

# Valutazione quali-quantitativa per la definizione di interventi di recupero antisismico in edifici storici

## Quali-quantitative evaluation for the definition of antiseismic recovery interventions in historical buildings

Domenico Colapietro<sup>1</sup>, Marco Pinto<sup>2</sup>, Nicola A. Addante<sup>3</sup>, Adriana Netti<sup>4</sup>, Fabio Fatiguso<sup>5</sup>, Giuseppe C. Marano<sup>6</sup> ■

### Sommario

La valutazione della vulnerabilità sismica del patrimonio architettonico d'interesse storico, composto di edilizia monumentale e dal semplice costruito minore, rappresenta un ambito di recente interesse in relazione alle necessità di definire appropriati interventi di miglioramento della qualità, compatibili con i caratteri storico-architettonici e tecnico-costruttivi, nonché con il comportamento statico originario degli stessi. Il presente lavoro illustra il perfezionamento di una metodologia operativa per la definizione e valutazione di efficacia degli interventi di recupero antisismico nel patrimonio architettonico d'interesse storico, monumentale e minore definita quali - quantitativa. Tale metodologia consente di definire un sistema coordinato d'interventi di restauro strutturale, appropriati in relazione alle specifiche dei caratteri storico-architettonici e tecnico-costruttivi analizzati degli edifici storici, in grado di conferire agli stessi un maggiore grado di sicurezza. L'articolazione operativa è tale da tenere in conto tanto gli aspetti qualitativi, riferiti alla tecnologia del costruire e alla regola dell'arte, quanto gli aspetti quantitativi dell'analisi numerica delle caratteristiche di resistenza degli elementi connotanti la struttura. La metodologia ha trovato conferma mediante la sperimentazione su di una struttura mista: l'edificio scolastico "Guglielmo Marconi" sito a Casamassima (BA).

**Parole chiave:** Edifici storici in muratura, approccio quali - quantitativo, analisi lineare e non lineare, vulnerabilità sismica, indice di miglioramento elastico - sismico.

### Abstract

*The evaluation of the seismic vulnerability in historical buildings represents an area of recent interest in relation to the need to define appropriate interventions to improve the quality, compatibility with the historical-architectural characters, as well as with the static behaviour. The present work shows a completion of an operational methodology for the definition and evaluation of effectiveness of antiseismic recovery interventions in historical buildings defined qualitative-quantitative approach. The methodology allows you to define a coordinated system of structural interventions, appropriate in relation to the specific historical-architectural and technical-constructive characters of these structures giving a higher degree of security. The articulation operates as to take into account both the qualitative aspects, related to the technology of construction and to the rule of the art, and the quantitative aspects of the numerical analysis of the characteristics of resistance of the structural elements. The methodological approach has found a specific validation with reference to a masonry and concrete structure: the "Guglielmo Marconi" Public School building located in the town of Casamassima (Italy).*

**Keywords:** Historic masonry building, qualitative-quantitative approach, linear and nonlinear analysis, seismic vulnerability, index of elastic-seismic improvement.

### 1. Introduzione

I terremoti rappresentano la principale causa dei danni e delle perdite del patrimonio architettonico (Lagomarsino, 2006). L'edilizia storica è caratterizzata, in genere, da un'intrinseca vul-

nerabilità alle azioni sismiche, essendo la muratura, un materiale di per sé poco resistente a stati di trazione, specie sui piani orizzontali dei corsi, normalmente compressi (D.M. 14/01/08; Magenes et al, 1998). Su questi, in occasione di

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica, Politecnico di Bari, Via E. Orabona, 4 - (BA).

<sup>2</sup> CFENG: Ingegneria Strutturale & Consulting, Via Ninna, 30 - Casamassima (BA).

<sup>3</sup> CFENG: Ingegneria Strutturale & Consulting, Via Ninna, 30 - Casamassima (BA).

<sup>4</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura, Politecnico di Bari, Via E. Orabona, 4 - (BA).

<sup>5</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica, Politecnico di Bari, Via E. Orabona, 4 - (BA).

