



# COMUNE DI L'AQUILA

SETTORE RICOSTRUZIONE PUBBLICA



## LAVORI DI CONSOLIDAMENTO E RECUPERO DI PALAZZO MARGHERITA IN PIAZZA PALAZZO – L'AQUILA

### Progetto preliminare

**Responsabile del Settore Ricostruzione Pubblica**

Dott. Ing. Mario DI GREGORIO

**Responsabile Unico del Procedimento**

Dott. Ing. Mario DI GREGORIO

**Progettazione Preliminare:**

Geom. Carlo Cafaggi

P.I. Livio Stefanucci

Arch. Federica Sulpizio

Ing. Emanuela Ferrini

Geom. Stefano Graziani

Ing. Giuseppina Ambrosio

Serie: Rilievo geometrico e analisi del danno	Data: <b>Giugno 2012</b>
Oggetto: <b>R.4 – Palazzo Margherita</b>	

---

## indice dei contenuti

---

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3. RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE .....</b>	<b>5</b>
<b>3.1. Analisi del danno .....</b>	<b>6</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E DEL TERRENO .....</b>	<b>9</b>
<b>5. ANALISI DEI CINEMATISMI .....</b>	<b>10</b>
<b>6. INTERVENTI.....</b>	<b>12</b>
<b>6.1. Bonifica della muratura.....</b>	<b>12</b>
<b>6.2. Incatenamenti di piano .....</b>	<b>13</b>
<b>6.3. Regolarizzazione del sistema strutturale .....</b>	<b>14</b>
<b>6.4. Applicazione di rete in fibra di basalto .....</b>	<b>15</b>
<b>6.5. Orizzontamenti .....</b>	<b>15</b>
<b>7. VERIFICA DEL LIVELLO DI SICUREZZA .....</b>	<b>16</b>
<b>7.1. Schematizzazione del rinforzo nel modello strutturale .....</b>	<b>16</b>
<b>7.2. Azione sismica .....</b>	<b>17</b>
<b>7.3. Criteri adottati per la schematizzazione della struttura .....</b>	<b>18</b>
<b>7.4. Analisi dinamica lineare .....</b>	<b>19</b>
<b>7.5. Analisi statica lineare.....</b>	<b>20</b>
<b>7.6. Analisi statica non lineare, push-over .....</b>	<b>21</b>
<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>25</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>26</b>

## RELAZIONE

### 1. INTRODUZIONE

La presente relazione tratta il recupero di Palazzo Margherita – sede comunale, fortemente danneggiato a seguito del sisma del 6 aprile 2009, situato al centro storico della città di L'Aquila. L'iter seguito per la definizione delle strategie d'intervento è quello indicato nelle Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale, MI.B.A.C., definito dalle stesse **“Percorso della Conoscenza”**.

Si è proceduto attraverso le seguenti fasi conoscitive:

1. Analisi storica critica delle varie fasi costruttive dell'aggregato edilizio.
2. Rilievo geometrico.
3. Caratterizzazione geologica e geotecnica del sottosuolo.
4. Identificazione delle tipologie murarie presenti nel fabbricato e successiva caratterizzazione meccanica tramite impiego di prove non distruttive e semidistruttive.
5. Valutazione della sicurezza dell'edificio tramite modelli locali (cinematismi) e globali dell'edificio.
6. Definizione degli interventi e valutazione della sicurezza raggiunta in condizione post-operam.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nella relazione si è fatto riferimento alle seguenti normative linee guida:

- *D.M. 14.01.2008*, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare Ministeriale 617 del 2009.
- *Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale*, Allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni, Circolare MI.B.A.C. n.26 del 2 dic 2010.
- *CNR-DT 200/2004*, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.

### 3. RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

Palazzo Margherita, sede comunale, è situato al centro storico della città di L'Aquila, tra Piazza Palazzo e Piazza Santa Margherita. La sua localizzazione conferisce all'edificio una posizione baricentrica nella città. Il volume si articola attorno ad una torre centrale, cui si accede da tre dei quattro lati.

L'ingresso principale si trova sul fronte Ovest, quello in comune con la facciata principale della torre.

A lato del Palazzo, Figura 1, si trova la torre civica, trecentesca.

E' di forma pressochè quadrata in pianta, con una altezza di circa 41m. Le murature portanti sono in blocchi di pietra squadrati disposti su doppia cortina con un riempimento interno in conglomerato compatto. Lo spessore delle murature è di circa 1.70 metri, pressochè costante dalla base fino in sommità.

Il palazzo, è di forma rettangolare in pianta, di dimensioni di circa 40x60m.

Vi sono complessivi tre livelli fuori terra, di interpiano di circa 5 metri, per una altezza massima dell'edificio di circa 15.7 metri misurata dalla linea di gronda.

La copertura, lignea, è di tipologia a capanna. E' realizzata con possenti travi di legno lamellare, inserite in un intervento di ristrutturazione degli anni 90, ancorate, solo lungo il perimetro della corte interna, ad un cordolo in cemento armato di altezza pari a 1.0m.

La struttura portante è a setti di muratura portante, realizzata con pietrame disordinato e inserti di laterizio, Figura 2, mentre le colonne del porticato sono in blocchi di pietra con nucleo centrale a sacco (rif. *relazione R2*).

All'ultimo livello è stata rilevata la presenza di una murata rinforzata con rete elettrosaldata e betoncino di calcestruzzo, non considerata nelle analisi di seguito riportate in quanto se ne prescrive la rimozione.

Le strutture voltate di calpestio del primo livello sono portanti, realizzate o con elementi lapidei o di laterizio. Al secondo livello, invece, gli orizzontamenti sono in putrelle di ferro e tavole di laterizio, pertanto le volte, in foglio, hanno un ruolo puramente decorativo.

Al fine di una fedele rappresentazione della configurazione architettonica e dello stato di danneggiamento del palazzo, è stata condotta una accurata campagna di rilevamento mediante tecnica laser scanner 3D. Per quelle zone interne, invase dalle opere di messa in sicurezza, per le quali non è stato possibile effettuare scansioni in situ con lo strumento, in particolare a piano terra, si è operato integrando i rilievi a disposizione del Dipartimento, realizzati precedentemente al sisma del 6 aprile 2009.



