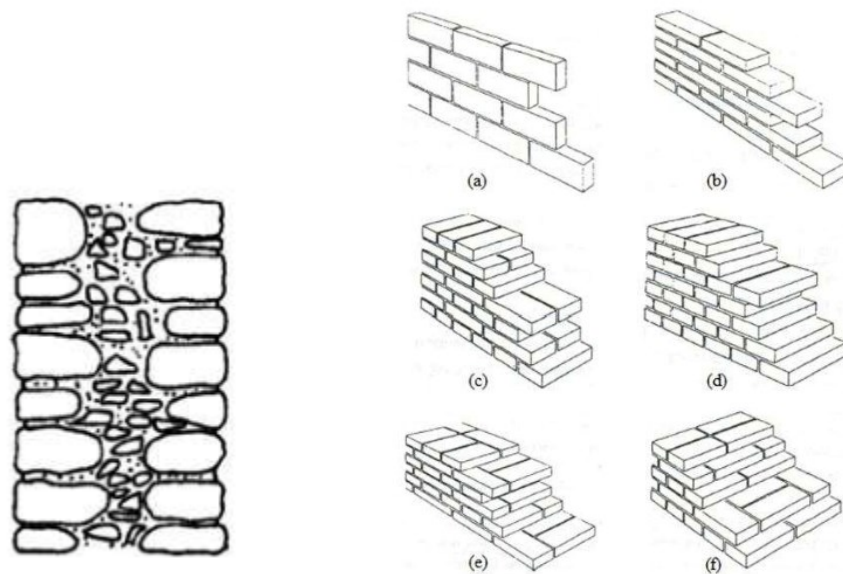
La malta ha la funzione di riempire i vuoti tra gli elementi lapidei e di collegamento degli stessi, al fine di realizzare un sistema unico compatto e ridistribuire le tensioni trasmesse dall'elemento più resistente.

Esistono molte tecniche costruttive della muratura che si differenziano tra di loro per diverse ragioni come la qualità dei materiali utilizzati, la tessitura, la dimensione dei conci e le caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti. Tutte queste variabili caratterizzano diversi comportamenti di murature realizzate con gli stessi materiali, rendendo questo sistema estremamente complesso.

Una tecnica molto diffusa nelle costruzioni storiche è la muratura a sacco, costituita da più paramenti: due esterni di qualità migliore ed uno interno di qualità variabile, generalmente realizzato attraverso un semplice riempimento con sabbia e inerti (più scadente) o più raramente con inerti legati per mezzo di malte.

Le murature realizzate con mattoni pieni assumono, invece, diverse definizioni a seconda dello spessore e delle diverse modalità di apparecchiatura.

In figura 2.1 si riportano alcune tipologie di murature.



*Figura 2.1 – Muratura a sacco, a sinistra, e murature in mattoni, a destra, di diverse tipologie: a) a una testa in folio o di costa, b) a una testa, c) e d) a due teste, e) a tre teste, f) a quattro teste*

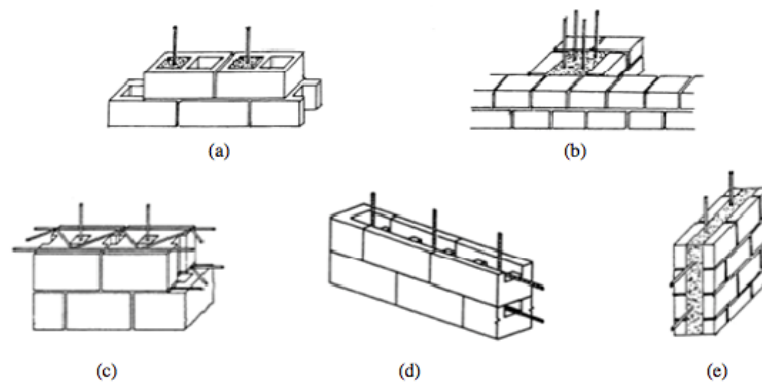
La muratura ordinaria ha avuto, nei secoli, una grande evoluzione ed un vasto impiego grazie ai seguenti vantaggi:

- semplicità strutturale;
- durata illimitata grazie alla qualità dei materiali;
- buon isolamento termico e acustico.

Ovviamente è caratterizzata anche da alcuni svantaggi quali:

- scarsa resistenza per azioni orizzontali per gli inefficaci collegamenti tra solai e muri;
- limitata libertà in pianta ad ogni piano;
- aperture di limitata estensione;
- limitato numero di piani e limitate dimensioni.

Negli ultimi anni si sono sviluppate tecniche costruttive innovative, che hanno introdotto nuovi tipi di materiali idonei alla costruzione delle murature portanti. Un esempio è costituito dalla muratura armata, che prevede l'introduzione di armature verticali e orizzontali all'interno della muratura.



*Figura 2.2 – Tipologie di muratura armata: armatura alloggiata in fori nei blocchi (a) o in tasche (b); armatura orizzontale alloggiata in letti di malta (c), in tasche (d); muratura armata con parete in c.a. inclusa tra pareti in muratura (e)*

L'introduzione delle armature ha offerto notevoli miglioramenti al comportamento della muratura tra cui:

- aumento della resistenza e flessione sia per azioni ortogonali che parallele al piano della muratura;
- aumento della stabilità dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali;
- aumento della duttilità.

## 2.1 RISPOSTA SIMICA

Il comportamento fortemente non lineare della muratura, così come le condizioni non ideali di vincolo tra le varie parti dell'edificio, rendono difficilmente prevedibile e schematizzabile la risposta sismica delle costruzioni in muratura.

Le costruzioni in muratura sono caratterizzate da un'ottima capacità di far fronte ad azioni verticali, derivanti dai pesi propri e dai carichi variabili; la stessa cosa non si può dire per quanto riguarda le azioni orizzontali, dovute dalle spinte statiche delle coperture, degli archi o delle volte e dalle spinte inerziali dovuti dal sisma.

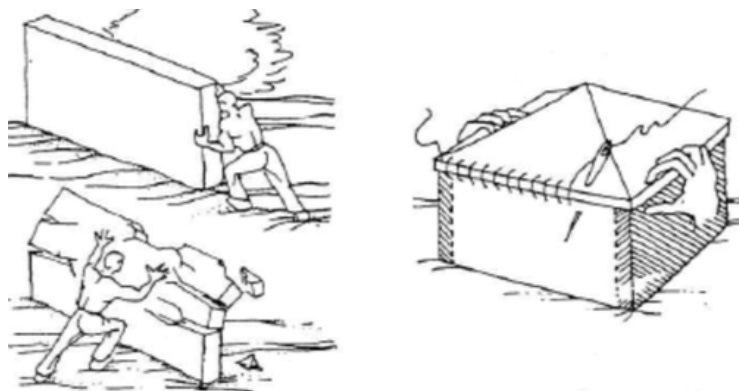
L'entità delle forze di inerzia che sorgono su una struttura per effetto di un'azione sismica è funzione, tra le altre cose, anche del periodo di oscillazione proprio della struttura. Gli edifici in muratura risultano essere per la loro natura molto rigidi, sia per

le caratteristiche proprie degli elementi murari, sia perché tali strutture hanno in genere un ridotto numero di piani e quindi una modesta altezza. All'elevata rigidità si associa un basso periodo di oscillazione della struttura a cui consegue una grande amplificazione dell'azione sismica.

La muratura tuttavia non si comporta in modo elastico in maniera indefinita. Al seguito dell'azione sismica si instaurano dei fenomeni di formazione di fessure e plasticizzazioni locali che inducono una perdita di rigidità del sistema. La struttura assume così un periodo di oscillazione maggiore a cui consegue una riduzione dell'amplificazione dell'azione sismica. I fenomeni di plasticizzazione e frattura riescono inoltre a dissipare un'elevata quantità di energia smorzando così gli effetti del sisma.

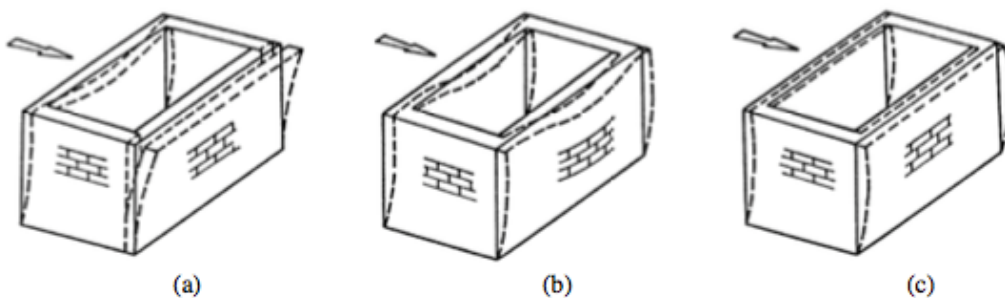
Considerando una parete muraria isolata, essa ha una buona capacità di far fronte ad azioni orizzontali agenti nel proprio piano e quindi idonea a esplicare la funzione di parete di controvento. Tutt'altro si può dire per il comportamento di una parete in cui le azioni orizzontali sono dirette ortogonalmente al proprio piano, nei confronti delle quali le pareti risultano essere molto deboli.

Per un corretto funzionamento di una struttura in muratura sottoposta a sisma, gli elementi che la compongono, muri portanti, di controvento e solai, devono essere ben collegati tra di loro, in modo da precludere i possibili meccanismi di crisi fuori piano degli elementi murari. Gli elementi verticali resistenti e i solai devono quindi dar luogo ad un comportamento detto scatolare.



*Figura 2.3 – Idealizzazione del comportamento della muratura*

La presenza di ammorsamento garantisce sia una maggiore redistribuzione dei carichi verticali che una redistribuzione delle azioni orizzontali, le quali si concentrano sugli elementi più rigidi, i maschi di controvento. Il collegamento tra pareti e orizzontamenti può essere effettuato mediante cordoli continui lungo tutti i muri, all'altezza dei solai di piano e di copertura. I cordoli svolgono una funzione di vincolo alle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano, ostacolandone il meccanismo di ribaltamento. Nel caso di solaio deformabile e assenza di cordolo (Figura 2.4 a), la struttura è maggiormente vulnerabile a meccanismi di ribaltamento; nel caso di solaio deformabile e presenza di cordolo (Figura 2.4 b), si ha un miglioramento della risposta sismica, grazie all'azione di trattenuta esercitata dal cordolo.



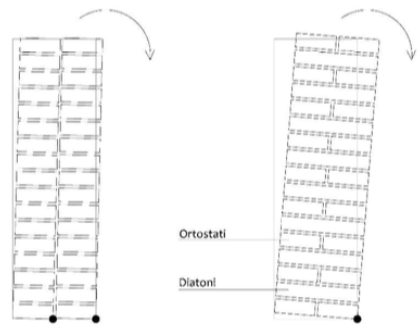
*Figura 2.4 – Influenza del grado di vincolo tra le pareti sulla risposta sismica: pareti non vincolate o ammorsate (a), pareti ammorsate con orizzontamento flessibile (b) e rigido (c)*

Quindi la mancanza di connessioni tra le parti favorisce il verificarsi di collassi parziali, in cui è la parte più debole del manufatto a cedere all'azione sismica, senza coinvolgere le parti limitrofe. In caso di sisma infatti, gli edifici in muratura, non manifestano un chiaro comportamento strutturale d'insieme, ma tendono a suddividersi in “macroelementi”, ossia porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente. La risposta al sisma di un edificio in muratura è pertanto quella offerta dai suoi macroelementi: il loro comportamento durante l'azione sismica definisce i cosiddetti meccanismi di danno attivabili, dei quali è possibile verificare la sicurezza rispetto all'azione sismica attesa e, quindi, progettare e dimensionare opportuni presidi per scongiurare l'attivazione.

Il livello di qualità della muratura si può valutare sulla rispondenza o meno della cosiddetta “regola dell’arte”, ovvero l’insieme di regole costruttive pratiche tramandate nel corso della storia, che governa l’esecuzione dell’opera.

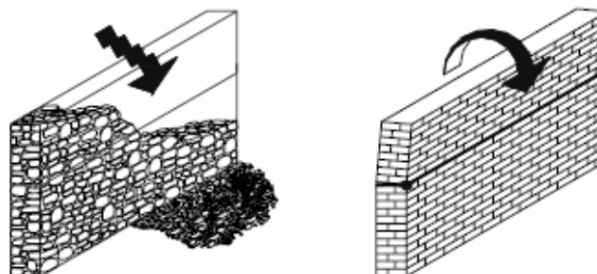
Una muratura può considerarsi realizzata a regola d’arte se presenta le seguenti caratteristiche:

- presenza di diatoni per un buon ammorsamento dei paramenti murari. I diatoni sono elementi trasversali al piano della parete e passanti totalmente o parzialmente rispetto al suo spessore, al fine di garantire monoliticità trasversale alla parete e un buon ingranamento della sezione muraria;



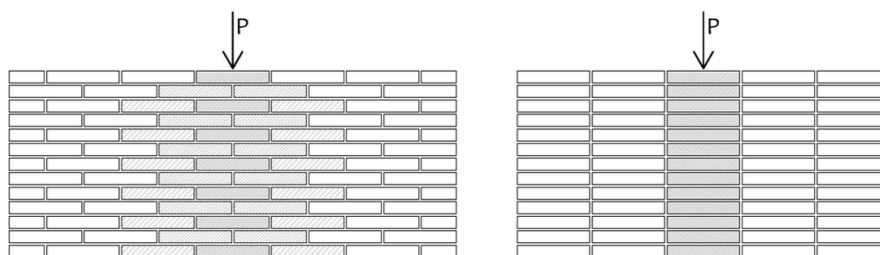
*Figura 2.5 – Influenza dei diatoni nella sezione della parete in presenza di azioni fuori dal piano*

- presenza di filari orizzontali per garantire un appoggio regolare tra gli elementi e una buona distribuzione dei carichi verticali, inoltre favorisce la formazione di cerniere cilindriche orizzontali che permettono il riconoscimento del corpo rigido;



*Figura 2.6 – Formazione della cerniera cilindrica attorno a cui ruota la porzione di parete: il pannello realizzato con una muratura caotica di frantuma in maniera irreversibile a causa dell’oscillazione, mentre nel pannello realizzato a “regola d’arte” la presenza di giaciture orizzontali permette il verificarsi di cinematici*

- presenza di giunti verticali sfalsati per garantire l'effetto "catena" di una parete sotto l'effetto di azioni orizzontali nel piano della parete conferendo una debole resistenza a trazione. Inoltre, questo requisito influisce notevolmente sulla diffusione dei carichi verticali concentrati nel piano della parete;



**Figura 2.7 – Influenza dello sfasamento dei giunti verticali sulla diffusione dei carichi verticali nel piano della parete**

- dimensioni dei blocchi adeguate: l'utilizzo di elementi squadrati e la presenza di elementi di grandi dimensioni è sinonimo di buona qualità e fa sì che ci siano minor potenziali piani di scorrimento;
- caratteristiche meccaniche dei blocchi, fondamentali per un'adeguata risposta della parete, sia in condizioni statiche, sia sotto l'effetto del sisma;
- qualità della malta, predominante quando ha una funzione di coesione e non di allettamento. Tuttavia, anche una malta scadente aiuta a regolarizzare i contatti e a uniformare e distribuire i carichi. Va però osservato che la presenza di elevate quantità di malta è sempre, o quasi, un fattore negativo.

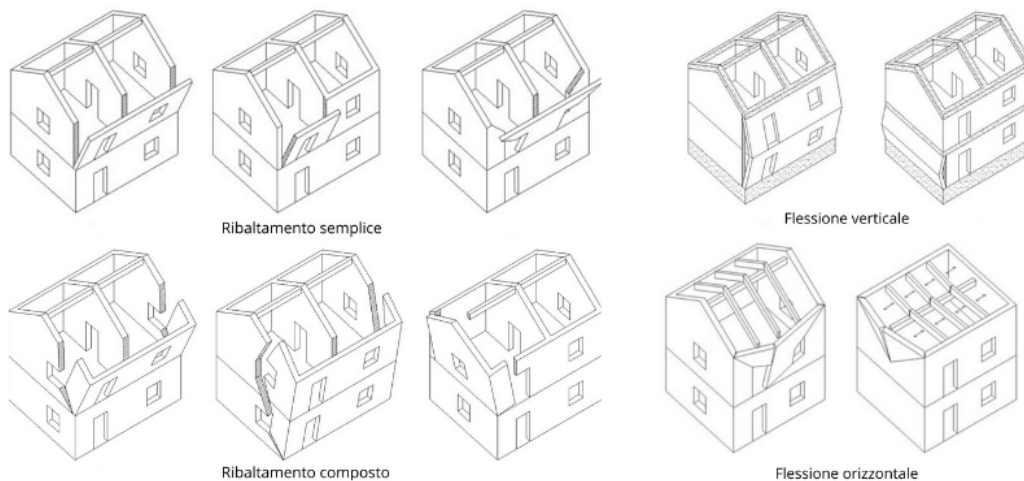
Quando mancano queste caratteristiche nell'apparecchio murario, prima ancora di procedere con un'analisi strutturale, si rende necessario intervenire per conferire alle murature la monoliticità mancante. Quanto più l'edificio presenta soluzioni costruttive prossime alla regola dell'arte, tanto più il comportamento può essere interpretato attraverso il concetto di suddivisione in macroelementi.

Una volta individuate le parti strutturali unitarie, quindi i macroelementi, il loro comportamento al sisma si può distinguere in due grandi categorie di meccanismo di danno: di primo modo o fuori dal piano e di secondo modo o nel piano.

I meccanismi fuori dal piano (meccanismi di primo modo) rappresentano i cinematismi



di collasso in cui le forze sismiche agiscono ortogonalmente al piano della parete e hanno luogo con bassi livelli di energia. Si considera quindi il comportamento fuori piano della parete, con comportamento flessionale e di ribaltamento. Negli edifici in muratura si riscontrano generalmente quattro meccanismi del primo modo: ribaltamento semplice, ribaltamento composto, flessione verticale e flessione orizzontale. Questi modi di danno sono fortemente influenzati dalle condizioni al contorno, come ad esempio l'ammorsatura tra le pareti, la presenza di elementi spingenti e di dispositivi efficaci a contrastare queste spinte.



**Figura 2.8 – Meccanismi di collasso del primo modo o fuori dal piano**

Scongiurati i meccanismi fuori piano, sono da considerare quelli del secondo modo, ovvero quelli che agiscono parallelamente al piano della parete in questione, con danneggiamenti tipicamente per taglio e flessione. Questi si attivano con una energia molto superiore rispetto ai meccanismi del primo modo. Tra i meccanismi nel piano abbiamo il collasso a pressoflessione nel piano e il collasso per azione tagliente nel piano (taglio-scorrimento e taglio diagonale), che vengono analizzati in seguito.

## **2.2 TIPI DI MODELLAZIONE**

In letteratura si distinguono diversi tipi di modellazione in funzione delle strategie e delle ipotesi di base utilizzate per la definizione dei modelli. Una prima distinzione può essere fatta tra la modellazione a telaio equivalente e la modellazione ad elementi finiti (FEM: finite element method).

### **2.2.1 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE**

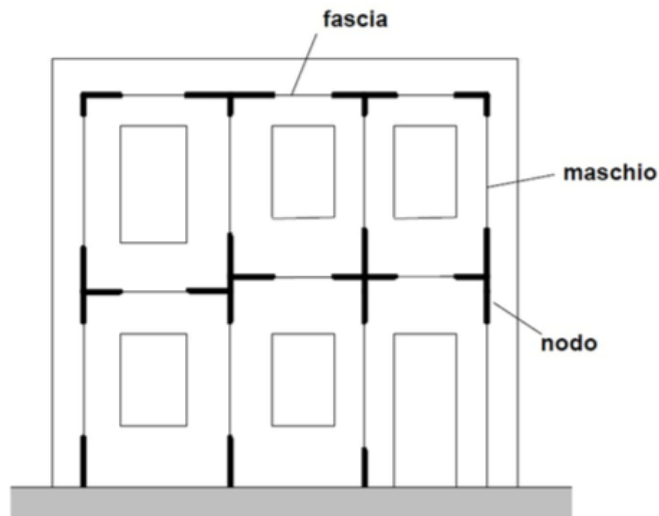
Il metodo a telaio equivalente può essere considerato un'applicazione semplificativa del metodo agli elementi finiti, che consente comunque di effettuare analisi sicuramente meno accurate ma certamente più gestibili a fronte di un ridotto onere computazionale.

In tale modellazione l'edificio in muratura viene schematizzato come un insieme di elementi monodimensionali (travi) verticali e orizzontali, fra loro collegati ai nodi. Viene così a costruirsi un reticolo ad elementi finiti, analogo alla schematizzazione dei telai in acciaio o in cemento armato.

Possiamo distinguere tre differenti elementi:

- maschi murari verticali, elementi ad asse verticale;
- fasce di piano, elementi ad asse orizzontale;
- nodi, elementi rigidi di collegamento.

I maschi murari e le fasce sono modellati come elementi monodimensionali di tipo beam, in cui si concentrano deformazioni e danneggiamenti mentre i nodi sono invece considerati elementi infinitamente rigidi e resistenti, modellati con opportuni bracci rigidi agli estremi di maschi e fasce.



*Figura 2.9 – Schematizzazione a telaio equivalente*

Tale schematizzazione risulta accettabile nel caso in cui la geometria delle pareti e, in particolar modo, la distribuzione delle aperture in esse presenti siano caratterizzate da una certa regolarità.

Il meccanismo resistente è governato dalla risposta nel piano della muratura; quindi uno dei requisiti fondamentali di tale analisi è quello che eventuali meccanismi fuori piano siano scongiurati da opportuni dettagli strutturali (catene, cordoli, ammorsamento tra pareti). Escluso quindi il comportamento fuori piano delle pareti, il modello prende in esame tutti i meccanismi di rottura nel piano della muratura.

Ogni elemento deformabile del telaio equivalente è caratterizzato da un comportamento elasto-plastico fragile con resistenza definita in funzione della risposta flessionale ed a taglio. L'adozione di bracci infinitamente rigidi per modellare le zone di nodo consente di riprodurre la ridotta deformabilità di tali elementi.

Ciascun elemento di telaio ad asse verticale si suppone posizionato in corrispondenza dell'asse baricentrico verticale del corrispondente elemento e costituito da una parte deformabile con resistenza finita, detta altezza efficace ( $H_{eff}$ ), e da due parti infinitamente rigide e resistenti all'estremità dell'elemento ( $H_1$  e  $H_2$ ).

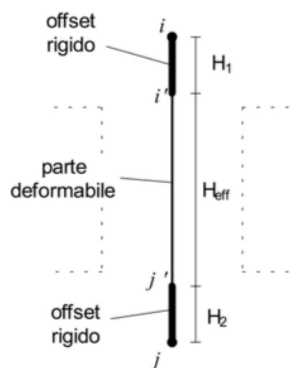


Figura 2.10 – Schematizzazione di un maschio murario

Si assume inoltre che gli elementi maschio del piano più basso siano vincolati a terra mediante condizioni di incastro perfetto.

Esistono diversi metodi per la corretta identificazione dei maschi e delle fasce che si basano sull'osservazione del danno e su regole geometriche scomponendo il macroelemento piano per piano.

Un metodo per la determinazione dell'altezza deformabile dei setti è il metodo Dolce (1989) in cui vengono inizialmente tracciate delle direttrici con inclinazione massima di 30° dai vertici inferiori e superiori delle aperture per determinare l'altezza  $h'$  in corrispondenza della mezzeria di ciascun setto.

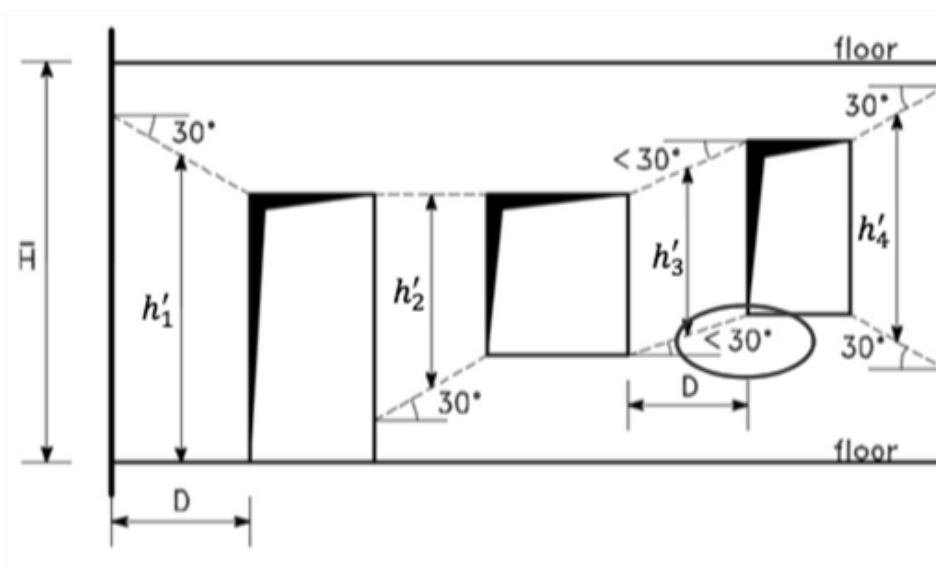


Figura 2.11 – Metodo Dolce 1989

Dall'altezza  $h'$  è possibile determinare l'altezza efficace attraverso la seguente relazione:

$$H_{eff,i} = h'_i + \frac{D \cdot (\bar{H} - h'_i)}{3h'_i}$$

in cui  $\bar{H}$  è l'altezza netta di interpiano e  $D$  la larghezza del maschio murario.

Il problema dell'individuazione dell'altezza efficace da attribuire ai maschi murari è stato affrontato anche nel metodo 3Muri in cui le direttrici vengono tracciate seguendo i vertici inferiori e superiori delle aperture senza limite di inclinazione.

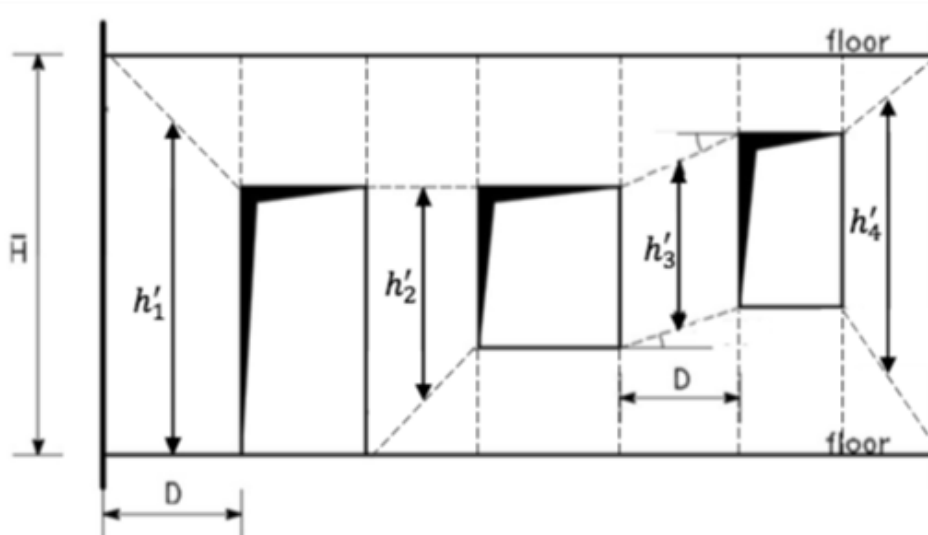


Figura 2.12 – Metodo 3Muri

Attraverso questo metodo  $H_{eff}$  corrisponde all'altezza  $h'$  determinata in mezzeria del setto considerato:

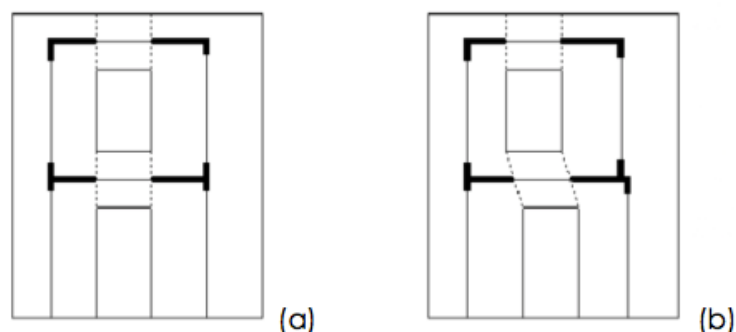
$$H_{eff,i} = h'_i$$

Il comportamento dell'elemento maschio viene supposto elasto-plastico con limite in deformazione. Si suppone cioè che il maschio abbia comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura: rottura per pressoflessione, per taglio scorrimento e per taglio con fessurazione diagonale.

L'attivazione del meccanismo di collasso effettivo in un pannello murario è associata ad una combinazione di fattori di diversa natura come la geometria del pannello, l'entità del carico assiale, le caratteristiche del materiale muratura e le condizioni di vincolo alle estremità del pannello.

L'elemento fascia, come il maschio, è costituito da una parte centrale deformabile a flessione e taglio, caratterizzata da una resistenza finita, e da due parti infinitamente rigide e resistenti, alle due estremità. Non esistono però formulazioni apposite per definire la lunghezza del tratto deformabile, ma si ritiene appropriato assumerla pari all'asse congiungente i punti medi dei segmenti che uniscono gli estremi delle aperture (Figura 2.13).

Nel caso di aperture allineate la lunghezza effettiva è pari alla luce libera delle aperture (Figura 2.13 a); mentre in assenza di allineamenti tra le aperture è necessario tener conto dell'effettiva diffusione delle tensioni. In tal caso la lunghezza da attribuire alla fascia è la media fra le dimensioni delle aperture che la delimitano (Figura 2.13 b).



*Figura 2.13 – Definizione della lunghezza efficace delle fasce*

A seconda delle caratteristiche delle fasce di piano è possibile distinguere la modellazione delle singole pareti in tre differenti tipologie.

La prima tipologia si ha quando le pareti sono prive di collegamenti (costituiti ad esempio da catene) e le fasce di piano sono sorrette da elementi privi di resistenza a flessione e a trazione (ad esempio piattabande in laterizio). In questo caso l'intera parete può essere modellata come un insieme di mensole, incastrate alla base e scollegate tra loro, che identificano i singoli maschi murari (Figura 2.14 a).

La seconda si ha quando le pareti sono ancora prive di catene o cordoli, ma le fasce sono sorrette da elementi resistenti a trazione, come ad esempio gli architravi in legno. In questo secondo caso l'azione sismica provoca la rottura delle fasce per taglio caratterizzata da lesioni diagonali. Le stesse fasce rompendosi non riescono a trasferire le azioni flettenti, dovuti al sisma, ai maschi verticali e quindi ad avere un comportamento a trave. La presenza del solo architrave in legno, come elemento resistente a trazione, permette però che i maschi verticali assumono spostamenti congruenti per effetto delle azioni orizzontali. Pertanto, la parete può essere modellata con un insieme di mensole (maschi) collegate l'un l'altra da bielle (fasce) (Figura 2.14 b).

Il terzo e ultimo tipo di modellazione si ha in presenza di catene o cordoli a livello di piano e di fasce sorrette da architravi resistenti a trazione. In quest'ultimo caso la trazione esercitata dalle catene conferisce un comportamento flessionale alla fascia di piano. In questo modo la fascia può essere considerata come una trave e l'intera parete può essere modellata a telaio (Figura 2.14 c).

