



**Università degli Studi dell'Aquila**  
**Ingegneria**



**Corso di laurea Magistrale in**  
**Ingegneria Civile**

**Chiesa di Sant'Antonio Abate in Rieti:**  
**modellazione e analisi sismica di**  
**edificio storico**

**Relatore**

---

Prof. Franco Di Fabio

**Studente**

---

Francesco Ricci

**Matricola**

251600

**A.A. 2018/2019**

Alla mia famiglia e al suo supporto incondizionato,  
agli amici, che questo viaggio hanno impreziosito,  
a me stesso, per aver sempre insistito,  
alla musica, che non mi ha mai abbandonato.

*Homo Faber Fortunae Suae*

## Indice

1.	Introduzione .....	1
2.	L'Ospedale di Sant'Antonio Abate .....	3
3.	Interventi di ristrutturazione (1989-1990).....	5
4.	Prove ed indagini sperimentali sulla muratura (2002) .....	9
5.	Indagini geologiche sulle aree di fondazione e sottosuolo (2003) .....	17
5.1.	Generalità e caratteristiche tecniche.....	18
5.2.	Indagini in sito.....	19
6.	Metodi di analisi.....	26
7.	Analisi statica non lineare (Pushover).....	28
7.1.	Definizione della curva di capacità del sistema reale.....	30
7.2.	Definizione del sistema equivalente ad un solo grado di libertà.....	32
7.3.	Valutazione del sistema bilineare equivalente .....	33
7.4.	Valutazione della capacità di spostamento ( $d_{max}$ ).....	35
7.5.	Valutazione della domanda di spostamento ( $d_{max}$ ) e verifica .....	36
7.6.	Combinazioni di carico .....	37
7.7.	Scelta del punto di controllo e fattore di controllo $q^*$ .....	40
7.8.	Stati limite da analizzare .....	41
8.	Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura .....	42
8.1.	Analisi a macroelementi di pareti murarie .....	44
8.2.	Il macroelemento.....	45
9.	Software 3Muri® .....	47
9.1.	1° Modello: pre lavori 1989-1990.....	52
9.2.	2° Modello: post lavori 1989-1990 .....	53
10.	Analisi del pilastro in muratura.....	55
10.1.	Shell con cerniere alla base .....	57
10.2.	Shell con molle alla base e carrelli.....	58
10.3.	Shell con molle alla base, carrelli + molla traslazionale in sommità .....	59
10.4.	Shell con molle alla base, carrelli + molle rotazionali e traslazionali in sommità .....	65
10.5.	Layered Shell .....	67
11.	Conclusioni .....	73
12.	Bibliografia e sitografia.....	74

## 1. Introduzione

Come spesso accade nel nostro paese il verificarsi di un evento disastroso come quello del sisma in centro Italia riaccende i riflettori su temi caldi quali, in questo caso, il rischio sismico e la vulnerabilità del costruito. In realtà il dibattito relativo alla valutazione della sicurezza degli edifici esistenti era già vivo, ancor più in vista dell'approvazione della bozza delle Nuove Norme Tecniche che a questo tema ha voluto dare particolare importanza. A questo si aggiungono le politiche di pianificazione urbanistica che puntano più al recupero del patrimonio edilizio che allo sfruttamento di suolo e che quindi orientano sempre più l'interesse pubblico verso la conservazione e la messa in sicurezza degli edifici.

Il rischio sismico è un indicatore che ci permette di valutare l'insieme dei possibili effetti in termini di danni attesi che un terremoto può produrre in un determinato intervallo di tempo, in una determinata area, in relazione alla sua probabilità di accadimento ed al relativo grado di intensità (severità del terremoto). Esso è il risultato dell'interazione tra l'evento naturale (terremoto) e le principali caratteristiche di beni e vite esposte. Il **rischio sismico** di un territorio può essere schematicamente valutato come combinazione di pericolosità (P), vulnerabilità (V) ed esposizione (E):  $R = P \times V \times E$ . La **pericolosità sismica** è definita come la probabilità che, in una data area e in un certo intervallo di tempo, si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco fissata; la pericolosità è una caratteristica fisica del territorio e rappresenta la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti (sismicità del sito). L'**esposizione** indica la possibilità che un territorio subisca un danno più o meno elevato in termini economici, di perdita di vite umane e di beni architettonici e culturali. La **vulnerabilità sismica** è la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli. Quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità di materiali, modalità di costruzione e scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze sulla struttura. Affinché gli edifici abbiano una bassa vulnerabilità la normativa attuale impone il rispetto di criteri antisismici, richiedendo che le strutture manifestino una risposta duttile alla sollecitazione tellurica.

Se da un lato non è possibile agire per modificare la pericolosità sismica di un territorio e ben poco si può fare per modificare l'esposizione al rischio sismico, dall'altro abbiamo invece molte possibilità di ridurre la vulnerabilità delle costruzioni e di attuare così politiche di prevenzione e messa in sicurezza degli edifici.

La procedura di valutazione della sicurezza degli edifici esistenti proposta dalle Norme Tecniche ha proprio lo scopo di stimare la vulnerabilità di strutture esistenti e studiare gli interventi di ripristino più opportuni.

In termini tecnici la vulnerabilità sismica di una struttura è rappresentata da un indicatore che mette in relazione la capacità di resistenza della struttura e la richiesta in termini di resistenza e/o spostamento del sisma. Le procedure per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici possono essere condotte con diversi gradi di approfondimento e complessità di calcolo: da stime più qualitative, basate sul rilievo mediante schede delle principali caratteristiche degli elementi costitutivi dell'edificio, a complesse analisi numeriche mediante metodi di calcolo lineari e non lineari. Naturalmente tutte le procedure di valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti basate sulla compilazione di schede cartacee conducono a considerazioni preliminari ed i risultati con esse ottenuti possono essere utilizzati al più per stabilire un ordine

di priorità sui possibili interventi di adeguamento o miglioramento. Di contro, la stima della vulnerabilità sismica globale di una struttura ai fini della redazione di un progetto strutturale di miglioramento/adeguamento sismico deve essere conseguita mediante l'esecuzione di calcoli strutturali coerenti con i metodi di analisi previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

La stima della vulnerabilità mediante schede viene eseguita in sede di sopralluogo associando una certa classe ad un set di parametri rappresentativi della tipologia strutturale e del grado di conservazione dei principali elementi portanti. Ad ogni parametro è associata una scala di punteggi variabile in base alla classe che può essere associata. La combinazione dei punteggi ottenuti porta ad una valutazione dell'indice di vulnerabilità della struttura.

Il lavoro svolto in questa tesi si discosta da ciò appena illustrato. Quello che è stato fatto è un'analisi sismica di un edificio storico, quale la Chiesa di Sant'Antonio Abate in Rieti. Il comportamento globale è stato studiato basandoci sui parametri di vulnerabilità sismica ottenuti mediante la modellazione della struttura col software 3Muri®. Tuttavia, la particolarità dello studio sta nello studio locale svolto su un elemento sensibile della struttura. Infatti, non di rado ci si può imbattere in edifici, soprattutto edifici storici in muratura, le cui principali problematiche sono rappresentate dalla scelta della modellazione (non essendo una struttura a telaio con un edificio in c.a.) e dalla presenza di elementi particolarmente sensibili che, sotto azione sismica, possono rappresentare il punto più debole della struttura. Nel caso in esame, l'attenzione si è concentrata su pilastri in muratura all'interno della chiesa, effettuando delle stime qualitative per poter studiare, attraverso diverse ipotesi e modelli, tutti i possibili comportamenti.

## 2. L'Ospedale di Sant'Antonio Abate

Come affermano i documenti rinvenuti presso l'archivio di stato i Rieti, a Jacopo Barozzi da Vignola nel luglio del 1570 viene commissionato, da parte della Compagnia del Sacramento, il progetto per una nuova chiesa che doveva sostituire la piccola cappella presso l'ospedale di Sant'Antonio Abate di Rieti. Vignola decise di elaborare una chiesa con caratteristiche simili a quelle della più famosa chiesa del Gesù di Roma; essa infatti prevede una grande navata centrale, con ai lati solo una sequenza di tre cappelle per lato, coperta da una volta a botte lunettata. La navata termina con un'abside semicircolare. Con questo impianto, semplice e rigoroso, Vignola, da una parte segue le disposizioni prescritte dal Concilio di Trento e dall'altra genera una tipologia di pianta che dopo di lui diverrà canonica. Nessun dubbio sulla paternità di Sant'Antonio Abate al maestro modenese, di fatto però è verosimile la tesi di Aloisio Antinori secondo cui se l'impostazione complessiva e le proporzioni della facciata sono riconducibili all'idea vignolesca, l'apparato decorativo, sempre in facciata, risulta composito. Antinori contesta al Vignola la modanatura curvilinea che corona il portale e la cornice in stucco con il drappeggio e li attribuisce al linguaggio di Onorio Longhi o meglio del figlio Martino. Tutto questo è sostenuto anche dalle parole del vescovo di Terracina, il reatino Pompeo Angelotti, che nella sua *Descrizione della città di Rieti* del 1635 attribuisce a Onorio Longhi la chiesa di Sant'Antonio Abate. Di fatto la presenza di Onorio Longhi a Rieti sarebbe possibile per il fatto che il vescovo di Rieti, dal 4 Luglio 1612, fu Pietro Paolo Crescenzi, per il quale Onorio aveva seguito in precedenza altri lavori.

Sappiamo con certezza che vignola non seguì i lavori in Sant'Antonio Abate di persona, poiché inizialmente impegnato presso i Farnese e che questi continuarono con molta lentezza. Verosimilmente dopo la sua convocazione a Rieti, il Vescovo Crescenzi, a seguito della morte del Vignola nel 1573, avrebbe potuto chiedere l'intervento di un nuovo architetto che dirigesse e completasse i lavori e la scelta sarebbe caduta su Onorio Longhi. Ad ogni modo la chiesa fu consacrata il 25 agosto 1620 dal vescovo di Rieti, cardinale Pietro Paolo Crescenzi.

Gli edifici circostanti alla chiesa di Sant'Antonio Abate hanno mantenuto la funzione di ospedale civile della città fino al 1972. In quell'anno, con l'inaugurazione della nuova struttura ospedaliera di Campoloniano, l'intero complesso venne chiuso e abbandonato in attesa di ricevere una nuova utilizzazione, e la stessa sorte toccò alla chiesa. Dopo più di quarant'anni, tuttavia, la nuova destinazione del complesso non è stata ancora individuata. Nel corso degli anni si sono succeduti come proprietari della chiesa la ex-Gescal, il comune, l'ASL e infine la regione Lazio che ne è l'attuale proprietario.

Il terremoto del 1997 provocò crepe e disconnessioni agli archi e alle volte della chiesa, che nel 2003 fu dichiarata totalmente inagibile. La commissione incaricata dal subcommissario al sisma stanziò dei fondi per avviare degli interventi di consolidamento, che però non furono mai eseguiti per ragioni prevalentemente burocratiche (la legge infatti, vietava di destinare i fondi del terremoto a società private, e proprio in quel periodo la giunta Storace aveva intestato l'immobile alla Gepra, una società privata controllata dalla regione, per tale ragione l'intervento dovette essere definanziato). Nonostante la sua indiscutibile importanza storica ed artistica, oggi la chiesa è pericolante e versa in uno stato di quasi totale abbandono e profondo degrado. All'interno sono visibili scritte e deturpazioni vandaliche, e si sono accumulati strati di guano dovuti ai piccioni che vi entrano dalle finestre rotte, che hanno rovinato il pavimento originale già avvallato e disconnesso in vari punti. Avendo ormai perso la sua funzione originale, la

chiesa sta inevitabilmente scomparendo nella memoria degli stessi cittadini. Un tempo, infatti, essa ospitava l'annuale benedizione degli animali in occasione dei festeggiamenti per Sant'Antonio. Solo un attento lavoro di restauro potrebbe perciò restituire alla città questa parte importante della sua storia.

Il recupero del complesso ex ospedale è stato parzialmente riavviato solo nel 2018, quando la terza giunta Cicchetti ha sollecitato la regione Lazio a riprendere l'idea. Nel 2018 sono stati demoliti alcuni fabbricati pericolanti sul retro della chiesa, mentre nel 2019, grazie ad uno stanziamento della regione, sono stati effettuati i lavori per ripristinare la funzionalità degli infissi e in particolare il restauro dello portone principale d'accesso, durante i quali è stata scoperta al suo interno una moneta di fine seicento.

Appare chiaro dunque come l'ospedale di S. Antonio Abate si presenta come un complesso del tutto privo di omogeneità stilistica. I diversi fabbricati che lo compongono, sono accostati l'un l'altro senza preoccupazione di "sutura" e dimostrano chiaramente la loro differente data di nascita. A questo caos stilistico si aggiunge anche una grande varietà altimetrica dovuta ad una forte pendenza del terreno ed alle differenti altezze dei fabbricati. Tuttavia, in una situazione così disarticolata, è possibile individuare una logica, sia pure a posteriori.



Fig.1 - Chiesa di Sant'Antonio Abate, Rieti

Il complesso si articola volumetricamente, per blocchi e non per piani, anche se esistono numerose stratificazioni che però risultano per lo più omogenee nell'ambito del blocco.

### 3. Interventi di ristrutturazione (1989-1990)

Nella suddetta Chiesa sono stati eseguiti, a cura della Regione Lazio-Soprintendenza ai beni Culturali ed Ambientali, negli anni 1989-1990, interventi di ristrutturazione consistenti essenzialmente nel consolidamento delle volte della navata centrale e delle cappelle laterali sul lato verso via Tancredi, nel totale rifacimento del tetto di copertura e nel consolidamento delle murature portanti con iniezioni armate di malta cementizia. La decisione di effettuare lavori di consolidamento scaturisce dall'accertamento palese delle lesioni riscontrate in numerose strutture esistenti. Queste lesioni, presenti in massima parte nella zona della Chiesa di S. Antonio Abate, nella ex Sala Severi e nella parte alta del corpo sovrastante la scala centrale, sono la conseguenza di degrado delle strutture di copertura, dell'effetto di fenomeni sismici succedutisi nel tempo e di cedimenti differenziali dei piani di posa delle fondazioni (Chiesa).

Durante i numerosi sopralluoghi fatti negli anni antecedenti, sono state infatti rilevate numerose infiltrazioni di acque meteoriche, in quasi tutte le coperture, con conseguente degrado della stessa orditura, delle murature e degli impalcati orizzontali.



Fig.2 - Interventi sulla copertura (1989-1990)

Sulla parete delimitante la ex Sala Severi dall'Ospedale, sono state eseguite le seguenti opere di consolidamento:

- In corrispondenza dell'imposta delle capriate metalliche del tetto di copertura della navata centrale è stato eseguito un robusto cordolo in cemento armato, collegato alla sottostante muratura con una serie di imperniature verticali costituite da barre di acciaio ad aderenza migliorata  $\phi 16$  iniettate con malta di cemento additivato.



Fig.3 - Realizzazione del cordolo

Tali barre sono state portate fino all'estradosso delle sottostanti volte in muratura.

- Le imperniature verticali sopra descritte sono state collegate trasversalmente tra loro e con l'armatura della volta di copertura della navata della Chiesa;
- Ulteriori imperniature sono state realizzate sulle murature di fondo delle cappelle.

Il notevole lavoro di restauro conservativo descritto ha certamente contribuito in maniera determinante a conferire all'edificio un migliore assetto statico anche nei confronti di eventuali eventi sismici, i quali hanno comunque lasciato nel passato modeste lesioni nelle strutture murarie, il cui degrado, limitato peraltro alle parti superiori, è piuttosto dovuto al deterioramento delle strutture di copertura ed alla mancanza di una adeguata manutenzione. Per quanto riguarda le strutture murarie dei piani inferiori non furono previsti interventi di carattere generale, ma piuttosto interventi locali da realizzare con lo stesso sistema già adottato di imperniature armate.

Particolare cura è stata dedicata al restauro della parte superiore delle murature della ex Sala Severi, con speciale riferimento ai timpani sui quali sono state imposte nuove capriate lignee di copertura di detta Sala.

Detti timpani sono stati intelaiati con cordoli di sommità (inclinati), armati con barre di acciaio ad aderenza migliorata, staffatura e conglomerato cementizio, collegati tra di loro con rinforzi verticali costituiti con zone di murature imperniate.

Nella navata centrale, in corrispondenza della volta di sommità, è stata realizzata una cappa armata di spessore di 10 cm, allo scopo di diminuire il carico gravante sulla volta in mattoni.



Fig.4 - Pulizia dell'estradosso della volta



Fig.5 - Disposizione della rete elettrosaldata e risultato finale dopo il getto di calcestruzzo proiettato

Tutti gli interventi realizzati erano finalizzati dunque al recupero delle strutture murarie e della loro funzione portante, previo consolidamento del piano di posa delle fondazioni, e successivo ripristino della sicurezza statica dei vari impalcati.

A livello di fondazione, l'intervento più consistente è stato effettuato nella zona della Chiesa-Sala Severi. L'intervento di risanamento delle murature portanti è stato effettuato con diverse modalità, in relazione al livello di degrado delle stesse, si è impiegato il tradizionale intervento "cuci-scuci" per la ripresa di modeste lesioni, la tecnica della cucitura con iniezioni armate (come detto sopra) per migliorare l'ammorsamento d'angolo, ripresa di grosse lesioni, consolidamento di archi, volte e murature fortemente deteriorate, con contemporaneo uso di rete elettrosaldata e betoncino antiritiro.

#### 4. Prove ed indagini sperimentali sulla muratura (2002)

La **4 EMME Service**, specializzata nell'esecuzione di prove sperimentali *in situ* su strutture, è stata incaricata dalla Regione Lazio – Sub Commissario al Sisma '97, Via Sacchetti Sassetti n°.50 – Rieti, di procedere ad una *integrazione di indagini e prove sperimentali* al fine di verificare la situazione statica del complesso denominato *Chiesa di S. Antonio Abate* sito in *Via G. Vignola – Rieti*.

Le indagini si sono svolte dal 9 al 12 Dicembre 2002 e sono così articolate:

##### A) MARTINETTI PIATTI (DOPPI): RM 2365/0 – RM 2367/0

- Livello navata (P.T.), primo muro trasversale sx: MP 1/a      *Prova RM 2365/0*
- Livello navata (P.T.), primo muro trasversale dx: MP 2/a      *Prova RM 2366/0*
- Livello navata (P.T.), ultimo muro trasversale dx: MP 3/a      *Prova RM 2367/0*

##### B) CAROTAGGI $\phi 100$ SU ELEMENTI IN MURATURA: RM 2368/n

- Primo muro trasversale sx in corrispondenza di MP1/a      *Prova RM 2368/1*
- Primo muro trasversale dx in corrispondenza MP2/a      *Prova RM 2368/2*
- Parete longitudinale sx in corrispondenza di MP11      *Prova RM 2368/3*
- Ultimo muro trasversale dx      *Prova RM/ 2368/4*
- Ultimo muro trasversale sx      *Prova RM/ 2368/5*
- Solaio piano terra in corrispondenza di navata centrale      *Prova RM/ 2368/6*
- Solaio piano terra in corrispondenza di navata laterale      *Prova RM/ 2368/7*

##### C) INDAGINI GEOGNOSTICHE (RM/ 2369/0)

- n.1 Sondaggio inclinato rispetto alla verticale per una lunghezza di 15 m circa, con restituzione stratigrafica delle murature e relativa analisi chimico-fisica.

Per condurre le prove suddette, sono state usate le seguenti attrezzature:

##### • MARTINETTO PIATTO

Il martinetto piatto è una cella di carico in acciaio speciale di forma semicircolare allungata, azionata idraulicamente, con le seguenti caratteristiche:

- Superficie ( $A_m$ ): 778.56 cm<sup>2</sup>
- Spessore: 0.35 cm
- Diametro semicircolo: 35.0 cm
- Profondità: 26.0 cm
- Press. Max. esercizio: 80 bar
- Coefficiente di taratura  $k_m$ : 0.72

Nota: mediante il coefficiente “ $k_m$ ” si determina la riduzione della sezione di spinta del martinetto, a causa dell'influenza della rigidità alla dilatazione del bordo.

##### • TRONCATRICE IDRAULICA

Il taglio di inserimento del martinetto è effettuato da una troncatrice idraulica manuale con lama anulare diamantata. Il taglio che ne deriva, grazie alla particolare caratteristica di una trasmissione eccentrica, oltre a disturbare in maniera molto ridotta la struttura, è netto e di dimensioni quasi uguali a quelle del martinetto, con

-superficie ( $A_t$ ): 823.00 cm<sup>2</sup>

- **CENTRALINA IDRAULICA**

Il martinetto piatto è azionato da una centralina oleodinamica. L'erogazione è fornita mediante una pompa a mano e regolata con un micrometro; questa caratteristica permette di gestire con particolare cura gli incrementi di carico.

- **MANOMETRO DI PRECISIONE**

Per la rilevazione delle pressioni esercitate si è utilizzato un manometro di precisione con le seguenti caratteristiche:

-marca: Wika

-classe: 0.6

-fondo scala: 150 bar

-divisione scala: 0.5 bar

- **TRASDUTTORI DIFFERENZIALI**

I sensori elettronici che rilevano le deformazioni della muratura sono dei trasduttori differenziali su mini fessuometri ancorati alla muratura mediante tasselli ad espansione. Lo schema di posizione dei sensori è stato tarato sperimentalmente su un muro campione costruito in laboratorio, in condizione di carico pilotato. I trasduttori hanno una escursione di  $\pm 5$  mm e sensibilità dello 0.5 % sul fondo scala impostato, con classe di precisione "1".

- **COLLAUDATORE GS 03**

È un'apparecchiatura costituita da:

- Unità elettronica centrale per l'acquisizione dei parametri, il controllo e la registrazione su carta delle misure rilevate. Questa, interfacciata in linea ad un Personal Computer, consente di rilevare i valori acquisiti e di stamparli successivamente su carta;
- Serie di sensori elettronici per la rilevazione delle deformazioni;
- Serie di sensori elettronici per la rilevazione degli abbassamenti.

- **CAROTAGGI**

I carotaggi sono stati effettuati per mezzo di carotiere a corona circolare diamantata  $\varnothing_{nom}$  100 mm, con carotaggio indisturbato esente da vibrazioni e raffreddato ad acqua. L'esecuzione è stata effettuata assicurando la rettilineità dell'asse della corona e la sua perpendicolarità con la superficie d'indagine.