Figura 1: pianta del primo livello del fabbricato con individuazione delle unità strutturali



Figura 2: tipologia muraria in pietrame disordinato con inserti di laterizio

### 3.1. Analisi del danno

Lo stato di danneggiamento causato dall'evento sismico dell'aprile 2009 è di tipo grave e diffuso, ma non di entità tale da precluderne la possibilità della riparazione del miglioramento sismico. Volendo rappresentare in maniera sintetica il quadro fessurativo, è fondamentale riferirsi all'analisi dei principali meccanismi locali di collasso.

Il distacco del cantonale di Figura 3, la rottura degli ammorsamenti fra maschi murari ortogonali, Figura 7, il crollo di porzioni di solaio, Figura 11, sono tutti fenomeni dovuti all'istaurarsi di cinematismi di I° modo, classici delle strutture in muratura.



A causa della carenza nei collegamenti e nelle tirantature di piano, sono da registrare l'innesco di cinematismi di I° modo, e, in casi limitati, il raggiungimento del punto di collasso, come per il crollo della porzione di solaio , Figura 11.



Figura 3: distacco del cantonale, spigolo N-W

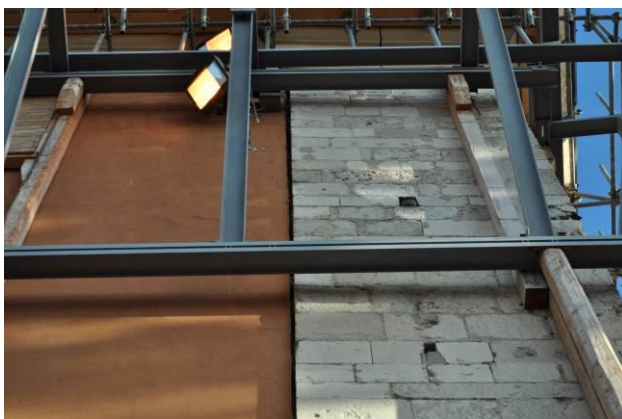


Figura 4: distacco del cantonale, spigolo S-W



Figura 5: distacco parete – cordolo in c.a.



Figura 6: crollo parziale di strutture voltate



Figura 7: distacco pareti e rottura ammorsamenti



Figura 8: lesioni passanti su murature e volte affrescate



Figura 9: rottura degli architravi, discontinuità nelle pareti per inserti di canne fumarie, bucatore richiuse ...



Figura 10: rottura della struttura portante dello scalone



Figura 11: crollo di solai in ferro e laterizio



Figura 12: rottura dell'ancoraggio delle travi portanti di copertura di tipologia spingente



#### 4. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E DEL TERRENO

Dalla indagini sperimentali effettuate in situ (rif *R2 rilievo materico costruttivo*) si classifica la muratura come di pietrame disordinato, assegnando, ai parametri meccanici utilizzati nel modello, quelli della prima categoria riportata in tabella C8A.2.1 di [2].

	$f_m$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_0$ N/mm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	$w$ kN/m <sup>3</sup>
muratura di pietrame riferimento tabella C8A.2.1 delle NTC08	1.4	0.026	870	290	19

Tabella 1: caratteristiche dei materiali desunte dalle indagini sperimentali

Sulla base della tipologia e del numero di indagini sperimentali, si adotta un FC (fattore di confidenza) pari a 1.2, relativo a un **livello di conoscenza adeguato LC2**.

	$f_m$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_0$ N/mm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	$w$ kN/m <sup>3</sup>
P/FC	1.16	0.0216	725	241	19

Tabella 2: caratteristiche dei materiali desunte dalle indagini sperimentali ridotte del fattore di confidenza

Anche per la caratterizzazione geologica del terreno si fa riferimento alla specifica relazione, nella quale si classifica il suolo di fondazione come di categoria **B**.

## 5. ANALISI DEI CINEMATISMI

Per l'edificio in oggetto appartenente alla categoria degli edifici storici in muratura, in assenza di valutazioni accurate e in via cautelativa, si adotta per le verifiche un fattore di struttura  $q=2.0$ .

L'analisi è sviluppata secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva il meccanismo locale.

Il metodo impiegato prevede la trasformazione di una parte della costruzione (macroelemento) in un sistema di labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi definiti da piani di frattura previsti, o riscontrati direttamente dal quadro fessurativo.

Per il moltiplicatore orizzontale dei carichi  $I$ , al quale fare riferimento in fase di verifica, è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica, tutte le azioni che si esercitano sul sistema:

- I pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;
- I carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai, delle volte e della copertura e di altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- Un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- eventuali ulteriori forze esterne, ad esempio quelle trasmesse dalle catene metalliche.

La verifica di sicurezza nei confronti dello SLV, di un elemento isolato o di una porzione di costruzione, è soddisfatta se l'accelerazione spettrale  $a_0^*$  che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q}$$

Il modello di riferimento per il cinematismo di flessione verticale indagato, è quello riportato in Figura 18.



Figura 13: CINE 1 – flessione verticale

Per la definizione delle azioni sono state effettuate le seguenti assunzioni:

- peso della muratura =  $19 \text{ kN/m}^3$ ;
- peso del riempimento delle strutture voltate =  $16 \text{ kN/m}^3$ ;
- peso dei solai in ferro e laterizio =  $35 \text{ kN/m}^2$ ;
- cordolo di coronamento =  $25 \text{ kN/m}^3$ ;
- legname di copertura =  $7 \text{ kN/m}^3$ ;

Per determinare il modulo e la direzione delle azioni concorrenti nel cinematismo si fa riferimento allo schema geometrico di Figura 13 e agli elaborati grafici (rif. *serie interventi - tavole 05 e 06*). Ciò premesso, **il livello di sicurezza, in condizioni pre sisma, relativo al punto di attivazione del meccanismo di flessione verticale è pari al 44.5% della domanda da normativa NTC08.**

## 6. INTERVENTI

Intervenire su edifici storici in muratura è un'operazione estremamente complessa. Le problematiche sono legate alle situazioni di degrado chimico-fisico dei materiali, alle discontinuità del pannello murario per effetto di tagli o risarciture e chiaramente allo stato di danneggiamento causato dal sisma.

Di seguito si descrive la strategia di intervento adottata, per la riparazione e il miglioramento sismico dell'edificio. Lo scopo è quello di operare nella maniera meno invasiva possibile, rispettando, senza alterare, la configurazione strutturale esistente e migliorando le prestazioni dei setti murari sia in termini di resistenza che di duttilità.

### 6.1. Bonifica della muratura

Gli edifici in muratura sono usualmente caratterizzati dalla presenza di varie tipologie murarie, in ragione delle fasi costruttive, di ristrutturazione e delle differenti destinazioni d'uso che si possono essere succedute nel corso dei secoli.