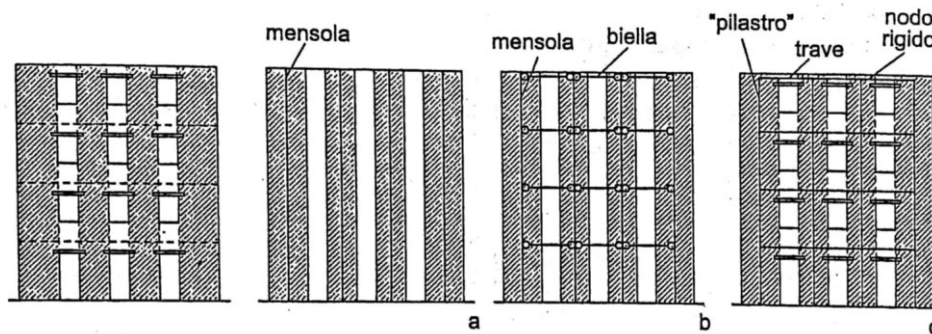


Figura 2.14 – Modello di calcolo: a mensole scollegate (a); a mensole collegate con bielle (b); a telaio (c).

## 2.2.2 MODELLAZIONE FEM

Lo studio del comportamento strutturale globale di un edificio in muratura, quando soggetto ad azioni sismiche orizzontali, passa attraverso la sua modellazione mediante elementi finiti (FEM – Finite Element Method).

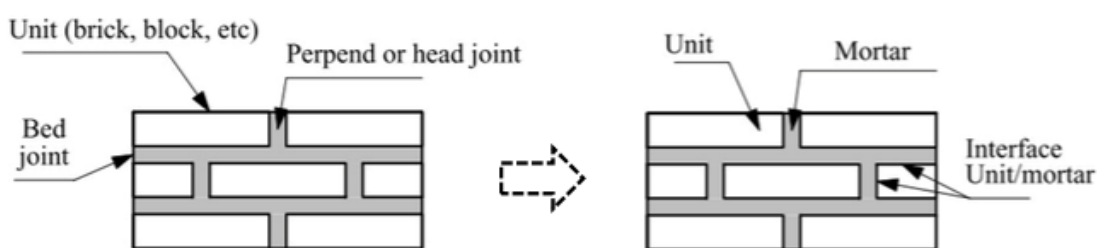
I singoli pannelli murari, così come le fasce di piano, dovrebbero essere modellati con

elementi lastra, con opportuna discretizzazione (mesh) di ogni singolo elemento. Questa modellazione può però comportare richieste computazionali eccessivamente dispendiose. Essa infatti dovrebbe essere svolta tenendo presente che il grado di dettaglio della mesh influisce notevolmente sulla precisione e sull'accuratezza del risultato. Un modello che utilizza dimensioni della mesh piccole sarà sicuramente più preciso di un altro che utilizza delle dimensioni maggiori; per contro, però, più diminuiscono le dimensioni, più il calcolo diventerà oneroso in termini di tempo. Risulta pertanto necessario trovare un giusto compromesso tra i due aspetti: dimensioni degli elementi e tempi di calcolo.

Possiamo semplificare notevolmente la modellazione, come già spiegato nel capitolo precedente, avvalendosi del telaio equivalente.

Lo studio del comportamento della muratura è ricondotto, inoltre, anche alla formulazione di appropriati legami costitutivi non lineari. Questi ultimi variano in base all'approccio utilizzato per descrivere il materiale; in particolare esistono approcci con un livello di dettaglio maggiore rispetto ad altri.

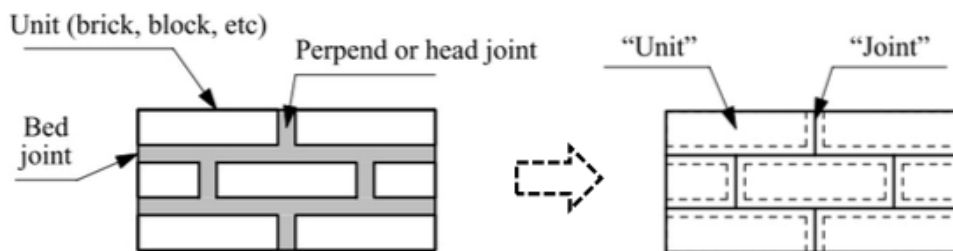
Nella micro-modellazione dettagliata si rappresenta la risposta non lineare sotto carichi statici o dinamici di entrambi i materiali della muratura (blocchi e malta) e dell'interfaccia blocco-malta. Questo approccio può essere ragionevolmente utilizzato solo per analizzare dettagliatamente porzioni di edificio molto limitate.



*Figura 2.15 – Micro-modellazione dettagliata*

Nella micro-modellazione semplificata si utilizza un livello di dettaglio inferiore rispetto all'approccio precedente, in cui le unità vengono "estese" ai giunti. In questo modo solo unità e interfacce vengono modellate. Può essere ragionevolmente utilizzato per analizzare porzioni di edificio.

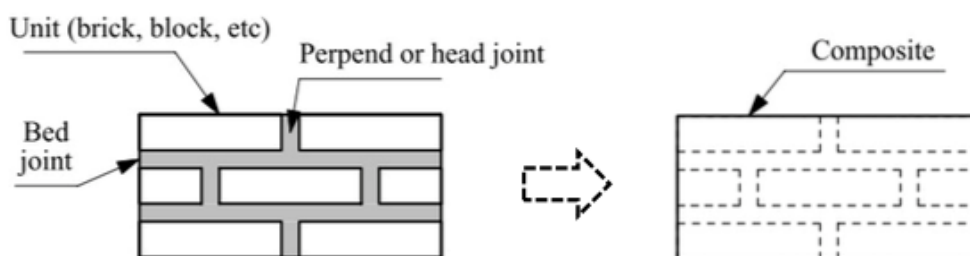




*Figura 2.16 – Micro-modellazione semplificata*

La micro-modellazione dettagliata e la micro-modellazione semplificata fanno entrambe parte ad approcci discreti; approcci che richiedono una conoscenza approfondita delle caratteristiche meccaniche dei singoli componenti e di conseguenza un notevole onere computazionale rendendoli adeguati a strutture di piccola dimensione.

Ultimo approccio, nonché quello meno dettagliato, è la macro-modellazione (approccio continuo). Il comportamento della muratura viene rappresentato da un unico elemento finito pensato come solido omogeneo.



*Figura 2.17 – Macro-modellazione*

Tale procedura consente di definire il comportamento del continuo attraverso grandezze macroscopiche derivanti da proprietà meccaniche e geometriche dei suoi singoli costituenti.

Ci sono vari metodi usati in commercio per definire le proprietà non lineari del materiale “equivalente”, i quali legami costitutivi prevedono la schematizzazione del comportamento della muratura come elastico-plastico. Tra questi metodi troviamo:

- il metodo Strumas (elastico-plastico incrudente), che prevede una

omogeneizzazione dei parametri meccanici a partire dai parametri dei singoli componenti e dalle loro dimensioni ed ha un criterio di rottura elasto-plastica a trazione;

- il metodo Mohr-Coulomb (elastico-perfettamente plastico) che viene esteso in campo plastico con una legge di scorrimento plastico associata, tipica però per i materiali metallici e non per la muratura;
- il modello TSC (Total Strain Crack) che considera un andamento elasto-fragile softening tipico della muratura.

Il metodo TSC risulta rispecchiare bene la realtà nel caso di edifici in muratura poiché rappresenta il tratto danneggiante dei materiali fragili, tipica di questa tipologia costruttiva, attraverso la progressiva fessurazione.

Il metodo Total Strain Crack definisce la non linearità del materiale attraverso i seguenti parametri:

- $E$  modulo elastico
- $F_{ty}$  resistenza a trazione della muratura;
- $F_{cy}$  resistenza a compressione della muratura
- $G$  energia di frattura.

Il modello TSC è un modello a fessurazione diffusa, dove non si fa riferimento alla fessura concreta, come nei modelli discreti, ma si suppone una fessurazione spalmata nell'intero elemento che ne riduce dunque le prestazioni; infatti il comportamento softening caratteristico della frattura è incorporato direttamente nella legge costitutiva.

## 2.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE MURATURA

Le caratteristiche che qualificano il comportamento meccanico della muratura sono:

- disomogeneità (differenza di comportamento da punto a punto), dovuta a componenti con caratteristiche meccaniche molto diverse, inducendo a considerare il comportamento macroscopico della muratura dato dall'unione

- dei materiali; che per particolari fenomeni chimico-fisici, tende a sviluppare un comportamento meccanico non riconducibile a quello dei singoli componenti;
- anisotropia (differenza di comportamento nelle diverse direzioni), dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura legata alla forma e dimensione degli elementi, alla presenza dei fori, a giunti orizzontali continui e verticali discontinui;
  - asimmetria, legata a un diverso comportamento che si ha per la compressione e la trazione sia per quanto riguarda i singoli elementi che per quanto riguarda il comportamento d'insieme;
  - non linearità del legame sforzi-deformazioni che caratterizza il comportamento della muratura sia in compressione che in trazione, conseguenza di tutte le caratteristiche sopra elencate.

Il valore di riferimento per la caratterizzazione del comportamento meccanico della muratura è quello della compressione, mentre viene trascurata la resistenza a trazione in quanto è molto bassa.

I criteri di resistenza e i limiti deformativi sono forniti dalle NTC in funzione dell'elemento murario: maschi verticali e fasce orizzontali.

### **2.3.1 MASCHI VERTICALI**

Sotto ponendo la muratura ad una compressione uniforme, tutti gli elementi, malta e laterizio, sono soggetti alla stessa tensione verticale. La malta, avendo un modulo elastico minore di quello del laterizio, è soggetta ad una deformazione maggiore sia in direzione verticale che trasversale. La congruenza delle deformazioni all'interfaccia tra laterizio e malta fa sì che in quest'ultima nasca uno stato di compressione triassiale favorevole. Al contrario, nel laterizio, le autotensioni che si generano inducono una trazione trasversale.

Questo spiega il motivo per cui la crisi di una muratura soggetta ad una compressione uniforme avvenga con fessure da trazione in direzione parallela all'asse di carico. La crisi avviene, quindi, per valori di carico inferiori a quelli di rottura del singolo

elemento in laterizio, mentre avviene per valori maggiori dei limiti di resistenza a compressione monoassiale della malta.

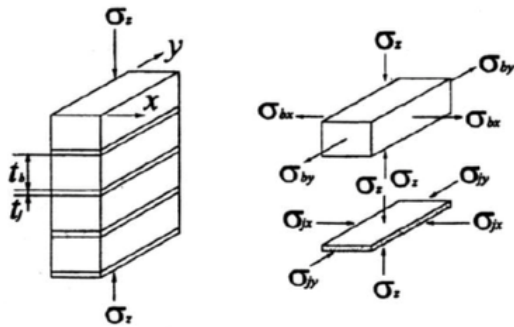


Figura 2.18 – Stato di tensione nel laterizio e nella malta.

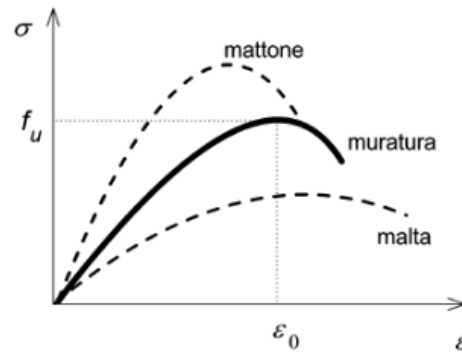


Figura 2.19 – Comportamento a compressione monoassiale di una muratura in mattoni.

Il comportamento in compressione monoassiale di un prisma di muratura è quindi intermedio fra quello del singolo mattone e quello della malta, a causa della coazione che si instaura fra i due elementi.

Se si analizza il comportamento dei maschi in muratura soggetti contemporaneamente a carichi verticali e orizzontali diretti parallelamente al piano medio, si evidenzia che il collasso può manifestarsi secondo tre modalità (meccanismi nel piano):

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

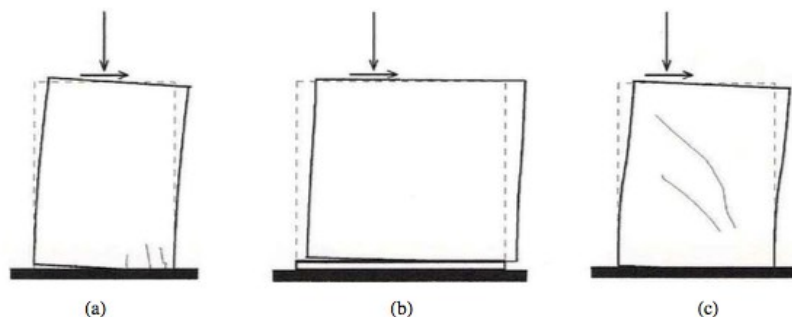


Figura 2.20 – Schematizzazione dei meccanismi di rottura del pannello murario: presso-flessione (a), scorrimento (b) e taglio (c).

Il primo meccanismo di rottura è governato dalla pressoflessione della parete, conseguente a una parzializzazione della sezione di base che mostra una zona

compressa con danni da schiacciamento, e una zona tesa (non reagente) non più a contatto con la base di appoggio, a causa della scarsa resistenza a trazione della muratura. Lo schiacciamento della zona compressa si ha quando la massima tensione di compressione verticale alla base del muro raggiunge la resistenza a compressione della muratura. Questo tipo di crisi si ha per uno sforzo normale di elevata entità.

La rottura per pressoflessione a ribaltamento avviene quando il momento flettente  $M$  raggiunge il valore ultimo:

$$M_u = \frac{(\sigma_0 \cdot l^2 \cdot t)}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d}\right)$$

dove:

- $M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- $l$  è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
- $t$  è lo spessore della zona compressa della parete;
- $\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $\sigma_0 = N/(l \cdot t)$ , con  $N$  forza assiale agente positiva se di compressione);
- $f_d$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

La rottura per taglio-scorrimento si manifesta con la formazione di fessure sub-orizzontali lungo un letto di malta, generalmente in pannelli piuttosto tozzi e soggetti a valori decisamente limitati della tensione normale di compressione. La resistenza a taglio per scorrimento viene definita dalle NTC come:

$$V_{ts} = l' \cdot t \cdot (f_{vk0} + 0.4 \cdot \frac{N}{l' \cdot t})$$

dove:

- $l'$  è la lunghezza della parte compressa della parete. Nell'ipotesi di distribuzione lineare delle tensioni si ha per eccentricità  $e > l/6$ ,  $l' = 3(\frac{l}{2} - e)$ ;
- $t$  è lo spessore della parete
- $f_{vk0}$  è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

Nel terzo meccanismo di rottura per fessurazione diagonale, invece, le fessure possono seguire l'andamento dei giunti di malta o coinvolgere gli elementi in laterizio a seconda delle caratteristiche dei materiali e dalla tessitura. Nel caso di murature a tessitura irregolare, con rottura per trazione diagonale governata dal parametro  $\tau_0$ , la resistenza a taglio potrà essere calcolata con la seguente relazione:

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

dove:

- $l$  è la lunghezza del pannello;
- $\sigma_0 = N/(l \cdot t)$  è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione;
- $f_{td}$  e  $\tau_{0d}$  sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ( $f_{td} = 1.5\tau_{0d}$ );
- $b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete; si può assumere  $b = h/l$ , comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza del pannello.

Per le murature a tessitura regolare, invece, si ha una rottura "a scaletta", ossia con andamento diagonale attraverso i giunti di malta, con resistenza a taglio data dalla seguente relazione:

$$V_{tc} = \frac{l \cdot t}{b} \cdot (\widetilde{f}_{v0d} + \widetilde{\mu}\sigma_0) = \frac{l \cdot t}{b} \cdot \left( \frac{f_{v0d}}{1 + \mu\phi} + \frac{\mu}{1 + \mu\phi} \cdot \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim}$$

dove:

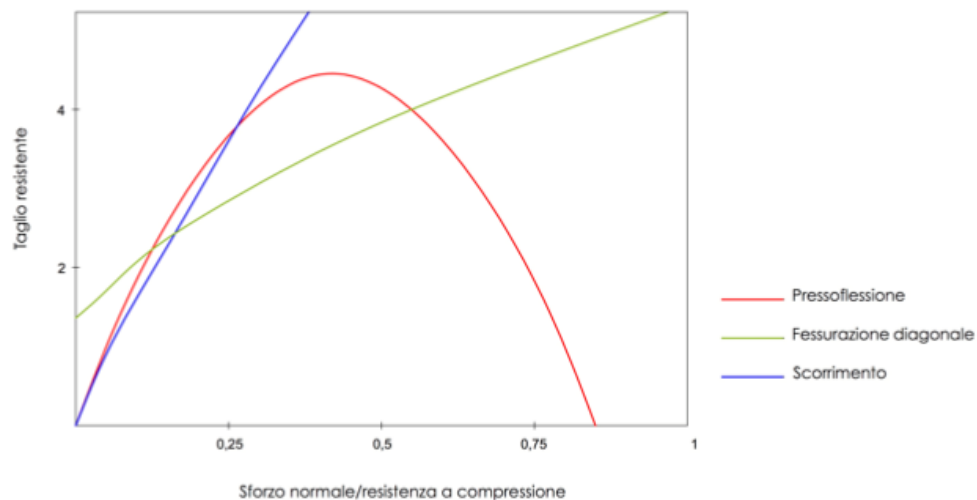
- $\widetilde{f}_{v0d}$  e  $\widetilde{\mu}$  sono rispettivamente la resistenza equivalente a taglio della muratura e un coefficiente di attrito equivalente, entrambi funzione dei parametri di resistenza locale del giunto (coesione, assunta convenzionalmente pari alla resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali  $f_{v0}$ , e  $\mu$ , coefficiente d'attrito) e della tessitura attraverso il coefficiente di ingranamento

murario  $\phi$ ;

- $V_{t,lim} = (ltf_{btd}/2.3b)\sqrt{1 + (\sigma_0/f_{btd})}$  è un valore limite che è associato alla rottura per fessurazione diagonale attraverso i blocchi della muratura e può essere stimata, in via approssimata, in funzione della rottura a trazione dei blocchi  $f_{bt}$ ; quest'ultimo parametro può essere ricavato da dati di letteratura o attraverso prove di caratterizzazione diretta in laboratorio su campioni prelevati in sito, eventualmente stimandola a partire dalla resistenza a compressione del blocco  $f_b$ , come  $f_{bt} = 0.1f_b$ .

Il verificarsi di una crisi piuttosto che un'altra dipende dal rapporto che c'è tra le azioni verticali e quelle orizzontali.

Si ottengono in questo modo i domini di resistenza relativi ai criteri di resistenza considerati.



*Figura 2.21 – Andamento dello sforzo normale e del taglio per i diversi meccanismi di rottura.*

Prove sperimentali su pannelli murari hanno mostrato, sia per la modalità di danneggiamento governata da fenomeni di schiacciamento, sia per quella a taglio, come la risposta della muratura sia fortemente non lineare. Il meccanismo di pressoflessione mostra una bassa capacità dissipativa, poiché il danneggiamento è localizzato e porta ad una separazione con conseguente perdita di aderenza tra le due superfici. Il meccanismo a taglio invece, è in genere più dissipativo e con un ramo di

softening frutto di una progressiva lacerazione del pannello in corrispondenza dei giunti per fessurazione diagonale nelle due direzioni.

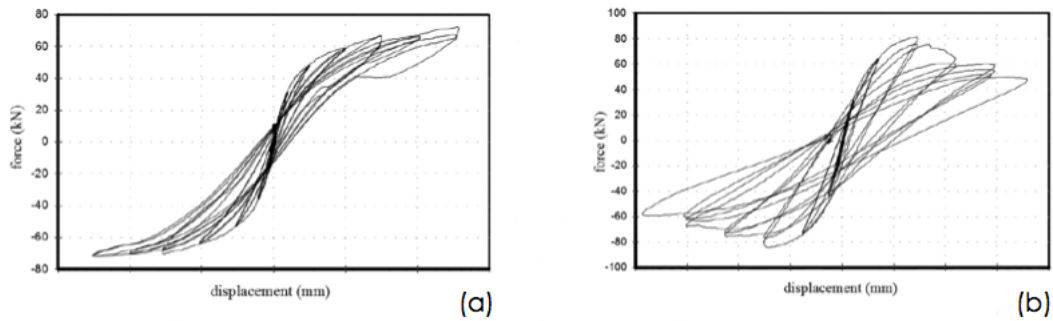


Figura 2.22 – Rottura per pressoflessione (a); rottura per taglio (b).

Per semplicità di calcolo, la risposta del pannello viene schematizzata tramite un legame elastico-perfettamente plastico, definito dai seguenti parametri:

- $k = tg(\alpha)$  (rigidezza)
- $V_u = \min(V_f, V_t)$  (resistenza)
- $\delta_{el} = V_u/k$  (spostamento elastico)
- $\delta_u$  (spostamento ultimo)

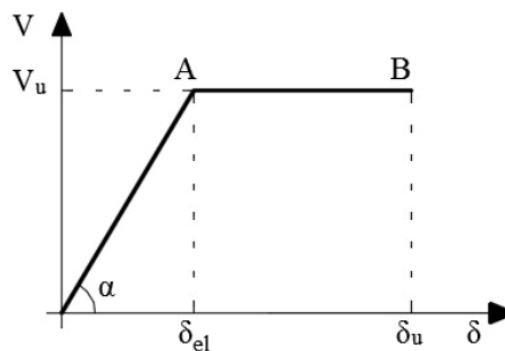


Figura 2.23 – Legame elasto-plastico pannello di muratura.

In particolare:

- la rigidezza  $K$  dell'elemento si ottiene tenendo conto della deformazione a flessione e a taglio;



- $V_f$  e  $V_t$  sono rispettivamente la resistenza a flessione e a taglio dell'elemento calcolate come visto prima;
- $\delta_u$  è lo spostamento ultimo o drift di piano che definisce il collasso del pannello posto pari a 0.4% dell'altezza del pannello nel caso di rottura per taglio e pari a 0.6% nel caso di rottura per pressoflessione.

### 2.3.2 FASCE ORIZZONTALI

La carenza di indagini approfondite sul comportamento delle fasce murarie porta a studiarle in modo analogo ai maschi murari.

È necessario comunque premettere le seguenti osservazioni:

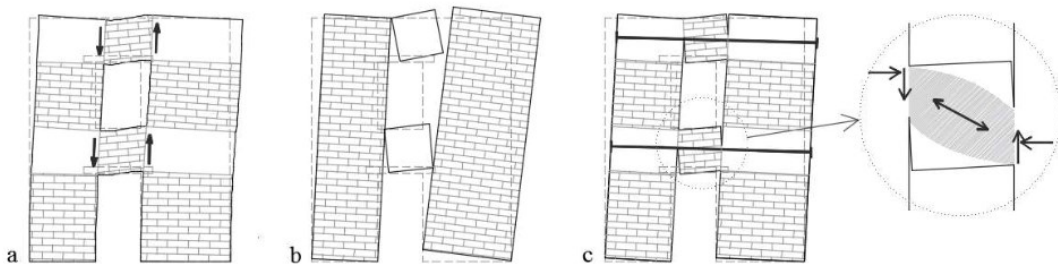
- l'asse della fascia è orizzontale e parallelo all'orientamento dei letti di malta, contrariamente al caso dei maschi murari;
- la forza di compressione assiale dovuta ai soli carichi gravitazionali è orizzontale e solitamente molto scarsa;
- la forza di compressione verticale, diretta perpendicolarmente ai letti di malta, è trascurabile poiché in genere le fasce si trovano sotto e sopra le aperture delle pareti.

Sebbene siano i maschi murari a costituire il sistema principale resistente, le fasce hanno il compito di trasmettere le sollecitazioni ai montanti e di mantenerli accoppiati. L'accoppiamento fornito dalle travi in muratura è funzione principalmente della compressione a cui esse sono soggette in direzione orizzontale. Solo questa compressione fornisce infatti la resistenza flessionale che impedisce l'attivazione di meccanismi di ribaltamento (Figura 2.24 (a) in presenza di accoppiamento, (b) in assenza di accoppiamento).

La resistenza flessionale delle fasce, che impedisce il ribaltamento, è tanto maggiore quanto più le fasce risultano compresse in direzione orizzontale. Come già osservato, le fasce sono di per sé soggette a scarsi sforzi di compressione sia orizzontale che verticale. È quindi molto importante la presenza di elementi che possono resistere a

trazione disposti a livello delle fasce stesse, come catene o cordoli in c.a.

Tali elementi strutturali si oppongono fisicamente alla dilatazione orizzontale che consegue il fenomeno del ribaltamento e inoltre, contrastando questo spostamento, causano una compressione all'interno delle fasce stesse. Viene così aumentata di conseguenza la resistenza a flessione delle fasce e al suo interno si viene a generare un meccanismo di puntone inclinato la cui azione garantisce l'accoppiamento dei maschi (Figura 2.24 c, d).



**Figura 2.24 – Risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico: in presenza di accoppiamento (a), in assenza di accoppiamento (b) e meccanismo di puntone diagonale (c)**

La normativa prevede due modalità di verifica per le fasce di piano:

- nell'ipotesi di azione assiale di progetto nota dopo l'analisi sismica, le verifiche non differiscono da quanto presentato per i maschi murari (Figura 2.24 (a) fasce compresse, Figura 2.24 (b) fasce non compresse). Corrisponde al caso in cui le travi in muratura sono sollecitate a compressione e non vi sono adeguati presidi capaci di resistere a trazione. In questo caso le travi si verificano con le stesse formule viste per i maschi murari (cioè assimilandole a dei pannelli murari ruotati di  $90^\circ$ ) (Figura 2.24 a). Qualora le travi in muratura non siano compresse e non resistano a trazione tali formule forniscono infatti resistenza nulla. In questo caso si potrà prescindere da esse nella modellazione (Figura 2.24 b).
- Nel caso di  $N$  non nota dal modello di analisi, ad esempio nel caso di modellazione a telaio con solai infinitamente rigidi nel proprio piano, la verifica è possibile se in prossimità delle zone tese sono presenti elementi resistenti a trazione (catene o cordoli, Figura 2.24 c) con formule differenti da

quelle utilizzate per i maschi. Corrisponde al caso in cui le travi in muratura non sono sollecitate a compressione (ad esempio in presenza di impalcati rigidi) ma sono in grado di resistere a trazione (per la presenza di un cordolo o una catena).

Lo schema a puntone inclinato, generato dalla presenza di elementi resistenti a trazione disposti in prossimità delle fasce, fa sì che i meccanismi di rottura delle fasce possano essere di due tipi:

- rottura per schiacciamento del puntone inclinato;
- rottura per taglio.

La resistenza a taglio  $V_t$  delle fasce in muratura ordinaria, con  $N$  non noto dal modello, in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato in maniera analoga a quella utilizzata per l'elemento maschio, tenendo conto però della diversa giacitura dei letti di malta rispetto alla linea d'asse dell'elemento:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

dove:

- $h$  è l'altezza della fascia;
- $t$  è lo spessore per la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;
- $f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$  è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

Mentre la rottura per pressoflessione avviene quando il momento flettente  $M$  in una delle sezioni estreme della parte deformabile della fascia, raggiunge il valore limite del momento. Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come:

$$M_u = \frac{H_p \cdot h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_d \cdot h \cdot t}\right)$$

dove:

- $H_p$  è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore  $0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$ ;
- $f_{hd} = f_{hy}/\gamma_M$  è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete);
- $h$  e  $t$  sono rispettivamente l'altezza della fascia e lo spessore per la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

Nel caso di risposta a presso-flessione delle fasce si suppone ancora che, dopo una crescente parzializzazione della sezione della fascia, nella sezione in cui si raggiunge il momento ultimo, si instaura un comportamento perfettamente plastico così da poter introdurre una cerniera plastica.

Per la risposta a taglio si preferisce tenere conto di un comportamento delle fasce più fragile di quello assunto per i maschi, in cui si può assumere un comportamento elasto-plastico fragile o un comportamento elastico fragile.

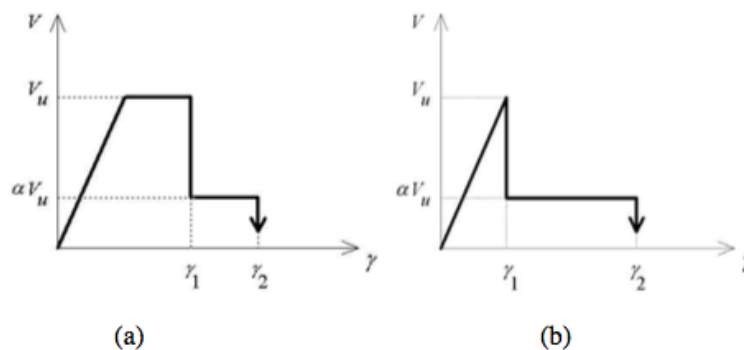


Figura 2.25 – Comportamento a taglio di un elemento fascia: elasto-plastico fragile (a) ed elastico fragile (b)

## 2.4 METODI DI ANALISI

Le attuali procedure di progettazione sismica prevedono due fondamentali tipi di analisi, che si distinguono, a seconda dell'approccio utilizzato, in analisi lineare e analisi non lineare. Le procedure di analisi lineare, che si dividono a loro volta in

statiche o dinamiche, sono fundamentalmente basate sull'impiego di spettri di risposta per valutare le massime forze a cui il sistema strutturale è soggetto. Queste tipologie di analisi sono più semplici e agevoli da adottare, sia in fase di implementazione di un modello numerico che in fase di verifica, poiché forze e spostamenti vengono valutati in regime elastico-lineare ed eventualmente corretti mediante coefficienti che tengono conto in modo approssimato degli effetti di non linearità presenti. Lo schema strutturale viene infatti ricondotto ad un oscillatore semplice ad un solo grado di libertà, il cui moto è determinato da un'unica grandezza fisica, il periodo proprio. Nell'approccio non lineare invece è possibile considerare in maniera diretta il comportamento appunto non lineare degli elementi strutturali, dipendente sia dalla non linearità dei materiali costituenti, sia dalla non linearità geometrica (quest'ultime trascurabili nella muratura). Questo tipo di analisi risulta più accurata, ma presenta una più elevata complessità concettuale ed operativa, dovuta alla caratterizzazione e modellazione più "realistica" della struttura e delle azioni sismiche a cui è soggetta, che comportano un maggiore onere computazionale.

Per sistemi dissipativi come gli edifici in muratura, i metodi di analisi lineare sono molto restrittivi e sottostimano le capacità di resistenza e deformative dei materiali. Per tali sistemi vengono quindi preferite le analisi non lineari.

### **2.4.1 ANALISI STATICA LINEARE**

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino specifici requisiti, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2.5 T_C$  o  $T_D$ . Mentre per fabbricati realizzati con altre tipologie strutturali questa analisi si può applicare a condizione che le costruzioni siano regolari in altezza, per gli edifici in muratura è applicabile anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda = 1.0$ .

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia

distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo la lunghezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

dove  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi  $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$  applicata nella direzione orizzontale.

Dallo spettro di progetto, in corrispondenza del periodo calcolato  $T_1$ , si ricava l'accelerazione spettrale  $S_{A,d}$  che, moltiplicata per la massa totale, esprime la risultante delle forze sismiche equivalenti.

$$F_h = S_d(T_1) \cdot \lambda \cdot W / g$$

dove:

- $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- $W$  è il peso complessivo della costruzione;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1 in tutti gli altri casi;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

Le forze statiche equivalenti da applicare a ciascun piano sono legate esclusivamente al primo modo di vibrare della struttura, secondo una distribuzione pressoché triangolare. Le forze concentrate, da applicare ai vari piani, risultano proporzionali alla massa del piano corrispondente moltiplicate per l'altezza misurata a partire dalla fondazione fino al piano considerato. (Figura 2.26).

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

dove:

- $F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;
- $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

- $z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse  $i$  e  $j$ .