### **Tensione di esercizio della muratura [ $\sigma_e$ ]**

Lo stato tensionale della muratura in esame viene alterato mediante un taglio piano orizzontale, normale alla superficie della parete muraria.

Il taglio comporta il rilascio delle tensioni verticali, che si manifesta con la tendenza a richiudere i lembi del taglio. Queste tensioni vengono bilanciate da uno speciale martinetto

inserito nell'incisione. La pressione applicata al martinetto piatto introdotto nell'incisione, che riporterà alle condizioni di deformazione antecedenti al taglio, si assume sostanzialmente come prossima alla originaria tensione *in situ*.

La tensione di esercizio della muratura è calcolata mediante la seguente formula:

$$\sigma_e = p_e * k_m * A_m / A_f$$

dove:

$\sigma_e$  = tensione di esercizio della muratura

p = pressione di ripristino delle condizioni di deformazioni prima del taglio;

$k_m$  = coefficiente di taratura del martinetto,

$A_m$  = area del martinetto

$A_f$  = area della superficie di taglio

Ad ogni incremento di pressione corrisponde un decremento del valore massimo di deformazione registrato dai sensori a posteriori del taglio. La pressione che riporta "a zero" lo spostamento dei sensori identifica il valore " $p_e$ " da inserire nella formula.

### **Resistenza a compressione della muratura [ $\sigma_R$ ]**

Una volta rilevata la tensione di esercizio  $\sigma_e$  della muratura si prosegue, nel caso di prova con martinetto doppio, installando un secondo martinetto parallelo al primo, ad una distanza di circa 2 volte la larghezza del martinetto (quindi pari a 70 cm circa). Completano la predisposizione della prova, se necessario, altri due tagli verticali paralleli, disposti a delimitare lateralmente la porzione (parallelepipedo) di muro sulla quale i due martinetti eserciteranno il carico di prova. La prova è assimilabile a una prova di compressione monoassiale non confinata, in quanto i quattro tagli effettuati delimitano un parallelepipedo murario con una sola faccia (quella retrostante) collaborante con la struttura muraria.

La prova è condotta ad incrementi di carico costante mentre i sensori differenziali di spostamento, installati simmetricamente fra i due tagli orizzontali, rilevano in tempo reale, su un grafico carico – spostamenti, l'andamento della prova.

La resistenza a compressione è stata calcolata mediante la seguente formula:

$$\sigma_R = p_R * \sum k_m * A_m / \sum A_t$$

dove:

$\sigma_R$  = tensione di rottura;

$p_R$  = pressione di collasso;

$\sum k_m$  =  $k_m$  (martinetto superiore) +  $k_m$  (martinetto inferiore);

$A_m$  = area del martinetto;

$\sum A_t$  = sommatoria delle aree di taglio.

Una volta ripristinata la tensione di esercizio della muratura in esame, si incrementa il carico prodotto dai martinetti fino a rilevare il collasso del complesso malta-conci murari.

Lo stato di rottura del muro è rilevabile chiaramente dal diagramma delle deformazioni, oltre che dal riscontro visivo dello stato stato fessurativo indotto dalla prova.

### **Modulo elastico della muratura [E<sub>m</sub>]**

Attraverso le prove di compressione in “fase elastica” della muratura, con entrambi i martinetti piatti inseriti, si può inserire un parametro meccanico che dà conto della “rigidezza elastica equivalente” E<sub>m</sub> [daN/cm<sup>2</sup>] della muratura esaminata, inteso come il rapporto fra tensione “σ” [daN/cm<sup>2</sup>] applicata e deformazione “ε” (=δ/L) [L°] della porzione di muratura esaminata, per i canali (Ch.x) e/o i cicli significativi, di volta in volta specificati, cioè: E<sub>m</sub>= σ/ε.

Sono state effettuate, complessivamente, n.3 prove sulle murature portanti dell’edificio denominato “Chiesa di S. Antonio Abate”

<b>Identific. prova</b>	<b>Piano / livello</b>	<b>Spessore Muratura [cm]</b>	<b>σ<sub>e</sub> [daN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>E<sub>m</sub> [daN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>σ<sub>R,F</sub> [daN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>σ<sub>R,U</sub> [daN/cm<sup>2</sup>]</b>
<b>RM 2365/0</b>	P.T. chiesa	Pil. 125x245	11.58	116.431-124.299	13.62	14.64
<b>RM 2366/0</b>	P.T. chiesa	Pil. 125x245	19.07	73.84-80.118	23.16	25.54
<b>RM 2367/0</b>	P.T. chiesa	Pil. 125x245	20.43	81.179	23.84	28.61

### **Legenda**

*σ<sub>e</sub> = tensione di esercizio*

*σ<sub>R,F</sub> = tensione di prima fessurazione*

*σ<sub>R,U</sub> = tensione di collasso malta-conci lapidei*

*E<sub>m</sub> = modulo di elasticità assiale (modulo di Young)*

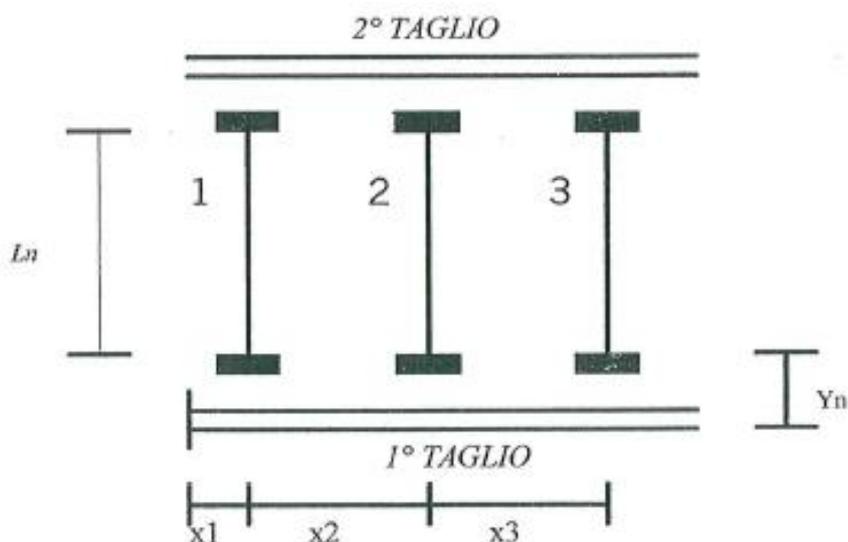


Fig.6 – Schema disposizione dei sensori

## CAROTAGGI

Per quanto riguarda i carotaggi, sono stati eseguiti n.7 carotaggi al fine di rilevarne la composizione strutturale.

Di seguito è riportato l'elenco delle indagini svolte:

- **Prova "2368/1"**

Riferimento identificativo: "S1"  
Ubicazione piano: Piano terra  
Tipologia struttura: pilastro in muratura 1.25 m x 2.45 m  
Ubicazione carotaggio: setto trasv. sx 1<sup>a</sup> cappella laterale (lato corto)  
Spessore complessivo rilevato: 100 cm  
Diametro carota: Ø 100 mm

- **Prova "2368/2"**

Riferimento identificativo: "S2"  
Ubicazione piano: Piano terra  
Tipologia struttura: pilastro in muratura 1.25 m x 2.45 m  
Ubicazione carotaggio: setto trasv. dx tra 2<sup>a</sup> e 3<sup>a</sup> cappella laterale (lato corto)– Rif. Prova MP1 (10/09/02)  
Spessore complessivo rilevato: 100 cm  
Diametro carota: Ø 100 mm

- **Prova "2368/3"**

Riferimento identificativo: "S3"  
Ubicazione piano: Piano terra  
Tipologia struttura: parete longitudinale sx  
Ubicazione carotaggio: 3<sup>a</sup> cappella a sx dall'entrata  
Rif. Prova MP11 (12/09/02)  
Spessore complessivo rilevato: 100 cm  
Diametro carota: Ø 100 mm

- **Prova "2368/4"**

Riferimento identificativo: "S4"  
Ubicazione piano: Piano terra  
Tipologia struttura: pilastro in muratura 1.25 m x 2.45 m  
Ubicazione carotaggio: setto trasv. dx tra 2<sup>a</sup> e 3<sup>a</sup> cappella laterale (lato corto)-Rif. Prova MP2 (1/09/02)  
Spessore complessivo rilevato: 50 cm  
Diametro carota: Ø 100 mm

- **Prova “2368/5”**

<i>Riferimento identificativo:</i>	“S5”
<i>Ubicazione piano:</i>	Piano terra
<i>Tipologia struttura:</i>	pilastro in muratura 1.25 m x 2.45 m
<i>Ubicazione carotaggio:</i>	setto trasv. dx 1 <sup>a</sup> cappella laterale (lato corto)
<i>Spessore complessivo rilevato:</i>	50 cm
<i>Diametro carota:</i>	Ø 100 mm

- **Prova “2368/6”**

<i>Riferimento identificativo:</i>	“S6”
<i>Ubicazione piano:</i>	Piano terra
<i>Tipologia struttura:</i>	solaio
<i>Ubicazione carotaggio:</i>	2 <sup>a</sup> navata centrale
<i>Spessore complessivo rilevato:</i>	80 cm
<i>Diametro carota:</i>	Ø 100 mm

- **Prova “2368/7”**

<i>Riferimento identificativo:</i>	“S7”
<i>Ubicazione piano:</i>	Piano terra
<i>Tipologia struttura:</i>	solaio
<i>Ubicazione carotaggio:</i>	2 <sup>a</sup> cappella laterale sx
<i>Spessore complessivo rilevato:</i>	80 cm
<i>Diametro carota:</i>	Ø 100 mm

### **STRATIGRAFIE DELLE STRUTTURE ORIZZONTALI**

Di seguito sono riportate le stratigrafie rilevate in fase d'indagine con indicazioni delle caratteristiche morfologiche delle strutture esaminate.

Nelle stratigrafie lo zero di riferimento corrisponde alla quota di estradosso della struttura.

#### **PROVA “2268/1” – “S1”**

-Tipologia struttura:	<i>pilastro in muratura 1.25 m x 2.45 m</i>
-Ubicazione carotaggio:	<i>piano terra</i>

**-Da 0 cm a 100 cm:** muratura piena in pietrame (sponga)

**-Interruzione ispezione**

#### **PROVA “2268/2” – “S2”**

-Tipologia struttura:	<i>pilastro in muratura 1.25 m x 2.45 m</i>
-Ubicazione carotaggio:	<i>piano terra</i>

**-Da 0 cm a 15 / 28 cm:** muratura di mattoni pieni

**-Da 15 / 28 cm a 100 cm:** muratura piena in pietrame (sponga)

**-Interruzione ispezione**

**PROVA “2268/3” – “S3”**

- Tipologia struttura: *parete longitudinale sx*
- Ubicazione carotaggio: *piano terra*

**-Da 0 cm a 100 cm:** muratura in pietrame misto a “sponga” di medie e grandi dimensioni

**-Interruzione ispezione**

**PROVA “2268/4” – “S4”**

- Tipologia struttura: *pilastrino in muratura 1.25 m x 2.45 m*
- Ubicazione carotaggio: *piano terra*

**-Da 0 cm a 15 / 28 cm:** muratura di mattoni pieni

**-Da 15 / 28 cm a 100 cm:** muratura piena in pietrame (sponga)

**-Interruzione ispezione**

**PROVA “2268/5” – “S5”**

- Tipologia struttura: *pilastrino in muratura 1.25 m x 2.45 m*
- Ubicazione carotaggio: *piano terra*

**-Da 0 cm a 15 / 28 cm:** muratura di mattoni pieni

**-Da 15 / 28 cm a 100 cm:** muratura piena in pietrame (sponga)

**-Interruzione ispezione**

**PROVA “2268/6” – “S6”**

- Tipologia struttura: *solaio*
- Ubicazione carotaggio: *piano terra*

**-Da 0 cm a 2.0 cm:** pavimentazione

**-Da 2.0 cm a 80 cm:** riempimento con materiale di riporto di buona consistenza

**-Interruzione ispezione**

**PROVA “2268/7” – “S7”**

- Tipologia struttura: *solaio*
- Ubicazione carotaggio: *piano terra*

**-Da 0 cm a 2.0 cm:** pavimentazione

**-Da 2.0 cm a 15 cm:** riempimento con materiale di riporto di buona consistenza

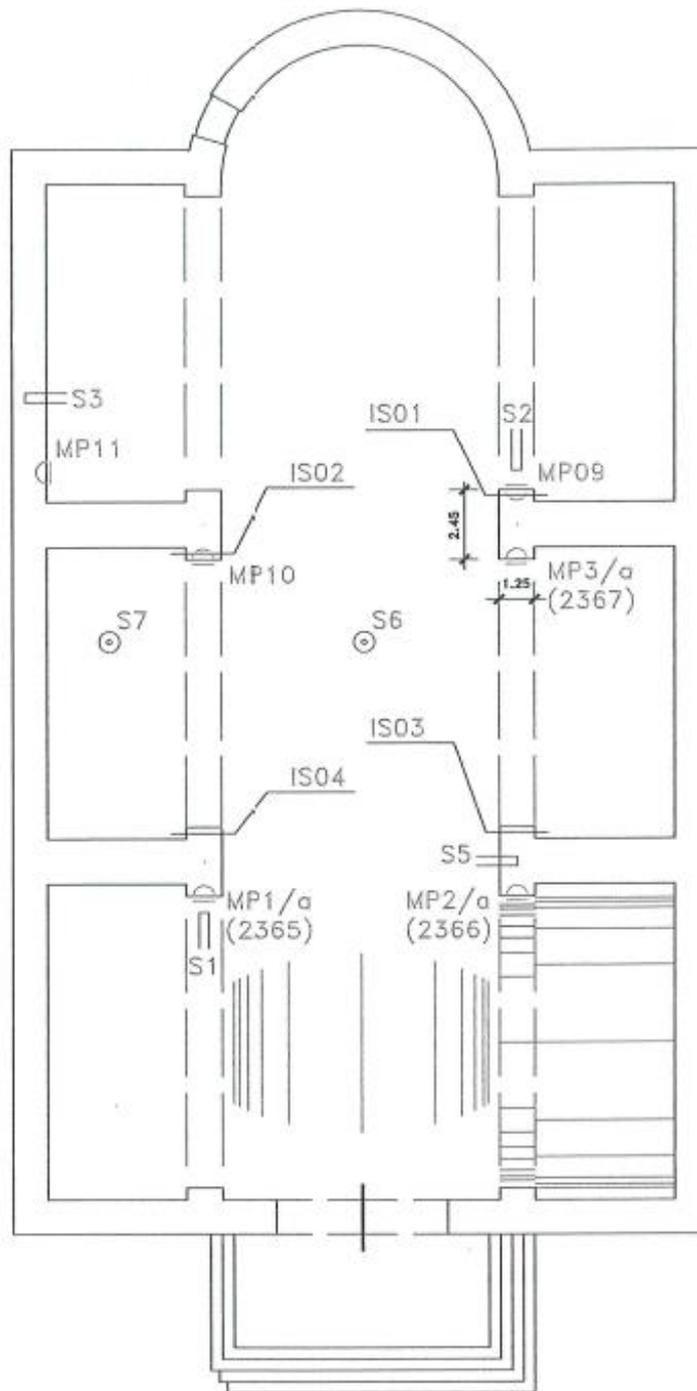
**-Da 20 cm a 80 cm:** terreno di riempimento

**-Interruzione ispezione**

Note:

Durante l’esecuzione delle indagini è stata effettuata un’ispezione visiva di alcune botole collocate sul piano di calpestio della chiesa. Da queste sono emersi cumuli di ossa, accatastati disordinatamente, e risalenti a diversi periodi precedenti.

Chiesa di S. Antonio Abate – Rieti  
- Prove con Martinetti Piatti, Indagini Soniche e Carotaggi -



Prove RM2272/9,/10,/11, 2365,-66,-67 (Martinetti Piatti - MP)  
Prove RM2273/1,/2,/3,/4 (Indagini Soniche - IS)  
Prove RM2368/1,/2,/3,/4,/5,/6,/7,/8 (Sondaggi per carotaggio - S)

Fig.7 – Pianta generale delle indagini eseguite

## **5. Indagini geologiche sulle aree di fondazione e sottosuolo (2003)**

La verifica delle condizioni di stabilità del complesso in ordine di studio, denominato per ampia generalità “Ex Ospedale” e composto da una serie di edifici contigui, rappresenta una evidenza importante nella applicazione dei metodi di monitoraggio, controllo e studio per le condizioni di fattibilità progettuale nella ristrutturazione e riutilizzo delle strutture. A latere e completamento delle indagini strutturali sono stati realizzati studi di carattere principalmente geologico e subordinatamente geotecnico induttivo in verifica fondale e stratigrafica. L’indagine riportata è stata eseguita in maniera conoscitiva generale e specifica, mediante la realizzazione di un, per quanto possibile, rilevamento geologico di dettaglio in superficie, al fine di fornire un quadro esaurientemente esaustivo sulla stratigrafica dell’area, e più puntuali indagini supportate da rilievi diretti sul sito a definire gli assetti prettamente stratigrafici di sottosuolo e profondità fondale.

## 5.1. Generalità e caratteristiche tecniche

L'area, oggetto di studio, trova posizione sul foglio geologico in scala al 100.000 Terni e per maggior dettaglio sulla tavoletta IGM al 25.000 Rieti II quadrante SE. La stessa è situata a quote altimetriche di 400 metri slm, e trova riscontro all'interno del nucleo urbano e storico della città di Rieti. La tipologia edificatoria dell'immobile, che rappresenta in questo caso solo una porzione della intera struttura verificata, appartiene alle fasi costruttive di un apparato piuttosto ampio e relativo ad un complesso ecclesiastico di cui la porzione in oggetto costituisce chiesa, sviluppata in navata centrale e piccole isole laterali. Il sistema edificatorio sorge lungo il fronte del colle cittadino, all'interno della vecchia cinta muraria.

Gli studi già in precedenza impostati ed il rapporto con altre tipologie edificatorie limitrofe e consimili, fanno supporre che la tipologia di assetto delle strutture murarie e soprattutto fondali siano sviluppate secondo un andamento a terrazzamenti, con successivi e/o coevi riempimenti in materiali di risulta nella contribuzione degli spianamenti preparatori. Non sempre i piani di fondazione quindi poggiano su materiale lapideo, anzi è spesso accaduto di ritrovare, al di sotto dei piani fondali, spessori non esigui rappresentati da limi rimaneggiati lungo i fronti sommitali. Ancora si è rinvenuta la presenza nei sedimenti di base, di materiali lapidei provenienti da industria antropica, a dimostrare che, forse in tempi precedenti all'imposta dei fabbricati, i siti erano oggetto di discariche edilizie.

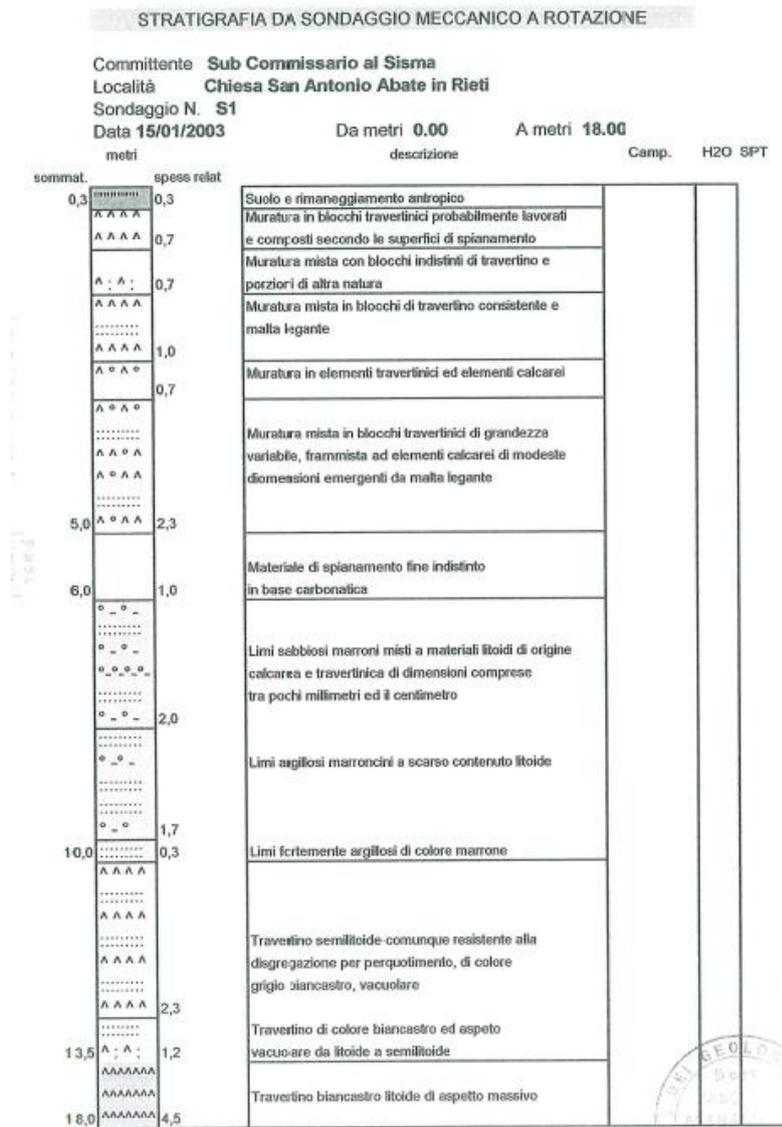
## 5.2. Indagini in sito

La non esigenza delle opere in progetto ha comportato un sotteso ricorso ad indagini conoscitive sui terreni di alto grado di specializzazione, con visione diretta dei rapporti stratigrafici di fondo e la verifica delle condizioni di congruenza del terreno con le strutture su di essi impostate. Le stesse sono state condotte secondo un protocollo di rigorosa accademia.

Sul sito sono state realizzate:

- Indagini in rilevamento geologico di dettaglio
- Verifica stratigrafica di profondità con l'imposta di sondaggi a rotazione in carotaggio continuo
- Indagini dirette sulla struttura dei corpi geologici presenti
- Prelievo campionature ed analisi di sito sulle coperture sedimentarie

Il sondaggio realizzato sul fronte del nucleo edificatorio della chiesa è stato impostato in posizione inclinata rispetto alla verticale, a comprendere nel passaggio stratigrafico il corpo murario e di fondazione, ed al di sotto il fronte del basamento di accolta dei corpi edificati. La posizione ed i termini di imposta del sondaggio, nonché le relative stratigrafie rilevate, sono riportati in planimetria, schema stratigrafico ed in dettaglio sulle foto.