Per quanto riguarda le malte queste risultano costituite da aggregato calcareo e calce.

Le prestazioni delle malte risultano scadenti in ragione sia della bassa coesione riscontrata (fragili e a malapena tenaci) che della adesione agli elementi costitutivi la muratura.

Le scadenti prestazioni meccaniche derivano dalla presenza di numerose e consistenti impurezze diffuse nel materiale.

Per questo motivo preliminarmente a qualsiasi altra lavorazione, è necessario effettuare una accurata bonifica della muratura esistente secondo le seguenti fasi operative:

- Demolizione dell'intonaco esistente;
- Intervento di scuci e cucì, la dove necessario, al fine del ripristino della continuità del pannello murario;
- Abbondante scarnitura dei giunti;
- Ristilatura dei giunti e finitura superficiale con idonea malta.

A tal proposito è bene sottolineare che le murature del Palazzo, come gran parte di quelle costituenti il patrimonio edilizio storico della città di L'Aquila, sono di natura calcarea. Per tale ragione, si propone di intervenire con una malta, come quella a base di calce idraulica naturale NHL5, che *garantisca la massima compatibilità fra materiale esistente e materiale d'intervento*, in accordo, dunque, alle indicazioni delle linee guida MI.B.A.C. [5].

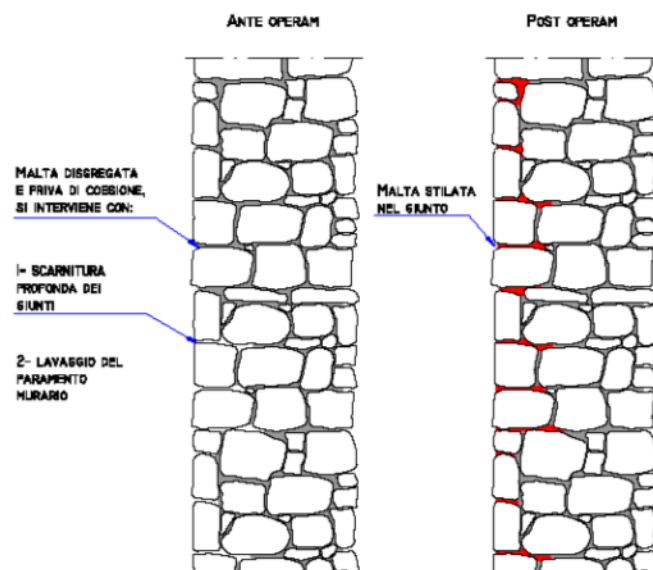


Figura 14: procedura di ristilatura dei giunti

In aggiunta alla ristilatura del giunto, incrementare le prestazioni del pannello murario e consentire il recupero delle funzioni originarie di edificio adibito ad uffici del Comune dell'Aquila, si prevede anche l'esecuzione di iniezioni del nucleo interno, utilizzando, analogamente a quanto da fare per il trattamento superficiale, malta a base di calce idraulica naturale NHL5.

Questa operazione, estremamente delicata, permette di ottenere consistenti benefici, soprattutto nei confronti di azioni nel piano del pannello murario, ma solamente se eseguite in modo corretto.

Una corretta esecuzione, infatti, porta ad una omogeneizzazione della muratura, e viceversa, una procedura poco accurata può causare serie problematiche.

Pertanto, si prescrive la messa in opera di sistemi di controllo, che verifichino la corretta esecuzione del lavoro svolto. Ad esempio, tramite l'impiego di metodi di indagine non distruttivi, come le prove soniche, effettuate prima e dopo l'intervento su un numero adeguato di campioni, è possibile verificare l'efficacia della lavorazione effettuata.

## 6.2. Incatenamenti di piano

Nel paragrafo relativo all'analisi del danno e, in particolare, nello studio del cinematisimo, è stato evidenziato con vi sia una carenza di presidi deputati all'incatenamento di piano.

Per tale motivo si propone (rif. *interventi tav 02 – incatenamenti di piano*) l'inserimento di una serie di elementi strutturali volti al contenimento delle spinte fuori piano.

Trattasi di fasce UHTSS, costituite da un serie di trefoli (3x2 fili) in acciaio galvanizzato. Si prevede l'applicazione di tali elementi con malta a base di calce NHL5, così da ottenere un sistema tecnologicamente avanzato ma, al contempo, estremamente compatibile con l'apparecchiatura costruttiva esistente.

Il sistema garantisce, inoltre, una ottima adesione al supporto, valutabile, in via cautelativa, a circa il 60-70% del limite di snervamento dell'acciaio [7].



Figura 15: nastri in fibra di acciaio UHTSS

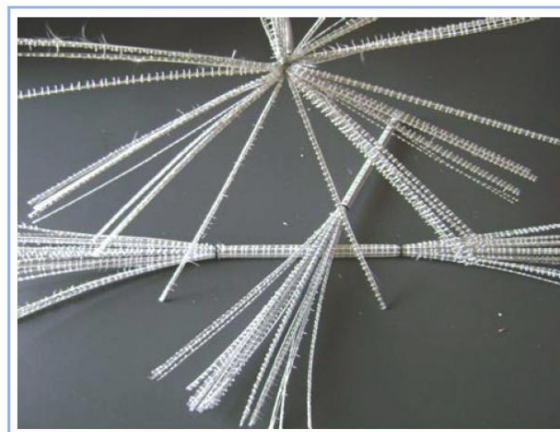


Figura 16: connettore in acciaio

### 6.3. Regolarizzazione del sistema strutturale

Una delle problematiche riscontrate nella valutazione del sistema costruttivo, è quello della irregolarità nella distribuzione degli elementi resistenti, in particolare al primo e secondo livello dell'edificio.

Per tale ragione, si prevede l'inserimento di una serie di pannelli murari (rif. *interventi tav 04*) allo scopo di migliorare la risposta del fabbricato riducendone la deformabilità, e riducendo il carico tensionale agente sulle murature esistenti. Occorre sottolineare che in alcuni casi, tale procedura, risulta estremamente poco invasiva, in quanto sostituisce tramezzature interne esistenti, comunque da trattare con interventi di riparazione.

Ai fini della schematizzazione del modello strutturale, nell'ottica di integrazione con l'organismo esistente, si prevede che i nuovi pannelli murari siano realizzati in mattoni di laterizio allettati con malta a base di calce, tab C8A.2.1 di [2].