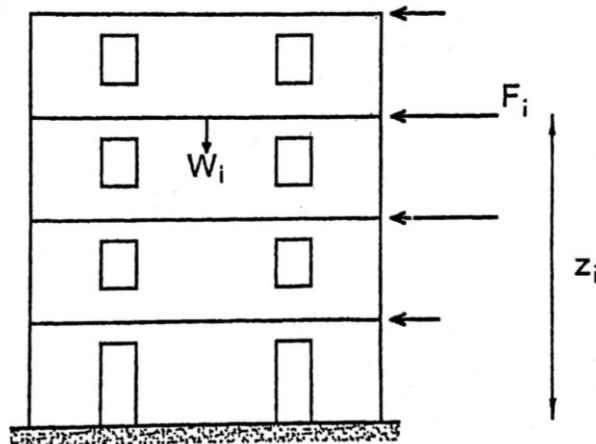


Figura 2.26 – Schematizzazione dell'azione sismica con un sistema di forze proporzionali alle masse

Considerando esclusivamente il primo modo di vibrare della struttura e trascurando l'influenza di quelli superiori si può commettere, in casi particolari, l'errore di sottostimare le sollecitazioni. Il comportamento non lineare dell'edificio è tenuto in conto tramite il fattore di struttura  $q$ , che permette di ridurre lo spettro di risposta elastico in quello di progetto per il calcolo delle forze orizzontali. Il fattore di struttura  $q$  varia in funzione della tipologia e della regolarità in elevazione dell'edificio.

## 2.4.2 ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi dinamica lineare per le costruzioni storiche in muratura può essere eseguita senza sostanziali modifiche rispetto alle altre tipologie strutturali. Tale analisi è condotta attraverso i seguenti passi:

- determinazione dei modi di vibrazione della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- sovrapposizione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Nell'analisi devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante

significativa, ovvero tutti quei modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi tale per cui la massa partecipante risulti superiore all'85%.

Poiché tutti i modi non raggiungono il massimo simultaneamente e poiché, se risulta  $T_j \leq 0.9T_i$  per  $T_j < T_i$ , le risposte nei modi di vibrare si possono considerare indipendenti le une dalle altre e le norme consentono di calcolare il loro più probabile valore massimo utilizzando una combinazione SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati delle quantità considerate). Il generico parametro di risposta risulta allora definito tramite la relazione:

$$E = \sqrt{\sum_j E_j^2}$$

dove  $E_j$  è il valore dell'effetto relativo al modo j.

Se i modi di vibrare non possono essere considerati indipendenti l'uno dall'altro, le norme suggeriscono di utilizzare una combinazione quadratica completa CQC data dalla relazione:

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

dove:

- $E_i$  è il valore dell'effetto relativo al modo i;
- $E_j$  è il valore dell'effetto relativo al modo j;
- $\rho_{ij}$  è il coefficiente di correlazione fra il modo i ed il modo j, con valore compreso tra 0 e 1.

L'attendibilità della valutazione del comportamento di costruzioni storiche in muratura, in condizioni limite di resistenza, mediante questo tipo di analisi può essere limitata in quanto essa viene condotta attraverso un modello elastico lineare. Infatti, dato che le fabbriche storiche sono caratterizzate da un comportamento non lineare, non risulterebbe significativo utilizzare questo metodo di analisi. L'utilizzo degli



spettri, che presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, non dovrebbe quindi ritenersi molto attendibile, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da trasformazioni e fasi costruttive differenti.

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

Inoltre, come nella precedente analisi statica lineare, anche in questo caso si ha difficoltà nel determinare opportuni fattori di struttura e fare riferimento a verifiche puntuali dello stato di sollecitazione.

### **2.4.3 ANALISI STATICA NON LINEARE**

L'analisi statica non lineare, detta anche pushover, è utile per valutare la capacità, in termini di spostamento, degli edifici esistenti nei riguardi del sisma. Consiste nell'applicare alcune distribuzioni di forze statiche orizzontali crescenti su una struttura che, all'atto della spinta, risulta già caricata da carichi gravitazionali.

La risposta elastoplastica deve essere ottenuta mediante un'analisi non lineare tenendo conto della non linearità dei materiali. Il compito delle forze statiche è quello di far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo (ad esempio posto in sommità dell'edificio a livello della copertura), fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

In sostanza lo scopo dell'analisi è quello di "spingere" in campo plastico la struttura fino a portarla al collasso.

Il risultato dell'analisi pushover è una curva detta capacità che individua una sorta di legame costitutivo dell'intera struttura, ovvero un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo e in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base).

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) di seguito illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- a) distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- b) distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- c) distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1.3T_C$  (edifici alti).

Gruppo 2 – Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione 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.

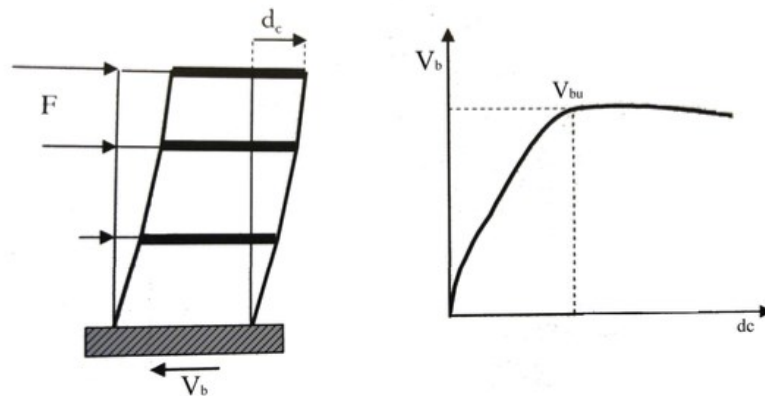
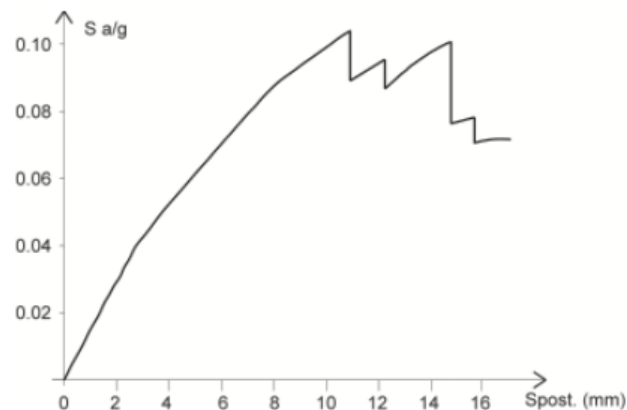


Figura 2.27 – Schematizzazione di Analisi Pushover

Tali curve, dopo il primo tratto lineare piuttosto ripido che descrive l’iniziale comportamento elastico della struttura in esame, hanno uno sviluppo più o meno omogeneamente degradante e si arrestano in corrispondenza del primo collasso strutturale, cioè quando il primo elemento raggiunge il valore ultimo consentito in termini di deformazione plastica. In altre parole, quando un elemento si rompe, la struttura ha raggiunto il suo limite ultimo di utilizzo, e la curva si interrompe.

Questo è vero però soltanto per gli edifici il cui materiale costitutivo predominante è il calcestruzzo o l’acciaio, mentre la situazione è ben diversa per i manufatti in muratura. Infatti, la normativa ci autorizza, quando svolgiamo l’analisi pushover di un edificio avente sistema costruttivo in muratura, a non fermarci al primo collasso, ma ad andare oltre, ammettendo quindi lo svolgimento di un’analisi multi-collasso secondo la quale si può considerare ammissibile il comportamento strutturale anche dopo che qualche elemento componente abbia raggiunto il suo limite massimo di impiego deformativo. Di conseguenza l’analisi pushover su un fabbricato con struttura portante in muratura va svolto in maniera classica (come per le opere in c.a.) fino al raggiungimento del primo collasso; dopo ciò bisogna ripartire dall’inizio, eliminando dal modello strutturale l’elemento che è andato in crisi e studiando una nuova struttura, ovviamente un po’ più debole della precedente. Si ottiene alla fine una curva di capacità “gradonata” come in figura 2.28.



*Figura 2.28 – Curva di capacità “gradonata” per edifici in muratura.*

Registrando ad ogni step di carico il taglio alla base  $F_b$  e lo spostamento del punto di controllo  $d_c$  della struttura si ottiene un legame forza-spostamento (curva di capacità) della struttura per ogni direzione, verso e profilo di carico considerato. Tale curva viene utilizzata per:

- valutare i rapporti di sovraresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$ ;
- verificare l’effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura  $q$ ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Con tale analisi è possibile verificare la capacità della struttura, sia in termini di resistenza che di deformabilità, tenendo conto delle non linearità sia geometrica che del materiale.

#### **2.4.4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE**

L’analisi non lineare dinamica, consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e l’utilizzo di diversi gruppi di accelerogrammi (almeno tre).

Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

La differenza sostanziale con l'analisi statica non lineare, è che mentre nella pushover l'edificio è soggetto a forze incrementali con verso prefissato, l'analisi dinamica riesce a seguire e quindi studiare il comportamento dell'edificio sottoposto a sollecitazioni cicliche, simulando effettivamente il sisma.

La norma consente l'uso di accelerogrammi artificiali, simulati o naturali, ma tutti devono avere uno spettro di risposta coerente con lo spettro di risposta elastico relativo al sito. La coerenza consiste nel verificare che la media delle ordinate spettrali non abbia uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto alla media dello spettro corrispondente; quello che si ottiene è detto accelerogramma spettro-compatibile.

È opportuno utilizzare questo metodo solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo di diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente a un solo grado di libertà.

### 3. LA CHIESA SANTA MARIA IN MIGNANO: IL CASO DI STUDIO

L'oggetto di studio è la chiesa Santa Maria in Mignano situata nel comune di Castel di Lama, in provincia di Ascoli Piceno.



*Figura 3.1 – Chiesa Santa Maria in Mignano*

Il comune è diviso in due agglomerati urbani principali: quello di Piattoni-Croce nella zona collinare e quello di Villa Sant'Antonio, che però è solo in parte nel comune di Castel di Lama e per la restante nel comune di Ascoli Piceno, nella zona pianeggiante della vallata del Tronto.

La popolazione attuale è di oltre 8000 persone, con l'aggiunta di circa 1000 abitanti nella zona del comune di Ascoli.

La chiesa è ubicata nella frazione di Piattoni. Le coordinate geografiche dell'unità sono 42°52'24" N e 13°42'28" E (datum WGS84) con quota 205 s.l.m.

LA CHIESA SANTA MARIA IN MIGNANO: IL CASO DI STUDIO



*Figura 3.2 e Figura 3.3 – Vista aerea dell'area in cui si trova la Chiesa Santa Maria in Mignano*

### 3.1 ANALISI STORICA

Su questa chiesa si hanno notizie abbastanza diffuse, riportate nelle relazioni delle visite pastorali, formulate dai parroci della Comunità. Di queste la più antica cita che la parrocchia e chiesa di S. Maria in Mignano è stata fondata nel 1506 e ampliata nel 1554.

La struttura originaria doveva essere molto piccola se dopo appena 48 anni fu necessario ampliarla.

Verso la fine del XVIII secolo la Comunità di Castel di Lama è aumentata.

La chiesa subisce una trasformazione radicale: viene ampliata nuovamente, portata alle dimensioni attuali e sistemata internamente. I lavori iniziarono nel 1781 e si protrassero fino a 1800. Furono eseguiti lavori nella struttura portante, i muri furono demoliti e ricostruiti in gran parte e il tetto rifatto ex novo. Le dimensioni della fabbrica furono aumentate, quasi raddoppiate, portando la chiesa allo stato in cui si presenta attualmente. Nell'interno fu fatto l'arco in mattoni per creare il presbiterio e per sostenere il cupolino, ugualmente creato nel corso di tali lavori; esso è leggermente ovale con l'asse maggiore corrispondente all'asse centrale del corpo fabbrica.

Verso la fine del 1785 furono terminati i lavori più impegnativi: anche il tetto era stato posto in opera.

Dal 1786 iniziarono i lavori di sistemazione interna: realizzazione in camorcanna della volta della navata centrale, della cupola ed il soffitto del presbiterio.

Nel 1970-1971 si ripresenta nuovamente il problema della capacità della chiesa. Si è voluto dare maggiore capienza, operando un'apertura ad arco ribassato, nel muro di fondo, dietro il presbiterio, per ammettere all'area della chiesa, la sagrestia.

Dello stesso periodo appare essere il rifacimento del tetto, realizzato con capriate in acciaio.

La torre campanaria attuale risulta essere stata costruita a partire dal 1759, con mattoni pieni da fornace, al posto della precedente torre che venne demolita; la costruzione venne completata nel 1762, compreso il bulbo stile orientale.

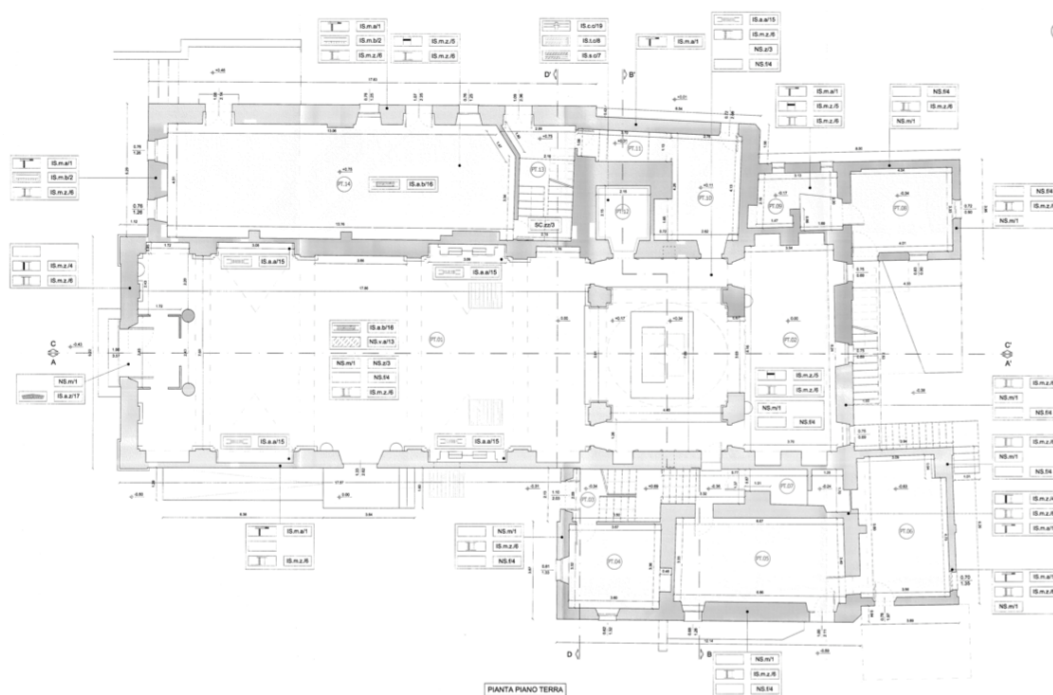


### 3.2 RILIEVO ARCHITETTONICO

Rilevare un'opera architettonica significa conoscere l'opera stessa nella sua globalità; con il rilievo dei fabbricati, quindi, andranno evidenziate le caratteristiche geometriche, dimensionali e strutturali proprie dell'edificio.

Il rilievo architettonico dei fabbricati è il punto di partenza indispensabile per la redazione dei progetti per il recupero degli edifici.

Si riportano di seguito le planimetrie, sezioni e prospetti.