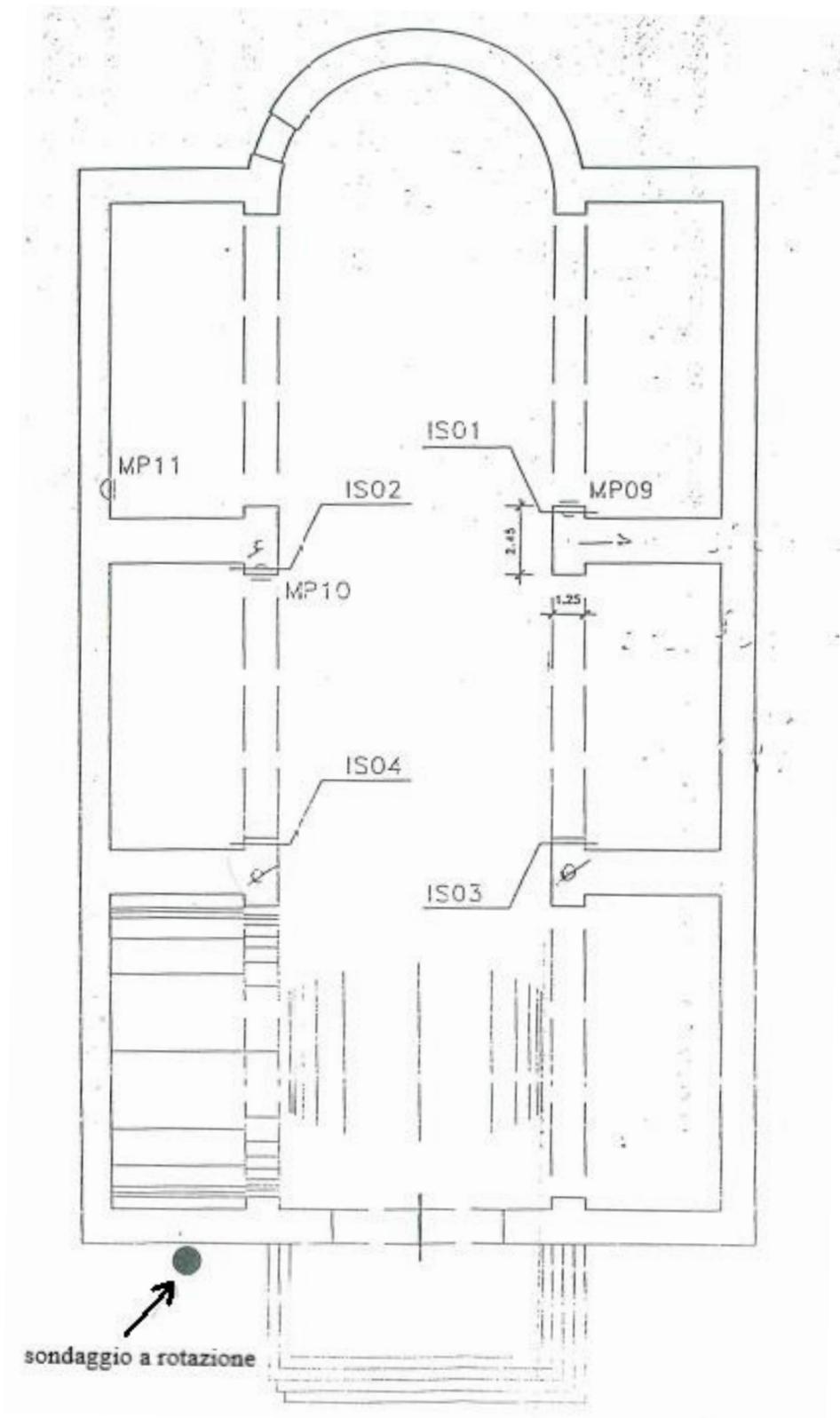


Fig.8 - Pianta delle indagini sulla muratura e sul terreno

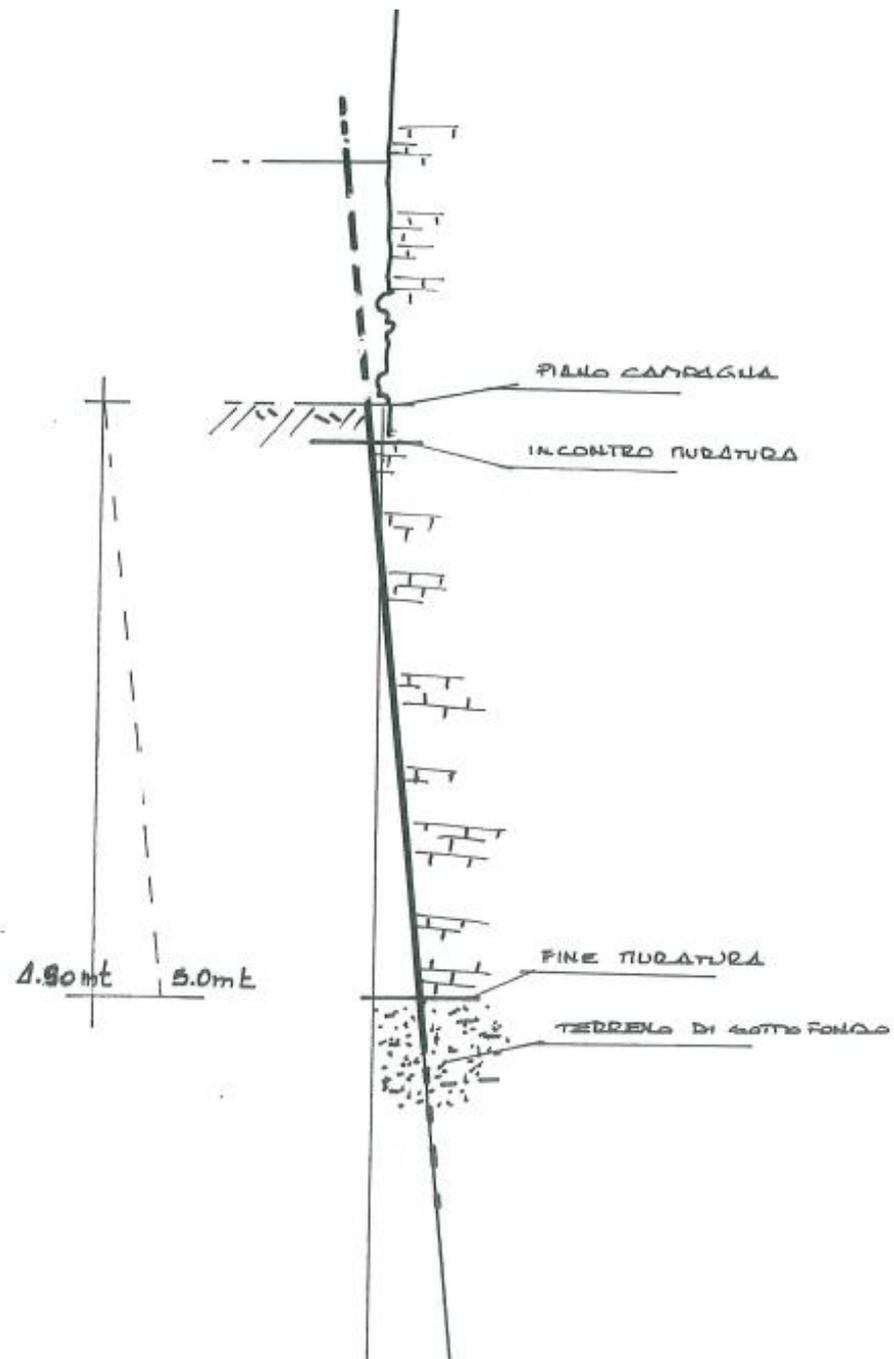


Fig.9 - Posizione relativa degli elementi strutturali

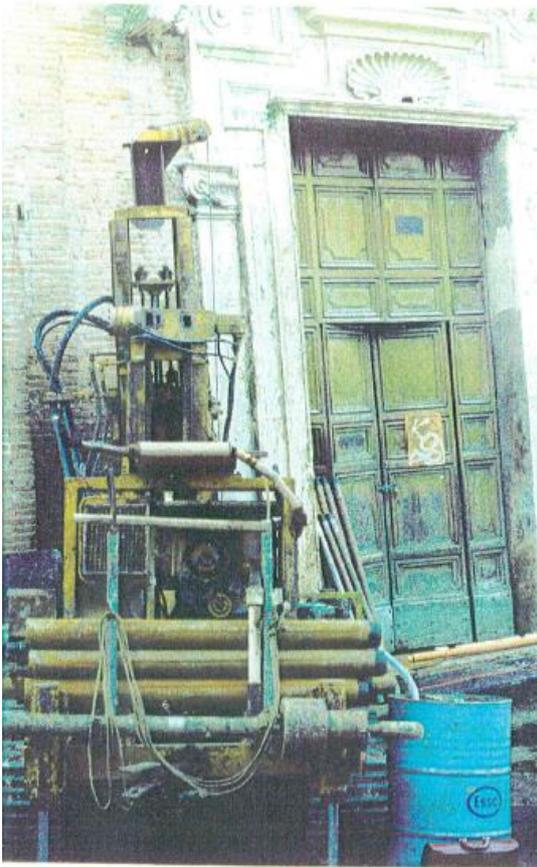


Fig.10 - Localizzazione sondaggio

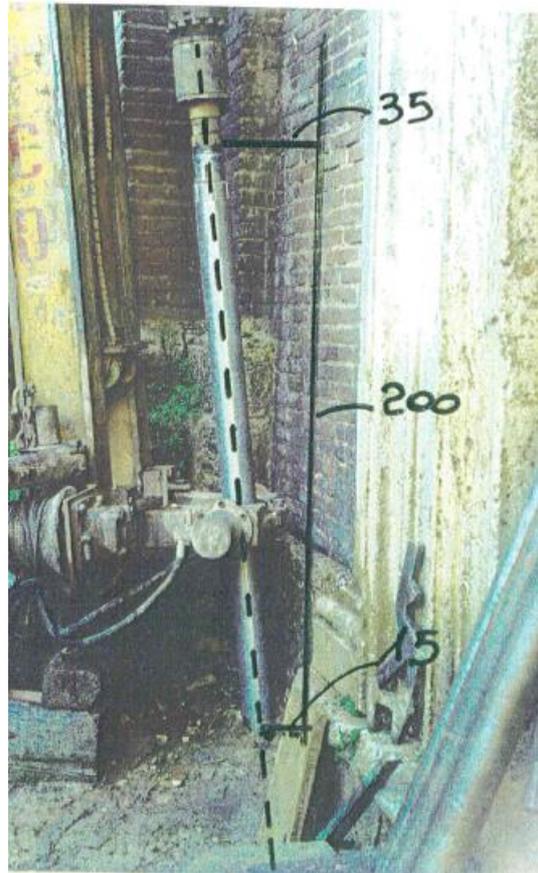


Fig.11 - Posizione specifica sondaggio

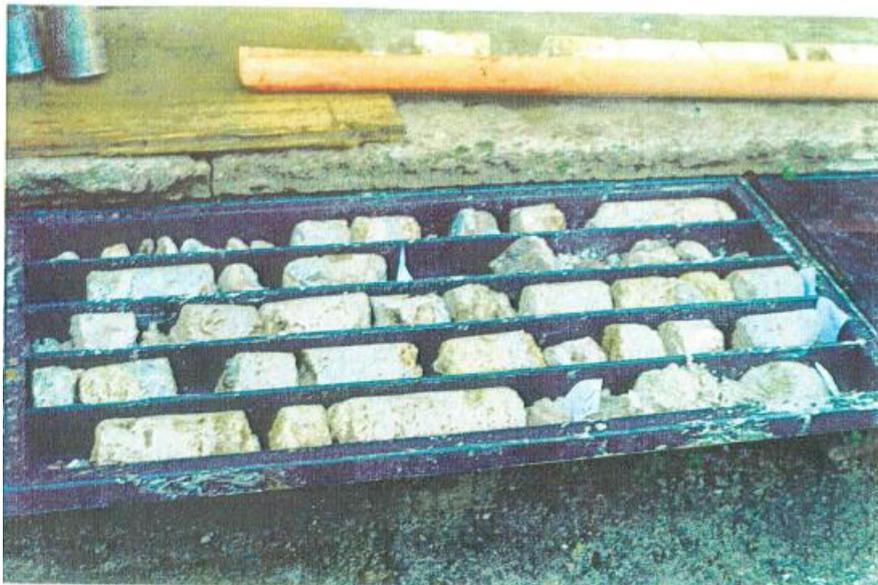


Fig.12 - Complesso murario



Fig.13 - Dettaglio di fine fondazione



Fig.14 - Struttura del terreno sotto il piano fondale ed in profondità



Fig.15 - Dettaglio tratto mediano

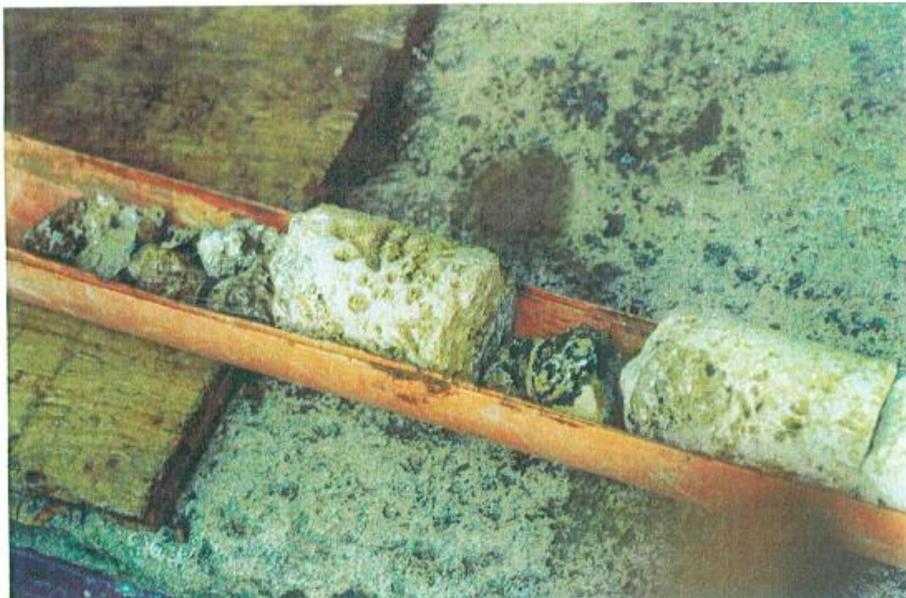


Fig.16 - Dettagli del fronte travertinico di base

L'indagine di verifica stratigrafica diretta è stata realizzata mediante un sondaggio a rotazione in carotaggio continuo, impostato in prossimità della facciata frontale dell'edificio ed impostato in posizione inclinata rispetto alla verticale parallela alle murature. Tale condizione realizzativa, ha permesso di posizionare il sistema indagativo lungo una direttrice che tendesse ad attraversare il sistema delle murature in profondità, consono quindi all'accertamento oltre che delle qualità di terreno sottostante, del livello di imposta fondale e dello stato di qualità del fronte edificato sotterraneo. Lo spessore rilevato giunge a cinque metri dal piano di imposta della perforazione.

Lo stato di conservazione delle murature in profondità appare essere decisamente ottimale; non si sono riscontrate infatti condizioni di degrado nei componenti murari. Gli elementi litoidi appaiono in buono stato di mantenimento ed anche i tratti di giunzione dei corpi costituenti, aggregati da malte a componente calcarea, sono decentemente salvaguardati.

Immediatamente al disotto del piano fondale, quale area di transizione tra muratura e terreno in posto, esiste uno strato spesso circa un metro di materiale grigio biancastro, apparentemente non aggregato, ma che in origine doveva appartenere ad una superficie di probabile spianamento, realizzata in malta a principale componente carbonatica. Lo stato della stessa ha perso in consistenza e durabilità nella funzione legante ed appare, soggetta al rimaneggiamento della perforazione, pressoché inconsistente.

Il terreno di accoglienza della struttura, presenta una composizione riferibile ad una serie stratigrafica limosa e sabbiosa per la maggior parte dello spessore costituente, almeno quattro metri, aumentando la componente argillosa in qualità e quantità approssimandosi verso il fondo dell'intervallo. Il passaggio alle rocce di fondo avviene in modo piuttosto netto e deciso. Il travertino di base, scoperto alla profondità di dieci metri dal piano campagna, subisce un incremento progressivo nelle qualità di resistenza e addensamento con il progredire della profondità.

## 6. Metodi di analisi

I metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato. Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento  $q$ . I valori attribuiti a  $q$  variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati:

-per l'analisi lineare, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento  $q$ , a seconda dello stato limite considerato.

-per l'analisi non lineare, il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica.

*Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica*

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

In particolare, l'analisi non lineare può essere utilizzata sia per sistemi strutturali a comportamento non dissipativo, sia per sistemi strutturali a comportamento dissipativo e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche. Nei sistemi strutturali a comportamento dissipativo i legami costitutivi utilizzati devono tener conto anche della riduzione di resistenza e della resistenza residua, se significative.

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato dinamicamente o staticamente. Il metodo di analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale (analisi dinamica lineare). In alternativa all'analisi modale, in cui l'equilibrio viene trattato dinamicamente, si possono adottare tecniche di analisi più raffinate, quali l'integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso storie temporali del moto del terreno. Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto.

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica si possono eseguire analisi non lineari; in esse l'equilibrio è trattato, alternativamente:

- a) Dinamicamente (analisi non lineare dinamica), modellando l'azione sismica, mediante storie temporali del moto del terreno;
- b) Staticamente (analisi non lineare statica), modellando l'azione sismica, mediante forze statiche fatte crescere monotonamente.

## 7. Analisi statica non lineare (Pushover)

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare. Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alla forza d'inerzia aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.

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

### ***Gruppo 1- Distribuzioni principali:***

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

Distribuzione proporzionale alle forze statiche, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,

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

- In tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore all'85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1.3 T_C$ .

### ***Gruppo 2-Distribuzioni secondarie:***

- a) Distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazione 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.

Vista la limitata dinamica delle strutture in muratura, e considerando il forte comportamento non lineare del materiale, il comportamento sismico della struttura presa in esame sarà studiato mediante un'analisi statica non lineare, ovvero mediante un'analisi Pushover.

L'analisi si articola nelle seguenti fasi:

- Individuazione delle parti resistenti della struttura muraria attraverso la definizione del telaio equivalente (maschi murari, fasce di piano e conci rigidi);
- Valutazione della curva di capacità. Occorre determinare la curva del sistema reale (MDOF- Sistema a più gradi di libertà);
- Trasformazione del sistema a più gradi di libertà (MDOF) in quello ad un solo grado di libertà equivalente (SDOF) attraverso il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$ ;
- Valutazione del sistema bilineare equivalente di massa  $m^*$ , rigidità  $k^*$  e periodo  $T^*$ ;
- Valutazione della capacità di spostamento ( $u_{max}$ );
- Valutazione della domanda di spostamento ( $d_{max}$ );
- Confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento.

L'esito della verifica si considera positivo quando è soddisfatta la seguente relazione:

$$u_{max} \geq d_{max}$$

In altre parole, in termini di coefficienti di sicurezza (S), affinché l'esito della verifica sia positivo, deve essere soddisfatta la seguente per tutte le combinazioni di carico effettuate:

$$S = \frac{u_{max}}{d_{max}} \geq 1$$

Oltre a quanto sopra detto, affinché l'esito della verifica sia positivo, il fattore di struttura  $q^*$  deve assumere un valore non maggiore di 3

### 7.1. Definizione della curva di capacità del sistema reale

In questa fase si valuta la curva di capacità del sistema reale (MDOF-Sistema a più gradi di libertà). In ascissa si riporta lo spostamento  $d_c$  di un punto della struttura (detto punto di controllo) ed in ordinata il taglio alla base  $V_B$ . La curva si ottiene incrementando le forze orizzontali secondo determinate leggi, dette profili di carico. Partendo da carichi orizzontali nulli, si procede ad incrementare i suddetti carichi fino a raggiungere il collasso della struttura (il collasso si può verificare per il collasso di un singolo elemento o per la formazione di un meccanismo di piano).

Incrementando progressivamente i carichi orizzontali aumenta lo stato deformativo della costruzione (aumenta lo spostamento del punto di controllo ed il taglio alla base). L'incremento dei carichi orizzontali non è indefinito, ma aumenta fino a quando non si verificano le condizioni di collasso. Tra l'inizio dell'incremento dei carichi orizzontali ed il collasso finale della struttura, diversi elementi strutturali passano dalla fase elastica a quella plastica. Tale passaggio comporta la modifica del grado di vincolo del modello strutturale (per gli elementi plasticizzati, si passa dal vincolo incastro a quello di cerniera). Per tale motivo, la curva di capacità assume andamento curvilineo (in assenza di plasticizzazioni, si otterrebbe un diagramma rettilineo).