Figura 17: Piano Secondo – schema di inserimento di nuovi elementi resistenti



#### 6.4. Applicazione di rete in fibra di basalto

Per migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura in pietrame si impiega un rinforzo diffuso in rete in fibra di vetro, Figura 18, applicata su ambo le facce del pannello.

Tale tecnica consente di incrementare sia la resistenza a taglio che la duttilità del pannello. Il rafforzamento del singolo maschio murario consente anche di aumentare la duttilità globale e di conseguenza il livello di sicurezza del fabbricato.

Per rendere realmente efficace il rinforzo, si procede all'inserimento di fiocchi in fibra di basalto, Figura 18, iniettati con idonea malta a base di calce idraulica naturale.

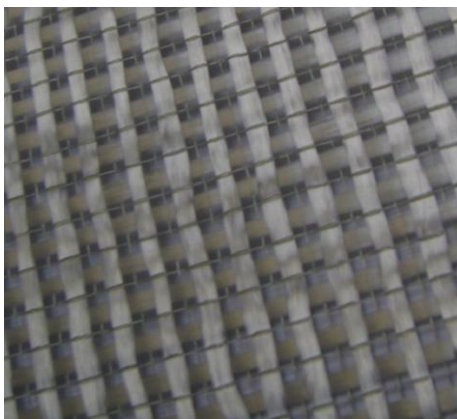


Figura 18: rete in fibra di basalto

I materiali da utilizzare per il trattamento delle murature sono:

- Rete in fibra di basalto, min 300 gr/m<sup>2</sup>;
- Connettore in fibra di basalto;
- Iniezioni dei connettori eseguite con malta di calce idraulica naturale NHL5 da iniezione a basso contenuto di sali tipo HD System B FLUID X/B.

#### 6.5. Orizzontamenti

Al fine di garantire un corretto comportamento di insieme, è fondamentale intervenire sulle strutture orizzontali, che, come descritto nei paragrafi precedenti, sono costituite da :

- volte a botte di pietrame, per i solai del primo impalcato;
- solai in putrelle di ferro e tavole di laterizio al secondo impalcato;

In virtù della necessità di riparare lo stato di lesionamento esistente, e di migliorare il comportamento globale dell'edificio, si propongono le seguenti tipologie di intervento (rif. *interventi tav 05*).

##### Consolidamento delle strutture voltate

Da eseguire dall'estradosso, previa rimozione di pavimentazione, massetto e riempimento. Si procede con la pulizia della superficie estradosale della volta, stesura di una prima mano di malta, allettamento di fasce in acciaio secondo l'idoneo schema strutturale (rif. *interventi tav 05*), ricoprimento superficiale con cappetta di irrigidimento. Ogni fascia andrà ancorata mediante un connettore inserito all'interno della muratura per una profondità di circa 60cm.

Ciò fatto, si procede con la ricostruzione del riempimento e della pavimentazione.

#### Ricostruzione dei solai crollati

Alcune porzioni di solai sono crollati a causa dello sfilamento dell'orditura portante dalle murature. Si procede, dunque, alla ricostruzione dei solai, con la stessa tecnologia dei solai esistenti.

#### Ammorsamenti e aumento capacità portante

Al fine di evitare il ripetersi dello sfilamento delle putrelle dalle murature, si procede con l'inserimento di fiocchi che colleghino l'orditura del solaio con la muratura.

Tali connettori, si vanno ad ancorare a fasce in carbonio disposte all'intradosso delle putrelle, finalizzate anche all'aumento della capacità portante del solaio.

## **7. VERIFICA DEL LIVELLO DI SICUREZZA**

Nei paragrafi precedenti è stato ampiamente affrontato il tema della valutazione dell'analisi del danneggiamento, facendo particolare riferimento all'attivazione di meccanismi locali di collasso. Per tale ragione, si ritiene poco attendibile una modellazione strutturale tesa alla valutazione della sicurezza nella situazione antecedente al 6 aprile 2009. Dall'analisi del cinematismo, cap. 5, è comunque possibile affermare che la capacità della struttura è sicuramente inferiore al 60% della domanda definita in accordo alla normativa vigente [1].

L'intervento di incatenamento di piano, garantisce l'adeguatezza della struttura nei confronti dell'attivazione dei cinematismi. Pertanto, di seguito si procede alla valutazione del comportamento globale, tramite analisi dinamica lineare e analisi statica non lineare, della condizione post intervento.

### **7.1. Schematizzazione del rinforzo nel modello strutturale**

L'intervento di trattamento delle murature tramite ristilatura dei giunti, esecuzione di iniezioni, inserimento di elementi di connessione trasversale e armatura superficiale, garantisce un incremento prestazionale valutabile secondo quanto indicato nella tabella C8A.2.2 della circolare [2].

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

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

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

I fattori correttivi indicati in tabella, consentono di incrementare i parametri meccanici della muratura di un fattore pari a 5.

In Tabella 3 si riportano i parametri meccanici modificati.

	$f_m$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_0$ N/mm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w kN/m <sup>3</sup>
muratura di pietrame , base	1.4	0.026	870	290	19
Muratura con rinforzo	7.0	0.129	4350	1450	19

Tabella 3: parametri meccanici della muratura

## 7.2. Azione sismica

In ottemperanza a quanto prescritto nelle “Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC08” al punto 3.2.3, è stata valutata l’azione sismica mediante l’adozione dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.

La struttura in oggetto, secondo quanto riportato al punto 2.4.1. delle norme suddette, risulta essere di tipo 2 ed è quindi caratterizzata da una vita nominale  $V_N \geq 50$  anni. Per maggior chiarezza si riporta la tabella 2.4.I delle norme indicate.

Tabella 4: – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in diverse classi d’uso. In osservanza al punto 2.4.2 della norma, la costruzione in esame risulta appartenere alla *Classe II*.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normale affollamento.

Nota la tipologia di costruzione e la classe d’uso, si può quindi determinare il periodo di riferimento dell’azione sismica. Tale valore si ricava, per ciascuna costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $C_U$ .

Il valore di  $C_U$  è definito in relazione alla classe d’uso ed è riportato nella tabella 2.4.II della NTC.

Tabella 5:– Valori del coefficiente d’uso  $C_U$

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

La classe d’uso utilizzata nelle verifiche strutturali per il fabbricato è la **II** Classe associata a costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti.

Il sito in esame risulta essere individuato dalle seguenti coordinate geografiche:

Latitudine EST        13.399  
Longitudine NORD    42.352

Il terreno di fondazione (rif *relazione geologica e geotecnica*) è stato assunto di categoria **B**.