*Figura 3.4 – Pianta piano terra scala 1:50*

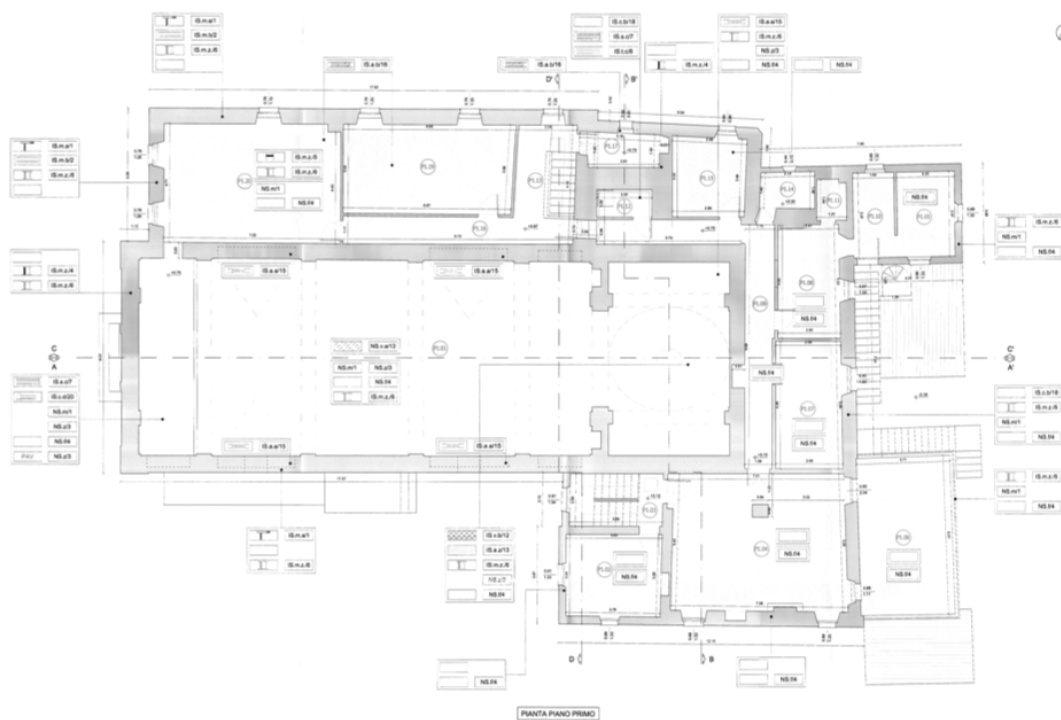


Figura 3.5 – Pianta piano primo scala 1:50

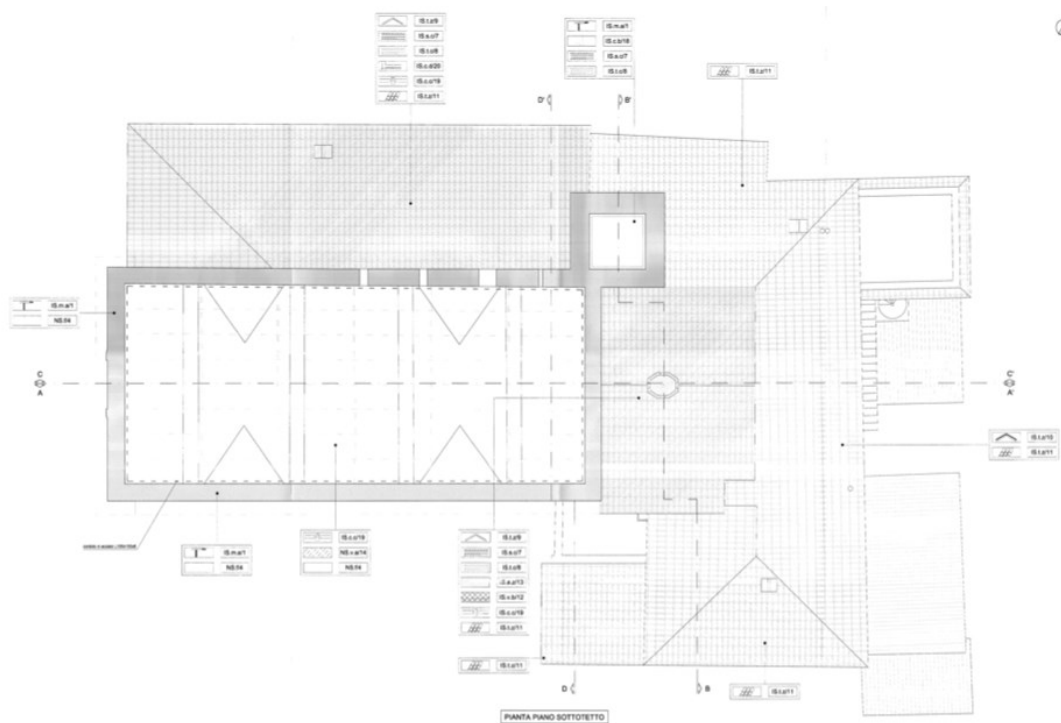


Figura 3.6 – Pianta piano sottotetto scala 1:50

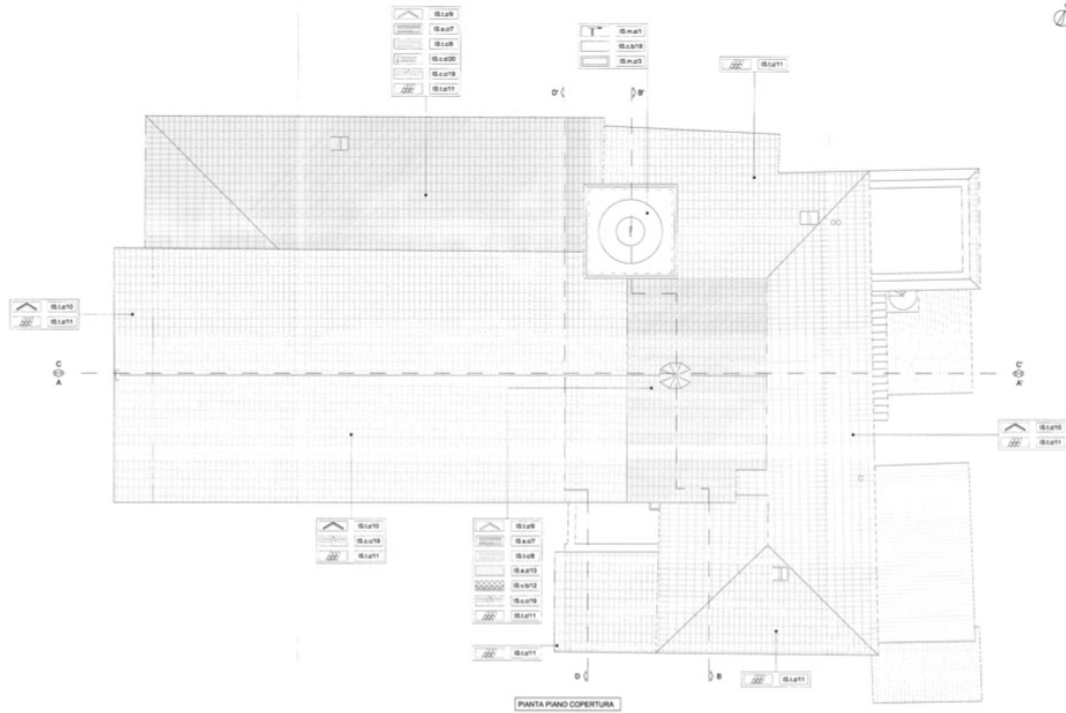


Figura 3.7 – Pianta piano copertura scala 1:50

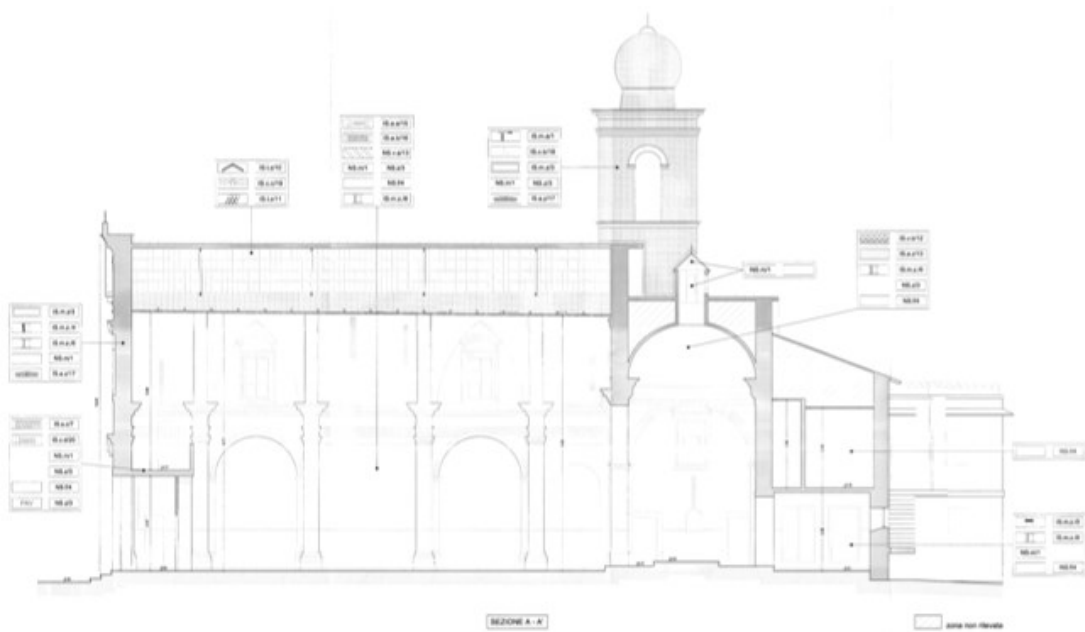


Figura 3.8 – Sezione A-A' scala 1:50

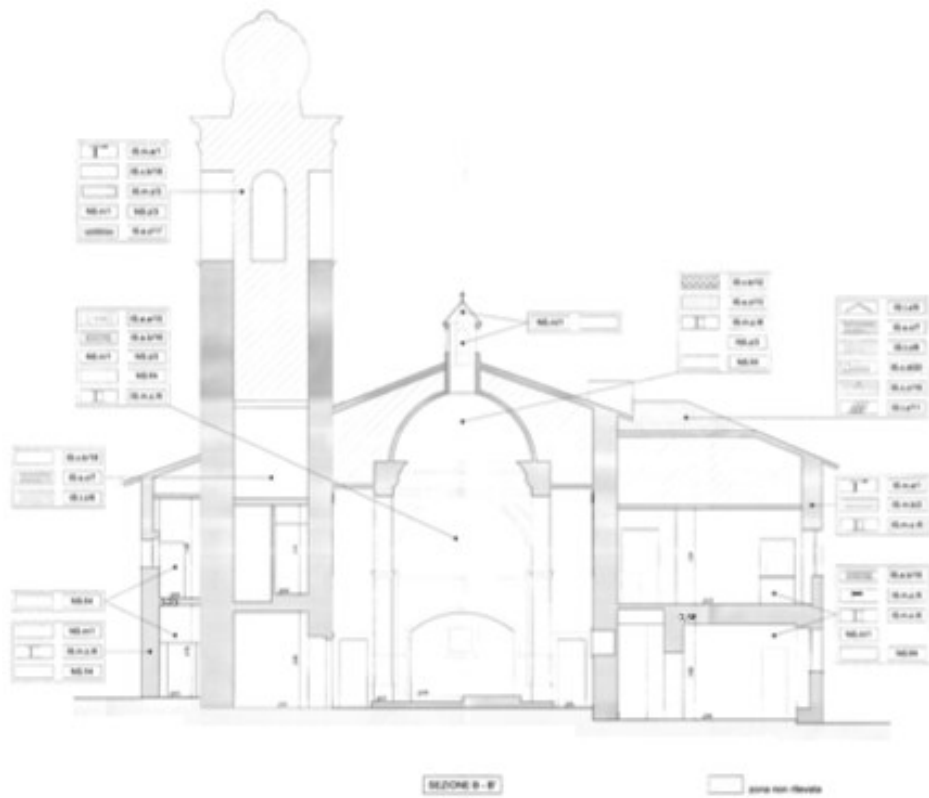


Figura 3.9 – Sezione B-B' scala 1:50

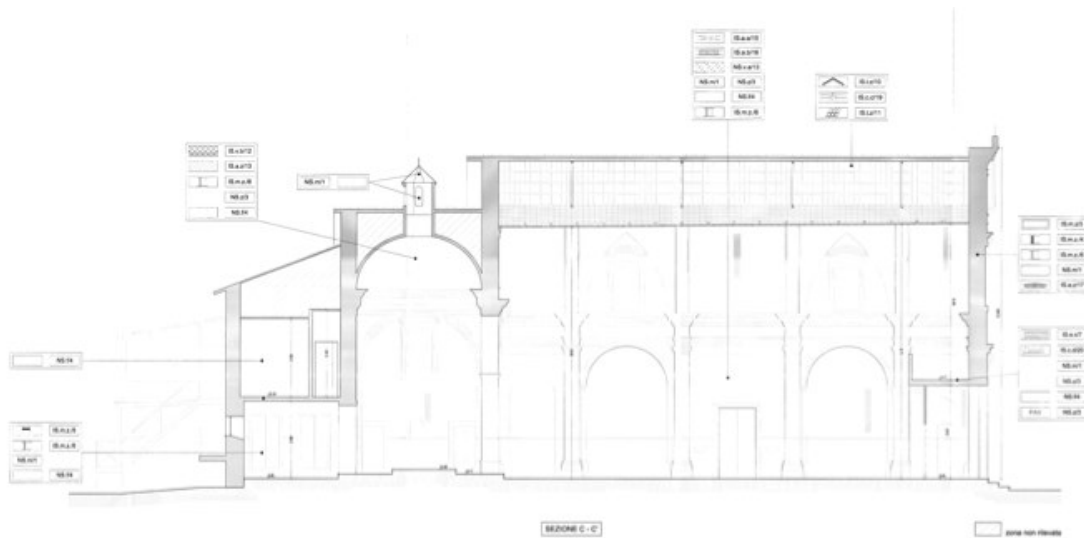


Figura 3.10 – Sezione C-C' scala 1:50

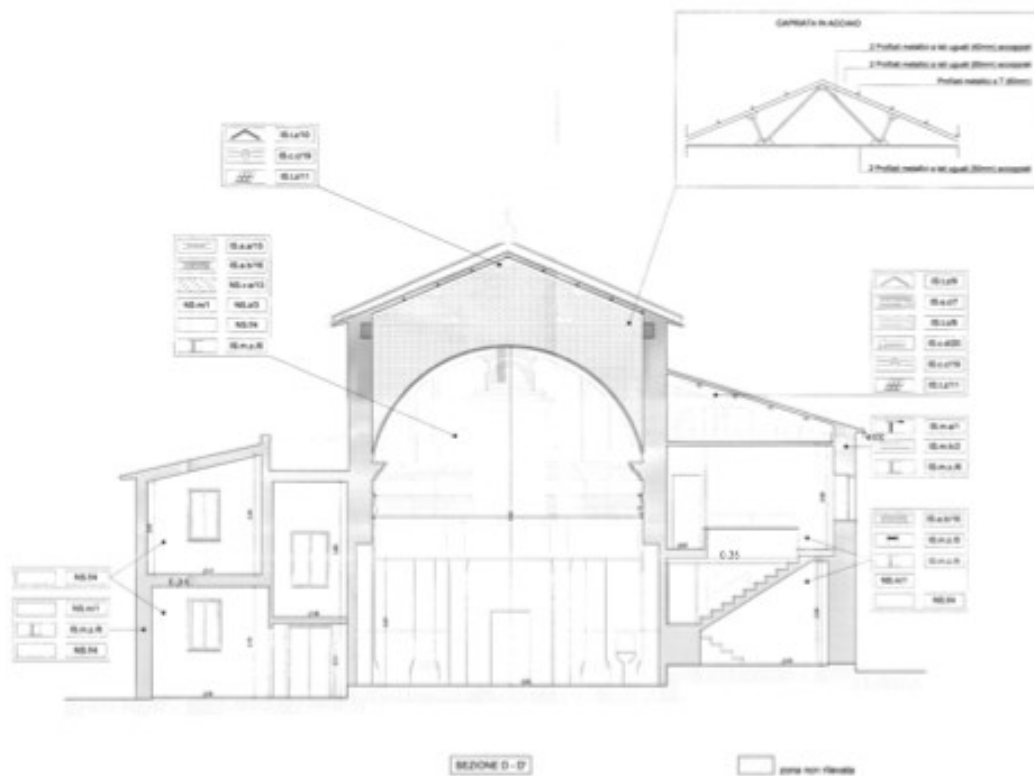


Figura 3.11 – Sezione D-D' scala 1:50

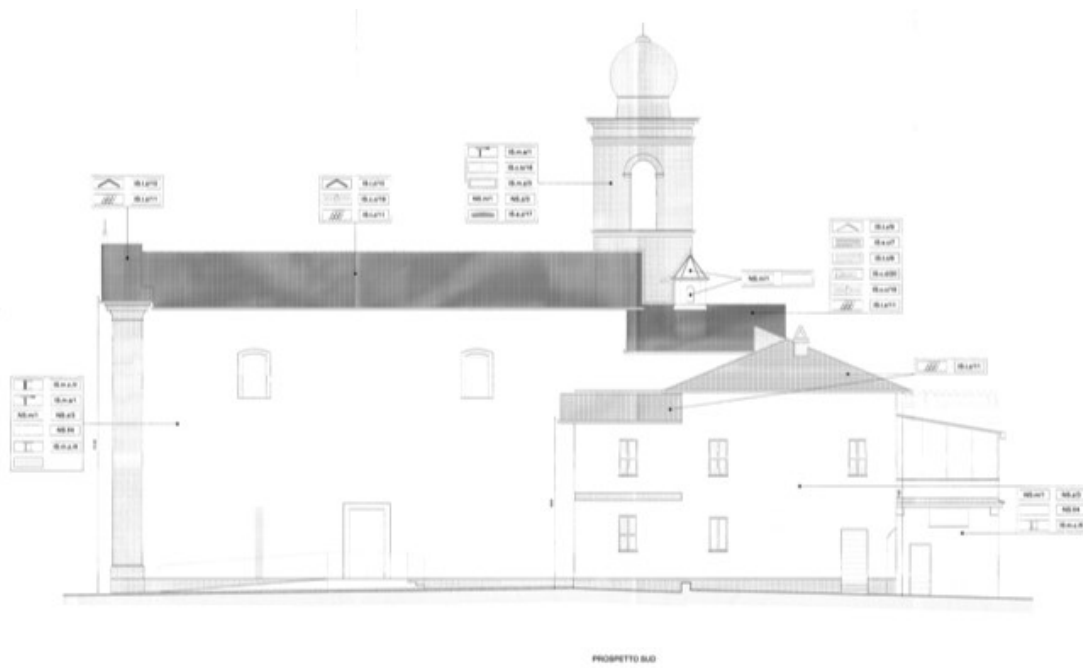


Figura 3.12 – Prospetto Sud scala 1:50

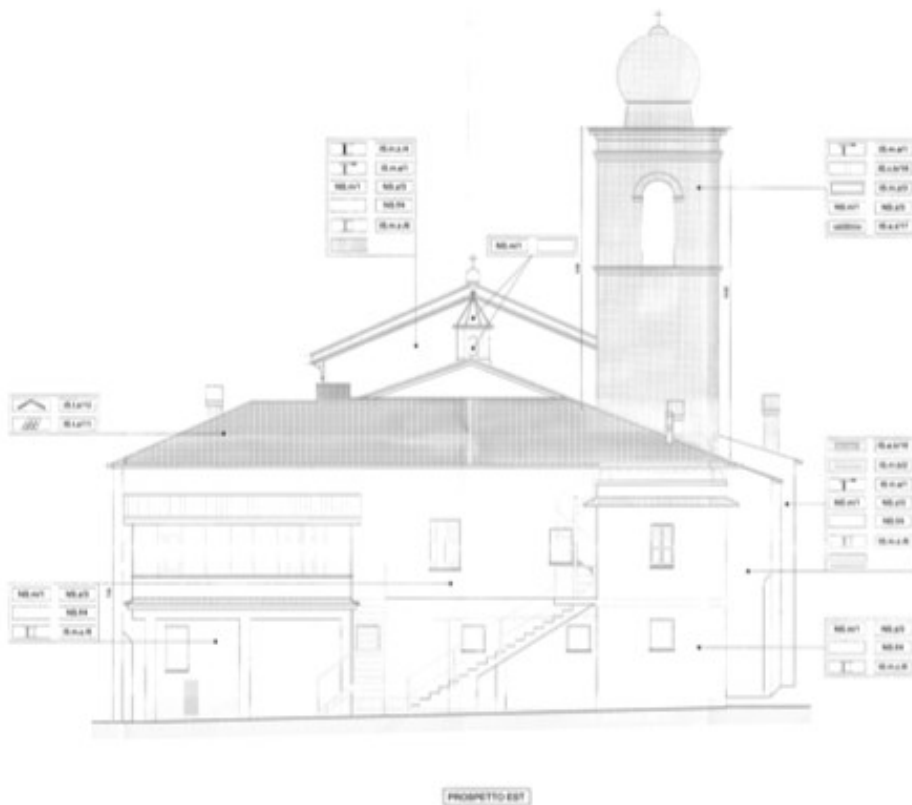


Figura 3.13 – Prospetto Est scala 1:50

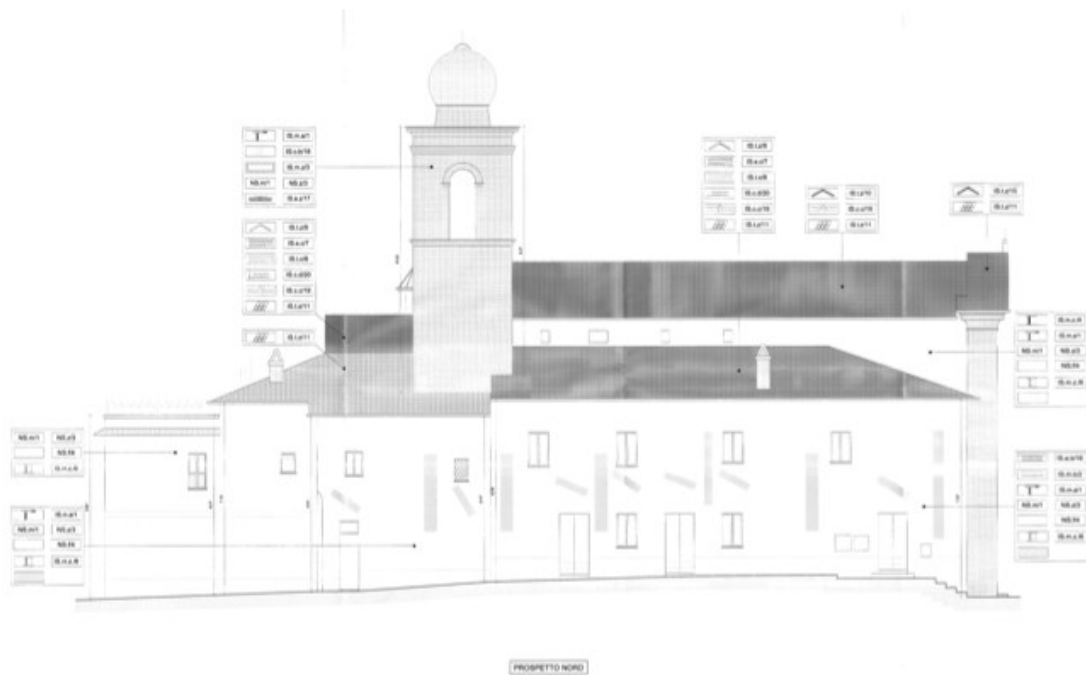
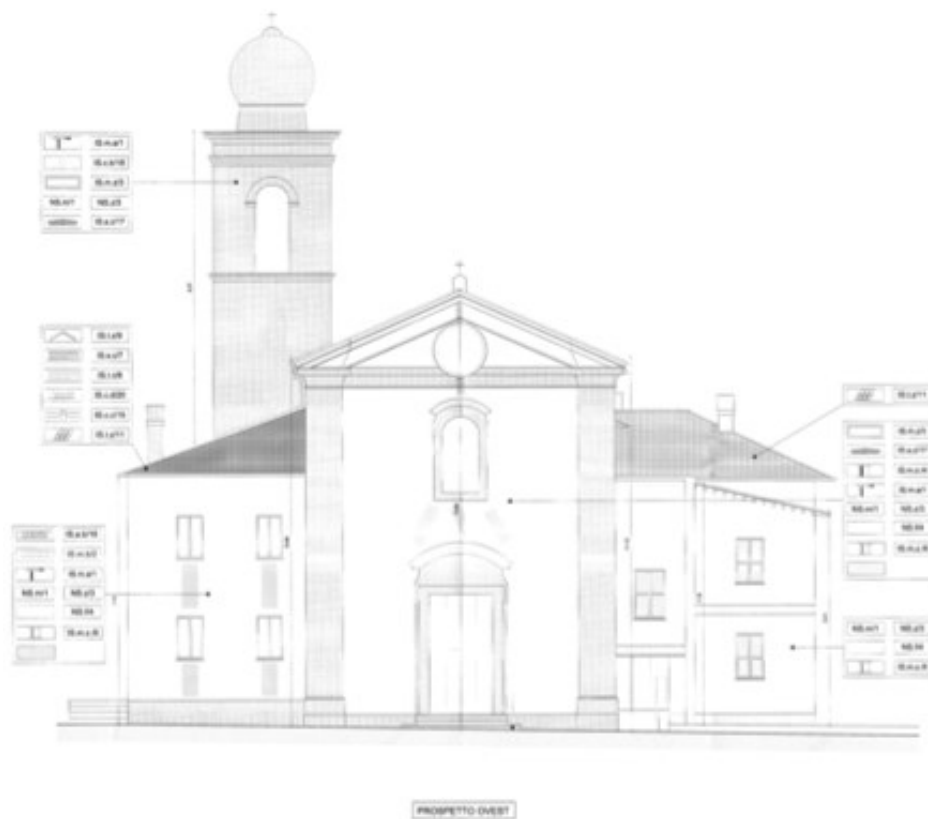


Figura 3.14 – Prospetto Nord scala 1:50



*Figura 3.15 – Prospetto Ovest scala 1:50*

### 3.3 QUADRO FESSURATIVO

Un dissesto in una struttura si evidenzia attraverso fratture e lesioni d’insieme o isolate, generate dall’ effetto di stati tensionali che la struttura non è più in grado di sopportare e che ne riducono la resistenza locale. Tali manifestazioni vengono classificate a secondo della loro direzione, larghezza e profondità.

Per poter valutare le lesioni che investono un edificio è necessario averne una visione d’insieme. È necessario riportare a tal fine, sui prospetti il rilievo delle fessure indicando con dei segni grafici convenzionali i vari tipi di dissesti: in modo da stabilire delle logiche connessioni tra le varie lesioni. Tale rappresentazione grafica delle lesioni prende il nome di “quadro fessurativo”. La realizzazione del quadro fessurativo è un passaggio fondamentale della fase diagnostica, così da ottenere un “quadro

clinico” completo e dettagliato dell’organismo edilizio, che rappresenta la base di partenza per la fase conclusiva dell’attività diagnostica: l’identificazione dei dissesti, la ricerca e l’individuazione delle cause perturbatrici.

L’interpretazione delle lesioni permette la comprensione dello stato di danno della struttura e le sue possibili cause; inoltre può condizionare la scelta del tipo di indagine e di intervento da eseguire in seguito.

Premesso ciò, è stato riscontrato che la chiesa oggetto del presente studio presenta un quadro fessurativo generato principalmente dall’evento sismico del 24 agosto 2016 e successivi aggravamenti dovuti all’evento sismico del 30 ottobre 2016. Sono da segnalare danneggiamenti al torrino della torre campanaria e struttura della navata.

Il basamento cilindrico del torrino della torre campanaria risulta fortemente danneggiato; il muro realizzato con due paramenti di mattoni pieni che appaiono non legati fra loro con diatoni (o perlomeno non vi sono diatoni sufficientemente diffusi) risulta lesionato in più punti.



**Figura 3.16 – Fessure torrino campanile. Sul lato est (foto a sinistra) l’arco risulta compromesso, con caduta del concio di chiave e dislocamento del paramento adiacente verso l’esterno con riduzione notevole delle superfici di appoggio dei mattoni fra le varie file. Mentre, sul lato ovest (foto a destra) si nota un’espulsione di gran parte del paramento esterno e dislocamento evidente anche del paramento interno con diffuse ed importanti lesioni**



La “scatola” che circonda la navata, per effetto dei rimaneggiamenti costruttivi e della tipologia di tetto (capriate in acciaio) ha evidenziato di fatto il tentativo di aprirsi soprattutto nella direzione est/ovest e con innesto del cinematismo di ribaltamento della facciata. Dopo le recenti modifiche della copertura con capriate, la struttura non appare efficace per contrastare gli inneschi di cinematismi di ribaltamento. Infatti, il cordolo su cui poggiano le capriate si sviluppa sui paramenti murari in direzione est/ovest (dalla facciata verso la cella campanaria), non garantendo di conseguenza un comportamento scatolare della navata centrale.



*Figura 3.18 – Lesione verticale della facciata, che denota un tentativo di apertura della navata nella direzione est/ovest*

### **3.4 CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI**

Riprendendo il rilievo effettuato è possibile verificare come il livello di conoscenza raggiunto sia, in riferimento al capitolo 8 della Normativa, di tipo LC1; poiché non è stato possibile ricavare alcun valore caratteristico di resistenza del materiale mediante prove in situ.

Per l’edificio in esame sono state riscontrate tre differenti tipologie di muratura: muratura mista costituita da due paramenti non collegati o scarsamente connessi, muratura in mattoni pieni a più teste e muratura in mattoni forati.

In accordo con il paragrafo C8 della Circolare del 21 gennaio 2019, quindi, devono essere assunti i valori minimi di resistenza degli intervalli riportati in tabella C8.5.I (Tabella 1.2), in funzione della tipologia muraria considerata; per i moduli elastici verranno invece considerati, in un primo momento, i valori degli intervalli riportati nella stessa tabella.

Di seguito sono riportate le caratteristiche meccaniche delle diverse tipologie di muratura.

<i>Muratura mista costituita da due paramenti non collegati o scarsamente connessi</i>	MIN $f_{mk}$	MAX $f_{mk}$	MIN E	MAX E	w	$F_t$	$G_c$	$G_f$
	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(N/mm <sup>3</sup> )	(Mpa)	(N/mm)	(N/mm)
	2,00	3,00	1.020	1.440	$1,9 \cdot 10^{-5}$			
<b>Parametri Finali LC1</b>	1,4815		1.230		$1,9 \cdot 10^{-5}$	0,1481	1,5238	0,0152
<b>Parametri Finali LC2</b>	2,0833		1.230		$1,9 \cdot 10^{-5}$	0,2083	1,9345	0,0193
<b>Parametri Finali LC3</b>	3,0000		1.230		$1,9 \cdot 10^{-5}$	0,3000	2,4970	0,0250

**Tabella 3.1 – Caratteristiche meccaniche muratura mista costituita da due paramenti non collegati o scarsamente connessi**

<i>Muratura in mattoni pieni a più teste</i>	MIN $f_{mk}$	MAX $f_{mk}$	MIN E	MAX E	w	$F_t$	$G_c$	$G_f$
	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(N/mm <sup>3</sup> )	(Mpa)	(N/mm)	(N/mm)
	2,40	4,00	1.200	1.800	$1,8 \cdot 10^{-5}$			
<b>Parametri Finali LC1</b>	1,7778		1.500		$1,8 \cdot 10^{-5}$	0,1778	1,7312	0,0173
<b>Parametri Finali LC2</b>	2,6667		1.500		$1,8 \cdot 10^{-5}$	0,2667	2,2994	0,0230
<b>Parametri Finali LC3</b>	4,0000		1.500		$1,8 \cdot 10^{-5}$	0,4000	3,0540	0,0305

**Tabella 3.2 – Caratteristiche meccaniche muratura in mattoni pieni a più teste**

<i>Muratura in mattoni forati</i>	MIN $f_{mk}$	MAX $f_{mk}$	MIN E	MAX E	w	$F_t$	$G_c$	$G_f$
	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(N/mm <sup>3</sup> )	(Mpa)	(N/mm)	(N/mm)
	5,00	8,00	3.500	5.600	$1,5 \cdot 10^{-5}$			
<b>Parametri Finali LC1</b>	3,7037		4.550		$1,5 \cdot 10^{-5}$	0,3704	2,8938	0,0289
<b>Parametri Finali LC2</b>	5,4167		4.550		$1,5 \cdot 10^{-5}$	0,5417	3,7761	0,0378
<b>Parametri Finali LC3</b>	8,0000		4.550		$1,5 \cdot 10^{-5}$	0,8000	4,9612	0,0496

**Tabella 3.3 – Caratteristiche meccaniche muratura in mattoni forati**

Sempre da rilievo è stato possibile constatare la presenza di cordoli in c.a. lungo i paramenti murari in direzione est/ovest aventi sezione 30x40 cm.

Siccome non è stato possibile effettuare delle prove per verificare le caratteristiche del calcestruzzo, si è assunto, in via cautelativa, un calcestruzzo di bassa qualità C16/20 con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Peso per unità di volume:  
 $w = 24 \text{ kN/m}^3$ ;
- Resistenza caratteristica a compressione cubica:  
 $R_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica:  
 $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 16.6 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza media a compressione cilindrica:  
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24.6 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza media a trazione semplice (assiale) per classi  $\leq \text{C50/60}$ :  
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.33 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza caratteristica a trazione semplice (assiale) per classi  $\leq \text{C50/60}$ :  
 $f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 0.9 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza media a trazione per flessione:  
 $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 1.59 \text{ N/mm}^2$ ;
- Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo:  
 $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 28821 \text{ N/mm}^2$ ;
- Coefficiente di Poisson:  
per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

### 3.5 ANALISI DEI CARICHI

Secondo quanto riportato al paragrafo 8.5.5 delle NTC 2018, per la valutazione della sicurezza ed il progetto d'intervento di costruzioni esistenti, si considerano i carichi permanenti effettivamente riscontrati, determinati da un accurato rilievo geometrico, strutturale e dei materiali, ed i carichi variabili previsti dalla norma per le nuove costruzioni.

Le azioni agenti sul fabbricato si possono classificare attraverso la seguente

distinzione, che tiene conto della loro durata nel tempo:

- Azioni permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. Essi si dividono:
  - peso proprio di tutti gli elementi strutturali ( $G_1$ );
  - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
  - spostamenti e deformazioni imposti;
  - pretensione e precompressione (P);
  - ritiro e viscosità;
  - spostamenti differenziali.
- Azioni variabili (Q): dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera, sono azioni che agiscono sulla struttura, o sull'elemento strutturale, con valori istantanei, che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo e possono essere:
  - di lunga durata: azioni che agiscono con un'intensità significativa, anche non continuamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
  - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.
- Azioni eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura:
  - incendi;
  - esplosioni;
  - urti e impatti;
- Azioni sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Visto la completa assenza di prove sperimentali sul manufatto in esame, i pesi permanenti delle strutture verticali vengono definite dalle tabelle 3.1, 3.2 e 3.3, i cui valori vengono inseriti poi nel modello.

Per i solai di piano e solai di copertura, invece, sono state svolte le analisi dei carichi

in funzione delle diverse tipologie riscontrate.

Tra i carichi variabili considerati nell'analisi ci sono i carichi di esercizio ed il carico da neve.

I carichi di esercizio dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera e si differenziano in diverse categorie. Nel caso in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

- CAT. A – Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle zone suscettibili di affollamento)  $q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$ ;
- CAT. A (scale) – Balconi, ballatoi, scale comuni  $q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$ ;
- CAT. H1 – Coperture e sottotetti. Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione  $q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$ .

Il carico da neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'angolo formato dalla falda con l'orizzontale; per inclinazioni comprese tra  $0^\circ$  e  $30^\circ$ , il coefficiente  $\mu_i$  vale 0.8;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ], per un periodo di ritorno di 50 anni. Castel di Lama, comune in cui si trova la struttura in esame, è situato in Zona II ad un'altezza sul livello del mare di 205 m. Il valore caratteristico è dunque  $q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$  per  $a_s > 200 \text{ m}$ ;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione; funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Nel caso di caratteristiche non specificate si assume un valore unitario  $C_E = 1$ ;
- $C_t$  è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio deve essere

utilizzato  $C_t = 1$ .

Di seguito si riportano quindi le tabelle relative alle analisi dei carichi dei solai di piano e dei solai di copertura.

SOLAIO IN LATERO CEMENTO					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Travetti	25000	0,1	0,16	0,5	800,00
Soletta	25000		0,04		1000,00
Pignatte	5500	0,38	0,16	0,5	668,80
			TOTALE G1		<b>2468,80</b>
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Massetto	20000		0,04		800,00
Intonaco	18000		0,02		360,00
Pavimento					400,00
Tamponature					2000,00
			TOTALE G2		<b>3560,00</b>
CARICO VARIABILE Qk	Carico qk [N/m <sup>2</sup> ]				
Categoria A	<b>2000,00</b>				

Tabella 3.4 – Analisi dei carichi del solaio in latero cemento

SOLAIO IN LEGNO					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Travetti	6000	0,09	0,12	0,7	92,57
Tavolato	6000		0,03		180,00
			TOTALE G1		<b>272,57</b>
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Caldana	7000		0,03		210,00
Massetto di allettamento	18000		0,03		540,00
Pavimento					400,00
			TOTALE G2		<b>1150,00</b>
CARICO VARIABILE Qk	Carico qk [N/m <sup>2</sup> ]				
Categoria A	<b>2000,00</b>				

Tabella 3.5 – Analisi dei carichi del solaio in legno

COPERTURA CAPRIATA IN ACCIAIO					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	<i>b</i> [m]	<i>h</i> [m]	<i>i</i> [m]	Peso [N/m]
Profilato metallico 40mm					50,00
Profilato metallico 80mm					200,00
Profilato metallico 50mm					70,00
Profilati metallici a T 60mm					220,50
Tavelloni in laterizio	8000	4,2	0,06		2016,00
			TOTALE G1		<b>2556,50</b>
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	<i>b</i> [m]	<i>h</i> [m]	<i>i</i> [m]	Peso [N/m]
Massetto	14000	4,2	0,2		11760,00
Impermeabilizzante			0,03		300,00
Coppi					800,00
			TOTALE G2		<b>12860,00</b>
CARICO VARIABILE Qk	<i>Carico qk [N/m]</i>				
Categoria H1	<b>500,00</b>				
Neve	<b>800,00</b>				

Tabella 3.6 – Analisi dei carichi della copertura con capriate in acciaio

COPERTURA IN CA					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	<i>b</i> [m]	<i>h</i> [m]	<i>i</i> [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Travetti	25000	0,12	0,16	0,5	960,00
Pignatte	5500	0,38	0,16	0,5	668,80
Soletta	25000		0,04		1000,00
			TOTALE G1		<b>2628,80</b>
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	<i>b</i> [m]	<i>h</i> [m]	<i>i</i> [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Impermeabilizzante					300,00
Coppi					800,00
			TOTALE G2		<b>1100,00</b>
CARICO VARIABILE Qk	<i>Carico qk [N/m<sup>2</sup>]</i>				
Categoria H1	<b>500,00</b>				
Neve	<b>800,00</b>				

Tabella 3.7 – Analisi dei carichi della copertura in c.a.

COPERTURA IN LEGNO					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Travi	6000	0,2	0,2	2,3	104,35
Travetti	6000	0,1	0,1	1	60,00
Pianellato in laterizio	18000		0,03		540,00
			TOTALE G1		<b>704,35</b>
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Impermeabilizzante					300,00
Coppi					800,00
			TOTALE G2		<b>1100,00</b>
CARICO VARIABILE Qk	<i>Carico qk [N/m<sup>2</sup>]</i>				
Categoria H1	<b>500,00</b>				
Neve	<b>800,00</b>				

Tabella 3.8 – Analisi dei carichi della copertura in legno

PIANEROTTOLO					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Soletta	25000		0,14		3500,00
			TOTALE G1		<b>3500,00</b>
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Massetto	20000		0,03		600,00
Intonaco	18000		0,015		270,00
Pavimento					400,00
			TOTALE G2		<b>1270,00</b>
CARICO VARIABILE Qk	<i>Carico qk [N/m<sup>2</sup>]</i>				
Categoria A (scale)	<b>4000,00</b>				

Tabella 3.9 – Analisi dei carichi del pianerottolo



SCALA IN LATERO CEMENTO					
PESO PROPRIO STRUTTURALE G1	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Soletta	25000		0,14		3500,00
			TOTALE G1		<b>3500,00</b>
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Gradini in laterizio	5500	0,27	0,14	0,27	385,00
Malta (grado)	21000	0,27	0,01	0,27	210,00
Malta (sottogrado)	21000	0,01	0,15	0,27	116,67
Marmo (grado)	28000	0,3	0,02	0,27	622,22
Marmo (sottogrado)	28000	0,02	0,12	0,27	248,89
Intonaco	20000		0,015		300,00
			TOTALE G2		<b>1882,78</b>
CARICO VARIABILE Qk	Carico qk [N/m <sup>2</sup> ]				
Categoria A (scale)	<b>4000,00</b>				

Tabella 3.10 – Analisi dei carichi della scala in latero cemento

CAMORCANNA					
PESO PROPRIO NON STRUTTURALE G2	Peso Spec. [N/m <sup>3</sup> ]	b [m]	h [m]	i [m]	Peso [N/m <sup>2</sup> ]
Canne	6000		0,05		300,00
Intonaco	18000		0,02		360,00
			TOTALE G2		<b>660,00</b>
CARICO VARIABILE Qk	Carico qk [N/m <sup>2</sup> ]				
Categoria H1	<b>500,00</b>				

Tabella 3.11 – Analisi dei carichi della camorcanna

L'azione sismica, invece, è caratterizzata da tre componenti traslazionali, di cui due orizzontali (secondo le direzioni x e y dell'edificio) ed una verticale (in direzione z). Le due componenti orizzontali sono modellate tramite lo stesso spettro di risposta per ciascun stato limite di verifica. In particolare, per gli edifici esistenti, la valutazione della sicurezza e la progettazione dell'intervento possono essere effettuate con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLU), e nel caso in esame si considera lo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV).

Gli spettri di risposta utilizzati per la determinazione della componente sismica (E) sono stati valutati in base ai valori ottenuti utilizzando il foglio di calcolo “Spettri NTC”, fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, grazie al quale è possibile ottenere gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti, orizzontali e verticali, delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

Tenuto conto che la classe d’uso dell’edificio in esame è la II (Tabella 1.2), il periodo di riferimento  $V_R$  risulta pari a 50 anni. Poiché lo spettro fornito dalla normativa fa riferimento ad accelerazioni orizzontali massime attese  $a_g$  in condizioni di capo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), è necessario tener conto della “pericolosità sismica locale” andando a definire la categoria del sottosuolo e le condizioni topografiche.

Attraverso delle misure sismiche tipo MASW, eseguite in un terreno adiacente alla chiesa oggetto di analisi, è stato possibile ricavare il valore della velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo. Si è ottenuta una velocità  $V_{s,30} = 402 \text{ m/s}$  a cui corrisponde un terreno tipo B (Tabella 1.4), ovvero: “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360 m/s e 800 m/s”.

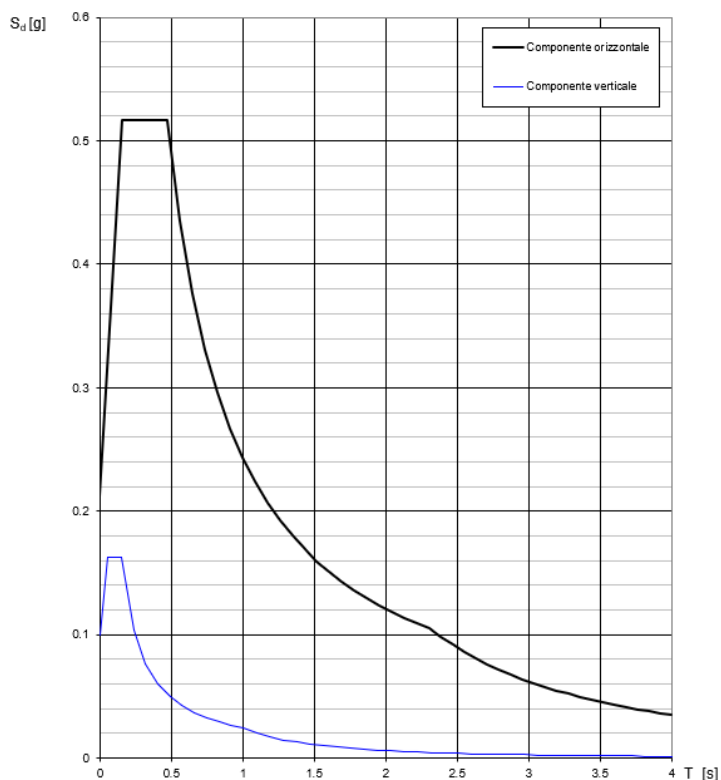
Per tener conto delle condizioni topografiche si fa riferimento alla collocazione morfologica del manufatto in cui si assume una categoria topografica T1 (Tabella 1.5), ovvero: “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”.

Quindi, i dati necessari per determinare lo spettro elastico riferito alla pericolosità locale sono:

- $V_N = 50$  anni;
- $C_U = 1$
- $V_R = V_N \cdot C_U = 50$  anni;
- $P_{VR}(SLV) = 10\%$ ;
- $T_R = V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 475$  anni;

- Categoria di sottosuolo: B;
- Categoria topografica: T1

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



*Figura 3.19 – Spettro di risposta per lo stato limite SLV*

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_0$	0.176 g
$F_0$	2.444
$T_C^*$	0.344 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.362
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.156 s
$T_C$	0.468 s
$T_D$	2.305 s

*Tabella 3.12 – Parametri dello spettro di risposta*

### 3.6 COMBINAZIONI DI CARICO

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti può essere calcolata facendo solo riferimento alla Stato Limite Ultimo (SLU), così come indicato nel capitolo 8.3 del D.M. 17/01/2018. Nei confronti dell'azione sismica lo stato limite considerato è quello relativo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

- $\gamma$  è un coefficiente parziale in funzione del tipo di azione e della verifica allo stato limite; nel caso in esame si svolgono verifiche allo stato limite di resistenza della struttura STR (coefficienti colonna A1 STR);

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 3.13 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

- $\psi$  è un coefficiente di combinazione delle azioni variabili. Questi coefficienti possono essere di tre diversi tipi e la loro scelta dipende dalla durata delle azioni variabili:  $\psi_{2i}$  valore quasi permanente,  $\psi_{1i}$  valore frequente,  $\psi_{0i}$  valore raro (o di combinazione).

<b>Categoria/Azione variabile</b>	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

*Tabella 3.14 – Valori dei coefficienti di combinazione*

## **4. LA CHIESA SANTA MARIA IN MIGNANO: MODELLAZIONE**

In base a quanto stabilito dalle NTC 2018, il modello di calcolo della struttura deve essere tridimensionale, e deve rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza dell'edificio.

Il modello è stato realizzato mediante il programma di calcolo Midas Fea NX, un software per la progettazione, l'ottimizzazione strutturale e l'analisi di qualsiasi tipo di struttura.

Nel caso di studio verrà utilizzato il modello continuo. Questo rinuncia alla distinzione tra unità, giunti e superfici a vantaggio di un unico materiale anisotropo "equivalente" utilizzando dunque un approccio macroscopico.

### **4.1 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI**

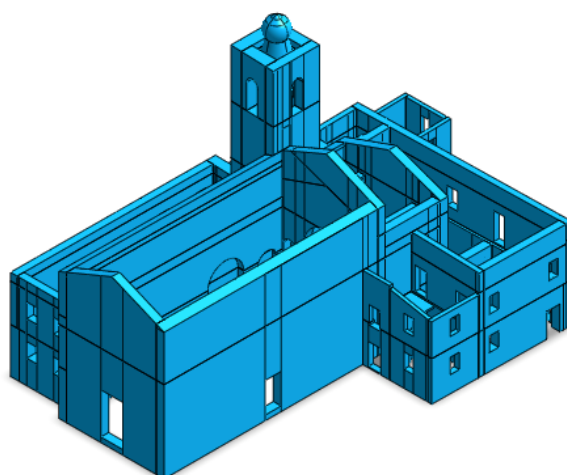
La modellazione agli elementi finiti è in grado di rappresentare significativamente le geometrie della struttura reale.