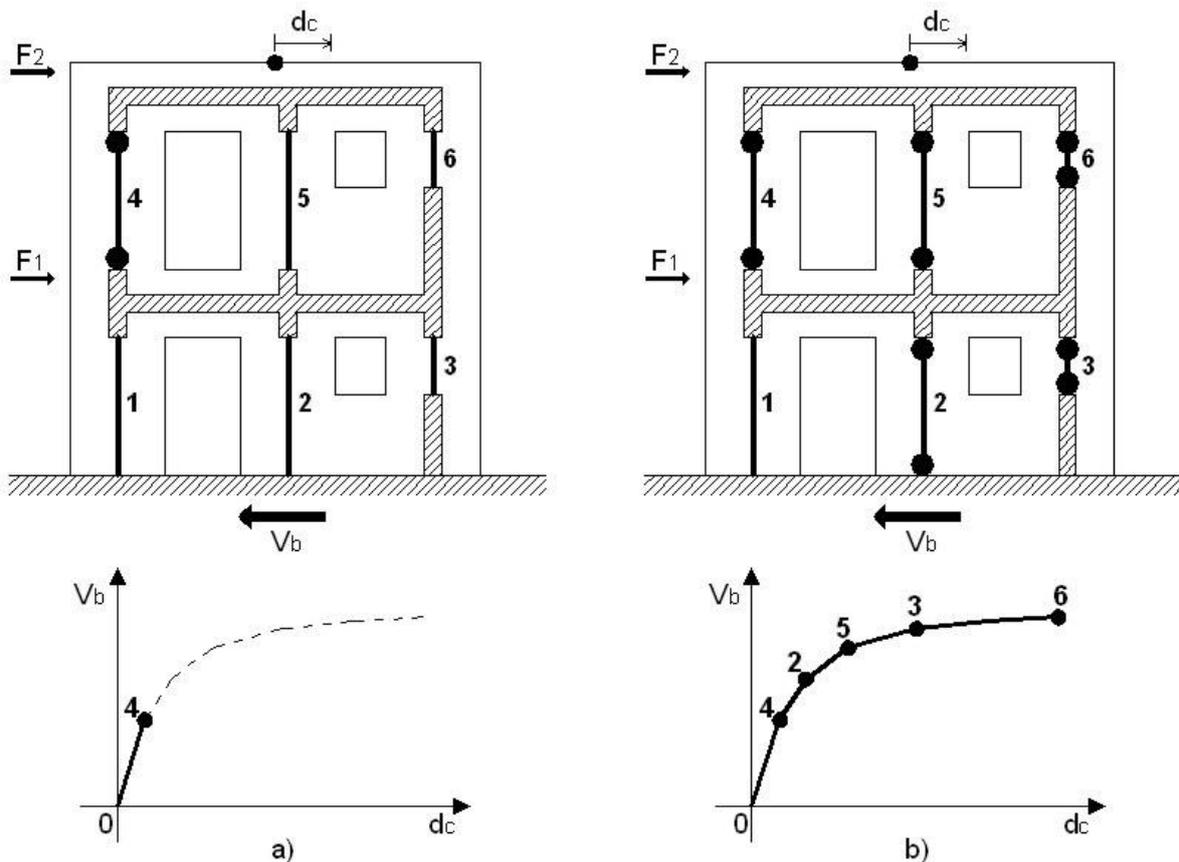


Fig.17 - Definizione della curva di capacità

Nella fase iniziale dell'analisi, incrementando i carichi orizzontali (aumenta il taglio alla base  $V_B$ ), la struttura inizia a deformarsi (aumenta lo spostamento del punto di controllo  $d_c$ ) dando

origine al primo ramo della curva di capacità. L'andamento di questo ramo iniziale è lineare in quanto tutti gli elementi sono ancora in fase elastica. Nell'esempio di figura X il primo elemento che si plasticizza è il 4. All'atto della plasticizzazione del suddetto elemento si è ricavato il ramo (0-4) della curva di capacità riportato nel grafico "a". a questo punto dell'analisi, lo schema statico della struttura subisce la prima variazione in quanto si formano le due cerniere plastiche agli estremi dell'elemento 4.

Riducendosi il grado di vincolo, si riduce anche la rigidezza complessiva della struttura. Procedendo con ulteriori incrementi dei carichi orizzontali, i successivi rami della curva hanno pendenze minori (per via della minore rigidezza) a parità di incrementi di forze la struttura è più deformabile). Si plasticizzano sempre nuovi elementi (nell'esempio si plasticizzano progressivamente gli elementi 2,5,3 e 6 come si vede nel grafico "b"). Arriverà il punto in cui la struttura non è più in grado di resistere ad ulteriori incrementi di carico a causa del collasso di qualche elemento o perché labile (nell'esempio, essendosi plasticizzati tutti gli elementi del secondo livello, si ottiene un meccanismo di piano). A questo punto dell'analisi, si interrompe l'incremento dei carichi orizzontali e rimane determinata la curva di capacità della struttura (grafico b)

## 7.2. Definizione del sistema equivalente ad un solo grado di libertà

Si approssima il sistema a più gradi di libertà (MDOF) in uno equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF). Tale trasformazione avviene dividendo l'ascissa ( $d_C$ ) e l'ordinata ( $V_b$ ) della curva di capacità del sistema reale per il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$ :

$$d^* = \frac{d_C}{\Gamma}$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma}$$

Il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  è dato dalla seguente:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2}$$

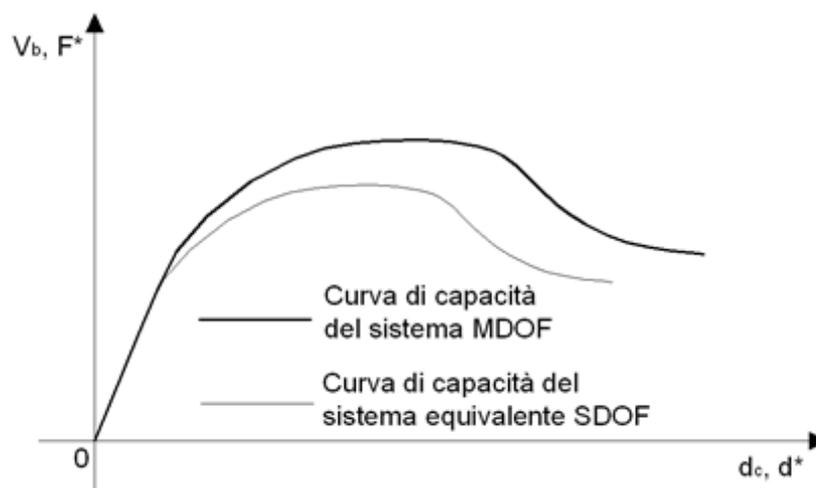


Fig.18- Curve di capacità relative al sistema a più gradi di libertà (MDOF) ed a quello equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF)

### 7.3. Valutazione del sistema bilineare equivalente

La curva di capacità del sistema SDOF viene approssimata ad una bilatera costituita da un primo tratto lineare ed un secondo costante. Tale sistema è più comunemente denominato sistema bilineare equivalente (SBE) di massa  $m^*$ , di rigidezza  $k^*$  e di periodo  $T^*$ . Il tratto lineare del sistema equivalente si ottiene dall'intersezione (punto A) della curva di capacità del sistema SDOF con la retta orizzontale passante per la quota  $0.7F_{max}^*$ , dove  $F_{max}^*$  è la forza massima ottenuta dalla curva di capacità del sistema SDOF.

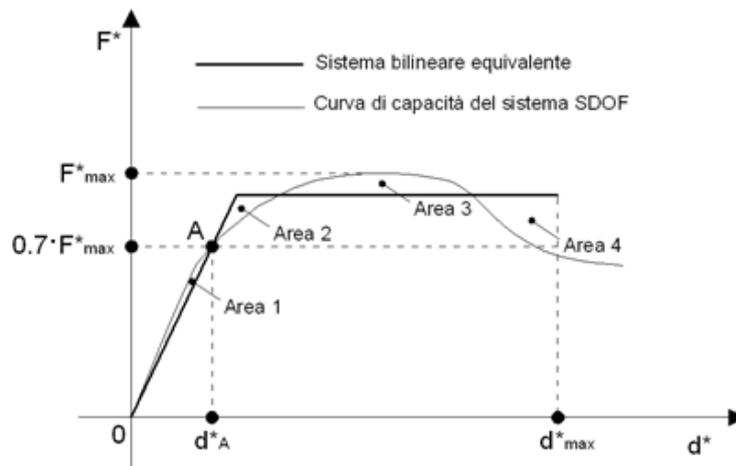


Fig.19 - Sistema bilineare equivalente

Definito il tratto lineare del sistema bilineare, è possibile ricavarne la rigidezza attraverso la seguente relazione:

$$k^* = \frac{0.7F_{max}^*}{d_A^*}$$

Dove  $d_A^*$  è lo spostamento in corrispondenza della suddetta intersezione (ascissa del punto A in figura). Il tratto costante del sistema bilineare equivalente (e quindi anche la forza massima  $F_y^*$ ) si ottiene dall'equilibrio delle aree: l'area al di sopra della curva di capacità deve essere uguale a quella al di sotto. Prendendo come riferimento la curva di figura Y, deve essere verificata la seguente:

$$Area\ 1 + Area\ 3 = Area\ 2 + Area\ 4$$

La massa del sistema equivalente ( $m^*$ ) si ottiene dalla somma dei prodotti delle masse di ogni grado di libertà per le corrispondenti componenti dell'autovettore della prima forma modale della struttura:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i$$

Il periodo di vibrazione del sistema equivalente si ottiene dalla seguente relazione:

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

#### 7.4. Valutazione della capacità di spostamento ( $d_{max}$ )

Per poter effettuare la verifica occorre determinare la capacità di spostamento ( $u_{max}$ ) e lo spostamento richiesto ( $d_{max}$ ) della struttura (riferite al sistema MDOF). La capacità di spostamento si ottiene dalla curva di capacità della struttura. Secondo la normativa, per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), se la curva di capacità è sempre crescente, si assume come  $u_{max}$  il massimo spostamento della curva (a). Se la curva presenta dei rami decrescenti (come in b), si assume  $u_{max}$  lo spostamento che riduce al massimo del 20% la forza massima ( $F_{max}$ ) della curva di capacità.

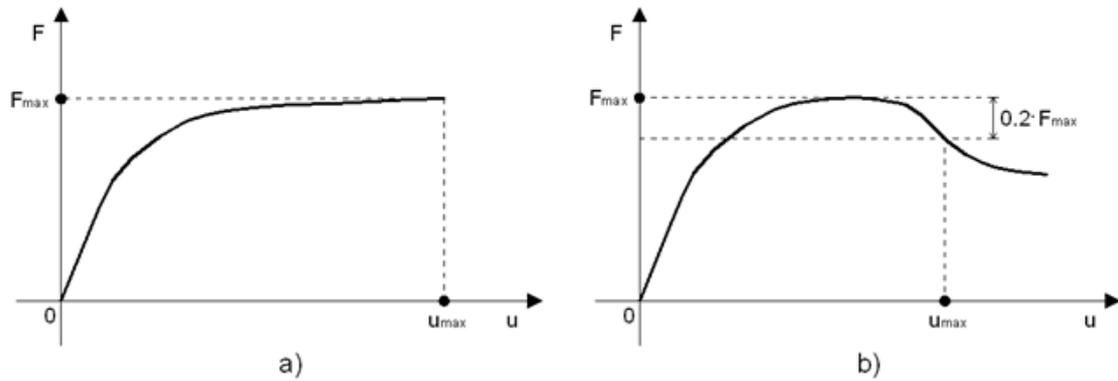


Fig.20 - Capacità di spostamento del sistema

## 7.5. Valutazione della domanda di spostamento ( $d_{max}$ ) e verifica

La domanda di spostamento si ottiene dalla relazione seguente:

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

Dove  $\Gamma$  è il coefficiente di partecipazione, su definito. A sua volta, la domanda di spostamento ( $d_{max}^*$ ) del sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) si ottiene dalle relazioni seguenti in funzione del periodo  $T^*$  del sistema equivalente e del periodo  $T_C$  che definisce lo spettro elastico.

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* \geq T_C$$

$$d_{max}^* = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right] \geq S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* < T_C$$

il fattore di struttura  $q^*$  che compare nella seconda formula è dato dalla seguente relazione:

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

L'esito della verifica si considera positivo quando la capacità di spostamento ( $u_{max}$ ) è maggiore della domanda di spostamento ( $d_{max}$ ). in altri termini, deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$u_{max} \geq d_{max}$$

Come si può intuire, l'esito della verifica migliora se aumenta la capacità di spostamento ( $u_{max}$ ) e se diminuisce la domanda di spostamento ( $d_{max}$ ).

Oltre a quanto sopra detto, affinché l'esito della verifica sia positivo, il fattore di struttura  $q^*$  deve assumere un valore non maggiore a 4 (punto 7.8.1.6 del D.M 14/01/2018). Per far diminuire il valore di  $q^*$  occorre far aumentare la resistenza del sistema bilineare equivalente ( $F^*y$ ).

## 7.6. Combinazioni di carico

Il D.M. 17/01/2018 introduce nel punto 7.3.5. un 'importante novità. La parte iniziale del suddetto punto di normativa recita testualmente:

*ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NONN LINEARE*

*La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:*

$$1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$$

Il testo della normativa include nella precedente combinazione delle azioni sismiche anche le strutture analizzate con metodi non lineari. A differenza del D.M. 14/01/2008, l'azione sismica deve essere considerata in contemporanea nelle due direzioni. Nella direzione principale deve essere considerata al 100%, mentre nella direzione secondaria deve essere considerata al 30%.

Per quanto appena detto, la curva di capacità deve essere valutata per

- Direzione X e Y;
- Sisma nella direzione principale (100%) positivo e negativo;
- Sisma nella direzione secondaria (30%) positivo e negativo;
- Profili di carico:
  - proporzionale alle forze statiche (altezze) (Gruppo 1- distribuzioni principali)
  - proporzionali alle masse (Masse) (Gruppo 2- distribuzioni secondarie)

Dalle considerazioni fatte sopra, occorre tenere conto di due profili di carico, dell'incremento delle azioni sismiche nella direzione primaria con verso positivo e negativo, dell'incremento delle azioni sismiche nella direzione secondaria con verso positivo e negativo e dell'incremento delle azioni sismiche secondo le due direzioni principali della costruzione.

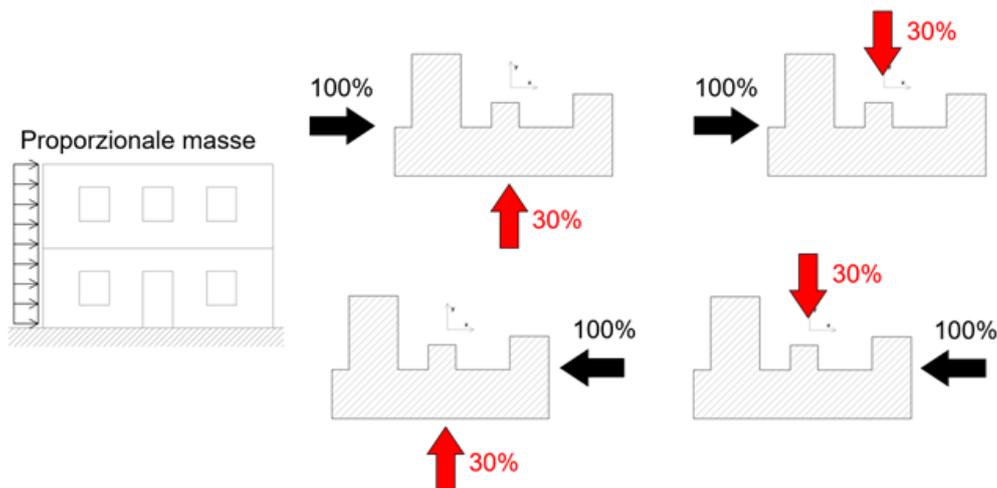


Fig.21 - Combinazione di carico con forza sismica principale in direzione X e per profilo di carico proporzionale alle masse

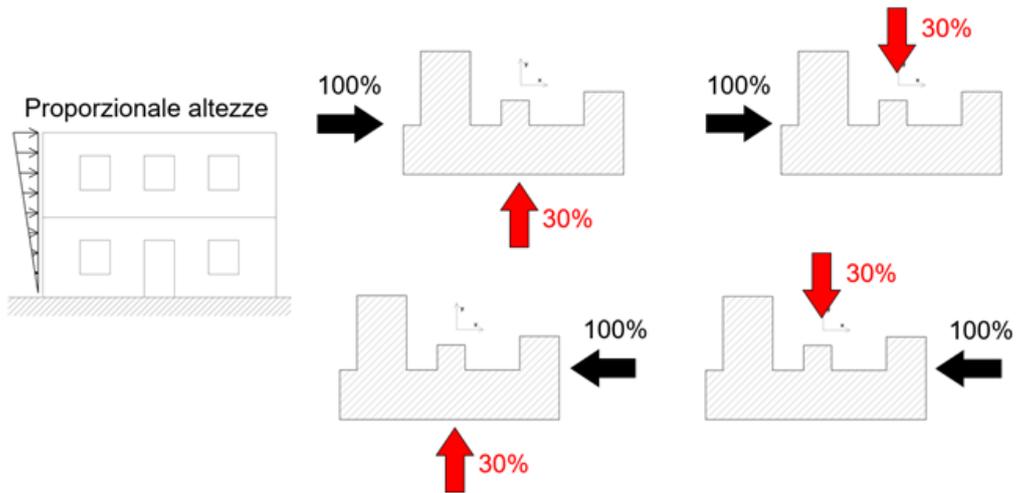


Fig.22- Combinazione di carico con forza sismica principale in direzione X e per profilo di carico proporzionale alle altezze

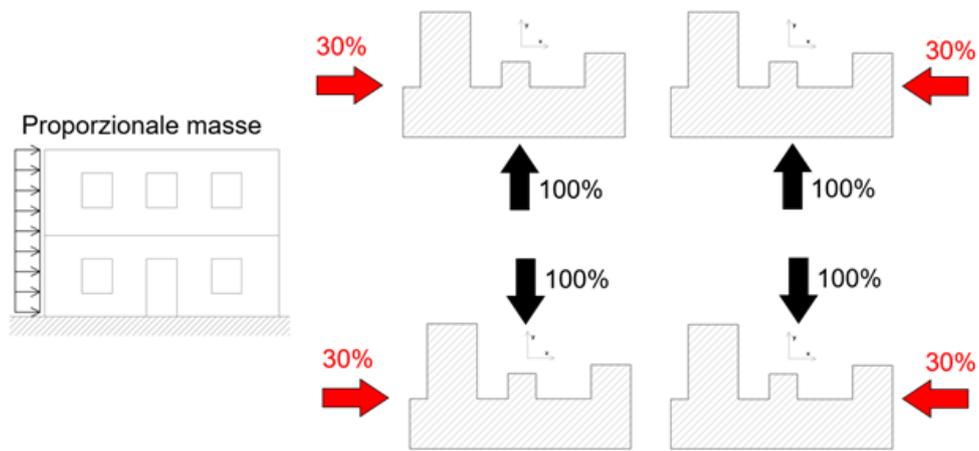


Fig.23 - Combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione Y e per profilo di carico proporzionale alle masse

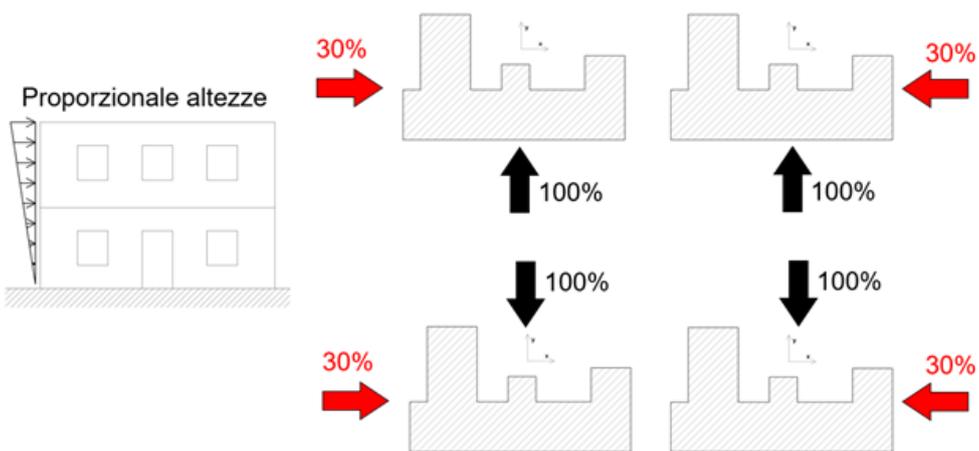


Fig.24 – Combinazioni di carico con forza sismica principale in direzione Y e per profilo di carico proporzionale alle altezze

Come si vede nelle figure sopra riportate, oltre alla forza al 100% nella direzione principale, occorre tenere in conto anche di una forza orizzontale nella direzione ortogonale a quella principale considerata al 30%. Come è facilmente intuitivo, il fatto che oltre alla forza applicata nella direzione principale al 100% ne agisca una nella direzione secondaria al 30%, comporta che la forza massima che la struttura riesce a sopportare prima del collasso nella direzione principale sarà sicuramente minore.

## 7.7. Scelta del punto di controllo e fattore di controllo $q^*$

Come riportato nel paragrafo 1.8, secondo il D.M. 14/01/2008 era sufficiente analizzare la struttura scegliendo come punto di controllo solo il baricentro delle masse dell'ultimo impalcato. Nel punto 7.3.4.2. del D.M. 17/01/2018 si introduce una importante novità sulla scelta del suddetto punto. Si riporta testualmente quanto riportato nel suddetto punto di normativa:

*L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare. Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.*

Nella parte finale del testo sopra riportato, si aggiunge che occorre considerare punti di controllo alternativi al baricentro delle masse quando sia significativo l'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni, in altri termini, quando l'edificio non è regolare in pianta.

Il fattore di comportamento, invece, dipende dall'accelerazione spettrale valutata per il periodo  $T^*$  e dalla resistenza del sistema bilineare equivalente ( $F^*y$ ). secondo il D.M. 17/01/2018 il valore massimo di  $q^*$  è posto essere a 4. Per valori maggiori l'esito della verifica è da ritenersi non superato. Si riporta il testo del punto 7.8.1.6. del suddetto D.M.:

*in ogni caso, sia per le costruzioni in muratura ordinaria sia per le costruzioni in muratura armata senza progettazione in capacità, la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, ecceda il valore di 4.0.*

Il periodo  $T^*$  è generalmente compreso tra  $T_B$  e  $T_C$  (periodi che comprendono le ordinate più alte dello spettro  $S_e$ ) per cui il numeratore si mantiene costante. Il denominatore dipende dalla resistenza del sistema bilineare equivalente ( $F^*y$ ).

## 7.8. Stati limite da analizzare

Secondo il punto 7.3.6. del D.M. 17/01/2018 occorre effettuare le verifiche riportate nella tabella seguente

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM
SLE	SLO					RIG		
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT			DUT		

Per lo stato limite SLD la verifica deve essere effettuata per le classi d'uso I e II in termini di rigidità (RIG) e per le classi d'uso III e IV la verifica deve essere effettuata in termini di resistenza (RES). La verifica si effettua valutando la curva di capacità controllando gli spostamenti d'interpiano. Per gli edifici in muratura, il massimo spostamento consentito per SLD è (punto 7.3.6.1. del D.M. 17/01/2018):

$$0.002h$$

Dove  $h$  è l'altezza d'interpiano.