Altro parametro fondamentale nella definizione degli spettri è il fattore di duttilità, che va a ridurre la domanda, in mancanza di una analisi più approfondita, per considerare le capacità dissipative delle zone di plasticizzazione che sono in possibilità di essere attivate sotto l'effetto dello scuotimento sismico.

Per la tipologia strutturale in questione, in via cautelativa, si considera una fattore di struttura  $q=2.8$ , in accordo a quanto previsto dalla vigente normativa per tipologie strutturali analoghe a quella in esame.

Di seguito si riportano i grafici degli spettri in accelerazione allo SLV, con i parametri identificativi impostati definiti secondo quanto asserito in precedenza.

Spettro di domanda SLV	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
	0.26g	2.36	0.35s

Tabella 6: parametri indipendenti dello spettro

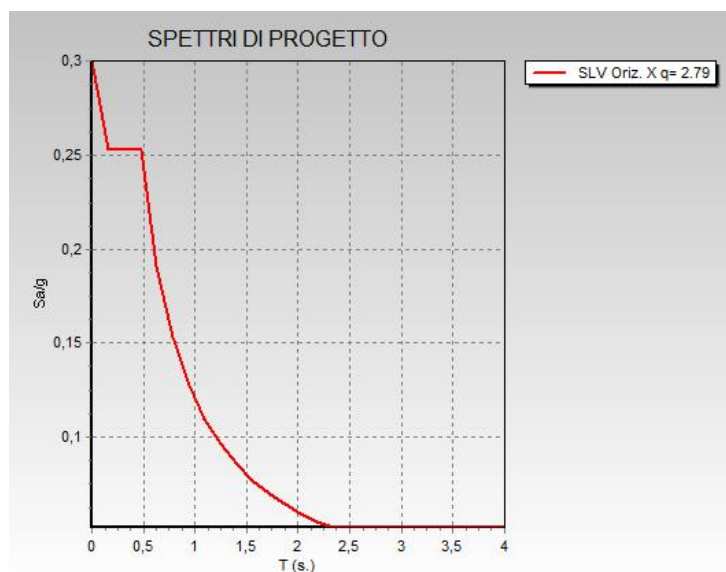


Figura 19: spettro di progetto allo SLV, terreno cat. B,  $q=2.8$

### 7.3. Criteri adottati per la schematizzazione della struttura

L'obiettivo della modellazione è in primo luogo la comprensione del comportamento strutturale del fabbricato, inteso in termini di analisi dinamica modale, e quindi la valutazione della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, mediante analisi statica non lineare di tipo push-over.

A tal scopo è stato definito un modello strutturale a macroelementi, Figura 20, in modo tale da poter condurre sia un'analisi dinamica lineare che una statica non lineare.

Ciascun maschio murario viene schematizzato come un insieme di aste resistenti e di link rigidi, a cui vengono assegnate caratteristiche di resistenza e deformabilità variabili a seconda del materiale.

Gli architravi, di notevoli dimensioni, sono stati schematizzati come aste resistenti.

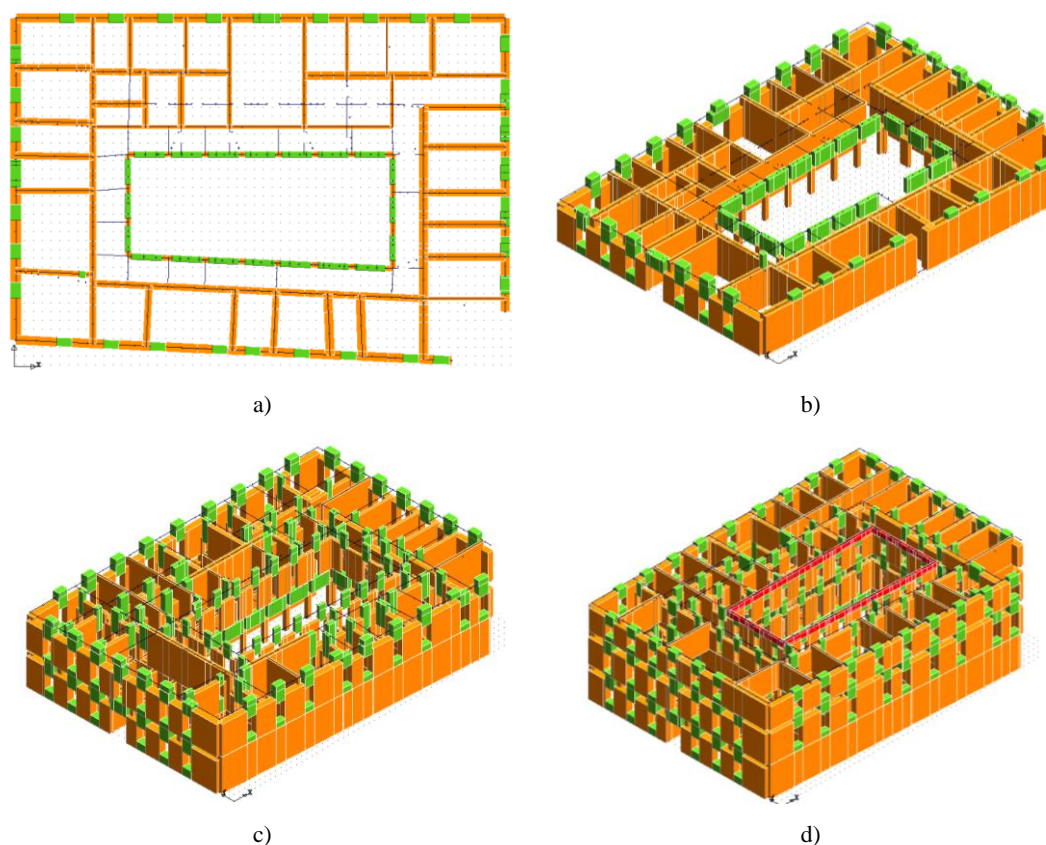


Figura 20: modello strutturale a macroelementi: a) pianta; b) primo livello; c) secondo livello; d) terzo livello

#### 7.4. Analisi dinamica lineare

L'analisi modale consente di descrivere il comportamento dinamico di un modello strutturale in termini di frequenze proprie, modi di vibrazione, smorzamenti e fattori di partecipazione modali. Questi valori caratterizzano la risposta dinamica della struttura. L'analisi modale è fondata essenzialmente sull'ipotesi di comportamento lineare elastico della struttura, per cui a rigore i risultati possono essere considerati validi solo per piccole ampiezze di oscillazione, ed in assenza di fonti di non linearità quali diffusi stati di danneggiamento.