I passi fondamentali della modellazione agli elementi finiti si possono riassumere in:

- creazione del modello solido geometrico su Midas Fea NX;
- creazione dei vincoli di incastro tra le varie parti murarie "boolean cut";
- definizione ed assegnazione dei materiali;
- definizione ed assegnazione delle mesh;
- definizione ed assegnazione dei vincoli alla base;
- definizione ed assegnazione dei carichi statici.

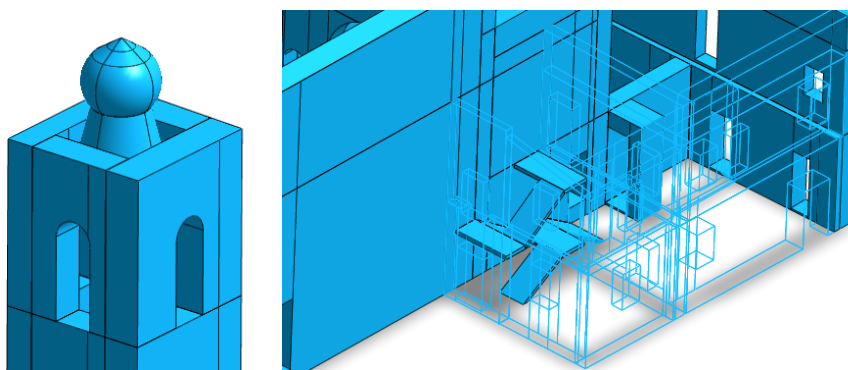
Per quanto riguarda la creazione del modello geometrico tridimensionale, il programma di calcolo permette di importare la pianta 2D della struttura, precedentemente realizzata su un programma di disegno CAD.

Importata la pianta nel programma Fea NX, è possibile modellare la struttura attraverso l'estrusione delle superfici che individuano i setti verticali. Si realizzano così degli elementi tridimensionali di tipo brick, caratterizzati da tre gradi di libertà per ciascun nodo, corrispondenti alle tre traslazioni, e non trasferiscono rigidità per gli altri gradi di libertà. L'elemento brick non ha rotazioni e quindi quando si analizzerà la struttura, si valuteranno le rotazioni nella globalità; permettendo, quindi, di avere informazioni riguardo al comportamento statico e dinamico d'insieme.



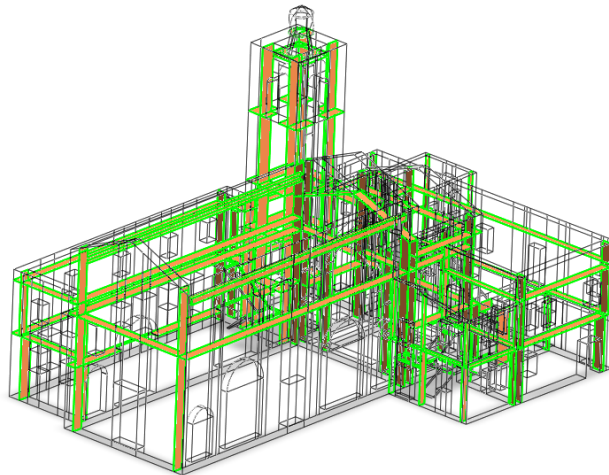
*Figura 4.1 – Modello tridimensionale del complesso analizzato*

Sono state modellate anche le rampe e i pianerottoli sia delle scale interne che esterne e il torrino in cima al campanile.



*Figura 4.2 – Modellazione torrino e scale*

Tutti gli elementi che compongono il modello geometrico sono stati uniti tra loro, verificando la congruenza delle superfici tra i vari elementi attraverso i “boolean cut”. Questi vincolano le pareti ortogonali tra di loro e non in maniera da concepire un involucro tutto unito per poter effettuare analisi globali dell’edificio, senza dunque prevedere meccanismi di collasso locali dovuti dal ribaltamento di singole pareti.



*Figura 4.3 – Boolean cut applicato ai vari elementi che compongono il modello*

Nel passo successivo sono stati definiti e assegnati al modello i materiali di cui è composto. Sono stati definiti tre materiali: muratura mista costituita da due paramenti non collegati o scarsamente connessi, muratura in mattoni pieni a più teste e muratura in mattoni forati.

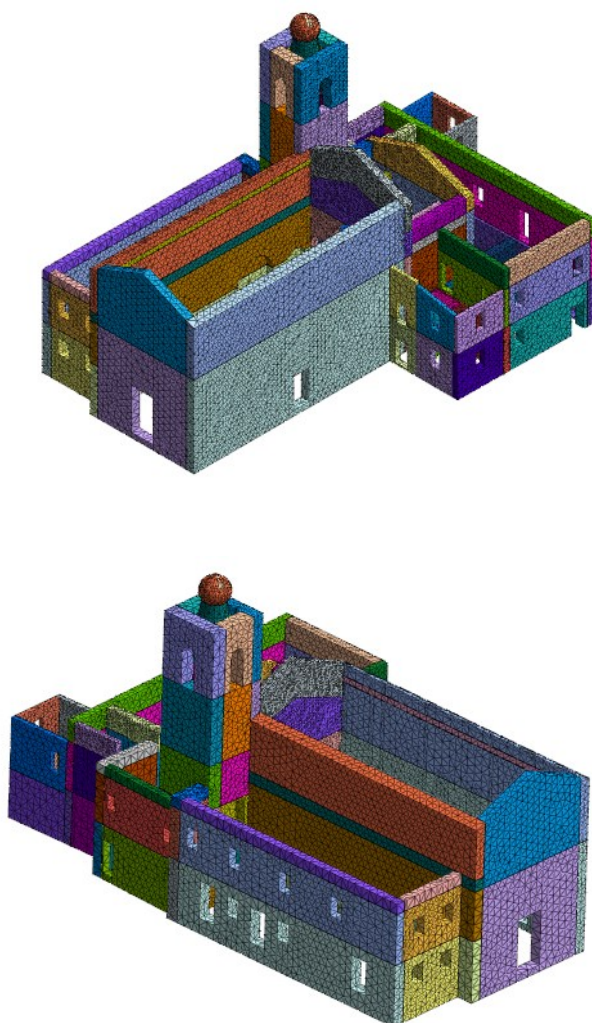
I parametri inizialmente necessari per la realizzazione del modello sono il peso specifico ( $w$ ) e il modulo elastico medio ( $E$ ) relativi alle diverse tipologie di murature, precedentemente determinati nel paragrafo 3.4.

Per assegnare i materiali alla struttura si procede attraverso la “meshatura”. Attraverso le mesh andiamo a discretizzare il modello, ovvero suddividiamo tutti gli elementi che compongono la struttura in maglie di piccoli elementi solidi, caratterizzati da un materiale, su cui poi verranno eseguite le varie analisi. Non esiste una regola ben precisa per determinare le dimensioni delle maglie. Tuttavia, più la dimensione della maglia è piccola (meshatura fine) più la soluzione si avvicina a quella reale, a discapito però, dei tempi di analisi che si allungano sensibilmente.



Il software stesso consiglia la dimensione più appropriata delle mesh a caratterizzare l'elemento. Nella tesi si è deciso comunque di rientrare in un range di dimensione delle mesh ( $h$ ) tra 0.1 e 0.5 m. Quindi per tutte le dimensioni comprese tra 0.1 e 0.5 m sono state assunte quelle consigliate dal programma, mentre per dimensioni consigliate superiore allo 0.5 m si è preferito assumere la dimensione massima del range.

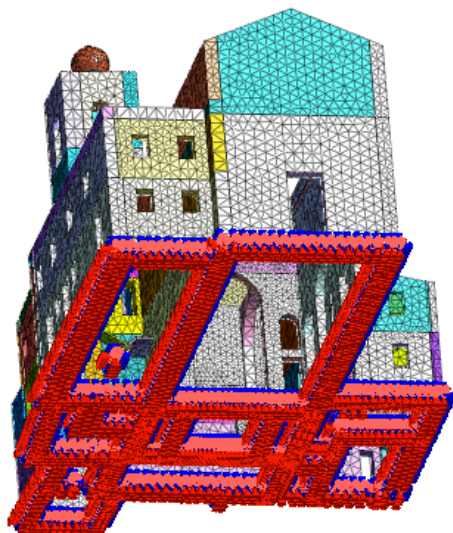
Il risultato che si ottiene, una volta modellata tutta la struttura, è rappresentato nella figura sottostante.



*Figura 4.4 – Modello con mesh*

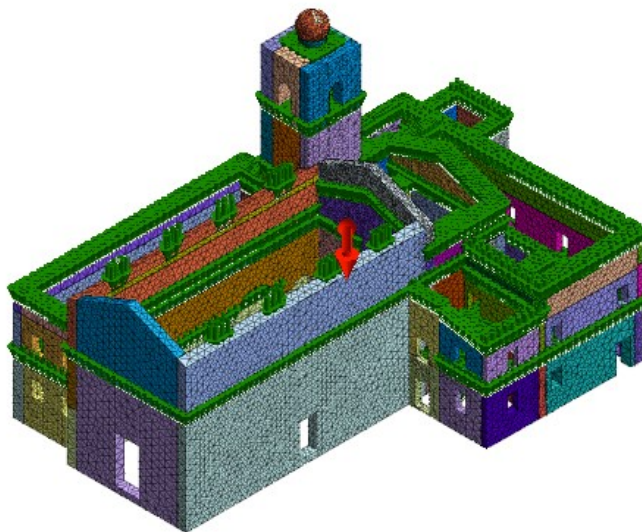
La corretta modellazione dei vincoli a terra di una struttura è vincolata alla conoscenza di una legge costitutiva non lineare che ben rappresenti il comportamento del terreno.

Data la complessità del problema e le non elevate pretese di questo elaborato si è proceduto optando per una considerazione corretta ma semplicistica. Infatti, sono stati vincolati a terra tutti i punti al livello zero con un vincolo ideale di tipo “incastro”, il quale rende impossibile qualsiasi movimento, sia le tre traslazioni che le tre rotazioni.



*Figura 4.5 – Vincoli di incastro alla base*

Infine, sono stati definiti ed assegnati i carichi statici. Il peso proprio degli elementi verticali viene inserito automaticamente dal software attraverso il comando “Body Force”. I carichi dei solai di piano e copertura sono stati definiti dalle analisi dei carichi, precedentemente descritta, e applicati invece come carichi distribuiti nelle sezioni murarie di interesse attraverso il comando “pressure” espressi in  $N/m^2$ . Per l’assegnazione dei carichi si è scelta una distribuzione unidirezionale 80%-20%, in funzione dell’orditura: ai muri ortogonali all’orditura del solaio viene assegnato l’80% del carico totale, mentre ai muri paralleli all’orditura il restante 20%.



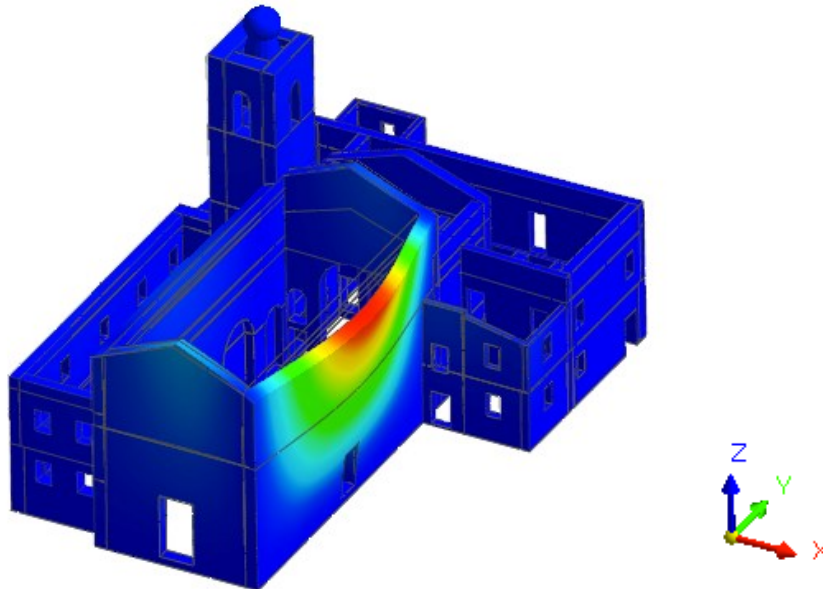
*Figura 4.6 – Carichi di piano applicati al modello*

## 4.2 ANALISI MODALE

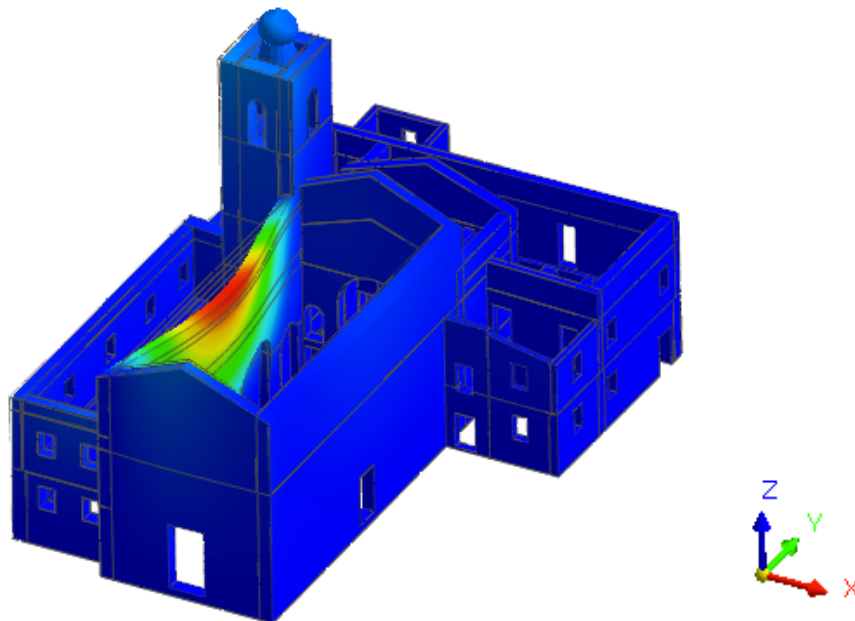
È stata eseguita un'analisi modale della struttura assegnando, oltre alle masse proprie degli elementi, anche le masse derivanti dai carichi agenti secondo la combinazione sismica. Nel seguente progetto sono presenti tre carichi variabili  $Q_{kA}$ ,  $Q_{kH}$  e  $Q_{kneve}$ ; i quali rappresentano rispettivamente il carico di esercizio per ambienti ad uso residenziale (coefficiente di combinazione  $\psi_{2j}$  pari a 0.3), il carico di esercizio per coperture praticabili e neve (entrambi con coefficiente di combinazione  $\psi_{2j}$  pari a 0).

L'analisi modale ha permesso di indagare il comportamento sismico globale in campo elastico, di comprendere quali fossero i principali modi di vibrare della struttura, nelle direzioni x e y e le relativi percentuali di masse partecipanti.

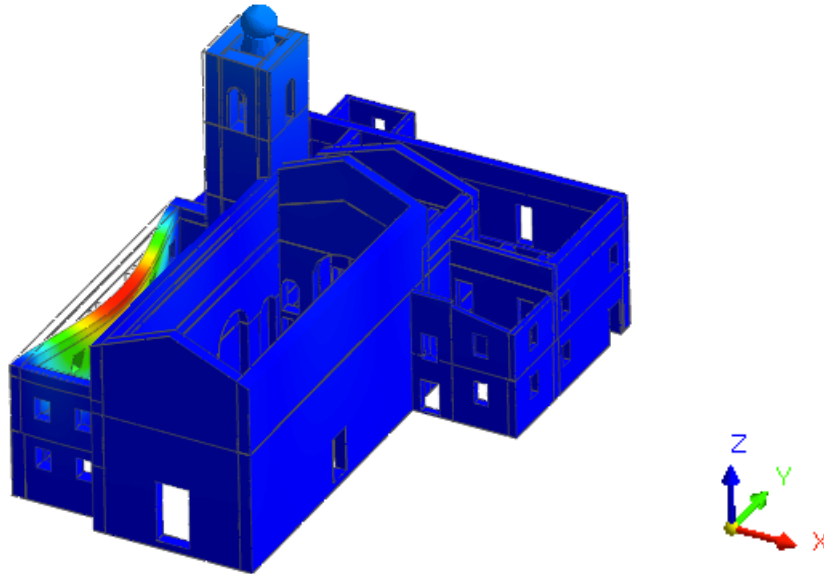
MODO 1			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
2.335	0.428	8.64	0.01



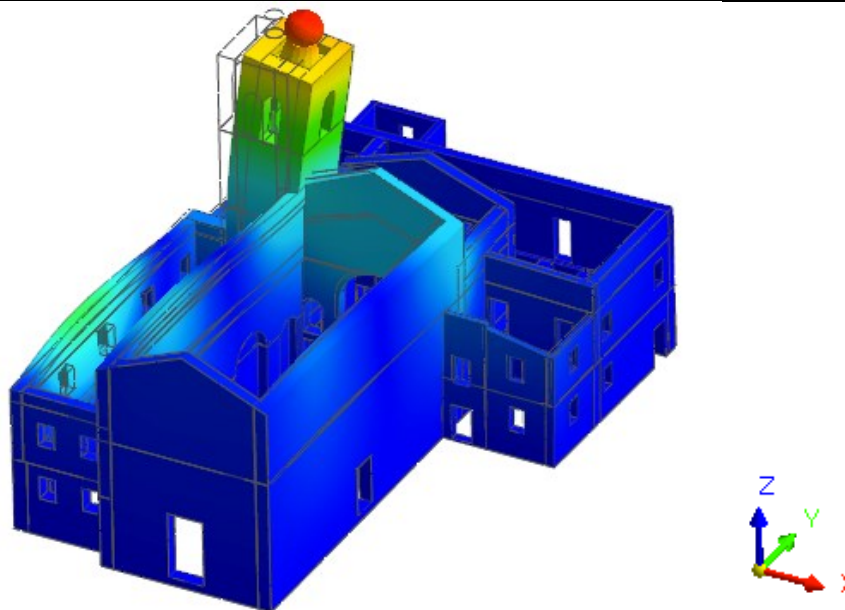
MODO 2			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
2.536	0.394	13.99	0.08



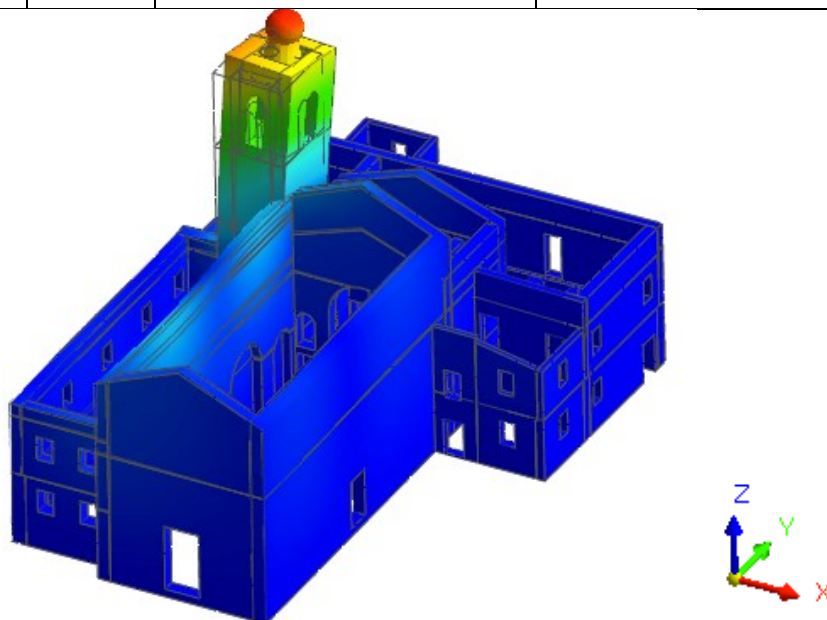
MODO 3			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
3.443	0.290	7.63	0.00



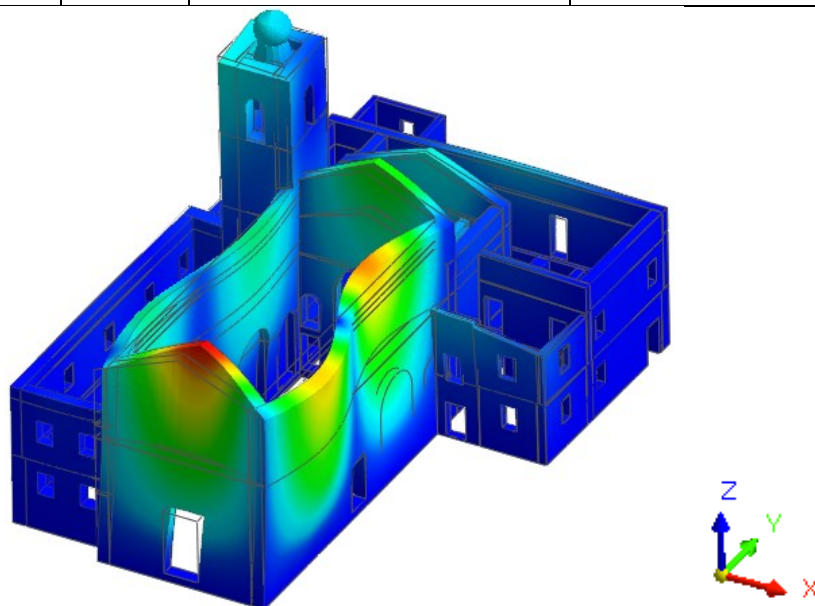
MODO 4			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
3.709	0.270	6.73	0.04



MODO 5			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
4.160	0.240	0.00	14.10



MODO 6			
Frequenza	Periodo	Massa partecipante in x	Massa partecipante in y
[Hz]	[s]	[%]	[%]
5.213	0.192	0.38	6.99



Di seguito sono riportati i numeri di modi necessari per eccitare almeno l'85% della massa nelle due direzioni principali.

Mode No	Period	TRAN-X		TRAN-Y	
		MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0.4276	8.70	8.70	0.01	0.01
2	0.3938	14.02	22.72	0.08	0.09
3	0.2894	7.81	30.53	0.00	0.09
4	0.2694	6.77	37.30	0.04	0.13
5	0.2402	0.00	37.30	14.16	14.29
6	0.1918	0.38	37.68	6.99	21.28
7	0.1860	1.24	38.92	7.79	29.07
8	0.1800	0.00	38.92	1.54	30.61
9	0.1526	0.05	38.97	16.13	46.74
10	0.1480	0.63	39.60	0.88	47.62
11	0.1453	0.28	39.88	0.28	47.90
12	0.1438	11.03	50.91	1.17	49.07
13	0.1391	0.78	51.69	0.10	49.17
14	0.1369	2.30	53.99	0.04	49.21
15	0.1286	12.27	66.26	1.00	50.21
16	0.1236	0.01	66.27	0.85	51.06
17	0.1202	0.05	66.32	0.24	51.30
18	0.1167	0.51	66.83	0.15	51.45
19	0.1065	1.40	68.23	4.98	56.43
20	0.1046	0.81	69.04	4.29	60.72
21	0.1030	0.39	69.43	1.70	62.42
22	0.0976	0.22	69.65	2.43	64.85
23	0.0971	2.17	71.82	1.12	65.97
24	0.0942	0.25	72.07	0.11	66.08
25	0.0920	0.05	72.12	0.11	66.19
26	0.0884	0.09	72.21	0.69	66.88
27	0.0870	0.14	72.35	0.73	67.61
28	0.0863	0.31	72.66	0.13	67.74
29	0.0863	0.07	72.73	0.83	68.57
30	0.0844	0.72	73.45	0.87	69.44
31	0.0824	0.04	73.49	0.03	69.47
32	0.0810	1.10	74.59	0.05	69.52
33	0.0792	0.01	74.60	1.21	70.73
34	0.0784	0.02	74.62	0.64	71.37
35	0.0767	0.27	74.89	1.63	73.00
36	0.0743	0.13	75.02	1.31	74.31
37	0.0737	0.18	75.20	1.15	75.46
38	0.0717	2.19	77.39	0.00	75.46
39	0.0710	0.53	77.92	0.02	75.48
40	0.0704	0.13	78.05	0.03	75.51
41	0.0692	0.23	78.28	0.00	75.51
42	0.0683	0.35	78.63	0.13	75.64
43	0.0672	0.01	78.64	0.08	75.72
44	0.0663	0.10	78.74	0.09	75.81
45	0.0661	0.00	78.74	0.01	75.82
46	0.0650	0.08	78.82	0.03	75.85
47	0.0636	0.61	79.43	0.15	76.00
48	0.0624	0.09	79.52	1.08	77.08
49	0.0618	0.33	79.85	0.07	77.15
50	0.0611	0.20	80.05	0.24	77.39
51	0.0602	0.18	80.23	0.02	77.41
52	0.0592	0.00	80.23	0.42	77.83
53	0.0590	0.19	80.42	0.85	78.68
54	0.0582	0.04	80.46	0.72	79.40
55	0.0577	0.04	80.50	0.00	79.40
56	0.0568	0.41	80.91	0.03	79.43
57	0.0562	0.02	80.93	0.19	79.62
58	0.0560	0.51	81.44	0.19	79.81
59	0.0552	0.27	81.71	0.88	80.69
60	0.0543	0.14	81.85	0.14	80.83
61	0.0543	0.01	81.86	0.74	81.57
62	0.0535	0.06	81.92	0.05	81.62
63	0.0529	0.00	81.92	0.03	81.65
64	0.0524	0.00	81.92	0.03	81.68
65	0.0521	0.01	81.93	0.01	81.69
66	0.0517	0.02	81.95	0.03	81.72
67	0.0509	0.34	82.29	0.01	81.73
68	0.0501	0.00	82.29	0.23	81.96
69	0.0500	0.00	82.29	0.03	81.99
70	0.0497	0.15	82.44	0.30	82.29
71	0.0495	0.81	83.25	0.26	82.55
72	0.0492	0.03	83.28	0.17	82.72
73	0.0487	0.09	83.37	0.01	82.73
74	0.0485	0.03	83.40	0.05	82.78
75	0.0481	0.14	83.54	0.20	82.98
76	0.0478	0.15	83.69	0.00	82.98
77	0.0475	0.00	83.69	0.03	83.01
78	0.0470	0.10	83.79	0.05	83.06
79	0.0468	0.01	83.80	0.00	83.06
80	0.0464	0.01	83.81	0.03	83.09
81	0.0456	0.25	84.06	0.05	83.14
82	0.0455	0.00	84.06	0.00	83.14
83	0.0453	0.05	84.11	0.02	83.16
84	0.0447	0.02	84.13	0.11	83.27
85	0.0444	0.13	84.26	0.17	83.44
86	0.0440	0.04	84.30	0.01	83.45
87	0.0434	0.01	84.31	0.19	83.64
88	0.0433	0.19	84.50	0.04	83.68
89	0.0430	0.06	84.56	0.01	83.69
90	0.0428	0.00	84.56	0.09	83.78
91	0.0424	0.03	84.59	0.12	83.90
92	0.0420	0.07	84.66	0.01	83.91
93	0.0416	0.29	84.95	0.00	83.91
94	0.0414	0.00	84.95	0.03	83.94
95	0.0414	0.16	85.11	0.00	83.94
96	0.0409	0.00	85.11	0.01	83.95
97	0.0407	0.02	85.13	0.07	84.02
98	0.0403	0.09	85.22	0.11	84.13
99	0.0401	0.02	85.24	0.00	84.13
100	0.0400	0.00	85.24	0.00	84.13
101	0.0398	0.08	85.32	0.06	84.19
102	0.0393	0.04	85.36	0.00	84.19
103	0.0391	0.17	85.53	0.00	84.19
104	0.0390	0.02	85.55	0.02	84.21
105	0.0386	0.09	85.64	0.25	84.46
106	0.0385	0.03	85.67	0.01	84.47
107	0.0383	0.04	85.71	0.02	84.49
108	0.0379	0.00	85.71	0.07	84.56
109	0.0375	0.00	85.71	0.00	84.56
110	0.0373	0.03	85.74	0.01	84.57
111	0.0370	0.04	85.78	0.01	84.58
112	0.0366	0.04	85.82	0.00	84.58
113	0.0362	0.06	85.88	0.06	84.64
114	0.0360	0.07	85.95	0.15	84.79
115	0.0359	0.08	86.03	0.39	85.18

Tabella 4.1 – Numero di modi necessari per eccitare l'85% della massa nelle due direzioni principali.

## 5. ANALISI STATICA NON LINEARE

Per conoscere il livello di sicurezza delle costruzioni esistenti è indispensabile individuare il comportamento post elastico, per questo motivo è stato scelto di studiare il modello secondo un'analisi statica non lineare. La verifica delle strutture, con l'analisi statica non lineare, consiste nel confrontare la capacità della struttura con la domanda, ovvero con i livelli di deformazione o spostamento richiesti dai diversi terremoti di progetto. La capacità di una struttura di resistere ad un evento sismico è strettamente legata alla capacità deformativa in campo plastico, ovvero alla duttilità. I metodi di analisi lineari non sono in grado di cogliere i cambiamenti, che si verificano nella risposta strutturale via via che i singoli elementi si plasticizzano. Inoltre, non danno alcuna informazione sulla distribuzione della domanda inelastica della struttura stessa. Il metodo dell'analisi statica non lineare, detta anche "pushover", si propone a cogliere questi aspetti.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare al modello i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali monotonamente crescenti fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

I sistemi di forza orizzontali da applicare alla struttura, come visto nel paragrafo 2.4.3, sono quindi almeno due:

- Gruppo 1: distribuzione di forze multi-modale, includendo l'effetto dei modi superiori (PUSH MODO);
- Gruppo 2: distribuzione di forze proporzionali alle masse di piano (PUSH MASS).

Dato che ciascun sistema di forze deve simulare l'effetto dell'azione del sisma sul fabbricato, e dato che non conosciamo la reale direzione con cui lo stesso colpirà la struttura, bisogna considerare tutte le condizioni possibili, per cui ogni sistema di forze deve essere applicato nelle due direzioni principali in pianta (X e Y) e nei due versi (+ e -).

Nell'analisi viene tenuto conto, anche, del comportamento non lineare dei materiali.



Il risultato dell'analisi è la curva di capacità, che mette in relazione il taglio totale alla base con lo spostamento del punto di controllo scelto, ritenuto rappresentativo del comportamento globale dell'edificio.

## 5.1 IMPOSTAZIONE COMPORTAMENTI NON LINEARI

Per la corretta modellazione del processo fessurativo che si sviluppa al crescere delle deformazioni, questo studio si è avvalso di un legame costitutivo di tipo “Total Strain Crack”, disponibile nel software, che ricade nella classe dei modelli di danneggiamento a fessura diffusa (smeared crack models).

In tali modelli il processo di fessurazione non è rappresentato con un effettivo distacco tra elementi della stessa mesh, ma è ottenuto “spalmando” il danneggiamento sugli elementi finiti interessati dalla concentrazione di deformazione operando mediante un degrado delle proprietà meccaniche degli elementi coinvolti.

L'implementazione in Midas Fea NX del modello di danno sopra citato necessita dell'inserimento di tre legami costitutivi. Per la trazione è stato adottato il legame proposto da Hordijk di tipo “strain-softening”, per la compressione un legame costitutivo Parabolic e per il taglio è stata utilizzata una legge caratterizzata dal fattore di riduzione  $\beta$ , assunto pari a 0.05, che fornisce la rigidezza a taglio a seguito della frattura.

Di seguito sono riportati i legami costitutivi della muratura mista inserendo i valori dei parametri richiesti dalle Tabelle 3.1, 3.2 e 3.3 nel capitolo 3. Stessa cosa va fatta per tutti gli altri materiali.