<sup>6</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura, Politecnico di Bari, Via E. Orabona, 4 - (BA).

un sisma, l'azione orizzontale comporta difatti il superamento della debole resistenza del materiale per stati di tensione tangenziale e di trazione, determinando lesioni per scorrimento o distacco degli elementi (D'Ayala et al, 2003). A ciò si aggiunga che la storia di questi manufatti, contrassegnata da diverse fasi costruttive, accentua quel comportamento per parti, che è già di per sé insito nel materiale che li compone. Gli accrescimenti, le superfetazioni, gli ampliamenti planimetrici determinano la presenza di molte strutture all'interno della stessa costruzione, il cui comportamento è fortemente influenzato dall'azione che le investe. Nel caso di un terremoto le forze inerziali orizzontali sono in grado di causare la perdita d'equilibrio di tali elementi specie se snelli o non adeguatamente connessi al resto della costruzione. Tale vulnerabilità intrinseca è oltremodo alimentata, in alcuni casi, dalla mancata valutazione di efficacia di alcune tecniche costruttive proprie del nuovo (D'Ayala, 2008) incrementando la propensione da parte delle strutture storiche a subire danneggiamenti; soluzioni quali il rifacimento di una copertura in calcestruzzo armato, l'inserimento di cordoli eccessivamente rigidi in sommità alle murature, l'uso di cuciture armate in alternativa ai tradizionali tiranti metallici, hanno comportato in molti casi danni superiori a quelli che la struttura originaria avrebbe probabilmente presentato. Esiste quindi per i manufatti storici un problema di sicurezza sismica, in altre parole occorre garantire alla struttura una capacità di resistenza confrontabile con quella richiesta alle nuove costruzioni, sia per la tutela dell'incolumità pubblica, sia per il mantenimento del bene; l'intervento di recupero antisismico non può certamente rappresentare un compromesso tra conservazione del manufatto architettonico e tutela dell'incolumità pubblica, ma ne deve costituire la sintesi ottimale (Augusti et al., 2001; D'Ayala et al., 2002). Tutto ciò richiede un'appropriatezza comprensione della fabbrica nella sua totalità, al fine di identificare elementi di debolezza rispetto alla regola dell'arte. In altre parole si desidera permeare il concetto di sicurezza strutturale degli edifici storici con tutti quegli aspetti che difficilmente sono integrabili all'interno di un modello meccanico, per quanto esso possa essere raffinato. In tal modo l'intervento che ne scaturisce si presenta senz'altro appropriato poiché si pone come non stravolgimento della "logica propria" (formale - spaziale - materica) del preesistente e in continuità con la "logica modale" (cioè processuale) che esso sancisce.

## 2. Oggetto dello studio

Nel seguente lavoro si propone una metodologia di definizione e valutazione di efficacia

d'interventi di recupero antisismico, definita quali-quantitativa, mediante i quali migliorare il livello di sicurezza di un edificio esistente di rilevante interesse architettonico, senza l'obbligo di porre in atto interventi di adeguamenti, tale da consentire un profondo rispetto della sua storicità.

L'approccio seleziona quantitativamente, a seguito di analisi dinamiche, combinazioni d'interventi, adeguatamente definite qualitativamente in correlazione agli aspetti conservativi del manufatto su cui s'interviene. Così facendo l'esigenza di conservazione non rappresenta un ostacolo ma piuttosto una guida alla progettazione d'interventi di consolidamento sismico davvero efficaci.

In altre parole si propone un percorso di conoscenza e analisi in cui il giudizio sull'idoneità di un intervento emerge dal confronto tra la capacità della struttura, valutata a seguito di una conoscenza qualitativa e quantitativa della costruzione, e l'azione sismica, opportunamente modulata in funzione di ragionevoli livelli di protezione sismica. Tale confronto non è inteso come verifica cogente tra capacità di resistenza della struttura e domanda conseguente a quell'azione; al contrario si sancisce, per ciascuna combinazione, un parametro quantitativo da portare in debito conto, congiuntamente ad altri, in una valutazione qualitativa che contempla la volontà di preservare il manufatto dai danni sismici con requisiti di sicurezza circa la fruizione e la funzione svolta (Borri et al, 2007). L'obiettivo è di evitare opere superflue, favorendo quindi il criterio del minimo intervento, ma anche evidenziando i casi in cui sia opportuno agire in modo più incisivo. Si cerca di voler dar corpo solamente a quel che può essere realizzato nel pieno rispetto della natura storica su cui s'interviene ed escludendo il resto.