Il primo dato caratteristico, che influenza molto la risposta strutturale, è la posizione dei baricentri di masse e rigidezze di piano.

Il centro di rigidezza  $X_r$  è il luogo geometrico rappresentativo delle rigidezze associate agli elementi resistenti di un piano generico, analogamente  $X_g$  per le masse.

Quando i due punti coincidono è plausibile ipotizzare che i primi modi di vibrazione della struttura non hanno significative componenti rotazionali. Viceversa, quando i due punti non coincidono la risposta strutturale presenta significativi effetti torsionali, estremamente dannosi per gli elementi strutturali.

Dalla Figura 21, relativa al primo impalcato dell'edificio, si nota che  $X_g$  e  $X_r$  non sono coincidenti. Questo dà luogo ad un primo modo di vibrazione a componente traslazionale predominante in direzione  $y$ , Figura 22, ma con delle sensibili componenti rotazionali. La seconda e terza forma modale, invece, mostrano delle componenti rotatorie piuttosto marcate, Figura 23 e Figura 24.

I periodi di vibrazione fondamentali e le masse partecipanti per le due direzioni di riferimento dell'azione sismica sono riportati in Tabella 7.

modo	T [sec]	M dir X [%]	M dir Y [%]
1	0.270	0.43	82.67
2	0.238	18.90	6.23
3	0.228	69.85	0.34

Tabella 7: caratteristiche modali

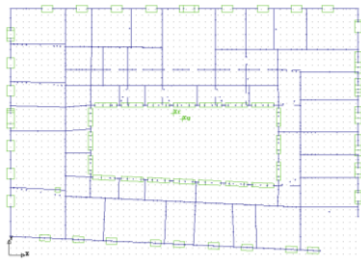


Figura 21: posizione di baricentro di massa e rigidezza

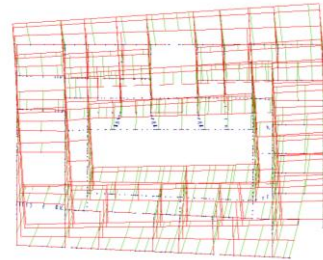


Figura 22: I modo di vibrazione

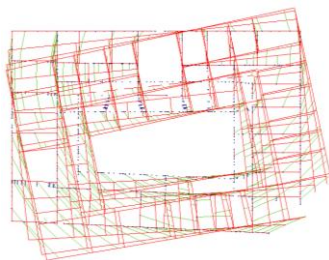


Figura 23: II modo di vibrazione

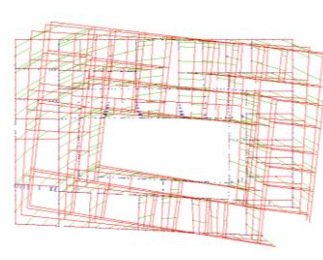


Figura 24: III modo di vibrazione

## 7.5. Analisi statica lineare

Sviluppando una analisi di tipo statica lineare per un modello a elementi bidimensionali, shell, si valuta che lo stato tensionale agente sulla muratura per effetto dei soli carichi verticali sia pari a circa  $0.3 \text{ N/mm}^2$ .

In condizioni sismiche si raggiunge un valore di carico massimo pari a circa  $1 \text{ N/mm}^2$ , quindi pari al 70% di  $f_m$  della muratura (valore assunto per le condizioni non rinforzate).

In corrispondenza dell'estremità sinistra della facciata di via delle Aquile, è stata effettuata una prova a martinetto piatto singolo, al fine di valutare lo stato tensionale agente sulla muratura (rif. R2). Dalle prove in situ si identifica uno stato tensionale di circa  $1.45 \text{ N/mm}^2$ .

La differenza in termini di sollecitazioni di calcolo e desunte da prove in situ, può essere un effetto provocato dallo scuotimento sismico sull'edificio. In particolare, la presenza di un cinematismo di I° modo, il ribaltamento della parete fuori piano, genera una variazione nella distribuzione dello stato tensionale con conseguenti zone di accumulo di sollecitazione.



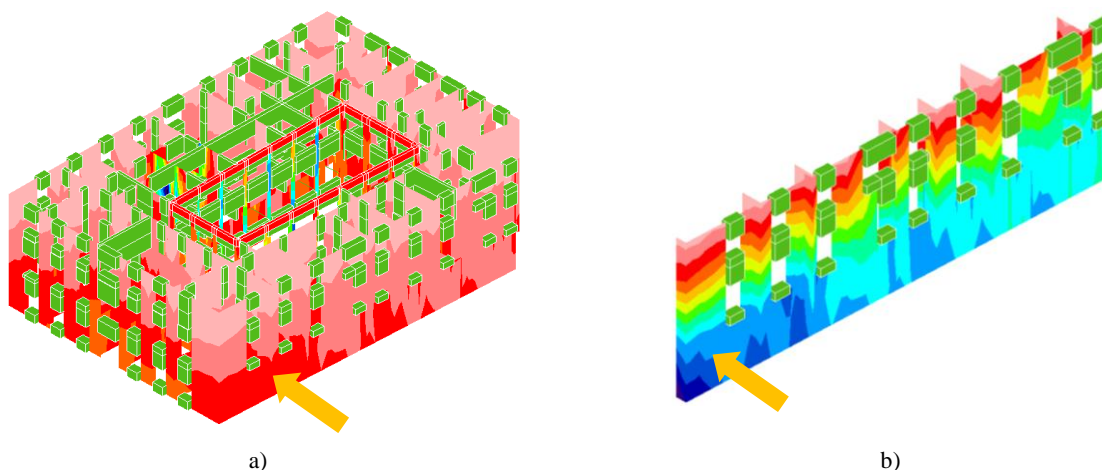


Figura 25: stato tensionale agente sulle murature per effetto dei soli carichi statici

## 7.6. Analisi statica non lineare, push-over

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze di inerzia ed aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere in maniera monotona, 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. Il diagramma  $F_b-d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura [1].

Le NTC08 prescrivono al par. 7.3.4.1 l'utilizzo di tale metodo di calcolo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

In tal caso si devono considerare almeno due distribuzioni di forze di inerzia, appartenenti sia al gruppo di distribuzioni principali che secondarie.

L'analisi richiede che al sistema strutturale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà. La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale.