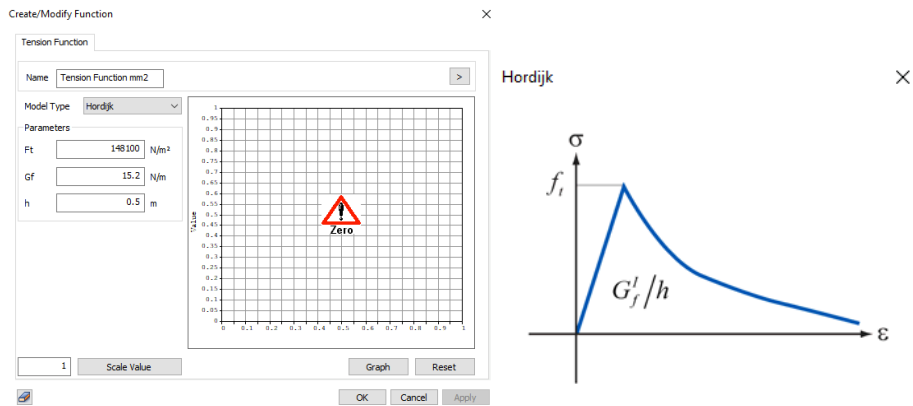


Figura 5.1 – Definizione del legame costitutivo a compressione

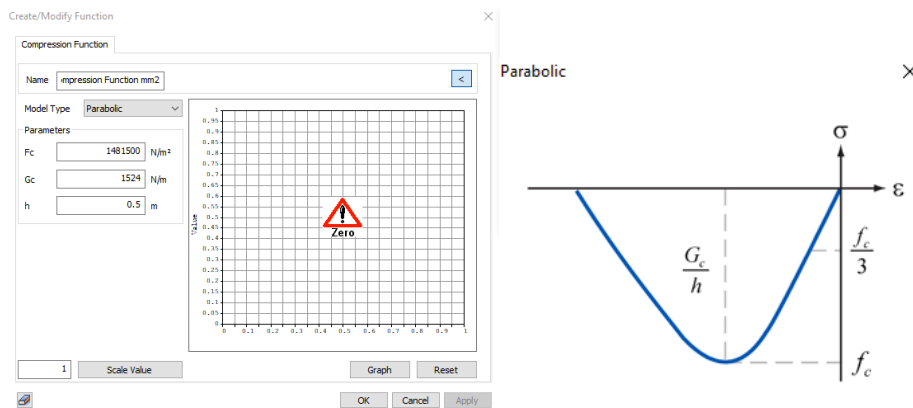


Figura 5.2 – Definizione del legame costitutivo a trazione

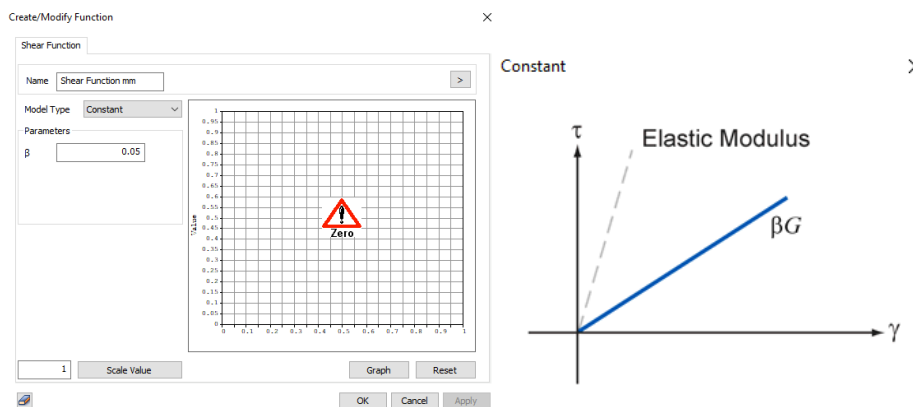


Figura 5.3 – Definizione del legame costitutivo a taglio

## 5.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Come primo risultato, quindi, si ottiene un diagramma che presenta sulle ascisse lo spostamento del punto di controllo  $d_c$  e sulle ordinate il taglio alla base  $F_b$ .

Le curve di capacità sono costruite con un procedimento step by step che ad ogni passo somma alle sollecitazioni e spostamenti del passo precedente le analoghe grandezze incrementali (dovute all'incremento di taglio alla base nel passo).

Questa analisi inoltre richiede che al sistema strutturale reale a molti gradi di libertà (MDOF), venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (SDOF). In altri termini, si deve ricondurre il comportamento del fabbricato a quello dell'oscillatore elementare equivalente, cioè a quello di una struttura semplice che può essere schematizzata come una massa concentrata  $m$  sorretta da un elemento privo di massa con rigidità laterale  $k$ .

Tale struttura avrà a sua volta un comportamento non lineare che viene approssimato ad un comportamento bilineare come mostrato in Figura 2.28.

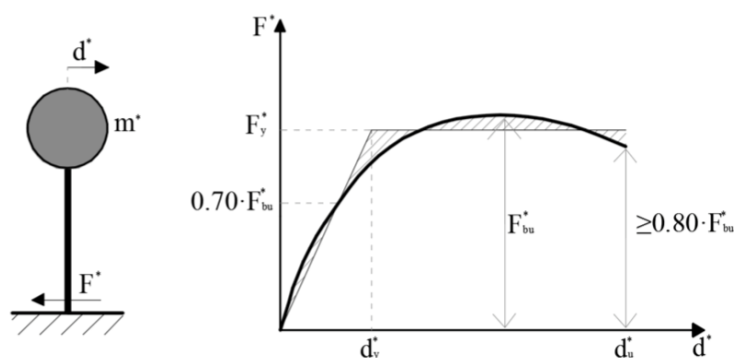


Figura 5.4 – Curva di capacità semplificata con un sistema ad 1-gdl.

La forza  $F_{bu}^*$  e lo spostamento  $d_u^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_{bu}$  e  $d_u$  del sistema reale attraverso le seguenti relazioni:

$$F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_u^* = \frac{d_u}{\Gamma}$$

dove  $\Gamma$  è il fattore di partecipazione modale definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$$

e  $\phi_i$  è il vettore rappresentativo del primo modo di vibrare della struttura relativo alla direzione presa in esame per l'azione sismica, normalizzato ponendo come unitario lo spostamento del punto di controllo.

Il tratto elastico della curva si individua imponendo il passaggio per il punto  $0.7F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente, mentre la forza di plasticizzazione  $F_y^*$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo  $d_u^*$  corrispondente a una riduzione di resistenza  $\leq 0.20F_{bu}^*$ .

Il punto rappresentativo dello snervamento presenta le seguenti coordinate:

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*}$$

dove  $k^*$  è la rigidezza secante al sistema equivalente, ovvero la tangente dell'angolo individuato dal tratto obliquo della bilatera.

Nota la curva caratteristica del sistema SDOF, il suo periodo proprio elastico risulta essere:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove  $m^* = \sum m_i \cdot \phi_i$ .

Infine, per poter confrontare la capacità offerta dalla struttura con la domanda propria dell'evento sismico, è necessario trasformare il diagramma di capacità forza-spostamento e lo spettro di risposta elastico in un diagramma accelerazione-spostamento (piano ADRS: "Attack Decay Sustain Release").

La bilatera del sistema equivalente, ottenuta a partire dalla curva di capacità, deve essere riscritta secondo la relazione accelerazione-spostamento dividendo le ordinate per la massa partecipante:

$$S_{ae} = \frac{F^*}{m^*}$$

Mentre la relazione che lega lo spettro elastico in accelerazione-periodo con quello in formato accelerazione-spostamento è la seguente:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae}$$

dove  $S_{ae}$  e  $S_{de}$  sono, rispettivamente, il valore di accelerazione spettrale ed il valore dello spostamento spettrale, corrispondenti al periodo  $T$ .

La curva di capacità attraverso la bilineare equivalente, in accelerazione-spostamento, e lo spettro di risposta, nel formato ADRS, vengono inseriti nello stesso grafico, al fine di determinare la domanda sismica del sistema equivalente SDOF (Figura 5.5).

Per la determinazione della domanda è necessario prolungare il tratto elastico della curva bilineare fino ad incrociare lo spettro di risposta in corrispondenza del periodo elastico  $T^*$  proprio del sistema equivalente. Al punto di intersezione, così determinato, corrispondono lo spostamento massimo  $d_{e,max}$ , richiesto dal sisma di progetto, e l'accelerazione  $S_{ae}$ , che sarebbe richiesta al sistema se questo avesse un comportamento indefinitamente elastico.

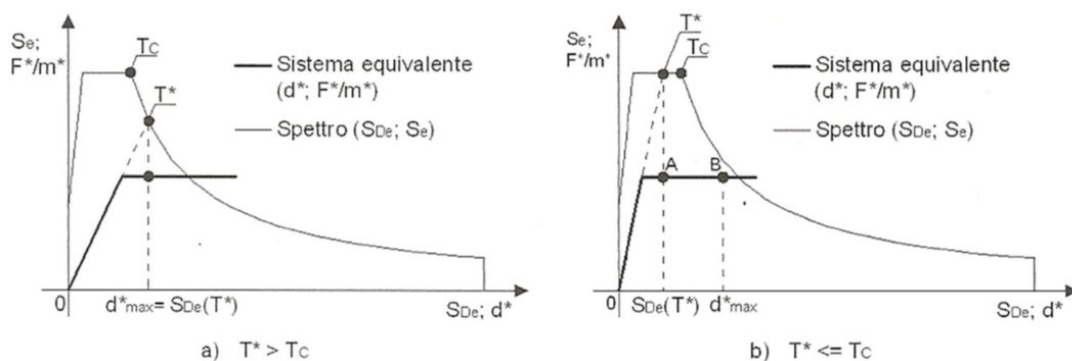


Figura 5.5 – Determinazione della risposta massima in spostamento del sistema equivalente: a)  $T^* > T_c$ , b)  $T^* \leq T_c$

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione  $T^*$  risulti  $\geq T_C$ , ovvero per strutture nel campo dei medi e lunghi periodi, la domanda di spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel caso in cui, invece,  $T^* < T_C$ , per strutture nel campo dei brevi periodi, la domanda per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \cdot [1 + (q^* - 1)] \cdot \frac{T_C}{T^*} \geq d_{e,max}^*$$

$$q^* = S_e(T) \frac{m^*}{F_y^*}$$

dove  $q^*$  rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se risulta  $q^* \leq 1$  allora si ha  $d_{max}^* = d_{e,max}^*$ .

Una volta trovata la domanda in spostamento  $d_{max}^*$  del sistema SDOF per lo stato limite in esame, occorre ricavare la domanda massima del sistema reale  $d_{max}$  mediante la formula inversa:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^*$$

La verifica globale viene effettuata controllando che la capacità di spostamento  $d_u$  risulti superiore alla domanda di spostamento  $d_{max}$ , ovvero;

$$d_u \geq d_{max}$$

Affinché l'esito della verifica sia positivo, il fattore di struttura  $q^*$  non deve essere maggiore di 3.

Ulteriore parametro necessario a indicare lo stato di salute del fabbricato dal punto di vista della sua capacità resistente all'azione sismica è l'Indice di Vulnerabilità, detto anche Indicatore di Rischio Sismico.

È infatti il dato che si richiede di ottenere quando si desidera valutare l'eventuale necessità di prevedere interventi di miglioramento o adeguamento sismico.

Si possono definire due tipi di Indicatori di Rischio (IR):

- $IR_{ag\_SL}$  dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA;
- $IR_{TR\_SL}$  espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ .

$$IR_{ag\_SL} = \frac{a_{g,c}}{a_{g,D}} \quad IR_{TR\_SL} = \left( \frac{T_{r,C}}{T_{r,D}} \right)^{0.41}$$

In entrambi i modi si ottiene un indice che indica in rapporto la capacità della struttura in relazione alla capacità richiesta dalla normativa.

Il primo rapporto rappresenta una “scala di percezione” del rischio, ma non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista l'articolazione della definizione di queste ultime. Viene quindi introdotto il secondo rapporto, fra i periodi di ritorno di Capacità ( $T_{r,C}$ ) e Domanda ( $T_{r,D}$ ).

L'indicatore di rischio dato dal rapporto fra i periodi porta ad una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità, che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, quindi, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente pari a 0.41 ottenuto dall'analisi statica delle curve di pericolosità a livello nazionale.

Se l'indice di vulnerabilità ha un valore maggiore di 1, ovvero la curva di capacità ha uno sviluppo tale da oltrepassare lo spettro di domanda, allora possiamo dire che il fabbricato può essere considerato sismicamente adeguato.

Nel caso, invece, in cui la curva di capacità si arresta prima di incontrare lo spettro di domanda, allora l'indice di vulnerabilità dell'opera produce un valore inferiore all'unità, ad indicazione della non adeguatezza sismica della stessa, condizione che potrebbe richiedere il progetto di interventi finalizzati all'accrescimento della sua capacità.

La sovrapposizione tra la curva di capacità e lo spettro di domanda produce un punto di intersezione che rappresenta il cosiddetto performance point, cioè la condizione in cui domanda e capacità coincidono (condizione ideale).

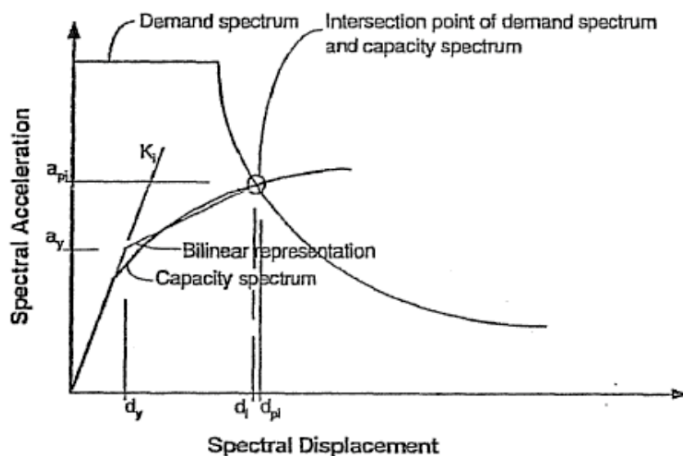


Figura 5.6 – Performance point

### 5.3 CURVE PUSHOVER

L'ultimo passo prima del lancio dell'analisi pushover è costituito dalla definizione delle opzioni di calcolo. Le principali opzioni di controllo di un solutore non lineare riguardano: il numero di passi in cui suddividere il caricamento, il massimo numero di iterazioni, il criterio di convergenza e la tolleranza che la norma prescelta deve rispettare. Per quanto riguarda il numero di passi, è bene cercare un compromesso tra tempi di analisi ed applicazione graduale del carico. È consigliabile partire con un numero di step limitato per poi crescere se l'analisi manifesta problemi di convergenza. Il massimo numero di iterazioni dipende dalle caratteristiche del solutore. Per quanto riguarda il criterio di convergenza, generalmente i solutori riportano: norma in spostamento, in forza, in energia. Scegliere solo un tipo di norma potrebbe dar luogo ad un controllo debole dell'analisi; di contro, impostare più controlli può risultare troppo restrittivo. Il criterio costituito dalla norma in energia può rivelarsi una buona alternativa in quanto il solutore effettua un check sul prodotto



di forze e spostamenti, dando luogo ad una situazione intermedia tra le prime due descritte. Le tolleranze da impostare sono legate al problema in esame e all'unità di misura prescelta.

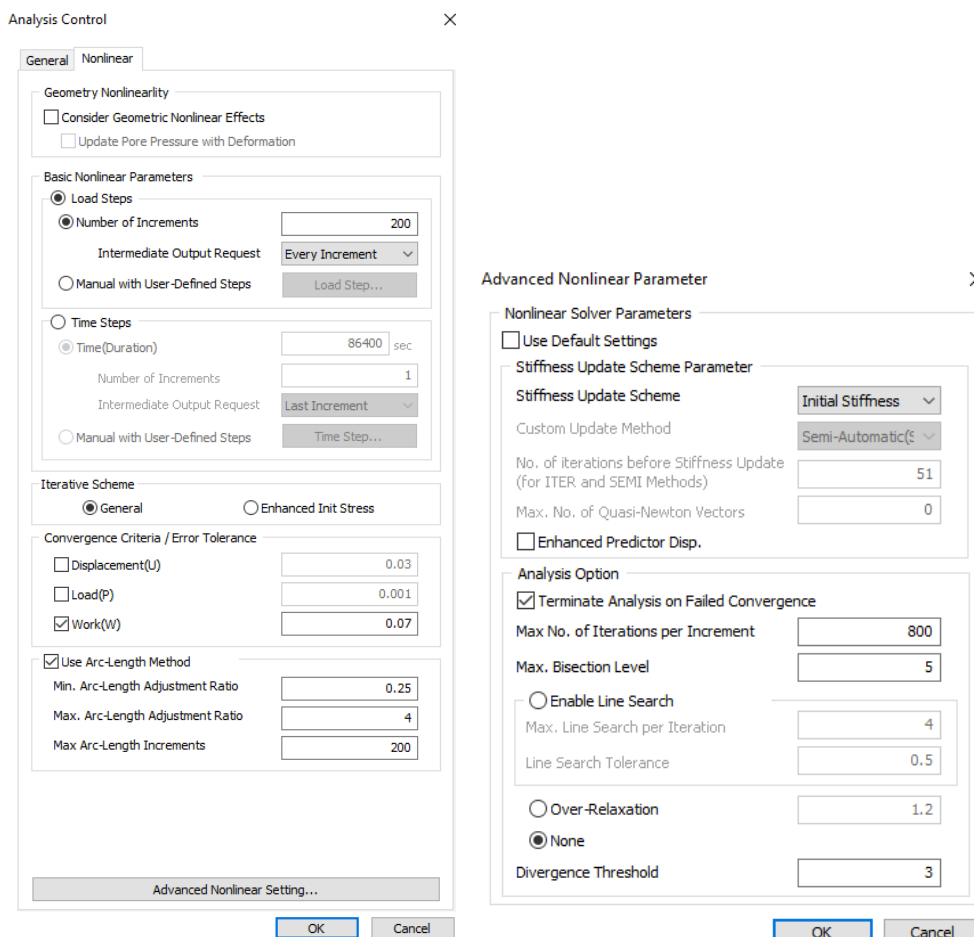


Figura 5.7 – Impostazioni opzioni di calcolo curve pushover

Una volta completate le analisi, si passa alla costruzione delle curve di capacità: il processo riguarda la semplice estrazione dal software dei valori di reazione alla base e spostamento di un punto di controllo. Le curve sono state ottenute variando più volte il punto di controllo, in modo da assicurare un maggior riscontro dei dati ottenuti ed uno studio più completo della struttura.

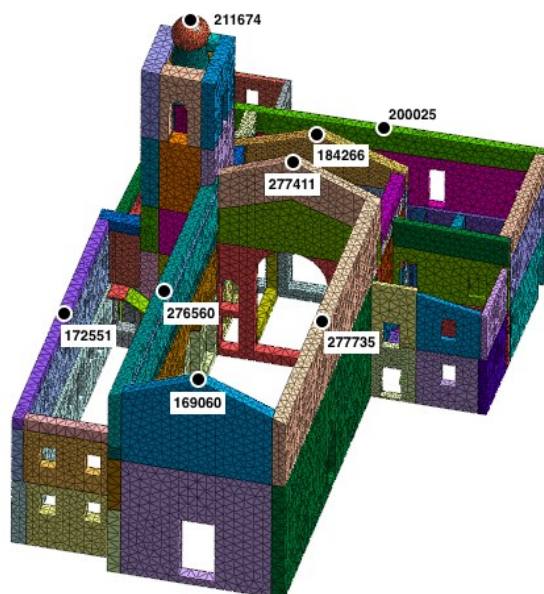


Figura 5.8 – Punti di controllo per l'analisi pushover

Di seguito vengono riportate le pushover per ogni sistema di forze (PUSH MASS e PUSH MODO), per entrambe le direzioni (x e y) e per ogni verso (+ e -) per i diversi punti di controllo.

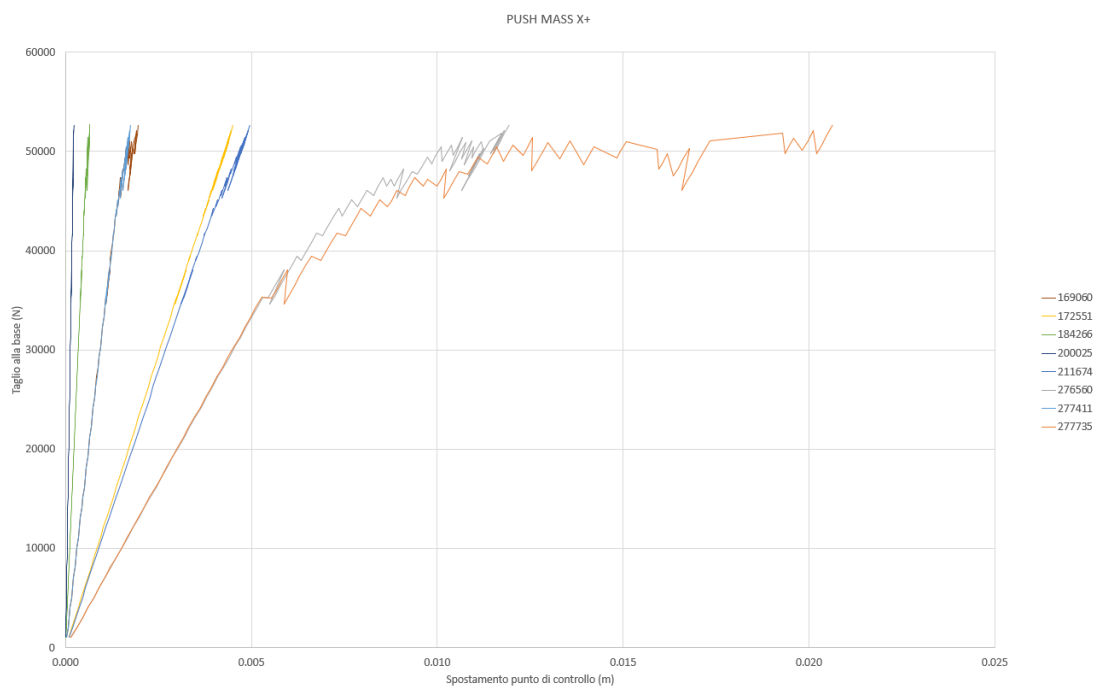
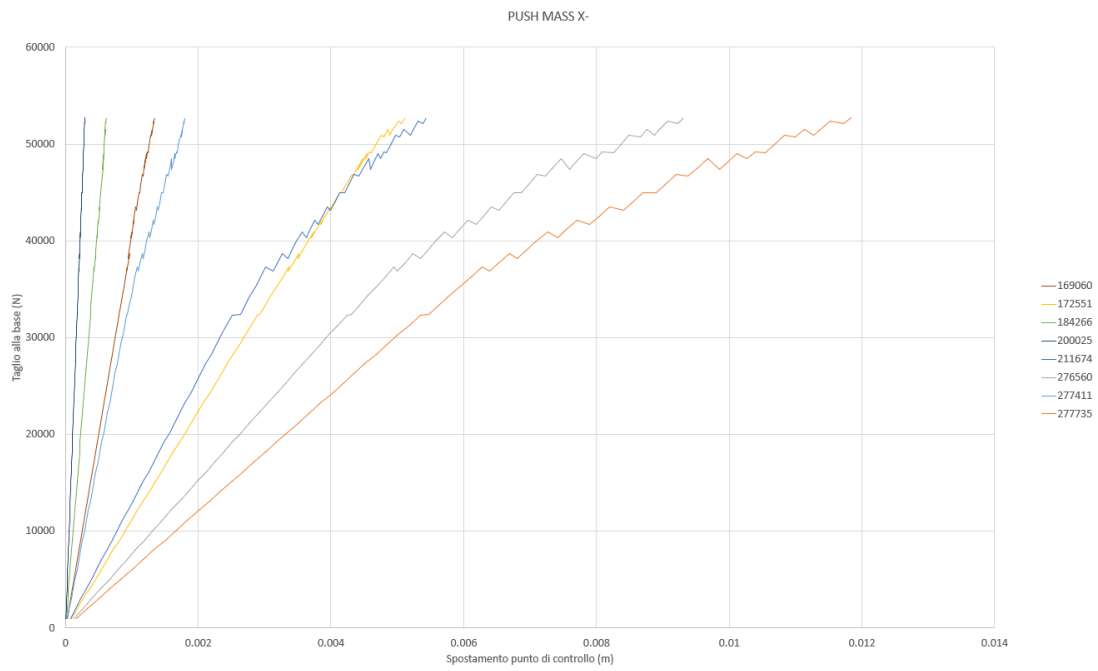
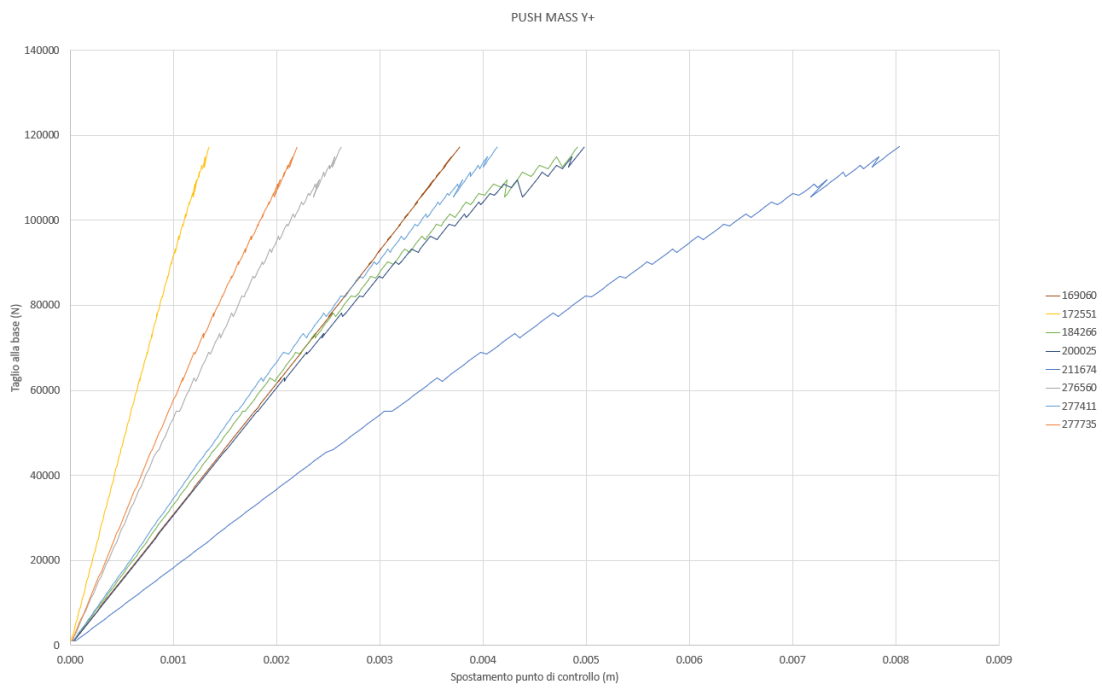