Per lo stato limite SLI la verifica deve essere effettuata per le classi d'uso III e IV in termini di rigidità (RIG) ed il massimo spostamento consentito si assume pari  $2/3$  quello consentito per SLD, sopra riportato. Per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), la verifica si effettua in termini di resistenza. La curva di capacità si valuta tenendo conto degli spostamenti ultimi.

Per lo stato limite di collasso (SLC) la verifica deve essere effettuata in termini di duttilità (DUT). Il D.M. 17/01/2018, attraverso il punto 7.3.6.1. cita testualmente:

*per le sezioni allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al par. 7.2.1. degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:*

*alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC, nel caso si utilizzino modelli non lineari.*

Il D.M. 17/01/2018 non esclude gli edifici in muratura da quest'ultima verifica. La verifica si svolge in analogia a quella SLV. Occorre applicare l'azione sismica relativa allo stato limite di collasso ed applicare i seguenti spostamenti limite sugli elementi nella valutazione della curva di capacità (punti 7.8.2.2.1 e 7.8.2.2.2 del D.M. 17/01/2018):

- $0.005 \cdot h$  (rottura per taglio)
- $0.010 \cdot h$  (rottura per flessione)

L'analisi secondo lo stato limite di collasso presenta lo svantaggio di essere soggetto ad un'azione sismica maggiore rispetto allo stato limite di salvaguardia della vita, ma nello stesso tempo presenta il vantaggio di consentire ai maschi murari spostamenti ultimi maggiori.

## 8. Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura

Una panoramica sulle metodologie di modellazione ed analisi della risposta sismica delle costruzioni in muratura inizia necessariamente dai modelli più semplici forniti dalla scienza delle costruzioni: i meccanismi di collasso, di primo e secondo modo, possono essere studiati col metodo dell'analisi limite dell'equilibrio. Grazie all'ipotesi di non resistenza a trazione ed in generale all'approssimazione di infinita resistenza a compressione è possibile ricondurre la parete in muratura ad una catena cinematica di corpi rigidi in cui la configurazione del sistema è funzione di un'unica grandezza lagrangiana, lo spostamento di un punto. Ipotizzato il cinematicismo, dunque, il sistema si traduce in un sistema ad un grado di libertà equivalente in cui un moltiplicatore orizzontale statico dei carichi è calcolato in corrispondenza della soglia di attivazione del meccanismo. Tale moltiplicatore rappresenterebbe, sotto l'ipotesi di comportamento perfettamente rigido sino all'attivazione, il valore in unità di  $g$  dell'accelerazione orizzontale di collasso associata a quel meccanismo. Nel caso di meccanismo di I modo (Giuffrè, 1993) questo metodo porta a valutazioni accettabili della vulnerabilità (in particolare in relativo nella valutazione dell'efficacia di interventi di miglioramento sismico). Per i meccanismi di II modo (Como e Grimaldi, 1986) il metodo si dimostra invece eccessivamente cautelativo, riuscendo a cogliere solamente un limite inferiore di resistenza residua per la parete.

Il metodo POR (Tomazevic, 19778; Braga e Dolce, 1982), con le successive evoluzioni (Dolce, 1989; Fusier e Vignoli, 1993), propone invece un'analisi non lineare statica incrementale semplificata; nelle analisi si ipotizza un meccanismo di collasso di piano e la presenza di orizzontamenti rigidi. Tale metodo è utile nel caso di progetto di nuovi edifici o nella valutazione della vulnerabilità di costruzioni su cui siano stati eseguiti interventi di adeguamento sismico, ma non consente una affidabile valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti.

Un'alternativa a tale metodo, che rimuove alcune delle restrittive ipotesi dei metodi tipo POR, è rappresentata dai modelli a macroelementi: in questo caso le pareti vengono assimilate a telai equivalenti in cui elementi deformabili (maschi murari e fasce di piano) collegano nodi rigidi (porzioni di muratura in cui non si riscontra generalmente danneggiamento). Questi macroelementi sintetizzano danneggiamenti, rottura, scorrimenti e rotazioni in zone precostituite sulla base di assunzioni meccaniche ed implementazione di legami non lineari più o meno sofisticati. Generalmente questi modelli (Braga e Liberatore, 1991; D'Asdia e Viskovich, 1994; Gambarotta e Lagomarsino, 1996; Magenes e Della Fontana, 1998) consentono analisi non lineare incrementali a collasso di singole pareti o, più raramente, di interi edifici tridimensionali con orizzontamenti rigidi.

Per l'analisi di pareti è anche possibile ricorrere a modellazioni agli elementi finiti di dettaglio con legami costitutivi non lineari per il materiale muratura: prima della sperimentazione quasi statica sul prototipo di edificio in muratura in scala reale svoltasi a Pavia, ad esempio, è stata effettuata una *blind prediction* dei risultati nella quale sono stati utilizzati legami predefiniti in codici di calcolo (ANSYS, ADINA) e leggi costitutive appositamente studiate (Anthoine, Nappi e Papa, Gambarotta e Lagomarsino, 1994). Questi ed altri legami costitutivi sono disponibili per la modellazione continua del materiale muratura, ma questa strada appare destinata a restare un percorso di ricerca, che presenta oneri e complessità non compatibili con

un'analisi statica di pareti all'analisi dinamica tridimensionale di interi edifici. Un analogo discorso riguarda la modellazione discreta ad elementi distinti (Cundall, 1988; Hart et al., 1988), adeguata, almeno in linea di principio, per muratura a blocchi squadrati e di grande dimensione. Tuttavia, anche in questo caso, non si incontra l'esigenza sempre più emergente di disporre di un modello sintetico (tipicamente per macroelementi) che consenta l'analisi dell'intero edificio, considerando le effettive caratteristiche dei solai, anche in campo dinamico. Di seguito, viene illustrata una procedura a macroelementi basata sul modello di macroelemento pannello proposto da Gambarotta e Lagomarsino (1996).

## 8.1. Analisi a macroelementi di pareti murarie

Ogni generica parete con aperture viene suddivisa in maschi murari verticali ed architravi orizzontali (fasce di piano), collegati da zone rigide (come illustrato nella figura seguente).

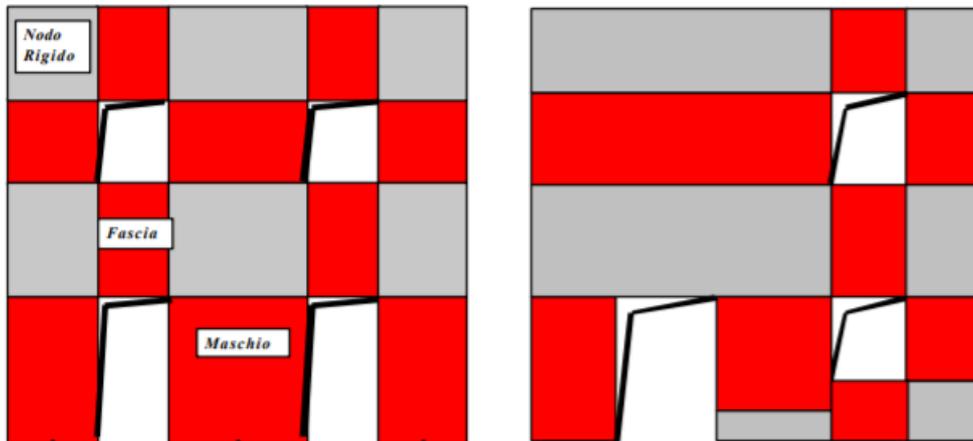


Fig.25 - Esempio di modellazione di pareti murarie

Infatti, l'osservazione dei danni subiti da pareti in muratura per azioni sismiche permette di rilevare come solo queste porzioni della parete siano tipicamente soggette a danneggiamento e rottura, mentre nelle zone di connessione tra fasce e maschi si riscontra generalmente l'assenza di meccanismi di fessurazione e sistematici fenomeni di danno: ciò consente di supporre che lo stato deformativo si mantenga sempre entro i limiti elastici e quindi, possa essere considerato trascurabile nella valutazione complessiva del comportamento della parete in cui sono determinati le deformazioni non lineari delle altre parti. L'individuazione delle porzioni rigide e degli elementi deformabili risulta immediata nel caso di pareti con distribuzione regolare delle aperture, ma è comunque possibile modellare anche situazioni più complesse ed irregolari. Nella modellazione si tiene conto di disomogeneità o discontinuità significative nello spessore e nell'altezza dei maschi murari. Le catene sono modellate con elementi asta elastici non lineari reagenti solo a trazione. I cordoli sono modellati con elementi elastici trave. Lesioni e dissesti pregressi possono essere modellati attribuendo un danneggiamento iniziale nel corrispondente macroelemento: tale elemento manifesta così da subito una rigidità ridotta ed una resistenza degradata.

## 8.2. Il macroelemento

La costruzione di un macroelemento rappresentativo di un intero pannello murario deve permettere la formulazione di equazioni d'equilibrio coinvolgendo un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie. Il macroelemento proposto da Gambarotta e Lagomarsino (1996) considera un pannello di larghezza  $b$  e spessore  $s$  costituito di tre parti: la deformabilità assiale sia concentrata nei due elementi di estremità ① e ③ di spessore infinitesimo  $\delta$ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, mentre le deformabilità tangenziali sia situata nel corpo centrale ② di altezza  $h$  che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico completo per il macroelemento deve, quindi, contemplare i tre gradi di libertà dei nodi  $i$  e  $j$  e quelli dei nodi di interfaccia ① e ②.

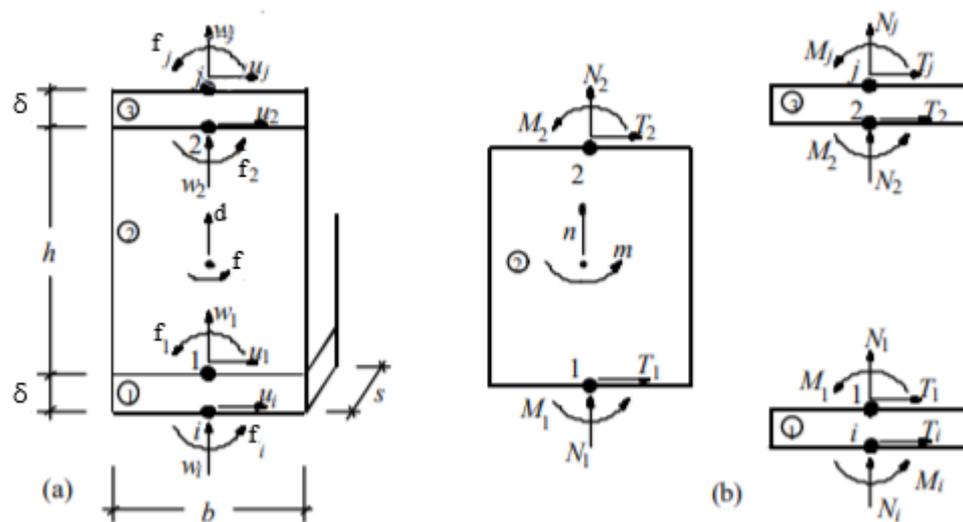


Fig.26 - Modello cinematico del macroelemento

Le ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare la cinematica del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza all'interno delle singole sottostrutture ①, ② e ③. Avendo indicato con  $w$  gli spostamenti assiali, con  $u$  quelli trasversali e con  $j$  le rotazioni, si può affermare che  $u_1 = u_i$ ;  $u_2 = u_j$  (infatti i corpi ① e ③ hanno rigidità a taglio infinita e spessore  $\delta$  tendente a zero) e  $w_1 = w_2 = d$ ;  $j_1 = j_2 = f$  (il corpo centrale è assialmente e flessionalmente rigido e  $d$ ,  $f$  rappresentano rispettivamente lo spostamento assiale e la rotazione). Dal punto di vista cinematico il modello è quindi descritto da otto componenti di spostamento: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità ( $u_i$ ,  $w_i$ ,  $j_i$ ,  $u_j$ ,  $w_j$ ,  $j_j$ ) e le due componenti del macroelemento ( $d$  e  $f$ ).

Il meccanismo di ribaltamento del pannello, favorito dall'assenza di una significativa resistenza a trazione del materiale, viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico unilatero nelle interfacce ① e ③: quando la risultante delle azioni esce dal nocciolo centrale d'inerzia la sezione si parzializza, sforzo normale e momento non sono più sollecitazioni disaccoppiate e si ha una relazione non lineare fra le grandezze cinematiche  $j$  e  $w$ .

Il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nel pannello (corpo ②); il modello di danneggiamento con attrito deriva da un'integrazione macroscopica del legame costitutivo puntuale proposto da Gambarotta-Lagomarsino (1997). Le relazioni di legame correlano le componenti cinematiche  $u_i, u_j, f$ , lo stato tensionale e le variabili interne del comportamento non lineare (il danneggiamento  $a$  e lo scorrimento plastico  $g$ ). Il modello è quindi in grado di descrivere gli effetti della fessurazione diagonale e degli scorrimenti che si attivano quando viene superata la condizione limite per attrito alla Coulomb e che producono degrado della rigidità, softening e dissipazione isteretica.

Il modello complessivo della parete è ottenuto assemblando i contributi di rigidità dei singoli macroelementi, aggiungendo i cordoli e le catene. Nell'assemblaggio si tiene conto della presenza di blocchi rigidi, in corrispondenza dei nodi, con un'opportuna matrice di estremo rigido. Considerati tutti i contributi, la parete è descritta dalle componenti di spostamento nei nodi (3 per ognuno) e negli elementi (2 per ognuno), dalle variabili di danneggiamento e scorrimento (2 per elemento) che tengono memoria degli effetti permanenti dei cicli di carico precedenti. La natura non lineare del legame richiede passi incrementali di analisi, con una classica procedura iterativa di convergenza mediante l'algoritmo di Newton-Raphson. Il programma di calcolo in cui è implementato l'algoritmo è pensato per eseguire analisi incrementali, sia in controllo di forze che di spostamento.

## 9. Software 3Muri®

3Muri è un software italiano nato specificatamente per il calcolo sismico e statico delle strutture in muratura secondo l'attuale normativa vigente (NTC18) e i principali Eurocodici di riferimento (EC6 ed EC8). Il software permette di studiare edifici in muratura, esistenti o nuovi, mediante un metodo di calcolo denominato FME (Frame by Macro Element). Tale metodo consiste nell'effettuare una schematizzazione della struttura in muratura attraverso un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento.

Il software consente di calcolare le strutture in muratura modellando i diversi elementi: pareti, solaio, tetti, elementi aggiuntivi in cemento armato, acciaio, legno (travi, pilastri, setti). 3Muri considera i solai con l'effettiva rigidezza degli elementi che lo costituiscono; ciò permette di simulare il comportamento complessivo e di poterne valutare il contributo, senza necessariamente renderli infinitamente rigidi. È noto infatti che la rigidezza del solaio, soprattutto per i solai a bassa rigidezza come quelli in legno, condizionano fortemente il comportamento complessivo sotto sisma.

La costruzione del modello viene eseguito a step. La prima fase prevede l'input completamente grafico della struttura attraverso "oggetti strutturali": pannelli di muratura, travi e pilastri in c.a., acciaio, legno, muratura, catene e cordoli.

Nel caso in esame, la costruzione è stata fatta a partire dall'importazione di un file dxf della pianta della chiesa.

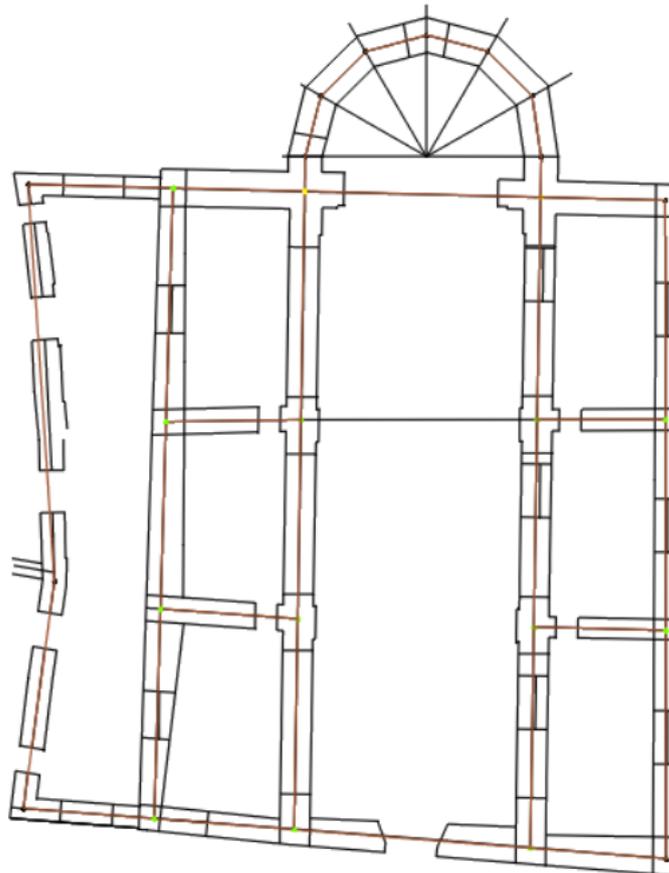


Fig.27 - Definizione delle pareti a partire dal file dxf

Una volta definiti gli elementi strutturali principali, si può passare all'assegnazione di questi ultimi, e quindi definire pareti, bucatore, solaio o falde. Prima di tale assegnazione si va ad assegnare la tipologia di muratura.

Materiali

- MURATURA
  - Muratura
- + CALCESTRUZZO
- + ACCIAIO ARMATURA
- + ACCIAIO STRUTTURALE
- + LEGNO
- FRP

Nome	Muratura
E [N/mm <sup>2</sup> ]	1.080,00
G [N/mm <sup>2</sup> ]	360,00
w [kN/m <sup>3</sup> ]	16
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	140,00
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	72,59
f <sub>vm0</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	2,80
f <sub>vlm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	0,0
γ m	3,00
Drift taglio	0,0050
Drift flessione	0,0100
Stato	Nuovo
Descrizione	
Libreria	

Fig.28 - Definizione delle caratteristiche della muratura



Fig.29 - Assegnazione degli elementi strutturali  
(livello 1)

La modellazione è stata effettuata sulla Chiesa di Sant'Antonio e sulla parte adiacente alla Chiesa, ovvero l'edificio in cui si trova la Sala Severi.

Le informazioni in possesso, hanno fornito indicazioni ben precise per la modellazione della chiesa, mentre per quanto riguarda la Sala Severi, la modellazione è stata condotta effettuando delle ipotesi sulla distribuzione delle aperture (porte, finestre), sulle caratteristiche meccaniche della muratura (assunte uguali a quelle della chiesa) e al corretto ammassamento dei solai alle murature. Le coperture sono state modellate con una serie di arcarecci e con tavolato semplice, con travi in legno in abete.

La copertura della navata centrale non è stata modellata, in quanto non rappresenta un vincolo di piano; non è stato considerato come tetto strutturale adibito alla ripartizione delle azioni orizzontali sui setti sottostanti. Una volta terminata l'assegnazione di tutti gli elementi strutturali, il modello 3D ottenuto è stato il seguente

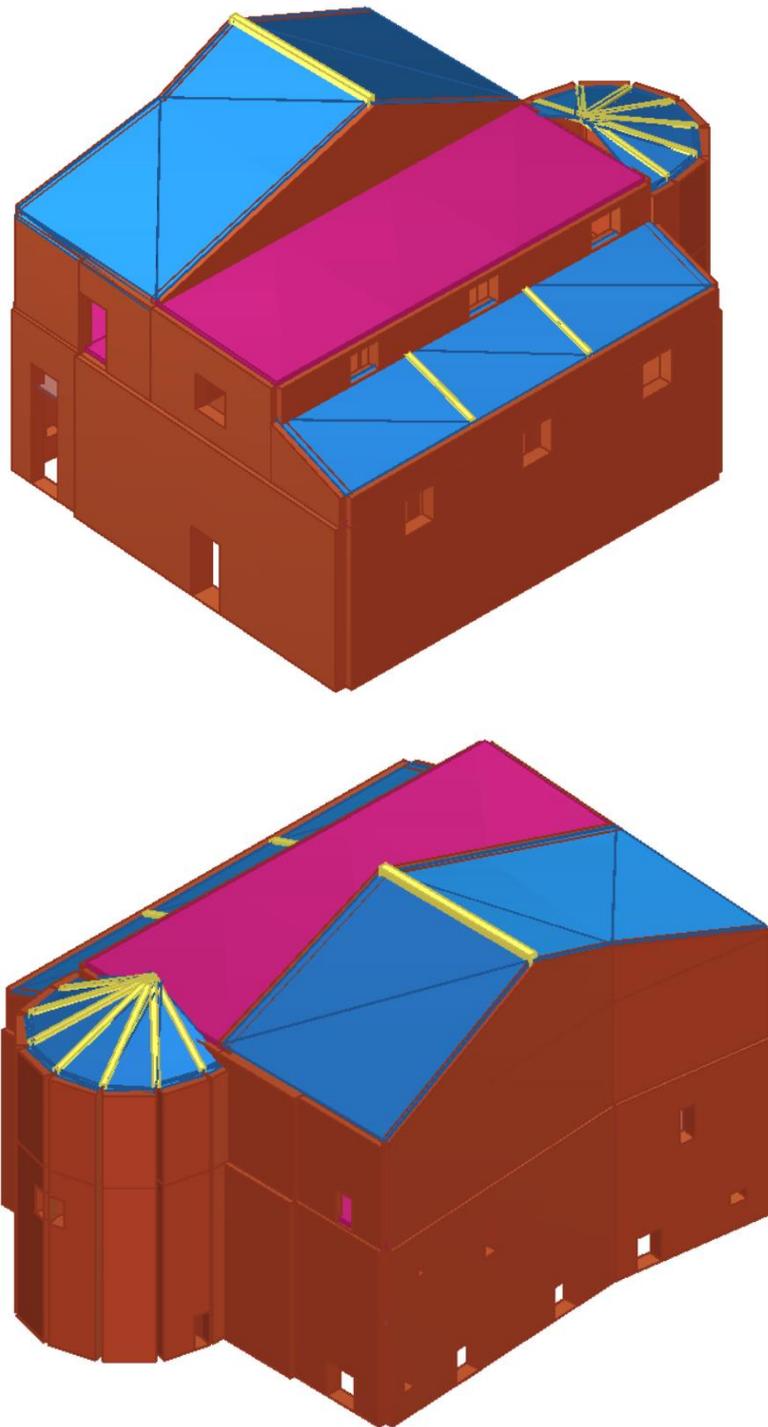


Fig.30 - Modello 3D

Una volta terminata la fase di modellazione, si è passati all'analisi globale. Il modello strutturale del software è il modello a telaio equivalente, dunque prima di procedere è necessario effettuare una mesh della struttura. A tal proposito, il software permette la determinazione automatica del telaio, una volta definita la geometria dell'edificio, attraverso un algoritmo che riconosce le

connessioni tra i pannelli murari e li suddivide in elementi rigidi, maschi, fasce e creando la struttura da analizzare.