### 2.1. Approccio metodologico quali - quantitativo

L'approccio metodologico quali - quantitativo ha inizio dal conseguimento di un'accurata conoscenza della struttura secondo tre livelli di differente approfondimento, necessari sia ai fini di un'attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale, sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento sismico (Binda et al, 2000). Lo scopo è senz'altro quello di mettere in atto un modello che permetta sia un'interpretazione qualitativa del meccanismo di funzionamento strutturale, sia la vera e propria analisi strutturale, per una valutazione quantitativa. Le problematiche sono quelle connesse al riconoscimento dei dati geometrici e materici caratterizzanti la fabbrica, le modifiche intercorse nel corso del tempo dovute ai fenomeni di danneggiamento derivanti dalle trasformazioni antropiche, dall'invecchiamento dei materiali e dagli eventi calamitosi. Il primo livello si sostanzia

dunque in un'analisi dell'edificio, sistematizzando i dati raccolti in appositi moduli schedografici, opportunamente preposti, al fine della:

- 1.1 identificazione dell'organismo edilizio nella sua organicità;
- 1.2 caratterizzazione dei suoi rapporti spaziali e funzionali rispetto ai territori contermini;
- 1.3 riconoscimento dei singoli macroblocchi in cui esso stesso è disarticolato;
- 1.4 comprensione dell'evoluzione della struttura in correlazione alle utilizzazioni succedutesi nel corso del tempo, attraverso approfondite indagini storico-archivistiche.

Naturalmente ai fini di un'adeguata identificazione del sistema resistente, la ricostruzione dell'intera storia costruttiva del bene, ossia del processo di costruzione e delle successive trasformazioni susseguitesi nel corso del tempo, gioca un ruolo decisivo. L'analisi storica consente di limitare sia il numero d'indagini in zone storicamente omogenee, sia di focalizzare l'attenzione su quelle parti meno note o eventuali soluzioni di continuità, identificando contestualmente interventi di consolidamento precedenti. Tuttavia lo studio dell'evoluzione storica dell'edificio non può prescindere dalla conoscenza della sequenza dei terremoti (Modena et al, 2005) che hanno interessato il manufatto stesso nel passato; un vero e proprio collaudo rispetto a un'attività sismica precedente, dalla quale emerge una consapevolezza sullo stato di stress sismico cui è stato assoggettato l'edificio e di cui occorre tenerne adeguatamente conto all'atto della scelta degli interventi. Un secondo livello di analisi, è finalizzato alla completa identificazione spaziale e diagnostica dell'organismo stesso, passando per operazioni sia di rilievo geometrico, fessurativo e deformativo, sia di studio geomorfologico e strutturale del piano fondale. La conoscenza e caratterizzazione di questi ultimi aspetti si dimostra essere di grande importanza nella previsione del comportamento sismico che è dovuto all'interazione terreno – fondazione – struttura. Così facendo si facilita la successiva operazione d'input del modello sismico, completata dal rilievo materico costruttivo dei diversi elementi che compongono la fabbrica, inquadramento conoscitivo di terzo livello, attraverso il quale acquisire una dettagliata morfologia intrinseca degli stessi (Borri et al., 2008). Eseguita una modellazione meccanica dell'organismo edilizio, qualora dall'analisi-verifica (lineare o non lineare) nello stato di fatto emerga un'incapacità dell'edificio nel fronteggiare l'accelerazione sismica attesa per il sito di riferimento o viceversa si desideri perseguire un incremento della già intrinseca capacità sismica, si richiederà la definizione qualitativa di due o più combinazioni

d'interventi di recupero antisismico. Modellate ciascuna di queste, piuttosto che compiere per ognuna una valutazione numerica di efficacia, tale da richiedere un rilevante onere computazionale, mediante l'approccio quali quantitativo si propone una semplificazione del problema, limitando le post verifiche di dettaglio alla combinazione realmente efficace. Più precisamente note le forme modali proprie di ciascuna combinazione d'intervento e del relativo stato di pre - consolidamento, l'approccio richiede la formulazione di un "indice di miglioramento elasto-sismico", opportunamente introdotto al suo interno allo scopo di selezionare le combinazioni in termini di efficacia, mediante due diverse formulazioni: una prima per edifici regolari in pianta e in elevazione e una seconda per edifici che invece presentano irregolarità geometriche in pianta e/o in alzato.