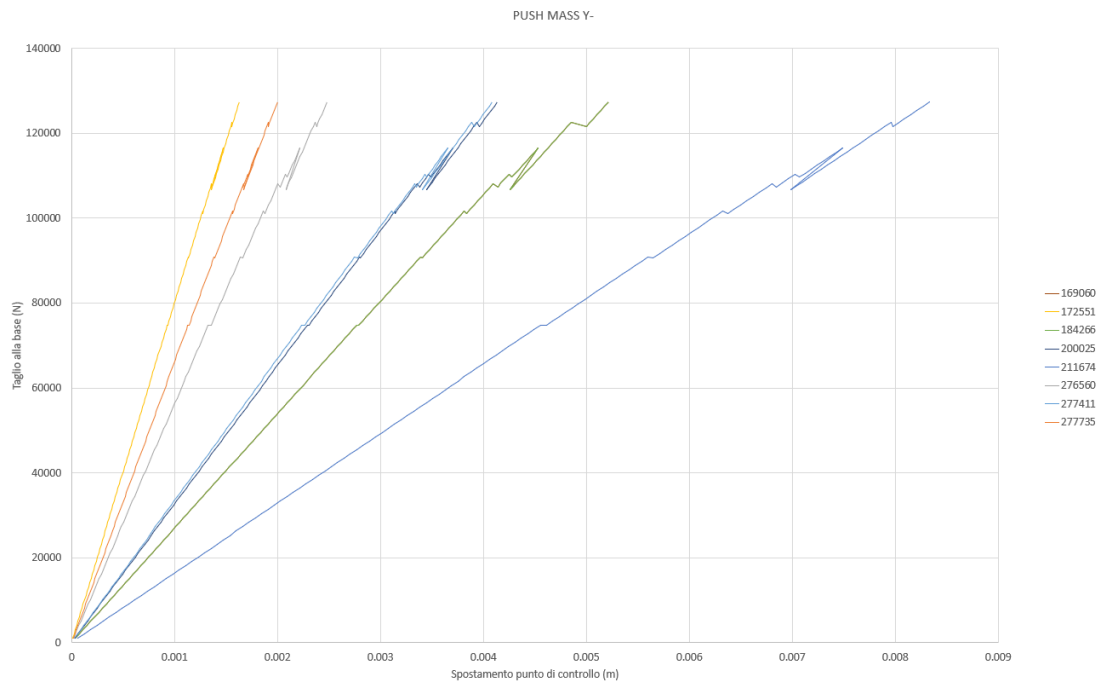
Figura 5.9 – Curve Push Mass X+



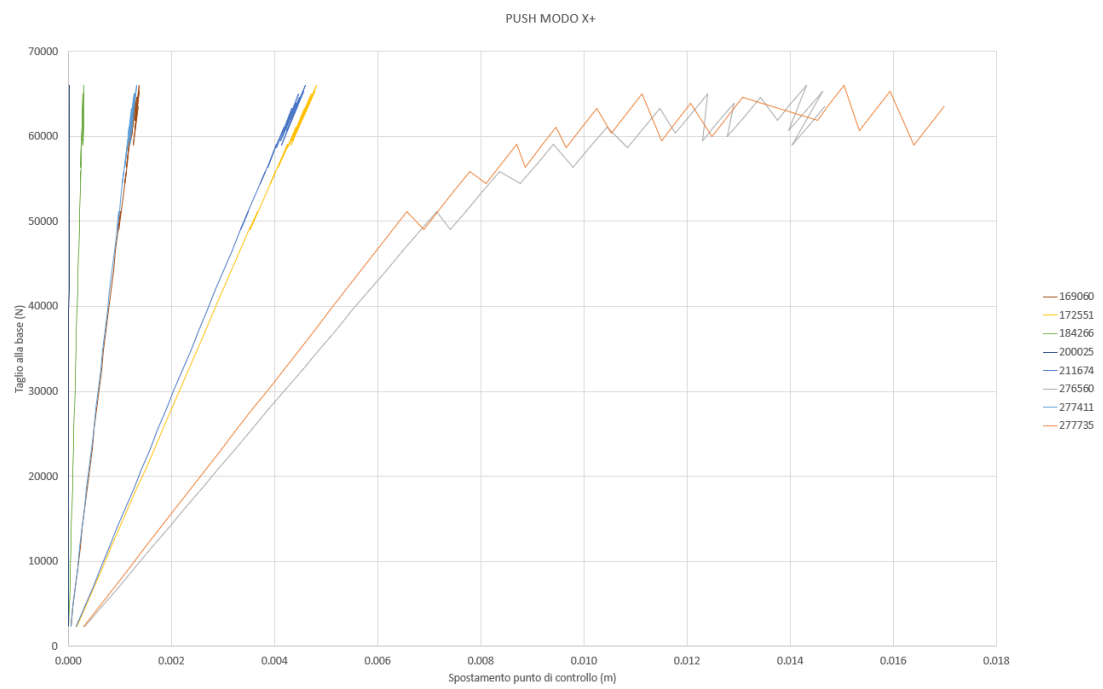
**Figura 5.10 – Curve Push Mass X-**



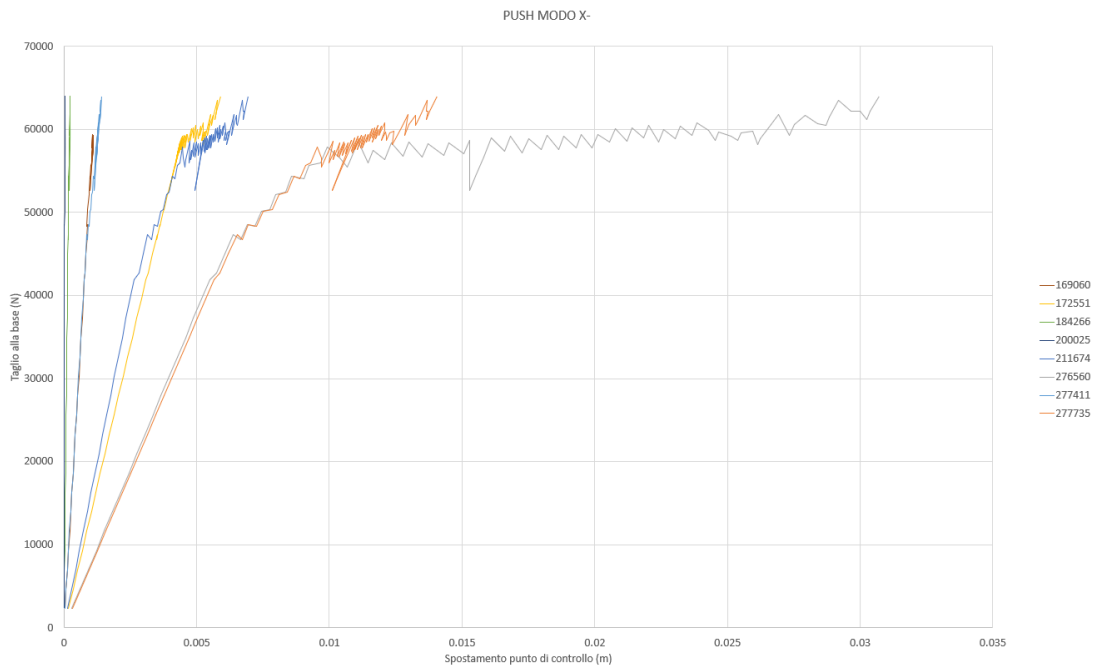
**Figura 5.11 – Curve Push Mass Y+**



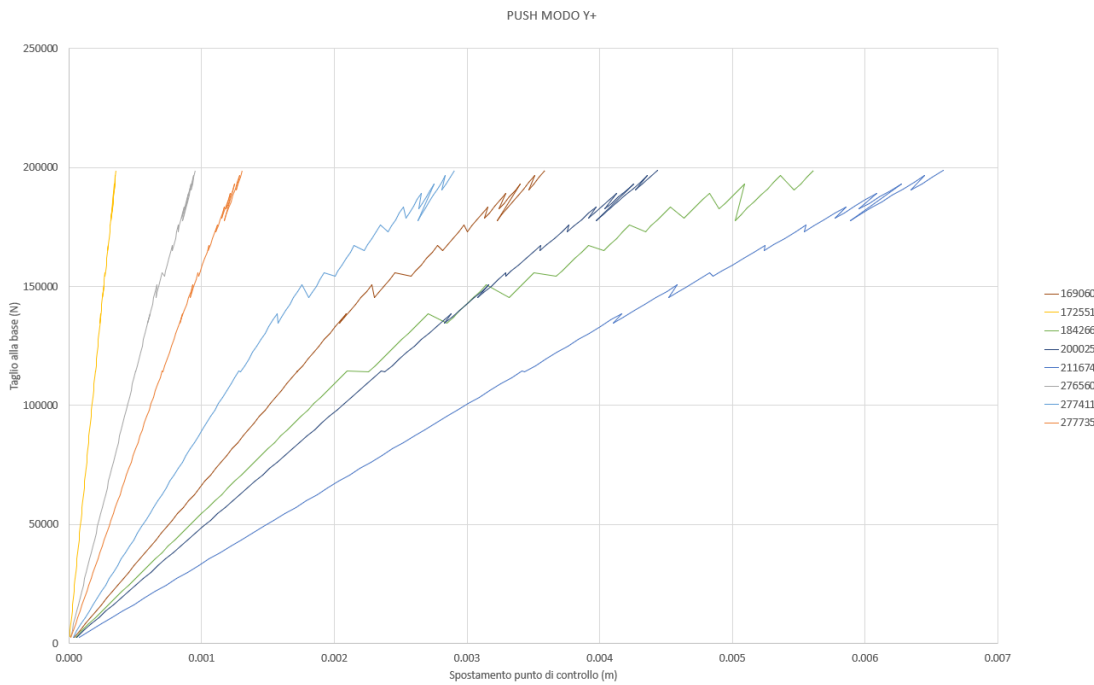
**Figura 5.12 – Curve Push Mass Y-**



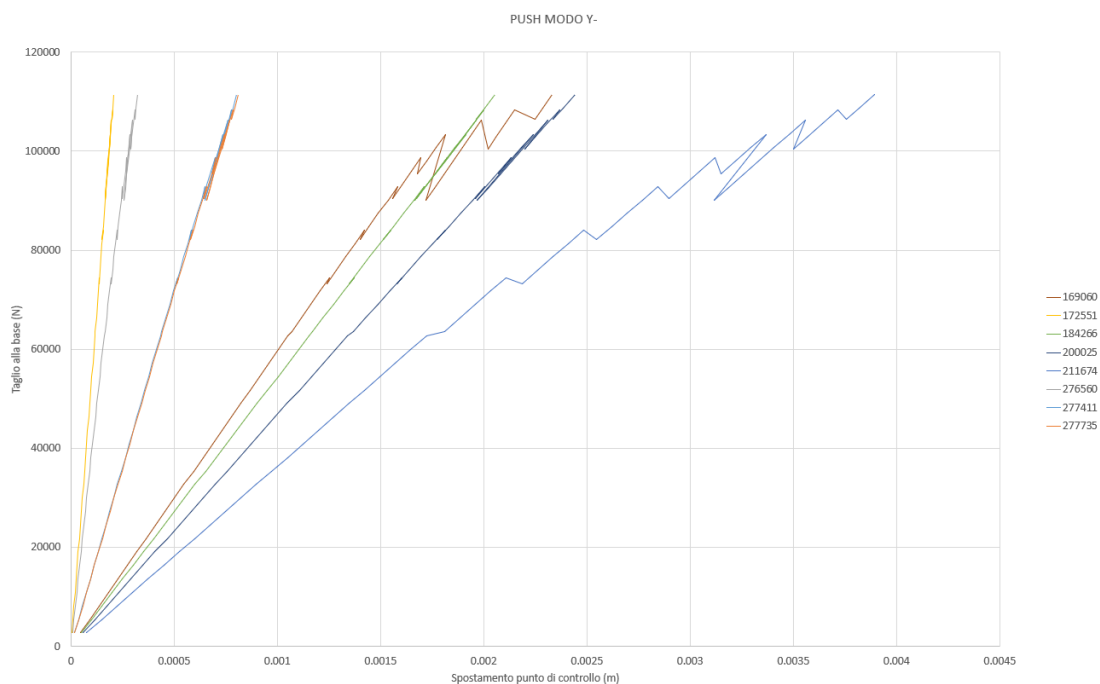
**Figura 5.13 – Curve Push Modo X+**



**Figura 5.14 – Curve Push Modo X-**



**Figura 5.15 – Curve Push Modo Y+**



**Figura 5.16 – Curve Push Modo Y-**

## 5.4 BILINEARIZZAZIONE E INDICE DI RISCHIO

Una volta ottenute le curve di capacità, si passa alla bilinearizzazione di queste ultime associando il sistema MDOF ad un sistema SDOF.

La bilatera è ottenuta, in accordo con le NTC, adoperando il criterio energetico:

- si interseca il tratto obliquo della bilatera con il punto della curva di capacità di ordinata pari a  $0.7F_{bu}^*$ ;
- il tratto orizzontale della bilatera si interrompe in corrispondenza dell'ascissa per cui l'ordinata della curva di capacità è  $\geq 0.80F_{bu}^*$  con spostamento massimo  $d_u^*$ ;
- la forza di plasticizzazione  $F_y^*$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità.

Tutti questi passaggi sono stati effettuati implementando i calcoli su fogli elettronici Excel, associando anche i relativi Indici di Rischio in termini di spostamento ( $IR_s$ ) e tempi di ritorno ( $IR_{Tr}$ ).

Si riporta un esempio di bilinearizzazione della curva di capacità del nodo 277735 considerando un sistema di forze principale proporzionale alle masse (Gruppo 1) in direzione x e verso positivo.

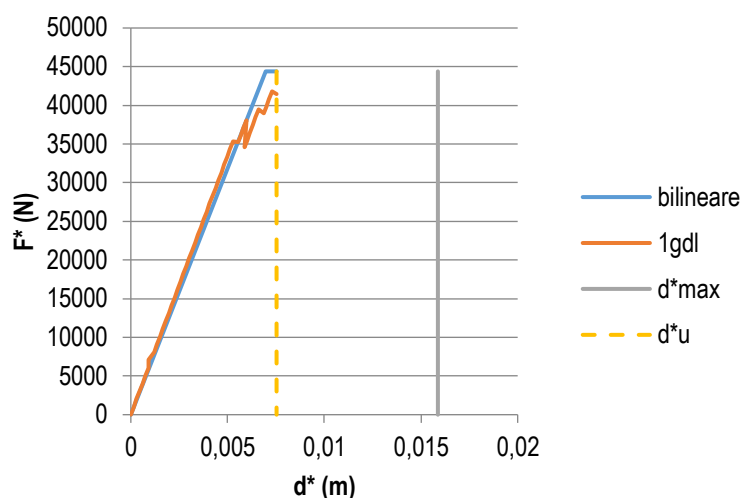


Figura 5.17 – Esempio bilinearizzazione curva di capacità nodo 277735 PUSH MASS X+

Dalla curva bilineare otteniamo, quindi, i valori dello spostamento massimo (domanda)  $d_{max}^*$  e dello spostamento ultimo (capacità)  $d_u^*$  utili per la verifica globale e i valori necessari per la determinazione del fattore di struttura  $q^*$  che deve, necessariamente, essere inferiore a un valore pari a 3 per il rispetto della verifica.

		$m^*$	$F_y^*$	$T^*$	$Se(T^*)$	$q^*$	$d^*_{max}$	$d^*_u$	$du \geq d_{max}$
PUSH MASS NODO 277735	X+	16365.06	44390.93	0.319	2.9034	1.07	0.0077	0.00753	NON VERIFICATO
	X-	16365.06	41742.82	0.33	5.0637	1.99	0.0169	0.0079	NON VERIFICATO
	Y+	22540.67	93021.17	0.125	4.4672	1.02	0.0021	0.0017	NON VERIFICATO
	Y-	22540.67	97512.47	0.116	4.2953	0.99	0.0015	0.00156	VERIFICATO

Tabella 5.1 – Verifica globale in termini di spostamento punto di controllo 277735 PUSH MASS

		m*	Fy*	T*	Se(T*)	q*	d*max	d*u	du ≥ dmax
PUSH MODO NODO 277735	X+	16365.06	51241.95	0.288	5.0637	1.62	0.0132	0.00718	NON VERIFICATO
	X-	16365.06	52342.04	0.298	5.0637	1.58	0.0138	0.00785	NON VERIFICATO
	Y+	22540.67	152414.4	0.074	3.4901	0.52	0.0005	0.00099	VERIFICATO
	Y-	22540.67	85248.4	0.079	3.5809	0.95	0.000563	0.00062	VERIFICATO

Tabella 5.2 – Verifica globale in termini di spostamento punto di controllo 277735 PUSH MODO

Mentre per l’Indicatore di Rischio Sismico in termini di tempi di ritorno ( $IR_{Tr}$ ) è necessario determinare il tempo di ritorno dell’azione sismica nel caso di progetto ( $T_{r,C}$ ) e il tempo di ritorno allo SLV dettato dalla normativa ( $T_{r,D}$ ). Per la valutazione della domanda viene considerato lo spettro elastico allo SLV assumendo  $T_{r,D} = 475$  anni. Per la valutazione della capacità, invece, vengono assunti i risultati ottenuti dall’analisi pushover in termini di accelerazione. Per convertire i risultati ottenuti in termini di accelerazioni nei corrispondenti valori del periodo di ritorno, occorre procedere in modo iterativo, modificando il periodo di ritorno dello spettro di domanda ( $T_{r,D}$ ), ripetendo l’analisi fino a trovare il più elevato sotto il quale la struttura soddisfa la verifica di sicurezza. Questo valore del periodo di ritorno coincide con  $T_{r,C}$  che definisce la capacità della struttura.

In altri termini si è andati a ricercare lo spettro elastico che restituisse una domanda di spostamento massima  $d_{max}^*$  pari al valore della capacità massima in termini di spostamento della struttura  $d_u^*$ .

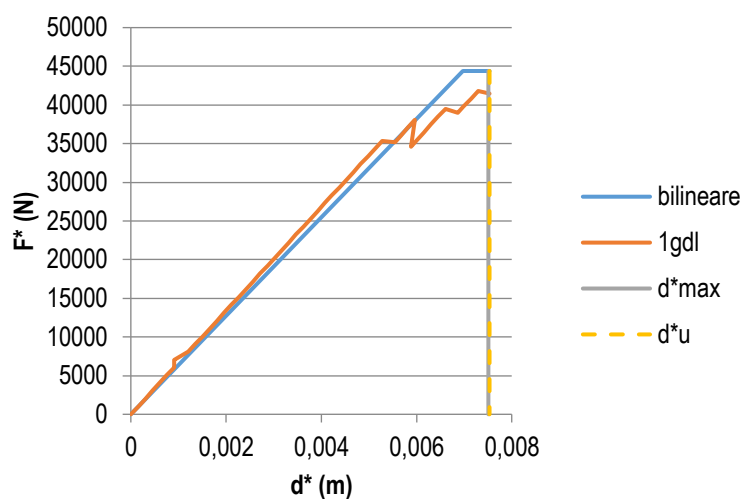


Figura 5.18 – Determinazione della capacità in termini di tempo di ritorno



$$T_{r,C} = 120 \text{ anni}$$

$$T_{r,D} = 475 \text{ anni}$$

$$IR_{Tr} = 0.57$$

Di seguito viene proposta una tabella riassuntiva delle verifiche per le analisi svolte per tutti i punti di controllo.

		PUSH MASS			PUSH MOD0		
		q*	IR_s	IR_Tr	q*	IR_s	IR_Tr
NODO 211674	X+	0.91	1.34	1.09	0.73	1.46	1.54
	X-	1.03	1	1.23	1.13	1.7	1.97
	Y+	0.29	3.48	1.97	0.13	8.2	1.97
	Y-	0.23	4.25	1.97	0.23	4.75	1.97
NODO 277735	X+	1.87	0.47	0.5	1.62	0.54	0.66
	X-	1.99	0.47	0.55	1.58	0.57	0.67
	Y+	1.08	0.8	0.93	0.52	2.04	1.97
	Y-	0.99	1.09	1.01	0.95	1.1	1.05
NODO 276560	X+	2.06	0.44	0.55	1.6	0.56	0.66
	X-	1.99	0.44	0.55	1.55	0.58	0.69
	Y+	1.06	0.88	0.97	0.46	2.43	1.97
	Y-	0.98	1.15	1.04	0.73	1.4	1.56
NODO 172511	X+	1.84	0.37	0.55	1.48	0.49	0.69
	X-	1.81	0.39	0.57	1.51	0.49	0.67
	Y+	0.73	1.42	1.53	0.32	3.25	1.97
	Y-	0.69	1.41	1.6	0.59	1.77	1.59
NODO 277411	X+	2.29	0.21	0.46	1.64	0.3	0.61
	X-	2.22	0.23	0.46	1.58	0.33	0.62
	Y+	0.65	1.64	1.84	0.31	3.6	1.97
	Y-	0.62	1.64	1.97	0.51	1.99	1.97
NODO 184266	X+	2.38	0.14	0.4	1.59	0.19	0.62
	X-	2.32	0.15	0.43	1.56	0.18	0.62
	Y+	0.75	1.51	1.51	0.34	3.02	1.97
	Y-	0.72	1.42	1.54	0.7	1.47	1.62
NODO 200025	X+	1.18	0.39	0.84	0.73	1.45	1.62
	X-	1.21	0.38	0.82	0.75	1.45	1.36
	Y+	0.59	1.82	1.97	0.32	3.28	1.97
	Y-	0.54	1.85	1.97	0.57	1.78	1.97
NODO 169060	X+	2.2	0.21	0.46	1.61	0.31	0.62
	X-	2.09	0.21	0.46	1.74	0.26	0.57
	Y+	0.84	1.2	1.24	0.4	2.9	1.97
	Y-	0.79	1.32	1.35	0.74	1.39	1.52

Tabella 5.3 – Tabella riassuntiva verifiche globali

## **6. LA CHIESA SANTA MARIA IN MIGNANO: ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI**

Il D.M. del 17 gennaio 2018 e la relativa Circolare esplicativa del 21 gennaio 2019, al punto C8.7.1 riguardante gli edifici esistenti, indicano che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso, in quanto non possono essere colti dall'analisi globale.

A seguito di eventi sismici, nelle costruzioni in muratura, i crolli si sono verificati non solo per la scarsa qualità del materiale, ma anche per la carenza di collegamenti tra i vari elementi strutturali che costituiscono l'edificio. Infatti, i meccanismi locali che possono essere ritenuti significativi per la costruzione, sono ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica. Nelle analisi globali entrano in gioco le resistenze dei vari pannelli murari, ma non le connessioni fra i vari elementi. Per questo motivo le analisi di tipo globale devono essere affiancate dalle analisi dei meccanismi locali.

Il primo aspetto dell'analisi riguarda dunque il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi la valutazione della necessità di effettuare analisi cinematiche in sostituzione o in integrazione di analisi della risposta globale del sistema.

L'individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici si compie quindi innanzitutto attraverso la ricerca di sconessioni, presenti o che possono formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità.

I principali meccanismi di collasso che interessano una struttura sono:

- ribaltamento semplice;
- ribaltamento composto;
- flessione verticale;
- flessione orizzontale;
- ribaltamento del cantonale.

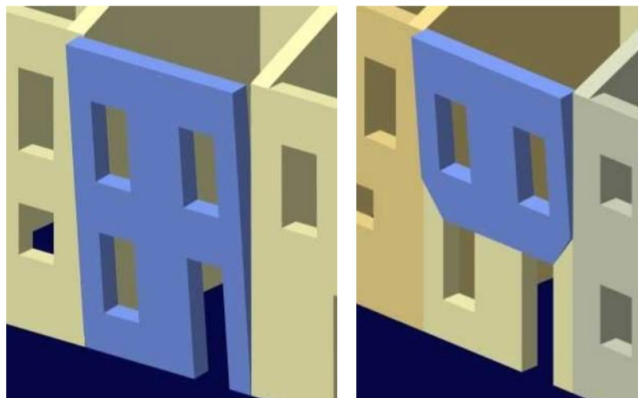
## **6.1 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE**

Il ribaltamento semplice di pareti esterne di edifici in muratura è una delle cause più frequenti di crolli sotto l'effetto dell'azione sismica (ma anche sotto l'effetto di elementi spingenti). Tale meccanismo si verifica generalmente per la carenza di connessione tra la parete investita dal sisma e quelle ortogonali. In presenza di cordoli, tiranti, ecc., difficilmente si manifesta questo tipo di meccanismo, in quanto tali elementi ne ostacolano il ribaltamento.

Il meccanismo si schematizza come una parete libera di ruotare in sommità intorno ad una cerniera cilindrica orizzontale e può anche interessare più piani dell'edificio. In questi casi si effettuano più calcoli ipotizzando la posizione della cerniera cinematica su tutti i livelli, prendendo in considerazione solo quella che fornisce il coefficiente di sicurezza più basso.

Per questa tipologia di meccanismo locale, la parete può considerarsi costituita da un solo paramento o a più paramenti (per esempio muratura a sacco).

Nella Fig. 8.1.1 vengono riportati alcuni dei meccanismi più comuni del ribaltamento semplice.



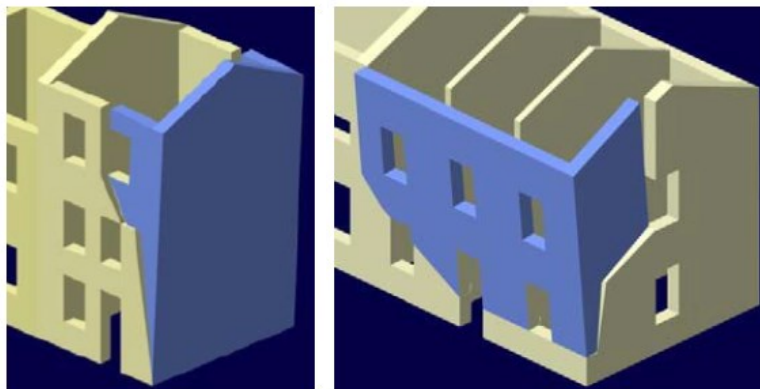
*Figura 6.1 – Meccanismo di ribaltamento semplice*

## **6.2 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO COMPOSTO**

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti, accompagnate dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.

Tale cinematismo è condizionato dall'assenza di un vincolo strutturale in sommità e dalla presenza di un buon collegamento alle pareti ortogonali (della parete in oggetto), a differenza del precedente caso; inoltre, esso è favorito dall'assenza di cordoli e catene, dalla deformabilità degli orizzontamenti mal collegati, dalla presenza di spinte non contrastate e da murature con ridotte proprietà meccaniche.

L'avvenuta attivazione di tale meccanismo si manifesta attraverso sintomi, quali lesioni diagonali sulle pareti di controvento, "fuori piombo" della parete ribaltante e sfilamento delle travi dagli orizzontamenti.

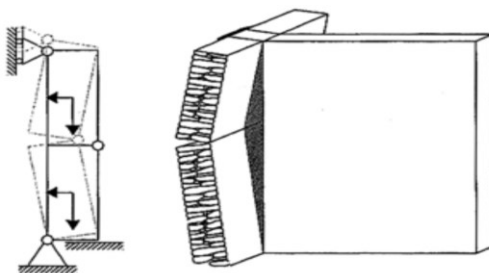


*Figura 6.2 – Meccanismo di ribaltamento composto*

### 6.3 MECCANISMO DI FLESSIONE VERTICALE

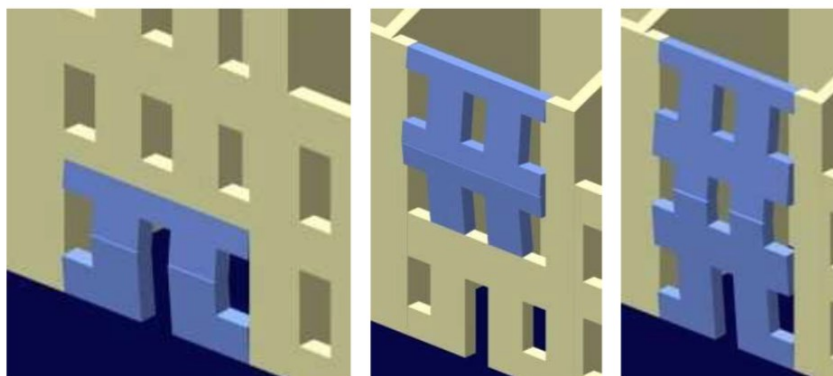
Il meccanismo di flessione verticale è abbastanza comune negli edifici in muratura e generalmente si manifesta quando la parete è ben vincolata agli estremi. Può essere il caso di pareti dotate di cordolo (o altri vincoli tipo tiranti, cerchiature esterne, ecc.) in corrispondenza del tetto e solai intermedi privi di qualsiasi connessione, oppure quando una porzione di parete è ben collegata tra due solai.

Il meccanismo di flessione verticale si manifesta per effetto delle azioni orizzontali che provocano la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la struttura muraria in due blocchi rigidi liberi di ruotare intorno ad essa fino al collasso. Quando le forze verticali non sono più in grado di contrastare l'effetto del momento in stabilizzante, si ha un comportamento simile a quello di un arco a tre cerniere verticale.



*Figura 6.3 – Comportamento arco a tre cerniere.*

Il procedimento di calcolo è simile a quello visto in precedenza, relativamente al ribaltamento semplice. In questo caso bisogna determinare la posizione della cerniera che restituisce il moltiplicatore di attivazione del meccanismo più basso (per casi semplici si può determinare analiticamente, mentre per i casi più complessi si procede per tentativi).



*Figura 6.4 – Meccanismo di flessione verticale*

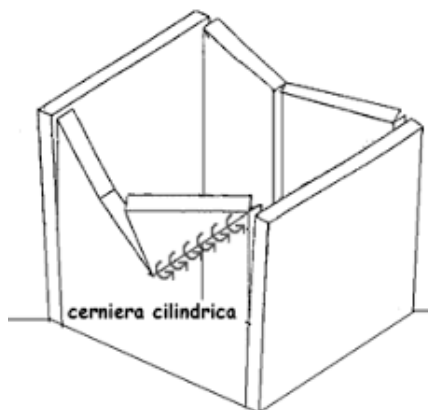
## 6.4 MECCANISMO DI FLESSIONE ORIZZONTALE

Il meccanismo di flessione orizzontale si manifesta quando la parete in esame è ben vincolata a pareti ad essa ortogonali e non vincolata in sommità. È tipico di pareti che hanno una buona connessione con le pareti ortogonali (o trattenute da tiranti), soggette ad azioni orizzontali in testa, dovute a tetti spingenti (o forze inerziali). Anche la scarsa resistenza a trazione della muratura favorisce la formazione del meccanismo. La geometria delle porzioni di pareti interessate dal meccanismo è fortemente condizionata dalla presenza di aperture (porte e finestre) e di altri elementi quali nicchie, canne fumarie, ecc., che tendono ad indebolire la parete in determinati punti, favorendo la formazione di cerniere verticali ed oblique.

Generalmente è molto complesso valutare la geometria dei macroelementi che restituisce il moltiplicatore di attivazione minimo.

La strada più agevole può essere quella di procedere per tentativi, ipotizzando diverse geometrie per i macroelementi ed assumendo quella che fornisce il valore di

attivazione minimo. Per strutture danneggiate da precedenti eventi sismici, l'individualizzazione della parte di struttura che partecipa al cinematismo può essere facilitata dalla presenza di un quadro fessurativo. Generalmente le parti di struttura che partecipano al cinematismo sono cunei che ruotano intorno a cerniere cilindriche oblique.



*Figura 6.5 – Formazione delle cerniere cilindriche oblique*

Nella parete sottoposta all'azione sismica si manifesta un effetto ad arco di scarico orizzontale a tre cerniere nello spessore della parete stessa.

Il meccanismo di flessione orizzontale si può manifestare quando il tirante o altri elementi resistenti a trazione, disposti nelle pareti ortogonali a quella di verifica, riescono a contrastare la forza che l'arco (ideale) trasmette sulle pareti ortogonali. Se la struttura non fosse dotata di tali dispositivi, si ricadrebbe al caso del ribaltamento semplice visto in precedenza.

Per questa tipologia di meccanismo si distinguono due casi: parete non confinata e parete efficacemente confinata. Nel primo caso, le pareti ortogonali, non essendo confinate, sono soggette a spostamenti, consentendo alla parete investita dal sisma di ruotare fino a che le tre cerniere dell'arco si allineano provocandone il collasso. Tale rotazione è contrastata dalla forza trasmessa dalle pareti ortogonali.

Nel secondo caso, essendo le pareti ortogonali confinate, non subiscono spostamenti significativi, impedendo alla parete investita dal sisma di ruotare. In questo caso il collasso può avvenire per schiacciamento per eccessive compressioni della muratura in prossimità della mezzeria o agli estremi.

Questa tipologia di meccanismo è fortemente influenzata dalla geometria della parete (per esempio dalla disposizione delle aperture), per cui è importante individuare la geometria della struttura che partecipa al cinematiso che fornisce il valore del moltiplicatore minimo. In presenza di aperture allineate, la porzione di parete interessata dal meccanismo è quella compresa tra il tetto e le aperture stesse.

Vista la configurazione tridimensionale del meccanismo, sarebbe opportuno analizzarlo con una schematizzazione tridimensionale. I macroelementi che partecipano al meccanismo ruotano intorno a due cerniere oblique e ad una cerniera verticale.

In alternativa, con un buon grado di approssimazione, è possibile considerare il meccanismo piano (Fig.8.1.17), ipotizzando tutte le cerniere con sviluppo verticale.



*Figura 6.6 – Meccanismo di flessione orizzontale*

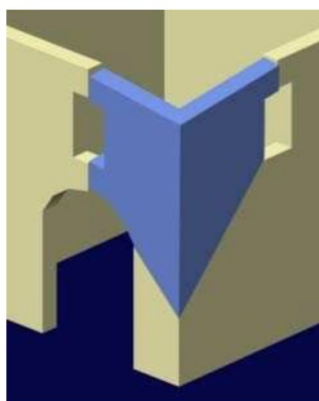
## **6.5 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DEL CANTONALE**

Il meccanismo di ribaltamento del cantonale interessa generalmente la parte di struttura d'angolo di un edificio. I macroelementi che partecipano al meccanismo sono parte delle due facciate ortogonali.

Il meccanismo è favorito dalla spinta di tetti a padiglione i cui puntoni spingono direttamente sull'intersezione dei due muri d'angolo. Anche l'assenza di cordoli (o elementi in grado di assorbire la spinta del tetto) favorisce l'attivazione del meccanismo. Come nei casi precedenti, la geometria dei macroelementi dipende dalla



qualità della muratura, dalla presenza di aperture in prossimità del cantonale, dalla tipologia dei solai, ecc. Tale meccanismo può interessare uno o più piani dell'edificio. Nei casi in cui è presente un quadro fessurativo, la geometria dei macroelementi è di facile determinazione. Negli altri casi è opportuno procedere per tentativi e scegliere la configurazione che fornisce il moltiplicatore di attivazione del meccanismo più basso. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di  $45^\circ$  con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta.



*Figura 6.7 – Meccanismo di ribaltamento del cantonale*

## 6.6 ANALISI CINEMATICA LINEARE

La metodologia di analisi presente nella norma italiana per l'analisi dei meccanismi locali di collasso degli edifici esistenti in muratura si basa sui metodi dell'analisi limite secondo un approccio di tipo cinematico. La scelta di tale metodologia deriva dall'osservazione del comportamento degli edifici attraverso lo studio dei danni post-sismici relativi ai principali terremoti, dove, la modalità di danneggiamento più frequente è stata causata dalla perdita di equilibrio a seguito della quale porzioni di manufatto si trasformavano in un cinematismo di blocchi rigidi. L'analisi limite è uno strumento particolarmente indicato per l'analisi del comportamento di questi corpi

rigidi (o macroelementi) e in generale per la valutazione della vulnerabilità di costruzioni storiche, in quanto consente di definire il margine di sicurezza della struttura indipendentemente dalle proprietà deformative del materiale (difficilmente definibili) e dalle sue caratteristiche costruttive.

Inoltre, al fine dell'affidabilità, è necessario che sia garantita una minima qualità muraria, altrimenti, murature con caratteristiche scadenti, non riescono a sviluppare collassi cinematici di blocchi integri, bensì si disgregano direttamente. La procedura operativa impiegata si basa dunque sulla suddivisione in blocchi del sistema murario considerato, caratterizzato dalle seguenti ipotesi:

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

Il metodo di verifica si articola nei seguenti passi:

- la trasformazione di una parete della struttura in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi in grado di ruotare o scorrere tra loro;
- valutazione, attraverso il principio dei lavori virtuali, del moltiplicatore orizzontale dei carichi che comporta l'attivazione del meccanismo;
- individuazione dell'accelerazione sismica spettrale di attivazione a partire dal moltiplicatore dei carichi;
- confronto dell'accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato  $a_{g(SLV)}$  (Capacità) con il valore della PGA di riferimento  $a_g(P_{Vr})$  calcolata in funzione della probabilità di superamento dello Stato Limite scelto, della vita di riferimento dell'opera e del luogo in cui è situato l'edificio (Domanda).