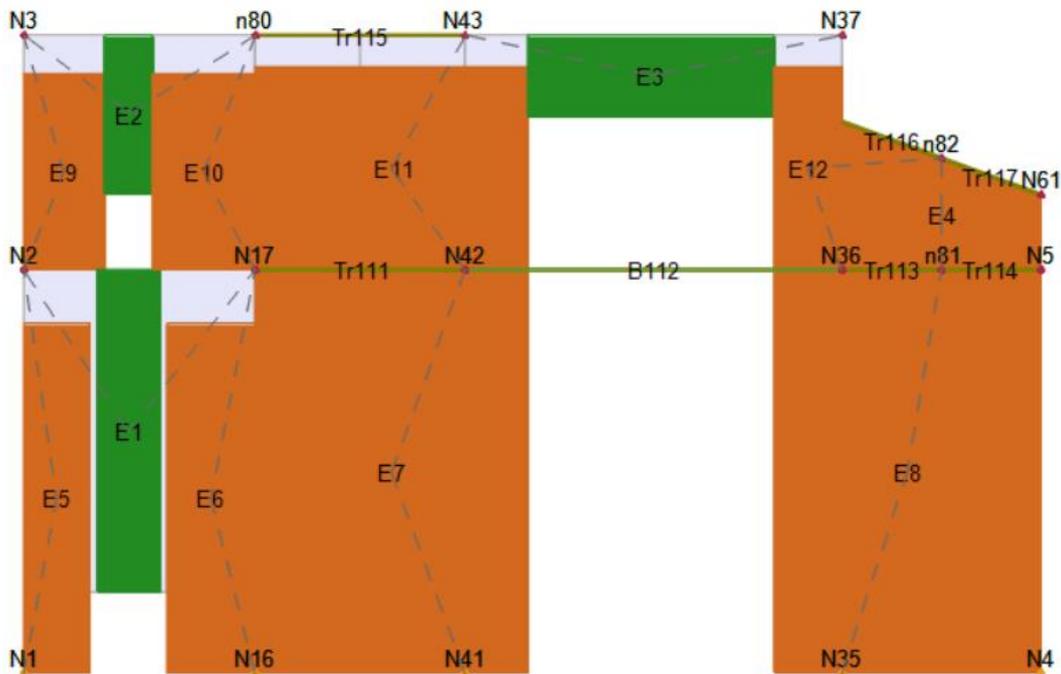


Fig.31 – esempio di mesh eseguita su una parete

Le analisi globali condotte sono state 2, poiché riferite a 2 modelli ben distinti:

- **1° modello:** modello strutturale della Chiesa pre-interventi (1989-1990)

In questo modello non sono stati inserite le cappe armate sulle volte, i cordoli in c.a. e i solai e le coperture sono stati considerati scarsamente ammorsanti alle pareti, così da non avere una ripartizione delle azioni orizzontali.

- **2° modello:** modello strutturale post interventi (1989-1990)

Questo modello differisce dal precedente per la presenza delle cappe armate ( 10 cm), cordoli in c.a. opportunamente armati nella zona absidale, e lungo la navata centrale della chiesa, consolidamento degli orizzontamenti e corretto ammorsamento e iniezioni armate sulle pareti.

I due modelli sono stati realizzati per mettere in luce i cambiamenti apportati dai semplice interventi effettuati. Il confronto è stato eseguito confrontando gli indici di vulnerabilità sismica, ovvero i parametri  $\alpha$ , ottenuti dal rapporto tra capacità della struttura e domanda, in termini di spostamento.

## 9.1. 1° Modello: pre lavori 1989-1990

Vengono riportati ora i valori degli indici di vulnerabilità sismica  $\alpha$  relativi a ciascuna delle 24 analisi condotte.

Analisi				
N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	$\alpha$ SLV
1	+X	Uniforme	0,00	0,800
2	+X	Forze statiche	0,00	0,752
3	-X	Uniforme	0,00	0,747
4	-X	Forze statiche	0,00	0,741
5	+Y	Uniforme	0,00	0,493
6	+Y	Forze statiche	0,00	0,493
7	-Y	Uniforme	0,00	0,367
8	-Y	Forze statiche	0,00	0,520
9	+X	Uniforme	171,39	0,649
10	+X	Uniforme	-171,39	0,814
11	+X	Forze statiche	171,39	0,607
12	+X	Forze statiche	-171,39	0,731
13	-X	Uniforme	171,39	0,681
14	-X	Uniforme	-171,39	0,833
15	-X	Forze statiche	171,39	0,677
16	-X	Forze statiche	-171,39	0,811
17	+Y	Uniforme	132,75	0,467
18	+Y	Uniforme	-132,75	0,583
19	+Y	Forze statiche	132,75	0,482
20	+Y	Forze statiche	-132,75	0,626
21	-Y	Uniforme	132,75	0,573
22	-Y	Uniforme	-132,75	0,614
23	-Y	Forze statiche	132,75	0,566
24	-Y	Forze statiche	-132,75	0,614

Fig.32- Indici di vulnerabilità sismica

I risultati ottenuti hanno messo in evidenza come la struttura, prima dei lavori svolti a cavallo tra il 1989-1990, non avesse un buon comportamento sotto l'azione sismica. Prendendo come valore accettabile un indice pari a 0,8, si ottengono soddisfatte solo 3 verifiche su 24. L'indice più basso è quello associato alla combinazione 7, ovvero  $\alpha = 0.36$

## 9.2. 2° Modello: post lavori 1989-1990

Vengono riportati ora i valori degli indici di vulnerabilità sismica  $\alpha$  relativi a ciascuna delle 24 analisi condotte.

Analisi				
N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	$\alpha$ SLV
1	+X	Uniforme	0,00	1,362
2	+X	Forze statiche	0,00	1,288
3	-X	Uniforme	0,00	0,846
4	-X	Forze statiche	0,00	1,010
5	+Y	Uniforme	0,00	0,933
6	+Y	Forze statiche	0,00	0,924
7	-Y	Uniforme	0,00	0,918
8	-Y	Forze statiche	0,00	0,914
9	+X	Uniforme	171,39	1,553
10	+X	Uniforme	-171,39	1,438
11	+X	Forze statiche	171,39	0,904
12	+X	Forze statiche	-171,39	1,383
13	-X	Uniforme	171,39	0,682
14	-X	Uniforme	-171,39	1,355
15	-X	Forze statiche	171,39	0,713
16	-X	Forze statiche	-171,39	1,350
17	+Y	Uniforme	132,75	0,978
18	+Y	Uniforme	-132,75	0,875
19	+Y	Forze statiche	132,75	0,977
20	+Y	Forze statiche	-132,75	0,867
21	-Y	Uniforme	132,75	0,932
22	-Y	Uniforme	-132,75	0,897
23	-Y	Forze statiche	132,75	0,960
24	-Y	Forze statiche	-132,75	0,895

Fig.33 – Indici di vulnerabilità sismica

Le analisi condotte sul modello post lavori, in cui, come già detto, sono stati modellati cordoli in ca., cappe armate e solai ben ammorsati alle murature, hanno evidenziato i netti miglioramenti apportati alla struttura in termini di indice di vulnerabilità. In particolare, in questo caso otteniamo, sempre considerando come valore accettabile 0,8, indici superiori, tranne nel caso dell'analisi 13 e 15, in cui si ottengono valori più bassi, rispettivamente del 0,68 e 0,71, che comunque possono essere considerati accettabili per una struttura esistente.

In questo modello poi è stata richiesta la modifica della mesh, per poter avere una migliore descrizione del comportamento globale.

Effettuata l'analisi globale, su tale modello sono state condotte anche delle verifiche cinematiche su alcuni possibili cinematismi. I cinematismi studiati sono stati i seguenti:

- 1) Ribaltamento facciata
- 2) Flessione verticale facciata
- 3) Cantonale
- 4) Ribaltamento parete laterale

Per ognuno dei suddetti cinematismi è stata condotta una verifica con lo scopo di mettere in luce la possibile attivazione sotto azione sismica. In caso di attivazione, sono state inserite delle catene, opportunamente dimensionate e con un tiro da 20kN.

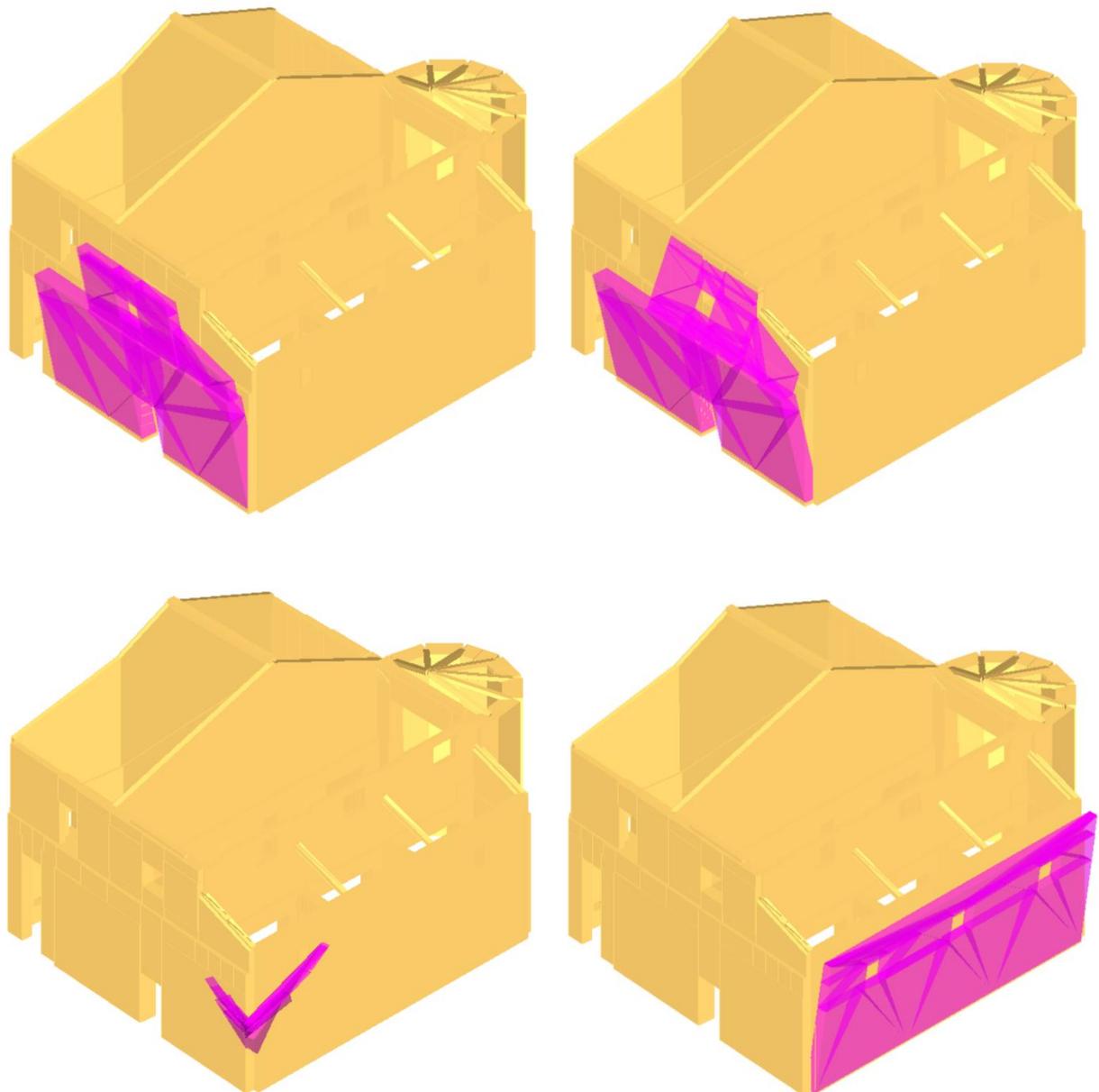


Fig.34 – Ribaltamento della facciata, flessione verticale della facciata, cantonale e ribaltamento della parete laterale

## 10. Analisi del pilastro in muratura

Una volta effettuata l'analisi globale, che ha messo in luce come, a seguito degli interventi effettuati negli anni 1989-1990, la struttura abbia un buon comportamento sotto l'azione del sisma, l'attenzione si è concentrata su pilastri interni.

All'interno della Chiesa vi sono 4 pilastri che delimitano la navata centrale dalle navate laterali. L'eventuale collasso di anche solo uno dei suddetti pilastri potrebbe causare crolli e cedimenti significativi. Inoltre, come illustrato in figura, la sezione dei pilastri è costituita da un nucleo centrale in pietra sponga, mentre la zona perimetrale, molto probabilmente realizzata in seguito, è stata realizzata mediante mattoni e malta. Si è dunque ritenuto fondamentale effettuare un'analisi dei pilastri.

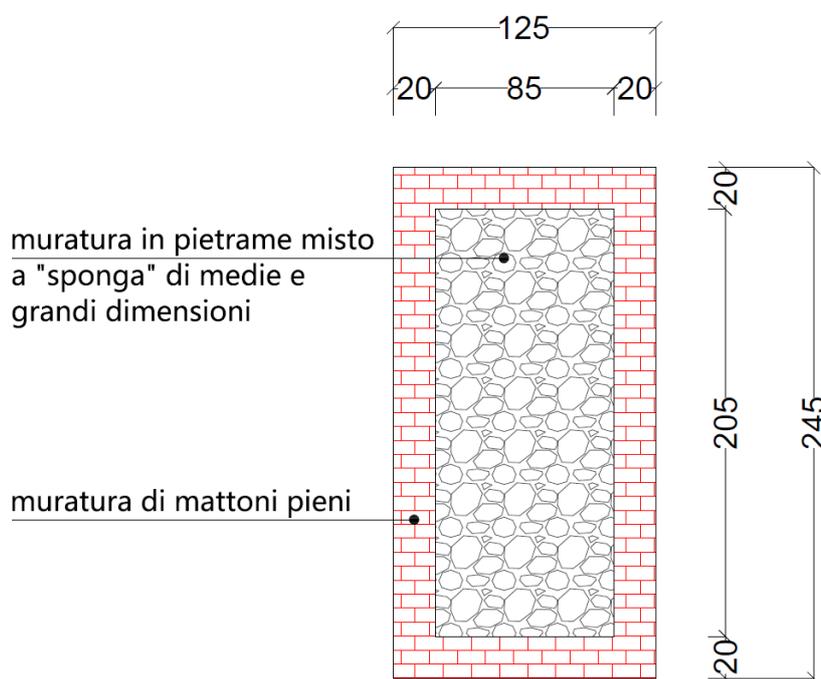


Fig.35 - Sezione pilastro

Le prove effettuate con i martinetti sui pilastri hanno permesso di conoscere la tensione di esercizio, la tensione di prima fessurazione, la tensione di collasso malta-conci lapidei e il modulo di elasticità assiale, di seguito riportate

Identific. prova	Piano / livello	Spessore Muratura [cm]	$\sigma_e$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$E_m$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{R,F}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{R,U}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
RM 2365/0	P.T. chiesa	Pil. 125x245	11.58	116.431-124.299	13.62	14.64
RM 2366/0	P.T. chiesa	Pil. 125x245	19.07	73.84-80.118	23.16	25.54
RM 2367/0	P.T. chiesa	Pil. 125x245	20.43	81.179	23.84	28.61

L'analisi condotta è stata effettuata prendendo in esame il pilastro più sollecitato, ed assumendo lo spessore dello strato di mattoni costante su tutto il pilastro (20 cm). Inoltre, per poter garantire che la forza gravasse interamente sul pilastro, il terreno sottostante è stato ipotizzato rigido. L'azione del sisma è stata considerata agente separatamente in direzione X e in direzione Y. Tale forza è stata ricavata moltiplicando il valore del carico N agente sulla testa del pilastro

(ricavato a partire dalla tensione di esercizio) per il parametro  $\alpha$ , ovvero il moltiplicatore di collasso. Tale parametro è stato assunto, per semplificare il calcolo, pari al valore di  $S_e(T)$  ( si è posto  $q=1$ ).

Si è partiti considerando il pilastro come uno shell incernierato alla base e complicando sempre di più il modello, per ottenere risultati sempre più attinenti al reale comportamento dell'elemento.

I modelli realizzati sono stati i seguenti:

- 1) Shell con cerniere alla base
- 2) Shell con molle alla base e carrelli
- 3) Shell con molle alla base, carrelli + molla traslazionale in sommità
- 4) Shell con molle alla base, carrelli + molle rotazionali e traslazionali in sommità
- 5) Layered Shell

### 10.1. Shell con cerniere alla base

Nel primo modello, il pilastro è stato modellato con un elemento shell e il vincolo col suolo con una serie di cerniere. Il carico è stato considerato applicato solo ed esclusivamente sullo strato di mattoni perimetrali del pilastro. Questo primo modello è stato realizzato al solo scopo di effettuare un controllo qualitativo delle tensioni che si verrebbero a creare all'interno del pilastro, come si evince dalla figura sottostante.

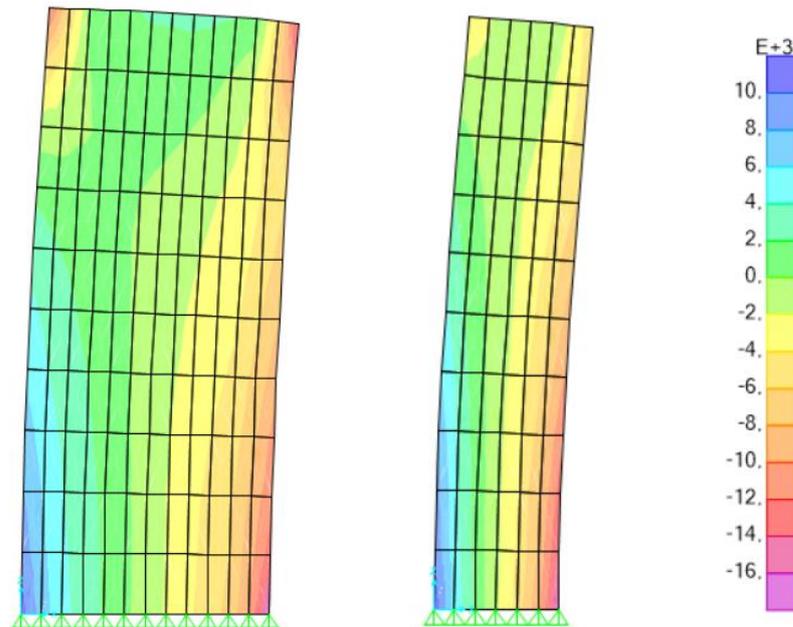


Fig.36 - Andamento delle tensioni verticali (direzione y e x)

Di seguito sono riportati gli spostamenti della sommità del pilastro, sia nel caso di applicazione della forza sismica in direzione X sia Y

MODELLO 1	
U1_y [mm]	U1_x [mm]
57	177

## 10.2. Shell con molle alla base e carrelli

Nel secondo modello, come già anticipato, si è caratterizzato in maniera più dettagliata il terreno e il vincolo tra pilastro e terreno. Non disponendo di dati sul suolo sottostante il pilastro, si è effettuata una prima ipotesi. Considerando il terreno rigido, si fa sì che, sotto il carico verticale gravante sul pilastro, quest'ultimo risulti totalmente caricato. Dunque alla base sono state inserite delle molle assiale reagenti solo a compressione, con una rigidezza di  $10 \text{ kg/cm}^3$  e dei carrelli per impedire lo spostamento orizzontale, ma non la rotazione.

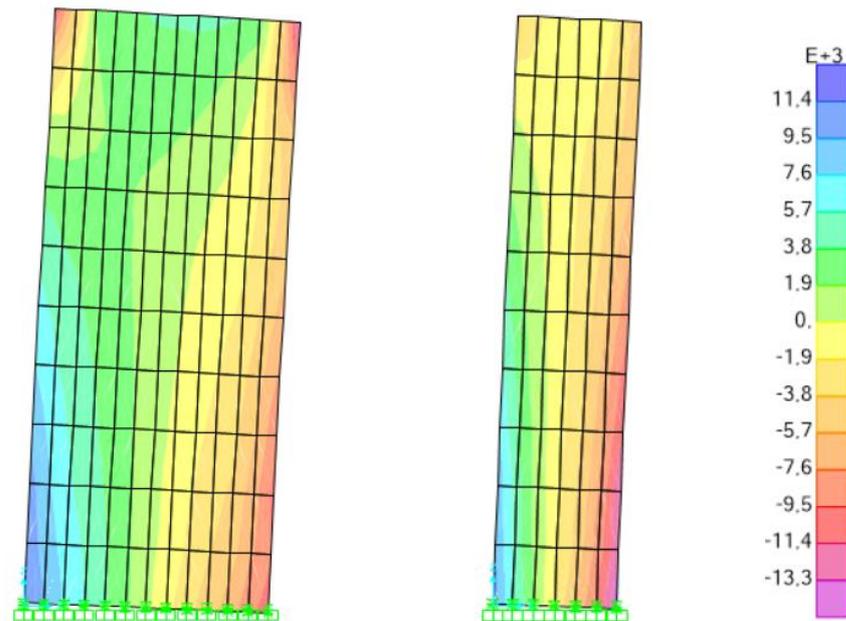


Fig.37 - Andamento delle tensioni verticali (direzione y e x)

<b>MODELLO 2</b>	
<b>U1_y [mm]</b>	<b>U1_x [mm]</b>
<b>359</b>	<b>1290</b>

### 10.3. Shell con molle alla base, carrelli + molla traslazionale in sommità

Successivamente è stata presa in considerazione la presenza della fascia soprastante il pilastro. Un modello più raffinato sicuramente terrebbe conto della rigidità della fascia e ciò si tradurrebbe in un minor spostamento della sommità del pilastro, finora lasciato libero. A questo punto sono stati individuati 2 casi:

- 1) All'interno della chiesa non vi sono pareti, la risposta all'azione sismica è determinata solo dalle pareti laterali. Se così fosse, i pilastri avrebbero spostamenti molto piccoli. Ciò può essere studiato mettendo in sommità al pilastro delle molle che rappresentino il vincolo della fascia.
- 2) Le pareti laterali non sono sufficientemente rigide: ciò comporta che anche i pilastri all'interno si carichino. Caricandosi, i pilastri potrebbero avere spostamenti considerevoli che potrebbero determinare il crollo di tali elementi.