Calcolato il periodo  $T^*$  dell'oscillatore elementare equivalente, secondo quanto indicato al par. C7.3.4.1 di [2], si procede al calcolo della domanda  $d_{max}^*$  del sistema anelastico (bilineare). La suddetta grandezza viene confrontata con la capacità del sistema  $d_u^*$ . La verifica è soddisfatta se

$$d_{max}^* \leq d_u^*$$

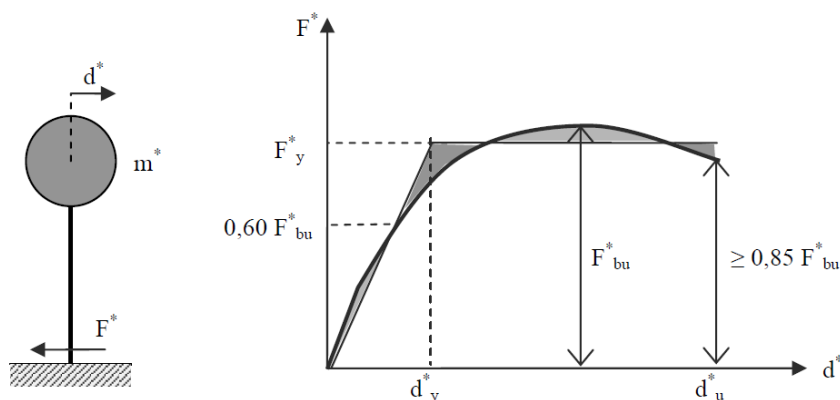


Figura 26: sistema e diagramma bilineare equivalente [2]

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale in cui sono usati i valori medi delle proprietà dei materiali.

La verifica degli elementi "duttili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione, [2].

La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impegnano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazione aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impegnano le proprietà nominali. Si considera, inoltre, una variazione del baricentro di massa, in positivo "+" o in negativo "-", penalizzante per l'analisi in modo da tener conto di eventuali irregolarità nella distribuzione dei carichi.

Dall'elaborazione si ottengono 16 curve di capacità, ciascuna trasformata in curva ADSR dalla quale si confronta il valore ultimo di spostamento raggiunto con la domanda ricavata direttamente da normativa [1].

Il livello di sicurezza  $\alpha$  risulta così definito:

$$\alpha = \frac{S_{d,C}}{S_{d,D}}$$

$S_{d,C}$  = spostamento spettrale di capacità

$S_{d,D}$  = spostamento spettrale di domanda calcolata su base normativa

Analogamente si può procedere ad indicare il livello di sicurezza in termini di PGA, per cui:

$PGA_C$  = Capacità in termini di Peak Ground Acceleration

$PGA_D$  = Domanda, da NTC08

In Figura 27 si riportano 8 delle 16 curve di push-over desunte dall'analisi statica non lineare, relative ad una delle due classi di variabilità della posizione del baricentro di massa (la seconda è stata omessa in quanto i risultati ricalcano quelli proposti).

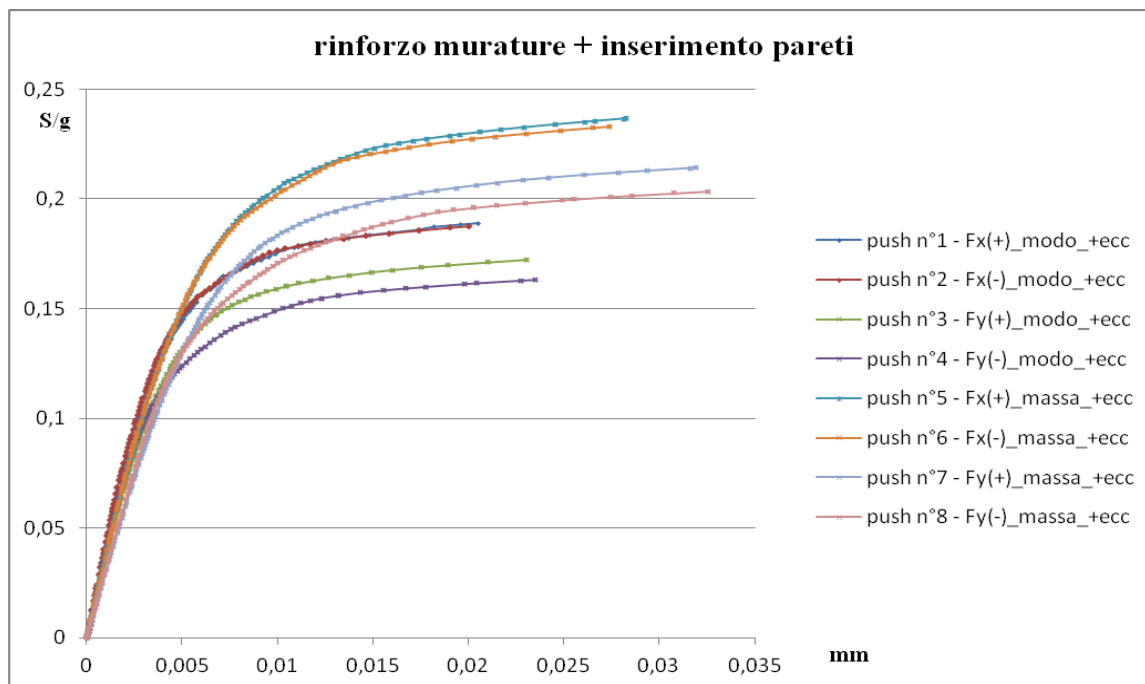


Figura 27: curve ADSR derivanti dall'analisi statica non lineare

In Tabella 8 sono sintetizzati in valori di  $PGA_C$ , capacità strutturale, e i livelli di sicurezza per le 16 curve ottenute dall'elaborazione dell'analisi statica non lineare.

***Il livello di sicurezza minimo raggiunto, a seguito degli interventi proposti, è pari all'80% della richiesta da NT08.***

Push n°	$PGA_D/g$	$PGA_C/g$	Livello sicurezza %
1	0.26	0.215	87
2	0.26	0.212	81.6
3	0.26	0.217	83.6
4	0.26	0.226	86.9
5	0.26	0.263	101.2
6	0.26	0.256	98.6
7	0.26	0.266	102.5
8	0.26	0.279	107.4
9	0.26	0.205	78.8
10	0.26	0.216	82.9
11	0.26	0.222	85.5
12	0.26	0.227	87.2
13	0.26	0.249	95.8
14	0.26	0.265	101.8

15	0.26	0.262	100.5
16	0.26	0.282	108.3

Tabella 8: risultati analisi push-over

Come approfondimento dei risultati precedentemente commentati, si è proceduto alla valutazione della curva di capacità della struttura variando i parametri meccanici più significativi. In particolare è stata condotta una elaborazione dimezzando i valori assunti per  $E$  e  $G$ , cercando di cogliere il comportamento a materiale fessurato, e aumentando il peso della muratura ( $w=21 \text{ kN/m}^3$  anziché  $19 \text{ kN/m}^3$ ), per interpretare l'effetto dell'aumento di massa dovuto alle iniezioni nella risposta globale del sistema.