La parete viene schematizzata come un unico macroelemento capace di ruotare rigidamente intorno alla cerniera cinematica. Il materiale viene considerato infinitamente rigido e resistente, ipotesi che ci consente di considerare la cerniera sull'estremo dello spessore del muro.

Nella Fig. 8.1.3 possiamo osservare lo schema che viene utilizzato per determinate il moltiplicatore di collasso nel caso del ribaltamento semplice.

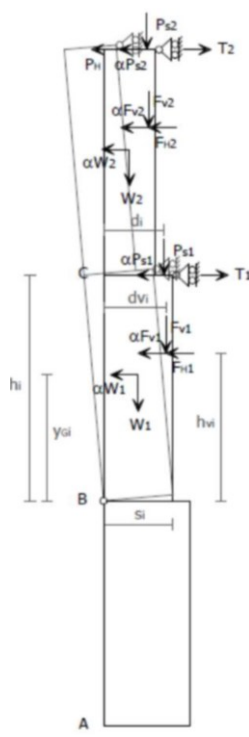


Figura 6.8 – Schema di calcolo ribaltamento semplice

Dove:

- $W_i$  è il peso proprio della parete al piano i-esimo o del macroelemento i-esimo;
- $\alpha$  è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- $F_{Vi}$  è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- $F_{Hi}$  è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo
- $P_{Si}$  è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo;
- $P_H$  rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- $T_i$  rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano i-esimo;

- $s_i$  è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- $h_i$  è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante alla parete al piano i-esimo oppure è l'altezza del macroelemento i-esimo;
- $x_{Gi}$  è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo i-esimo;
- $y_{Gi}$  è il braccio verticale del peso proprio del corpo i-esimo;
- $d_i$  è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo;
- $h_{Vi}$  è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo;
- $d_{Vi}$  è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo.

Poiché l'analisi viene svolta tenendo conto dell'azione sismica, per la combinazione dei carichi è stata utilizzata la seguente formula di combinazione dei carichi gravitazionali agenti sugli elementi strutturali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Una volta definiti tutti i carichi agenti sulla parete e i relativi bracci, si determina il momento stabilizzante  $M_S$ , il momento ribaltante  $M_R$  e il moltiplicatore di collasso  $\alpha$ .

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

$$M_R = \alpha \left[ \sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

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

Noto il moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  dei carichi possiamo definire i parametri che definiscono il sistema equivalente della struttura.

La massa partecipante al cinematismo  $M^*$  può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione.

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

Dove:

- $n + m$  è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate sulla struttura, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale sulla configurazione iniziale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ ;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

La frazione di massa partecipante  $e^*$  è data dalla seguente relazione:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

L'accelerazione sismica spettrale  $a^*$  si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore  $\alpha$  e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo ed il fattore di confidenza.

$$a^* = \frac{\alpha \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Sostituendo  $\alpha_0$  al posto di  $\alpha$  si ottiene l'accelerazione spettrale  $\alpha_0^*$  di attivazione del meccanismo.

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

La struttura è stata verificata secondo lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) eseguendo un'analisi cinematica lineare con il fattore di struttura  $q$ . In assenza di

valutazioni più accurate, che tengono conto del tipo di meccanismo e dello spessore delle pareti, si può assumere  $q = 2$ .

## 6.7 SPETTRI DI RISPOSTA DI PIANO

La verifica sismica di meccanismi locali ed elementi non strutturali in edifici ordinari o monumentali posti in quota presuppone la valutazione dei potenziali effetti di amplificazione indotti dall'effetto filtro operato dalla struttura principale; l'approccio comunemente adottato in ambito normativo si basa sulla definizione dell'azione sismica in termini di spettro di piano.

Gli strumenti di verifica di comune utilizzo nella pratica ingegneristica prevedono di esprimere l'input sismico in termini di spettri di piano, per il cui calcolo ad oggi sono disponibili numerose espressioni in letteratura ed in ambito normativo; in particolare, vi è una formulazione analitica semplificata nel paragrafo 7.2.3 della Circolare, valida per gli elementi non strutturali, per gli impianti e per eventuali meccanismi locali qualunque sia la tipologia della costruzione.

Lo spettro di piano in accelerazione  $S_{eZ}(T, \xi)$  della storia in accelerazione filtrata alla quota  $Z$  della struttura principale, dove è posizionato l'elemento secondario o il meccanismo locale da verificare (di periodo  $T$  e smorzamento  $\xi$ ), è calcolato come una combinazione SRSS del contributo dato dagli  $N$  modi considerati rilevanti per la risposta nel punto della struttura principale identificato dalle coordinate  $(x,y,z)$ :

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

$$S_{eZ,k}(T, \xi, z) = \begin{cases} \frac{1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi)a_{z,k}(z)}{1 + [1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi) - 1](1 - \frac{T}{aT_k})^{1.6}} & \text{per } T < aT_k \\ 1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi)a_{z,k}(z) & \text{per } aT_k \leq T < bT_k \\ \frac{1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi)a_{z,k}(z)}{1 + [1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi) - 1](\frac{T}{bT_k} - 1)^{1.2}} & \text{per } T \geq bT_k \end{cases}$$

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) |\gamma_k \psi_k(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2}$$

dove:

- $S_e(T, \xi)$  è lo spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente  $T$  e lo smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;
- $S_{eZ,k}$  è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal k-esimo modo della struttura principale, di periodo proprio  $T_k$  e smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ ;
- $a$  e  $b$  sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano, che possono essere assunti pari a 0.8 e 1.1 rispettivamente;
- $\gamma_k$  è il k-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
- $\psi_k(z)$  è il valore della k-esima forma modale alla quota  $z$ , nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per un coefficiente di smorzamento  $\xi$  diverso dal 5%;
- $a_{z,k}$  è il contributo del k-esimo modo alla accelerazione massima di piano.

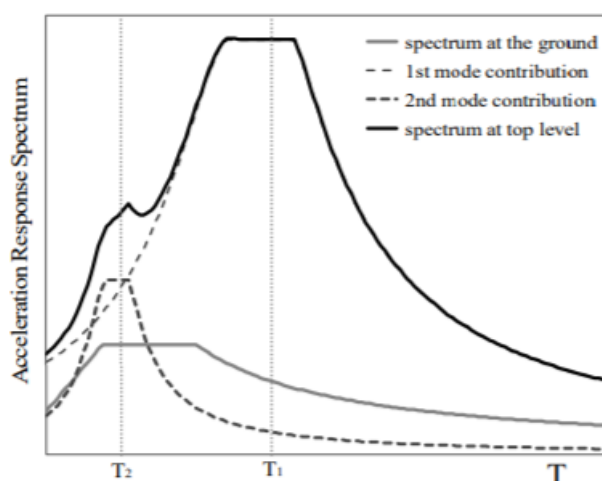


Figura 6.9 – Spettro di piano

L'accelerazione massima alla quota  $z$  è quindi fornita dalla seguente espressione:

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

Mentre il contributo al picco di accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo  $T_k$ , fornito dal  $k$ -esimo modo, vale:

$$S_{eZ,k}(T, \xi, z) = 1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{z,k}(z)$$

## 6.8 VERIFICA MECCANISMI LOCALI

La verifica adottata per l'attivazione dei meccanismi locali è la verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento  $q$  (analisi cinematica lineare). Questo metodo di verifica può essere utilizzato quando viene calcolato il moltiplicatore  $\alpha_0$  che attiva il meccanismo.

Inizialmente si fa riferimento alla verifica dello Stato Limite di Danno nel quale, nell'ipotesi che la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporti come infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematico, il meccanismo si attiva quando l'accelerazione massima alla quota  $z$  ( $a_z$ ) a cui si colloca il meccanismo locale in esame è uguale all'accelerazione  $a_0$  corrispondente al moltiplicatore di attivazione  $\alpha_0$ :

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

L'accelerazione al suolo  $a_{g,SLV}$  può essere calcolata moltiplicando per un fattore di comportamento  $q$  l'accelerazione valutata per lo SLD ( $a_{g,SLD}$ ) attraverso le equazioni previste dagli spettri di risposta di piano.

Infine, per la verifica, l'accelerazione al suolo  $a_{g,SLV}$  deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento al suolo  $a_g$  valutata per la probabilità di superamento dello SLV nella vita di riferimento.



## 6.8.1 RIBALTAMENTO SEMPLICE PARETE PERIMETRALE EST NAVATA

Si verifica l'attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete est della navata, in cui agiscono i carichi della volta in camorcanna ad una quota di 7.15 m da terra e i carichi della copertura in capriate in acciaio in sommità.

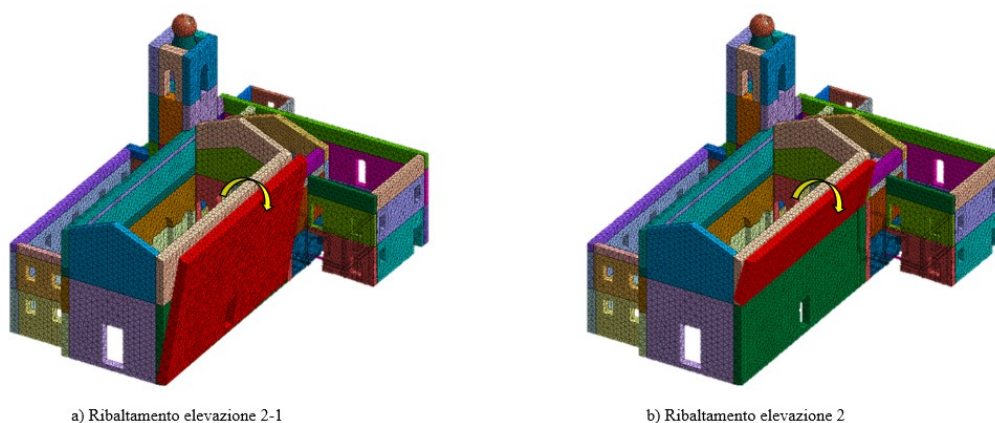


Figura 6.10 – Ribaltamento semplice parete perimetrale est navata

DATI GEOMETRICI		CARICHI	
n [piani]	2	$P_{s1}$ [N]	0.00
H [m]	11.40	$P_{s2}$ [N]	123.20
$h_1$ [m]	7.15	$P_H$ [N]	92.00
$h_2$ [m]	4.25	$F_{v1}$ [N]	42.00
$s_1$ [m]	0.68	$F_{v2}$ [N]	0.00
$s_2$ [m]	0.68	$F_{H1}$ [N]	10.00
$y_{G1}$ [m]	3.58	$F_{H2}$ [N]	0.00
$y_{G2}$ [m]	2.13	$T_1$ [N]	0.00
$d_1$ [m]	0.00	$T_2$ [N]	0.00
$d_2$ [m]	0.48		
$d_{v1}$ [m]	0.57		
$h_{v1}$ [m]	7.15		

Tabella 6.1 – Dati geometrici e carichi agenti

Per la determinazione del coefficiente di attivazione del meccanismo si è utilizzato un foglio di calcolo disponibile sul sito ReLUIIS: C.I.N.E. (Condizioni d'Instabilità Negli Edifici) per l'analisi cinematica lineare.

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
2 - 1	0.002	1.35	273.400	0.811	0.017
2	0.029		128.748	0.935	0.228

Tabella 6.2 – Valori del coefficiente di attivazione del meccanismo  $\alpha_0$  e dell'accelerazione spettrale  $\alpha_0^*$

Successivamente è stato necessario costruire gli spettri di piano relativi alle diverse quote, considerando i modi di vibrare più significati nella direzione di verifica e con massa partecipante superiore al 5%. Nella direzione x, quindi, sono stati considerati i modi 1, 2, 3, 4, 12 e 15.

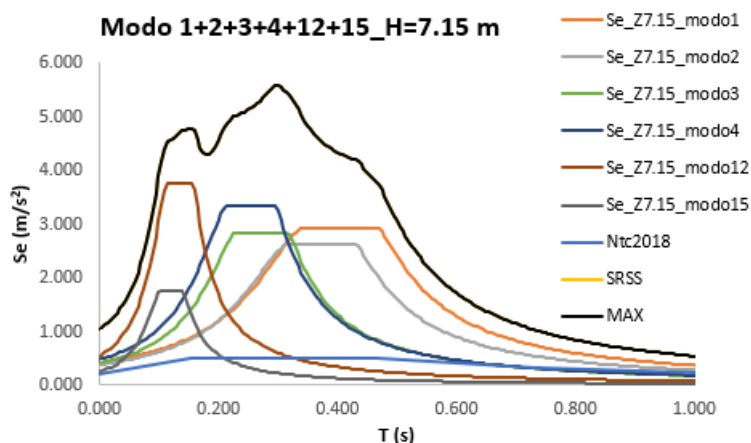


Figura 6.11 – Spettro di piano relativo alla quota 7.15 m.

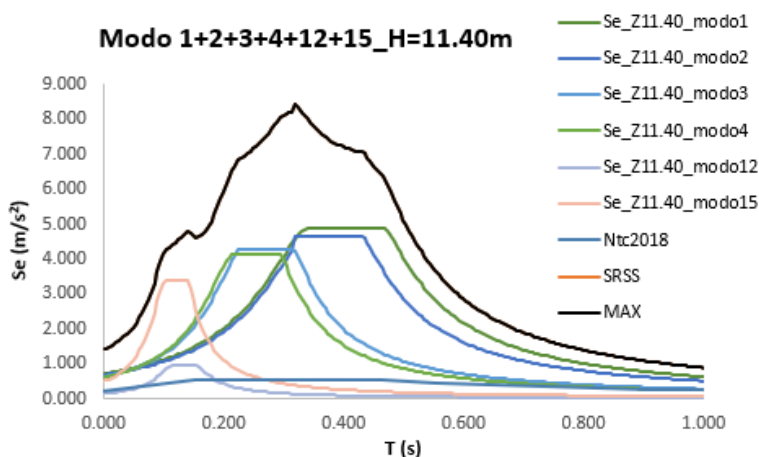


Figura 6.12 – Spettro di piano relativo alla quota 11.40 m

Infine, dai valori ottenuti dagli spettri di piano relativi alle diverse quote, si è proceduto alla determinazione dell'Indice di Rischio in termini di accelerazioni, come rapporto tra capacità ( $a_{Z,SLV}$ ) e domanda ( $a_Z(z)$ ).

Ribaltamento delle elevazioni	Z [m]	$a_{Z,SLD}$ [ $m/s^2$ ]	$a_{Z,SLV}$ [ $m/s^2$ ]	$a_z(z)=\sqrt{\sum(a_{z,k}(z))^2}$	IR
2 - 1	0.00	0.017	0.034	2.071	0.016
2	7.15	0.228	0.456	10.189	0.045

Tabella 6.3 – Verifica meccanismo di ribaltamento della parete est della navata

## 6.8.2 RIBALTAMENTO SEMPLICE FACCIATA FRONTALE

Si verifica l'attivazione del meccanismo di ribaltamento della facciata frontale della chiesa, in cui agiscono i carichi della volta in camorcanna ad una quota di 7.15 m da terra, mentre sono assenti i carichi della copertura in sommità.

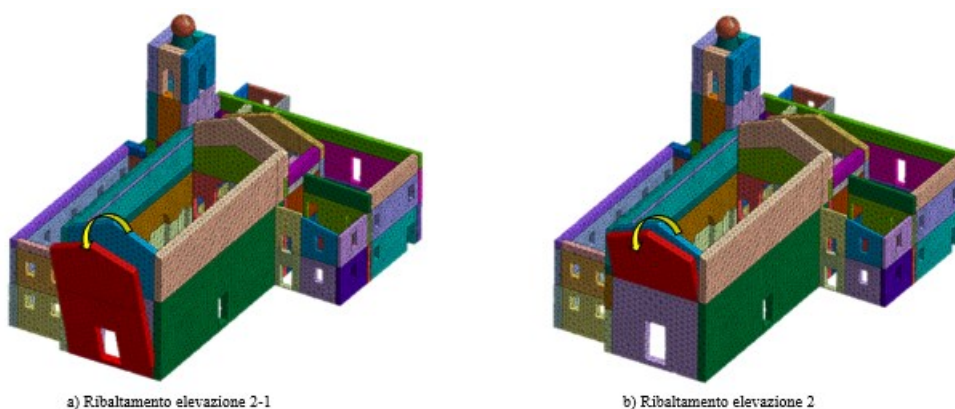


Figura 6.13 – Ribaltamento semplice facciata frontale

DATI GEOMETRICI		CARICHI	
n [piani]	2	P <sub>S1</sub> [N]	0.00
H [m]	12.20	P <sub>S2</sub> [N]	0.00
h <sub>1</sub> [m]	7.15	P <sub>H</sub> [N]	0.00
h <sub>2</sub> [m]	5.05	F <sub>V1</sub> [N]	10.50
s <sub>1</sub> [m]	0.68	F <sub>V2</sub> [N]	0.00
s <sub>2</sub> [m]	0.68	F <sub>H1</sub> [N]	4.20
y <sub>G1</sub> [m]	3.58	F <sub>H2</sub> [N]	0.00
y <sub>G2</sub> [m]	2.53	T <sub>1</sub> [N]	0.00
d <sub>1</sub> [m]	0.00	T <sub>2</sub> [N]	0.00
d <sub>2</sub> [m]	0.00		
d <sub>v1</sub> [m]	0.57		
h <sub>v1</sub> [m]	7.15		

Tabella 6.4 – Dati geometrici e carichi agenti

Attraverso l’analisi cinematica è stato determinato il moltiplicatore di attivazione  $\alpha_0$  relativo alle diverse quote.

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
2 - 1	0.051	1.35	103.897	0.822	0.448
2	0.135		60.454	1.000	0.978

Tabella 6.5 - Valori del coefficiente di attivazione del meccanismo  $\alpha_0$  e dell’accelerazione spettrale  $\alpha_0^*$

Come per la verifica precedente, anche in questo caso è stato necessario costruire gli spettri di piano relative alle diverse quote, considerando i modi di vibrare più significativi nella direzione di verifica e con massa partecipante superiore al 5%. Nella direzione y, invece, sono stati considerati i modi 5, 6, 7, 19 e 20.

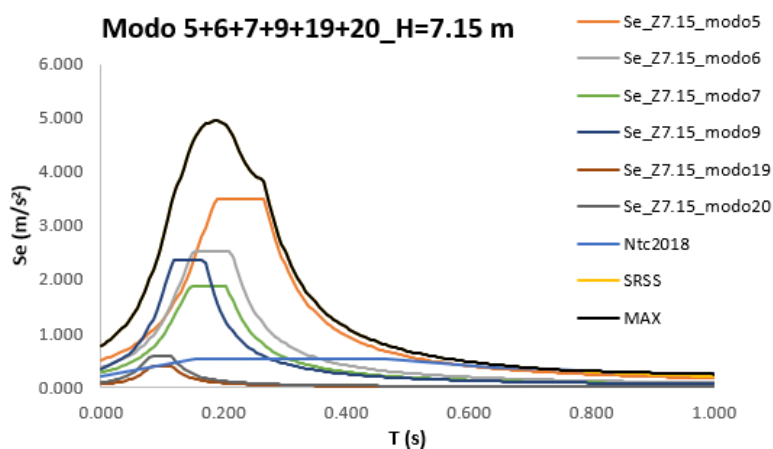


Figura 6.14 – Spettro di piano relativo alla quota 7.15 m

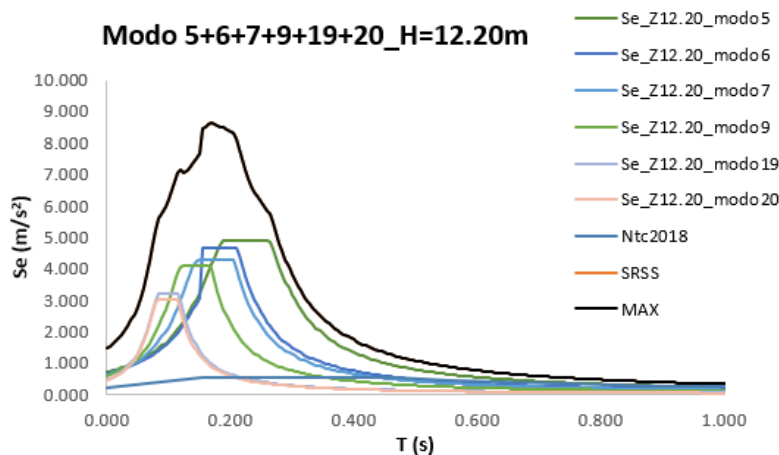


Figura 6.15 – Spettro di piano relativo alla quota 12.20 m

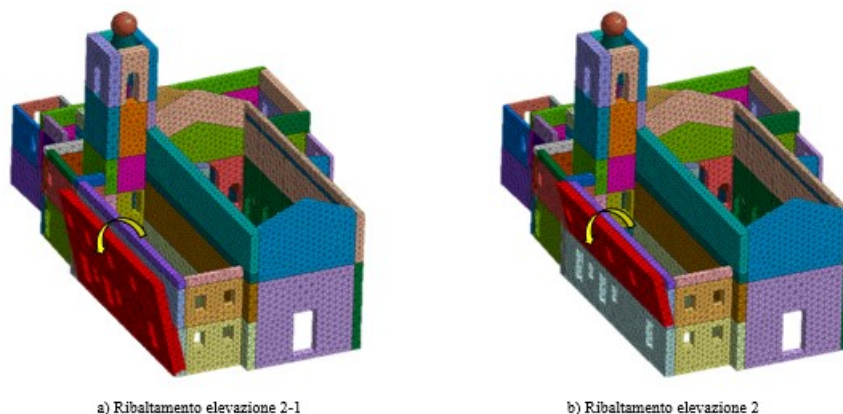
Infine, dai valori ottenuti dagli spettri di piano relativi alle diverse quote, si è proceduto alla determinazione dell’Indice di Rischio in termini di accelerazioni, come rapporto tra capacità ( $a_{Z,SLV}$ ) e domanda ( $a_Z(z)$ ).

Ribaltamento delle elevazioni	Z [m]	$a_{z,SLD}$ [ $m/s^2$ ]	$a_{z,SLV}$ [ $m/s^2$ ]	$a_z(z)=\sqrt{\sum(a_{z,k}(z))^2}$	IR
2 - 1	0.00	0.051	0.102	2.071	0.049
2	7.15	0.135	0.27	7.531	0.036

Tabella 6.6 – Verifica meccanismo di ribaltamento facciata frontale

### 6.8.3 RIBALTAMENTO SEMPLICE PARETE OVEST

Si verifica l’attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete ovest costituita da due elevazione, in cui agiscono i carichi del solaio in latero cemento a livello di piano (elevazione 1) e i carichi della copertura in legno in sommità (elevazione 2).



**Figura 6.16 – Ribaltamento semplice parete ovest**

DATI GEOMETRICI		CARICHI	
n [piani]	2	P <sub>s1</sub> [N]	243.40
H [m]	6.92	P <sub>s2</sub> [N]	72.80
h <sub>1</sub> [m]	2.97	P <sub>H</sub> [N]	0.00
h <sub>2</sub> [m]	3.95	F <sub>v1</sub> [N]	0.00
s <sub>1</sub> [m]	0.78	F <sub>v2</sub> [N]	0.00
s <sub>2</sub> [m]	0.58	F <sub>H1</sub> [N]	0.00
y <sub>G1</sub> [m]	1.52	F <sub>H2</sub> [N]	0.00
y <sub>G2</sub> [m]	1.98	T <sub>1</sub> [N]	0.00
d <sub>1</sub> [m]	0.65	T <sub>2</sub> [N]	0.00
d <sub>2</sub> [m]	0.48		

**Tabella 6.7 – Dati geometrici e carichi agenti**

Attraverso l’analisi cinematica è stato determinato il moltiplicatore di attivazione  $\alpha_0$  relativo al ribaltamento dell’elevazione 1-2 e al ribaltamento della sola elevazione 2.

Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale $\alpha_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
2 - 1	0.114	1.35	132.691	0.800	1.033
2	0.142		72.727	0.934	1.104

**Tabella 6.8 – Valori del coefficiente di attivazione del meccanismo  $\alpha_0$  e dell’accelerazione spettrale  $\alpha_0^*$**

Successivamente è stato necessario costruire gli spettri di piano relativi alle diverse quote, considerando i modi di vibrare più significati nella direzione di verifica e con massa partecipante superiore al 5%. Nella direzione x, quindi, sono stati considerati i modi 1, 2, 3, 4, 12 e 15.

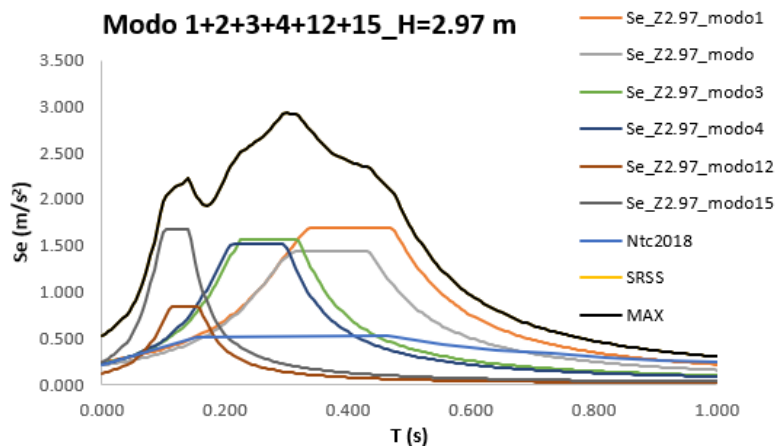


Figura 6.17 – Spettro di piano relativo alla quota 2.97 m

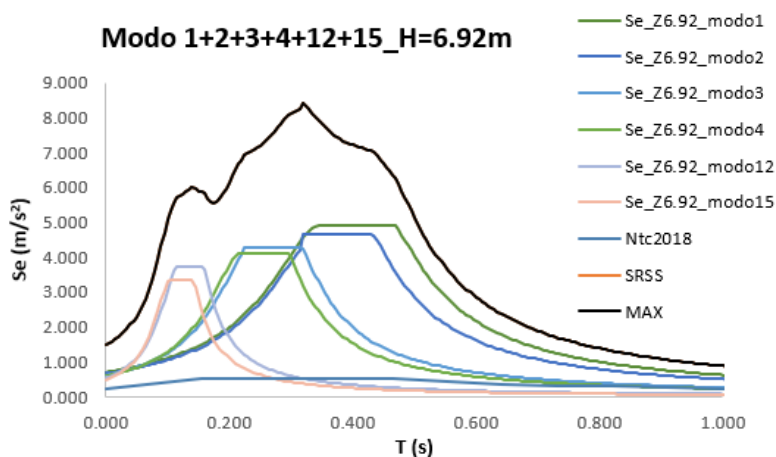


Figura 6.18 – Spettro di piano relativo alla quota 6.92 m

Infine, dai valori ottenuti dagli spettri di piano relativi alle diverse quote, si è proceduto alla determinazione dell'Indice di Rischio in termini di accelerazioni, come rapporto tra capacità ( $a_{Z,SLV}$ ) e domanda ( $a_Z(z)$ ).

Ribaltamento delle elevazioni	Z [m]	$a_{z,SLD}$ [ $m/s^2$ ]	$a_{z,SLV}$ [ $m/s^2$ ]	$a_z(z)=\sqrt{\sum(a_{z,i}(z))^2}$	IR
2 - 1	0.00	1.033	2.066	2.071	0.998
2	2.97	1.104	2.208	5.158	0.428

Tabella 6.9 – Verifica meccanismo di ribaltamento parete ovest

## CONCLUSIONI

Nella presente tesi sono stati studiati gli aspetti di vulnerabilità, che caratterizzano la chiesa Santa Maria in Mignano a Castel di Lama.

Le analisi condotte tengono conto di caratteristiche meccaniche della muratura secondo quanto riportato al paragrafo C8.5.3 della Circolare esplicativa del 2019 n.7 in quanto non si disponeva di un adeguato livello di conoscenza. Si è preferito, quindi, lavorare con vincoli più cautelativi adottando un fattore di conoscenza  $FC = 1.35$ .

Per le analisi di vulnerabilità sismica è stata ipotizzata una vita nominale dell'edificio pari a 50 anni, associata ad una classe d'uso CU II. Il tempo di ritorno associato alla Stato Limite di Salvaguardia della Vita, con cui sono state condotte le verifiche, è risultato pari a 475 anni.

Attraverso l'analisi dinamica lineare sono stati individuati i modi propri di vibrare della struttura nelle diverse direzioni, mentre la verifica globale in spostamento è stata valutata attraverso un'analisi statica non lineare.

Le analisi sono state condotte attraverso l'utilizzo del programma Midas Fea NX.

Dai risultati ottenuti dalle analisi statiche non lineari effettuate si è riscontrata l'impossibilità di raggiungere, in alcune verifiche, il grado di sicurezza richiesto.

L'analisi del comportamento globale della struttura, studiata attraverso l'analisi statica non lineare, è stata inoltre affiancata dalla valutazione dei cinematismi locali di collasso, al fine di individuare i punti nevralgici della struttura.

Al fine di determinare la risposta esplicita dalla struttura in caso di sisma, è stato effettuato un confronto dei risultati ottenuti al fine di determinare il meccanismo di collasso caratterizzato dal più basso valore di attivazione in termini di accelerazione. Tale confronto è stato possibile poiché entrambi i metodi di analisi forniscono i risultati in termini di accelerazione spettrale.

Da questi risultati se ne deduce che la struttura analizzata allo stato attuale entra in crisi sotto evento sismico per il verificarsi di un meccanismo locale, prima di raggiungere la crisi globale; in quanto la verifica a ribaltamento della parete est della



navata è caratterizzato da un valore di attivazione inferiore dell'accelerazione di picco che determina la risposta globale della struttura. Ciò comporta che la modellazione strutturale dello stato attuale non garantisce un comportamento di tipo scatolare, comportamento necessario per un'adeguata risposta della struttura in caso di sollecitazione sismica, come già era stato anticipato dall'analisi del quadro fessurativo della struttura.

È emerso dunque che, al fine di migliorare la risposta dell'edificio in condizioni sismiche è necessario effettuare interventi di miglioramento sismico, quali realizzazioni di cordoli e inserimento di catene, atti ad aumentare la resistenza della struttura in termini di risposta locale.

## **BIBLIOGRAFIA**

- **Riferimenti normativi:**

Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti D.M. 17 gennaio 2018, aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC);

Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 gennaio 2019, n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;

- **Riferimenti bibliografici:**

Vallucci Sara, Quagliarini Enrico, Lenci Stefano, “Costruzioni storiche in muratura”, 2013;

Vinci Michele, “Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura”, Editore Dario Flaccovio, 2019;

Biondi Angelo, “Analisi pushover. Calcolo non lineare per la verifica degli edifici esistenti e ottimizzazione dei nuovi”, Editore Dario Flaccovio, 2020;

Stefania degli Abbati, Serena Cattari, Sergio Lagomarsino, “Proposta di spettri di piano per la verifica di elementi non strutturali e meccanismi locali negli edifici in muratura”, Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Via Montallegro 1, 16145 Genova, 2017;

Midas, “Analisi non lineare di strutture in muratura”, CSPfea, 2010;

Midas, “Pushover Analysis”, CSPfea, 2008;

G. Marcucci, “Castel di Lama, Storia Arte e Tradizioni”, 1998;

Appunti del corso di “Costruzioni storiche e recupero”, E. Quagliarini;

Appunti del corso di “Riabilitazione strutturale”, F. Gara

Appunti del corso di “Strutture in zona sismica”, L. Ragni

• **Siti internet:**

[www.ingengio-web.it](http://www.ingengio-web.it)

[www.protezionecivile.gov.it](http://www.protezionecivile.gov.it)