Il secondo caso è stato studiato mediante il primo modello e, in maniera più accurata, con il secondo modello. Come visto in precedenza col modello 3Muri, la risposta globale della struttura è determinata dalle pareti perimetrali. Ciò vuol dire che, sotto azione sismica, le pareti perimetrali si fanno carico dell'azione orizzontale, mentre sui pilastri interni la forza sismica non si ripartisce o comunque i pilastri ne risentono poco.

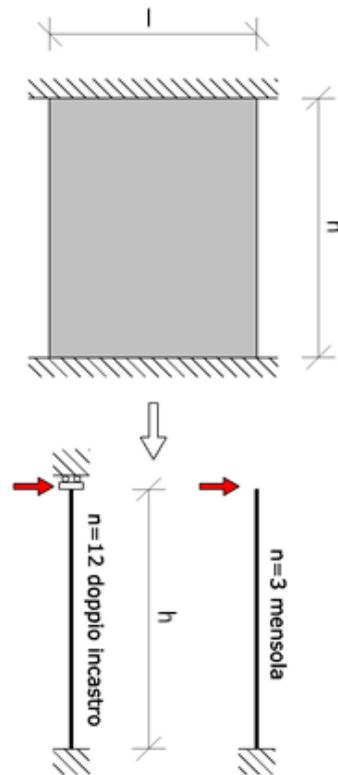
Il terzo modello effettuato, per tener conto del vincolo in sommità, ha visto l'inserimento di una molla traslazionale in sommità al pilastro, che ne impedisse la traslazione. Questo primo modello è stato realizzato per avere un andamento qualitativo del comportamento. Infatti, la rigidità della molla è stata fatta variare. Come valore base si è preso la rigidità del pilastro stesso, valutato con la seguente formula:

$$k_p = \frac{nEI}{h^3}$$

Nella quale:

- n = coefficiente che tiene conto del grado di vincolo offerto dall'elemento trasverso. In questo caso 3 (modello di mensola)
- E = modulo elastico
- A = area dell'elemento
- I = momento d'inerzia
- h = altezza dell'elemento

La scelta di valutare la rigidità del pilastro con la formula sopra riportata è stata del tutto arbitraria, così come far variare tale



rigidezza da un valore minimo di  $0,3k_p$  ad un massimo di  $2k_p$ . di seguito sono riportati i spostamenti ottenuti e l'andamento qualitativo rigidezza-spostamenti.

E	b	h	I	H	n	$k_p$	$0,3k_p$	$0,5k_p$	$1,5k_p$	$2k_p$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]	(-)	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]
1272	1250	2450	1,53E+12	6000	3	27063,36	8119,007	13531,68	40595,03	54126,71

Il modulo elastico E è stato stimato effettuando una media ponderata tra l'area di sponga e di mattoni che compongono la sezione del pilastro.

Di seguito sono riportati gli andamenti delle tensioni nei vari modelli effettuati.

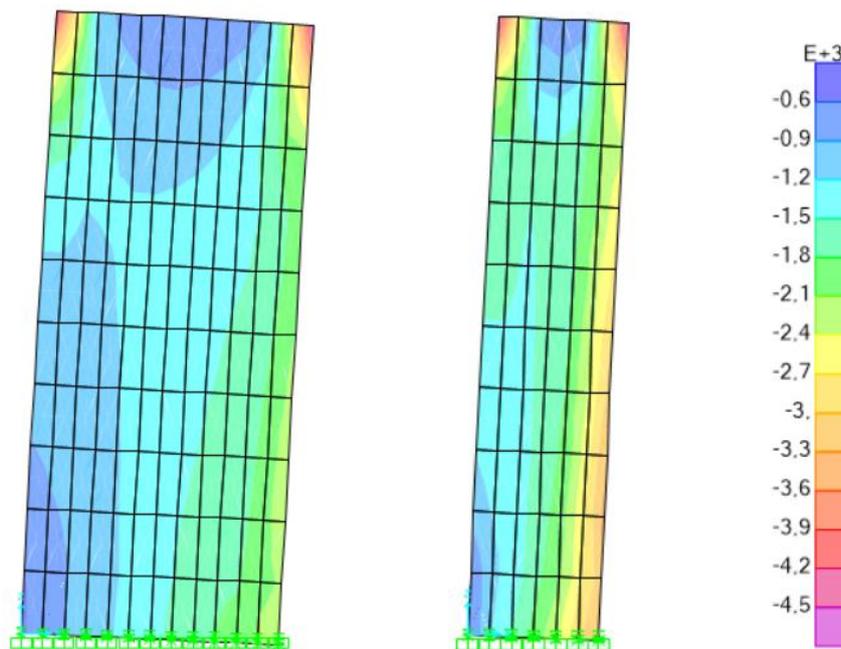


Fig.38 - Andamento delle tensioni verticali (direzione y e x) con rigidezza della molla pari a  $0,3k_p$

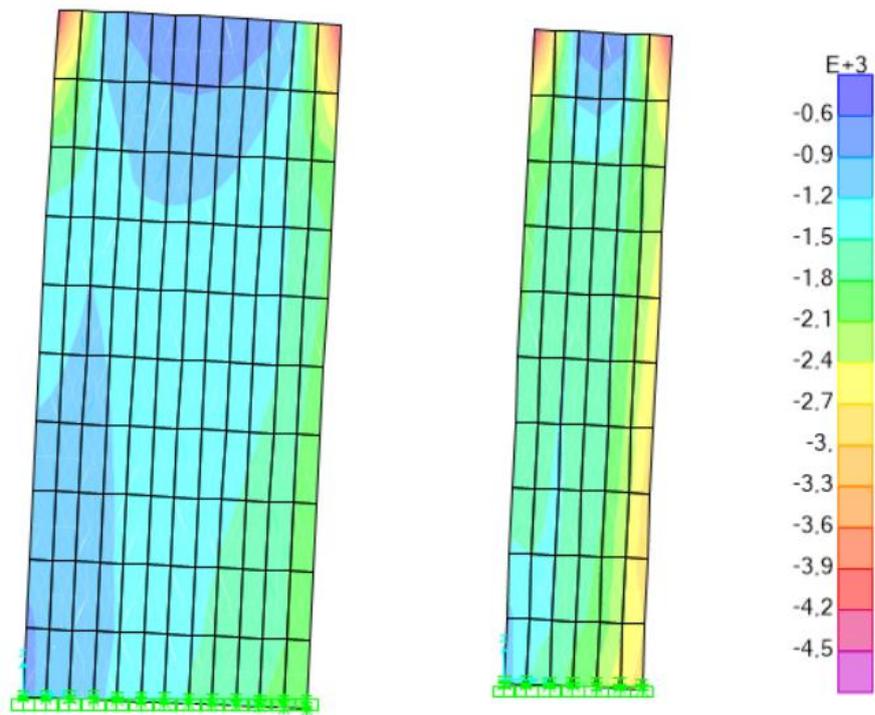


Fig.39 - Andamento delle tensioni verticali (direzione y e x)  
con rigidezza della molla pari a  $0.5k_p$

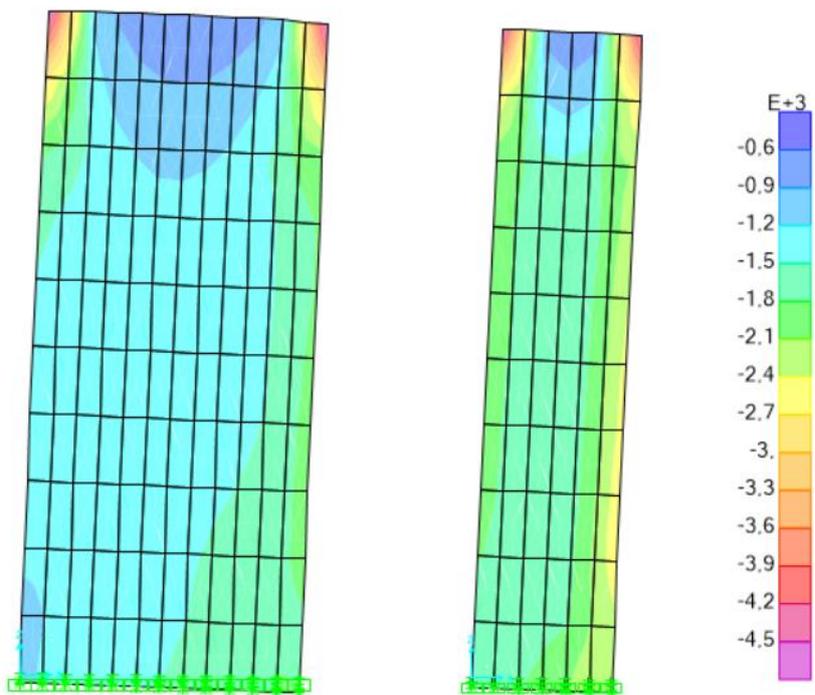


Fig.40 - Andamento delle tensioni verticali (direzione y e x)  
con rigidezza della molla pari a  $k_p$

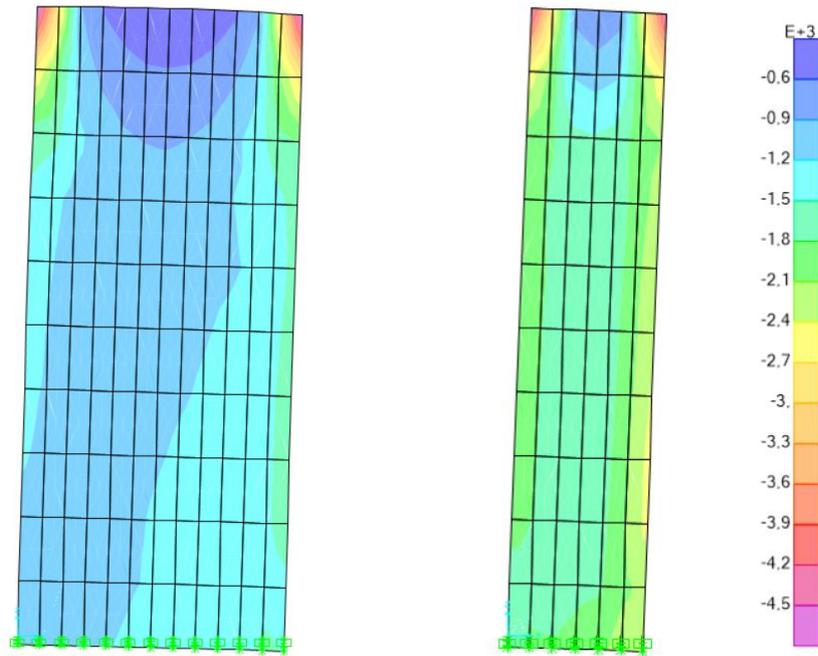


Fig.41 - Andamento delle tensioni verticali (direzione y e x)  
con rigidezza della molla pari a  $1.5k_p$

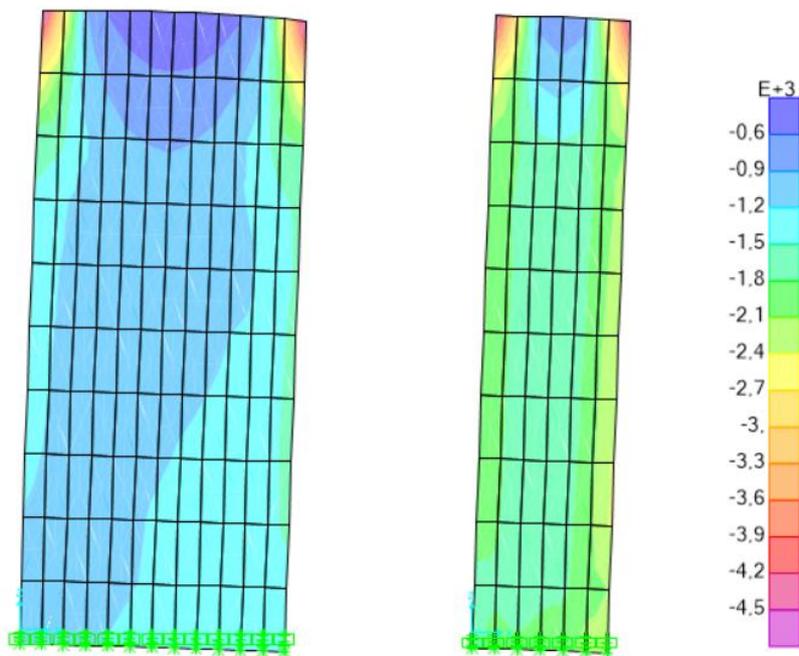


Fig.42- Andamento delle tensioni verticali (direzione y e x)  
con rigidezza della molla pari a  $2k_p$

Di seguito sono riportati gli spostamenti della sommità del pilastro in funzione della rigidità della molla traslazionale in direzione Y

Y	$k_{molla}$	s
	[N/mm]	[mm]
$0,3k_p$	8119,007	110
$0,5k_p$	13531,68	75,7
$k_p$	27063,36	42,3
$1,5k_p$	40595,03	29,4
$2k_p$	54126,71	22,5

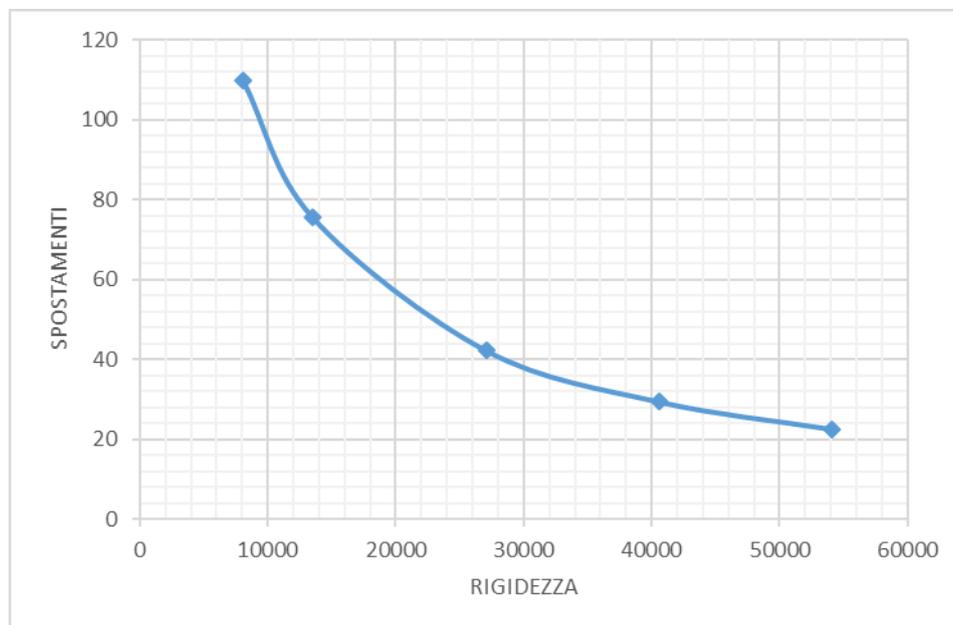


Fig.43 - Grafico Rigidezza-Spostamenti in direzione Y

<b>X</b>	$k_{molla}$	s
	[N/mm]	[mm]
0,3k <sub>p</sub>	8119,007	142,5
0,5k <sub>p</sub>	13531,68	89,5
k <sub>p</sub>	27063,36	46,3
1,5k <sub>p</sub>	40595,03	31,3
2k <sub>p</sub>	54126,71	23,6

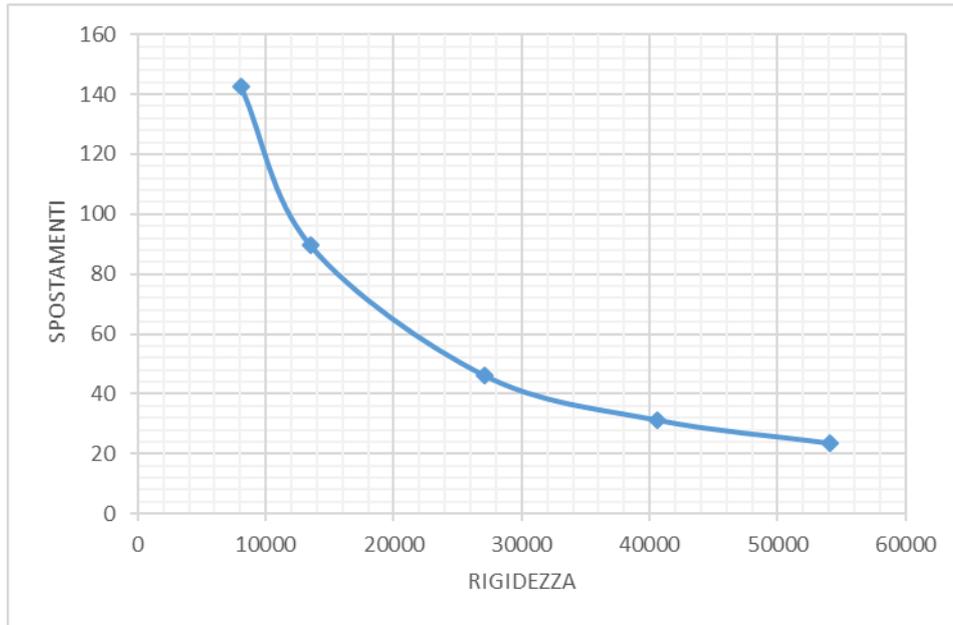


Fig.44 - Grafico Rigidezza-Spostamenti in direzione X

## 10.4. Shell con molle alla base, carrelli + molle rotazionali e traslazionali in sommità

Il modello successivo ha visto l'inserimento di molle rotazionali e traslazionali insieme. In questo modello, per effettuare una stima più accurata rispetto a quanto fatto in precedenza, le rigidzze delle molle sono state valutate sulla base del comportamento della struttura. In particolare modo:

- Come rigidzza delle molle rotazionali è stata valutata la rigidzza rotazionale della fascia al di sopra dei pilastri. Quest'ultima è stata divisa in "aree di influenza" per ciascun pilastro e la sua rigidzza è stata valutata con la formula seguente

$$K_{fascia} = \frac{EI}{L}$$

rigidzza molla rotazionale				
rigidzza della fascia sopra pilastro				
$E_{sponga}$	b	L	I	$K_{fascia}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[kNm]
1080	9000	4767	8,1245E+13	18406674,09

- Come rigidzza della molla traslazionale invece, è stata stimata la rigidzza traslazionale del maschio murario adiacente ai pilastri. Questa poi è stata divisa per ognuno dei 3 pilastri della navata centrale. Questa operazione è stata fatta ipotizzando che, dato che la struttura risponde con le mura perimetrali, i pilastri possono muoversi tanto quanto si muove la parete adiacente. Si ricorda che tutto ciò permette di effettuare una stima di valori, in termini di tensioni e spostamenti. La rigidzza del maschio è stata valutata con la seguente formula

$$K_{parete} = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{1,2h}{GA}}$$

$$K_{pilastro} = \frac{K_{parete}}{3}$$

rigidzza molla traslazionale								
rigidzza della parete adiacente distribuita su 3 pilastri								
$E_{sponga}$	$G_{sponga}$	h	L	t	A	I	$K_{parete}$	$K_{pilastro}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>4</sup> ]	[N/mm]	[kN/m]
1080	360	10000	29000	900	26100000,00	2,42E+15	711818,2	237272,7

Di seguito sono riportati gli andamenti delle tensioni nei vari modelli effettuati.