In Figura 28 sono riportate le tre curve relative alla condizione più severa, push n°9.

La condizione penalizzante, come auspicabile, è quella del caso in cui  $E$  e  $G$  sono dimezzati, ma in conclusione, la valutazione della sicurezza indica un livello di capacità comunque superiore al 60% della richiesta di normativa [1].

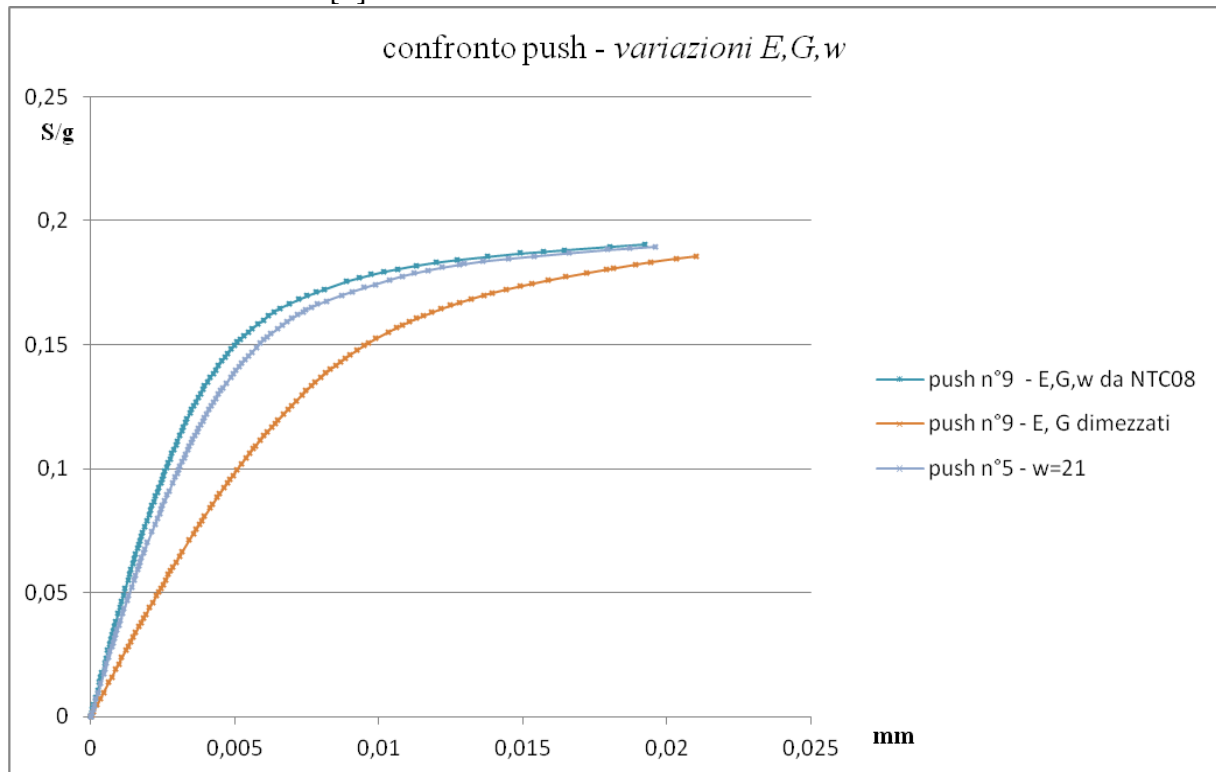


Figura 28: confronto fra analisi push condotte variando  $E, G$  e  $w$ .

## CONCLUSIONI

A valle di una fase diagnostica molto approfondita, è stata scelta una strategia di intervento che si ispira, di massima, ad un intervento di tipo conservativo.

La tipologia di approccio si sposa con le indicazioni contenute nelle Linee Guida MI.B.A.C. che prescrivono di valutare gli interventi volti a ridurre la vulnerabilità sismica *“nel quadro generale della conservazione della costruzione”*.

Come recitano le linee guida, par 6.1, *“[...] l'intervento dovrà essere proporzionato agli obiettivi della sicurezza e durabilità, contenendo gli interventi in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico... Dovranno essere privilegiati gli interventi in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio ed i nuovi materiali, risultanti dall'innovazione tecnologica, dovranno essere valutati alla luce dei criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica.”*.

Le soluzioni progettuali, pertanto, si innestano nell'ottica della ricerca della massima compatibilità dell'intervento con il bene. L'obiettivo è quello di preservare il suo valore storico, utilizzando tecnologie all'avanguardia dell'ingegneria civile ma la contempo rispettose dei materiali esistenti. La strategia generale si basa sull'utilizzo combinato di acciaio, basalto e malta a base di calce idraulica naturale.

Nella consapevolezza dell'estrema complessità del tema affrontato, si è operato nella direzione indicata dalle “regole dell'arte”, che, da sempre, si sono rivelate fondamentali per le strutture storiche.

Gli interventi proposti, tendono a ridurre le principali vulnerabilità dell'organismo strutturale, cercando di ottenere una generale regolarizzazione, che comunque garantiscono un livello di sicurezza sostanzialmente adeguato alla richiesta da normativa.

## BIBLIOGRAFIA

1. D.M. 14 gennaio 2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
2. Circolare 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.
3. O.P.C.M. 3790, Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri per la ricostruzione di edifici con esito di agibilità E
4. O.P.C.M. 3431 del 3/5/2005
5. *Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale*, Allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni, Circolare MI.B.A.C. n.26 del 2 dic 2010.
6. *CNR-DT 200/2004*, Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.
7. C. Modena et al., *Prove di strappo a taglio su materiali compositi con matrice a base di calce idraulica naturale applicati a mattoni pieni di laterizio*, Dipartimento di Costruzione e Trasporti Università degli Studi di Padova - Draft 01, ottobre 2011.