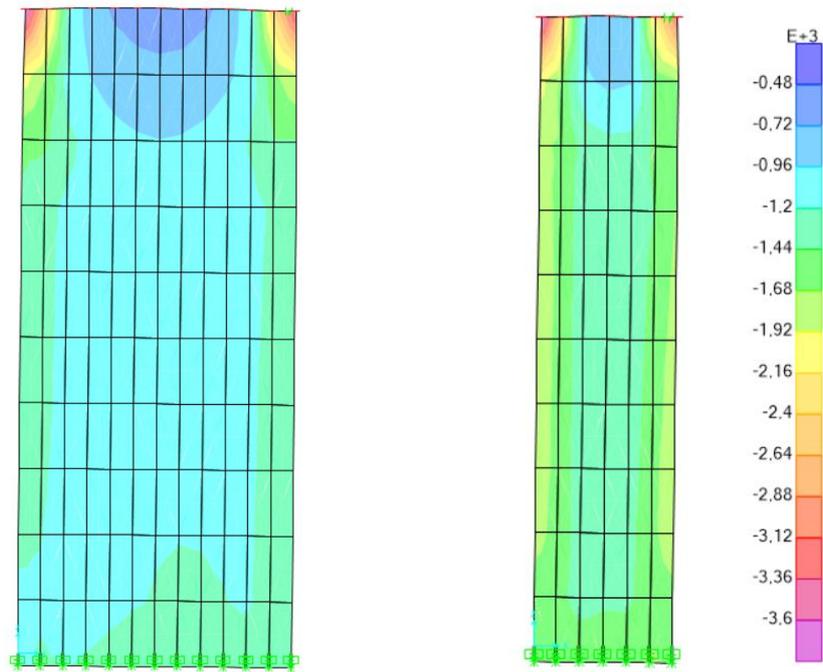


Fig.45 - Andamento delle tensioni verticali (direzione y e x)

<b>MODELLO 4</b>	
<b>U1_y [mm]</b>	<b>U1_x [mm]</b>
<b>5,3</b>	<b>5,4</b>

## 10.5. Layered Shell

Infine, come ultimo modello, è stata effettuata un'analisi statica non lineare su un Layered Shell. Quest'ultimo ha permesso di poter considerare la non linearità del materiale, finora ignorata, avendo sviluppato modelli lineari. Il problema principale incontrato nella definizione del comportamento non lineare della muratura è stato quello di definire l'andamento in compressione e in trazione. Non disponendo di dati o prove sperimentali, si è ipotizzato un andamento del tipo parabola rettangolo per la compressione (con deformazione limite al 3,5‰ – EC2 par. 3.1.7.) e, per poter permettere l'analisi, una resistenza a trazione pari a un decimo della resistenza a compressione, in corrispondenza di una deformazione di circa il 2‰.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}; \quad \text{con } n = 2$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{per } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

Mattoni	
$\varepsilon$ [mm]	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0,015	0,016
0,004	0,04
0,002	0,4
0	0
-0,0005	-1,75
-0,001	-3
-0,0015	-3,75
-0,002	-4
-0,0025	-4
-0,003	-4
-0,0035	-4

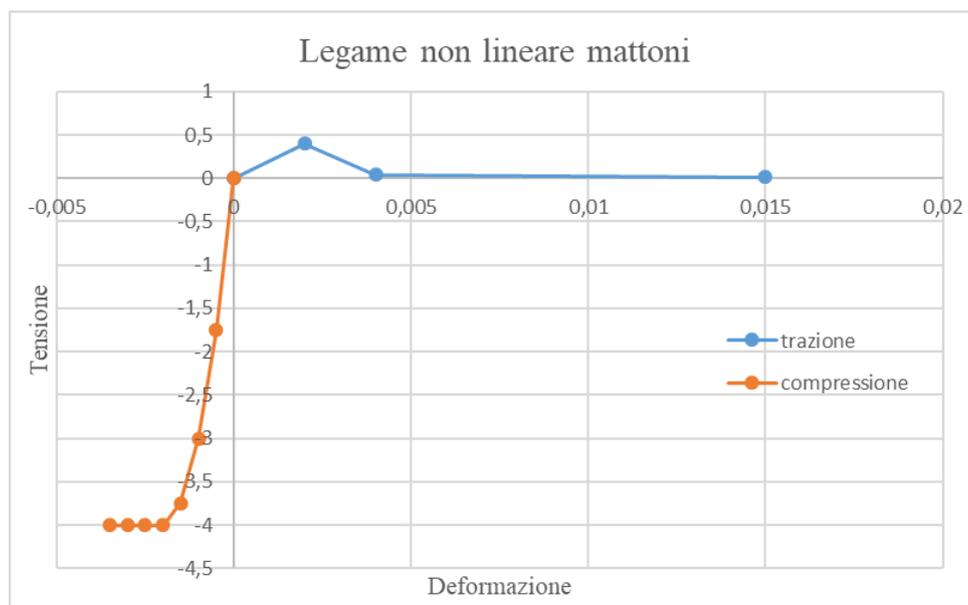


Fig.46 - Legame non lineare mattoni

Sponga	
$\epsilon$	$\sigma$
[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,015	0,01144
0,004	0,0286
0,002	0,286
0	0
-0,0005	-1,25125
-0,001	-2,145
-0,0015	-2,68125
-0,002	-2,86
-0,0025	-2,86
-0,003	-2,86
-0,0035	-2,86

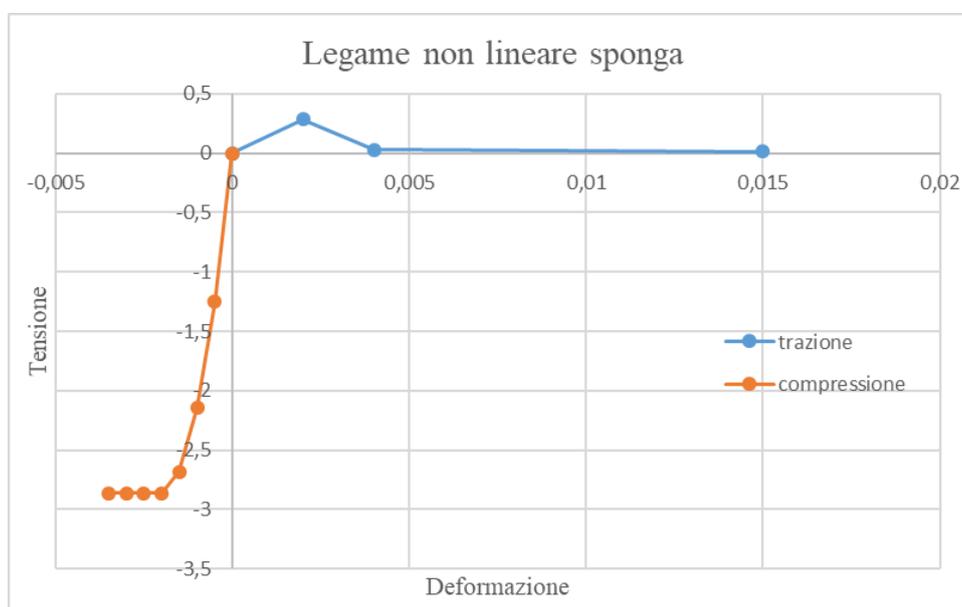


Fig.47 - Legame non lineare sponga

Definita la non linearità del materiale, si è passati a definire la sezione del pilastro mediante layered shell. Anche qui sono stati eseguiti 2 modelli per entrambe le direzioni di applicazione della forza. Alla base del pilastro sono state inserite delle cerniere, in testa le molle definite nel modello precedente. Una volta effettuata l'analisi, si ottengono le curve di capacità (una per ciascuna direzione). Tali curve hanno come spostamento ultimo il valore di 25 mm, corrispondente al 4% dell'altezza del pilastro, ovvero 6 metri. Le curve così ottenute non danno informazioni utili sulla capacità dell'elemento. Lo step successivo ha visto dunque la costruzione della curva bilineare equivalente, mediante il passaggio da un sistema MDOF (*Multiple Degree of Freedom*) a uno SDOF (*Single Degree of Freedom*), con la definizione della massa equivalente, rigidità equivalente e periodo equivalente del nuovo sistema.

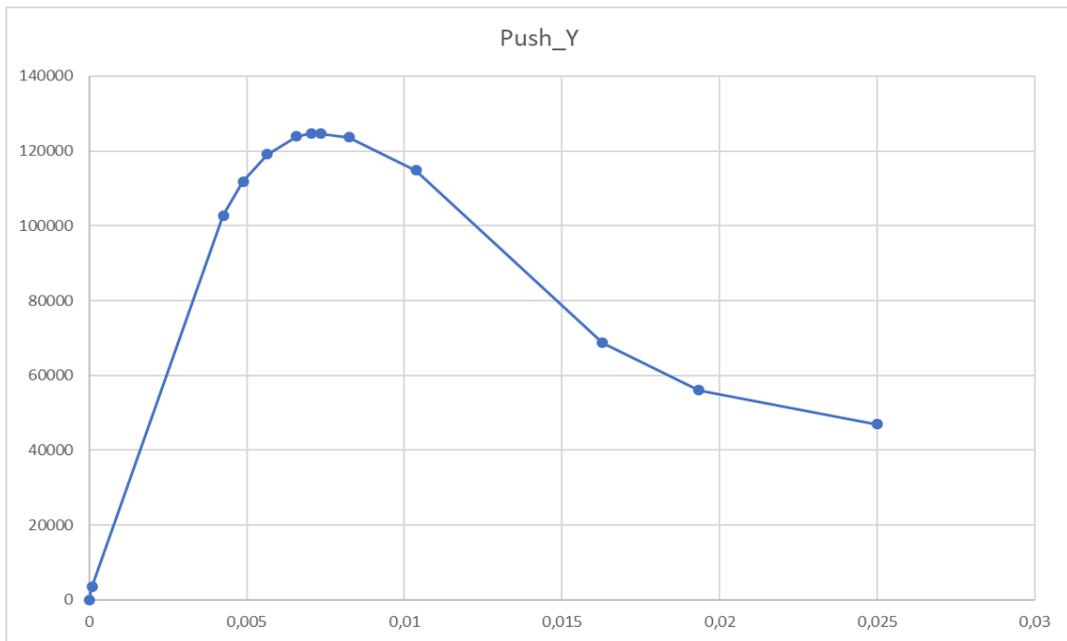


Fig.48 - Curva di capacità (direzione y)



Fig.49 - Curva di capacità (direzione x)

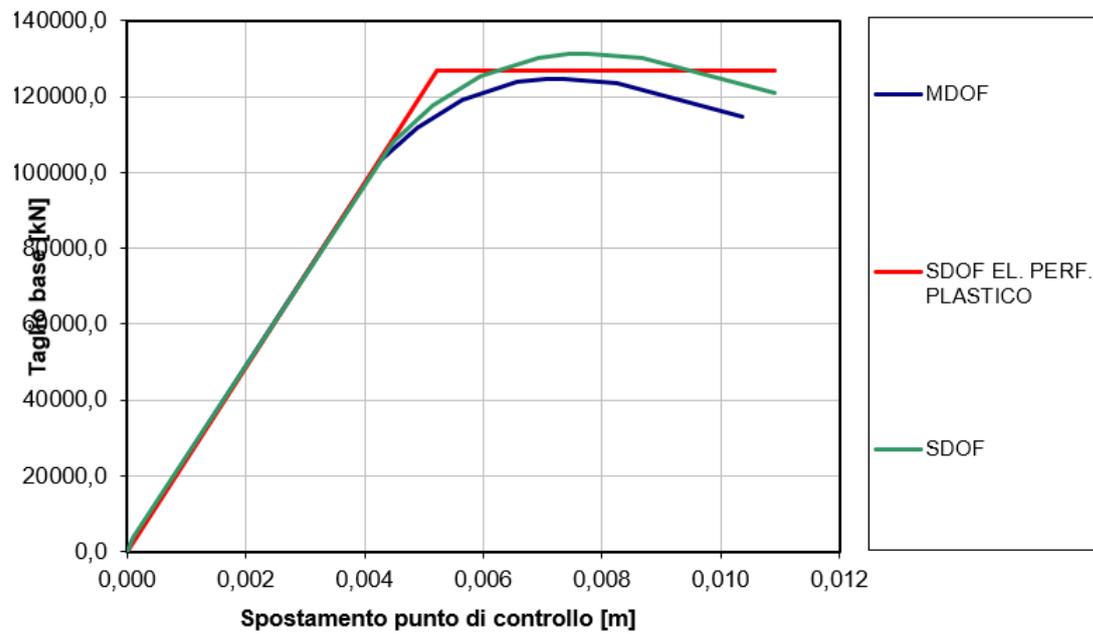


Fig.50 - Costruzione della bilineare equivalente (direzione y)

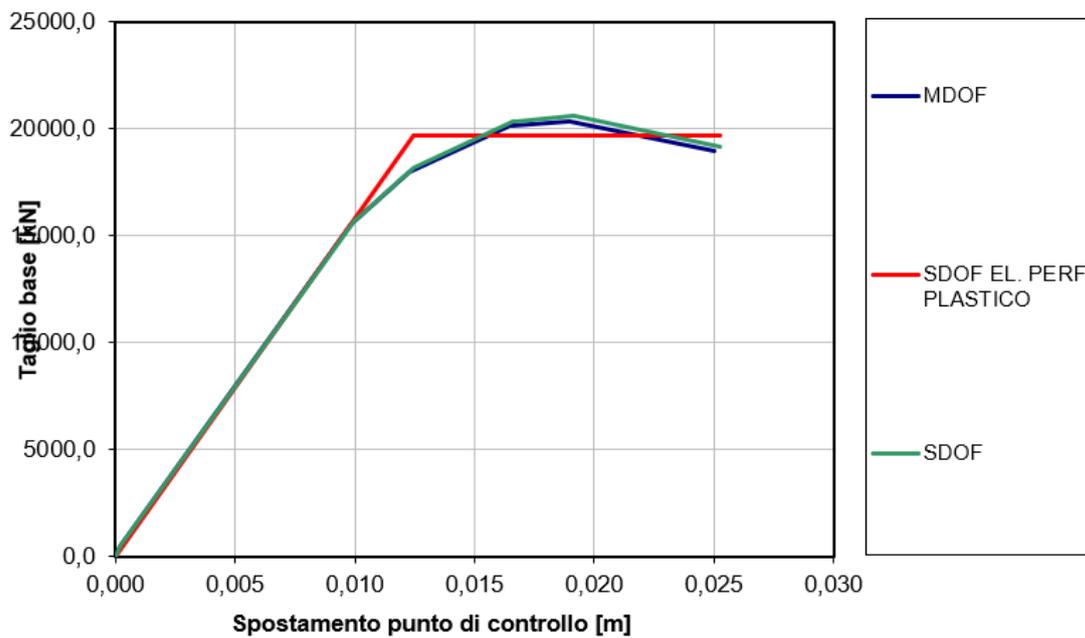


Fig.51 - Costruzione della bilineare equivalente (direzione y)

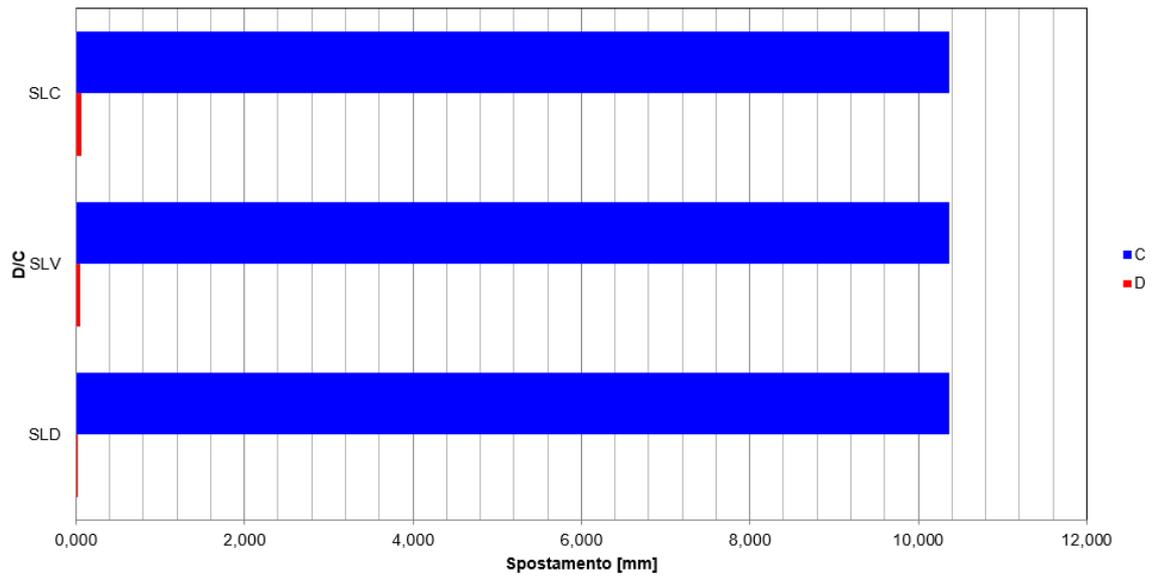


Fig.52- Confronto Domanda-Capacità (direzione y)

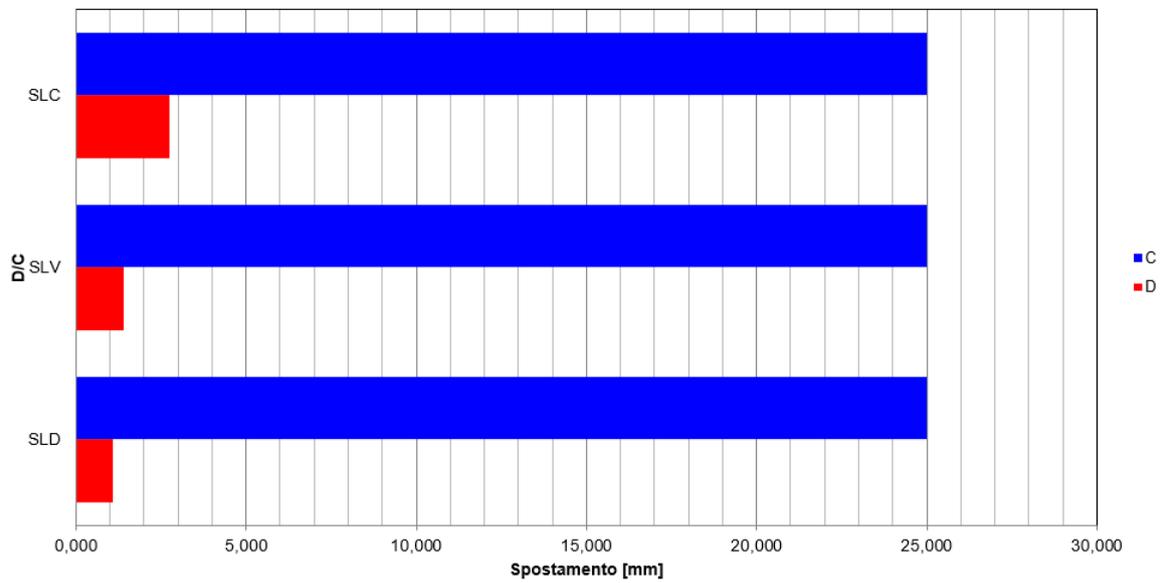


Fig.53 - Confronto Domanda-Capacità (direzione x)

Ciò che si può evincere da questi risultati è l'elemento in esame risulta ampiamente verificato, soprattutto nella direzione y. Infatti, la struttura presa in esame ha dimensioni tali da avere una rigidezza considerevole: dunque avremo un elemento molto rigido con spostamenti molto piccoli. È ipotizzabile dunque un tipo di rottura a taglio per tale elemento in muratura. Per quanto riguarda l'attendibilità dei risultati ottenuti, sono state effettuate delle verifiche confrontando i periodi T dei modelli effettuati, con i periodi dei 2 modelli estremi, ovvero un modello a mensola e un modello a doppio incastro.

Tale verifica ha mostrato come il periodo ottenuto dal modello iniziale si trovi esattamente tra i due valori estremi. Nello specifico, il valore è più vicino al periodo relativo al doppio incastro, per la presenza in sommità di molle traslazionali e rotazionali. Tale verifica è stata eseguita, per semplicità, solo per la direzione y. Di seguito, sono riportati, in forma tabellare, le caratteristiche dei sistemi SDOF in direzione y.

	M* [kNs <sup>2</sup> /m]	K* [kN/m]	$\omega^*$ [1/s]	T* [s]
mensola	1129,9	9028797	89,392	0,07
modello_con molle	1129,9	24254017	146,512	0,043
doppio incastro	1129,9	27085081	156,931	0,039

## 11. Conclusioni

Come visto, la modellazione e l'analisi sismica sono due aspetti della progettazione e dello studio di edifici storici molto importanti nonché delicati. Quando si tratta di edifici esistenti e/o storici, l'attenzione va posta anche su particolari elementi costruttivi che potrebbero risultare più o meno sensibili o vulnerabili. Nella maggior parte dei casi, come fatto in questa tesi, ad un'analisi globale viene eseguita un'analisi locale per mettere in luce possibili meccanismi di collasso o spostamenti eccessivi che potrebbero compromettere l'intera struttura.

L'analisi globale è servita per poter studiare il comportamento dell'intera struttura: si è visto come, grazie alle mura perimetrali, la risposta della chiesa possa essere considerata, tutto sommato, positiva, riferendoci al modello post lavori.

Nonostante la mancanza di dati e informazioni, le stime fatte sul comportamento locale dei pilastri all'interno della chiesa hanno evidenziato come queste tuttavia possano essere utili, anche solo allo scopo di voler ottenere un andamento qualitativo delle tensioni. Indubbiamente il modello effettuato con il Layered Shell può essere considerato il *più completo*, poiché esso tiene in considerazione il comportamento non lineare del materiale, e dunque della plasticità diffusa dell'elemento. L'analisi statica non lineare si rivela dunque essere, in special modo su strutture in muratura, un efficace strumento di studio, soprattutto perché è possibile, una volta effettuato il passaggio dal MDOF a SDOF mediante la costruzione della curva bilineare equivalente, effettuare un confronto tra domanda e capacità, in termini di spostamento, dell'elemento o della struttura oggetto di studio.

## 12. Bibliografia e sitografia

- M. Vinci, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Dario Flaccovio Editore, 2018
- M.A. Pisani, *Consolidamento delle strutture*, HOEPLI, 2012
- Decreto 17 gennaio, “*Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»*», 2018
- Circolare 21 gennaio n.7 “*Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- The European Standards EN 1992-1-1:2004, EUROCODE 2
- Bruno Adorni, *Jacopo Barozzi da Vignola*, Milano, 2008
- Pompeo Angelotti, *Descrizione della città di Rieti*, 1635
- [www.fondoambiente.it](http://www.fondoambiente.it)
- [www.csi-italia.eu/](http://www.csi-italia.eu/)

## Ringraziamenti

Desidero ringraziare ed esprimere la mia riconoscenza nei confronti del Prof. di Fabio per l'aiuto e per la disponibilità nella realizzazione di questa tesi.

Con questa tesi si conclude non soltanto un percorso universitario ma una parte importante della mia vita. A tal proposito desidero ringraziare la mia famiglia, ed in particolare mio padre e mia madre, per avermi insegnato come nella vita tutto sia figlio del sacrificio, dell'impegno e della dedizione; mia sorella, che più di ogni altra persona ha saputo ascoltarmi, capirmi, consolarmi ed incoraggiarmi ad andare sempre avanti. A loro ho dedicato questa tesi perché senza loro tutto ciò non sarebbe mai stato possibile.

Un doveroso ringraziamento va inoltre agli amici che mi hanno accompagnato in questo viaggio e con i quali ho condiviso momenti di studio matto e disperatissimo, affrontato esami improbabili e tanto altro. Grazie dunque a Matteo, con il quale ho condiviso anche un numero impreciso di storie Instagram dall'inaspettato successo; Luca, anche simpaticamente chiamato Frodo; Alessia, Yuri, Francesco, Toso e Antonio, che sostiene che Scarlett Johansson sia sopravvalutata. SOPRAVVALUTATA. Antonio *sta un po' a folle*.

Grazie agli amici de "*Il Branco*", ovvero Mattia, Marco, Daniele, Symone, Ulderico e Ronfo (Pierpaolo), che hanno arricchito questi anni di risate, birre, vigilie alcoliche, serate moleste e tanti altri bei momenti che non dimenticherò mai, come quella notte che suonammo tutti i clacson sotto casa di Pier. Probabilmente non la dimenticheranno neanche gli altri condomini.

Infine ringrazio tutto il Gruppo Storico Sbandieratori città dell'Aquila. Nonostante le mie recenti assenze, mi hanno riaccolto a braccia aperte, ricordandomi quanto siano stati importanti per me in passato, e quanto lo siano tuttora. Sbandieratore un giorno, sbandieratore per tutta la vita: grazie ragazzi.