Più precisamente per edifici regolari in pianta e in elevazione tale operatore, Eq. 1 si configura, per ciascuna combinazione d'intervento, quale rapporto normalizzato tra pseudo - accelerazione totale di consolidamento e di pre - consolidamento. Entrambe le pseudo - accelerazioni sono ricavate dallo spettro di risposta elastico allo SLV, specifico del sito di riferimento, mediante combinazione di valori parziali di accelerazioni, corrispondenti a periodi di vibrare relativi a modi con massa partecipante superiore all'1%.

$$I_{mes} = \frac{A_{cons.}}{A_{prec.}} = \frac{((\sum_{j=1}^n ((a_j) \cdot (m_j^*))^2) \cdot (n_m))_{cons.}}{((\sum_{j=1}^n ((a_j) \cdot (m_j^*))^2) \cdot (n_m))_{prec.}} \quad (1)$$

Con:  $m_j^*$  = massa modale normalizzata,  $n_m$  = numero di modi coinvolti,  $a_j$  = pseudo- accelerazione modale.

Negli edifici con irregolarità in pianta e in elevazione l'indice di miglioramento elasto – sismico assume la seguente formulazione:

$$I_{mes} = \frac{A_{cons.}}{A_{prec.}} = \frac{((\sum_{j=1}^n ((a_j) \cdot (m_j^*))^2) \cdot (n_m) \cdot \beta_t^{0.65})_{cons.}}{((\sum_{j=1}^n ((a_j) \cdot (m_j^*))^2) \cdot (n_m) \cdot \beta_t^{0.65})_{prec.}} \quad (2)$$

$$\text{Con: } \beta_t = \frac{\max \{MPMx'; MPy'\}}{\min \{MPMx'; MPy'\}}$$

$MPx'$  (%) = percentuale di massa partecipante nella direzione  $X'$  del modo di vibrare torsionale;  $MPy'$  (%) = percentuale di massa partecipante nella direzione  $Y'$  del modo di vibrare torsionale.

Il fattore torsionale  $\beta_t^{0.65}$ , ricavato dagli autori a seguito di diverse valutazioni sperimentali su di un numero di edifici irregolari in pianta, sufficientemente tali da rendere statisticamente accettabile il dato, perfeziona la stima dell'indice di

miglioramento elasto -sismico valutando anche il contributo dovuto al moto torsionale.

In entrambe le formulazioni all'aumentare dell'indice di miglioramento elasto-sismico, indotto da un aumento dell'elasticità globale rispetto alla condizione pre-consolidata per una determinata direzione entro la quale sia necessario l'intervento, l'organismo edilizio attenua la sua vulnerabilità, in altre parole la sua propensione a subire danneggiamenti, dissipando parte dell'energia in fase elastica e lasciando il restante contributo al tratto plastico.

Sia che si operi su edifici di riconosciuto interesse storico-architettonico sia su soluzioni minori ma pur sempre d'indiscutibile interesse, l'approccio quali-quantitativo offre l'opportunità di riconoscere la combinazione d'interventi quantitativamente efficaci e qualitativamente coerenti con la storicità del manufatto, privilegiando la ridotta invasività e la reversibilità degli stessi.

scolastico "Guglielmo Marconi" ubicato nel Comune di Casamassima in provincia di Bari (Figura 1). Trattasi di una complessa struttura realizzata nel 1935, caratterizzato da una geometria irregolare in pianta e dalla presenza simultanea di strutture portanti verticali in muratura (blocchi in tufo di Palagianò) e da orizzontamenti latero - cementizi. Il manufatto consta di due piani e possiede una forma irregolare simile a una "U". Durante il periodo bellico l'edificio fu convertito in ospedale militare e subì danneggiamenti e modifiche ad alcuni muri e aperture. Negli anni successivi sono stati realizzati interventi tra i quali: ristrutturazioni, realizzazione di muri divisorii e di aperture negli stessi, l'installazione di un ascensore mediante la foratura del solaio del piano primo e realizzazione di setti in calcestruzzo armato e la realizzazione di un archivio in adiacenza all'ala ovest, che ha consentito di connettere l'edificio scolastico con la palestra.

### 3. Applicazione sperimentale dell'approccio metodologico

#### 3.1 Caso di studio

L'approccio metodologico ha trovato una sua specifica validazione con riferimento all'edificio

#### 3.2 Conoscenza dell'edificio

Le informazioni conoscitive, acquisite attraverso misurazioni e indagini in situ sono state sistematizzate in appositi moduli schedo-grafici. (Figure da 2 a 5) opportunamente implementati nell'approccio metodologico così da facilitare l'opera-

Figura 1  
Edificio scolastico  
"Guglielmo Marconi" a  
Casamassima (BA).



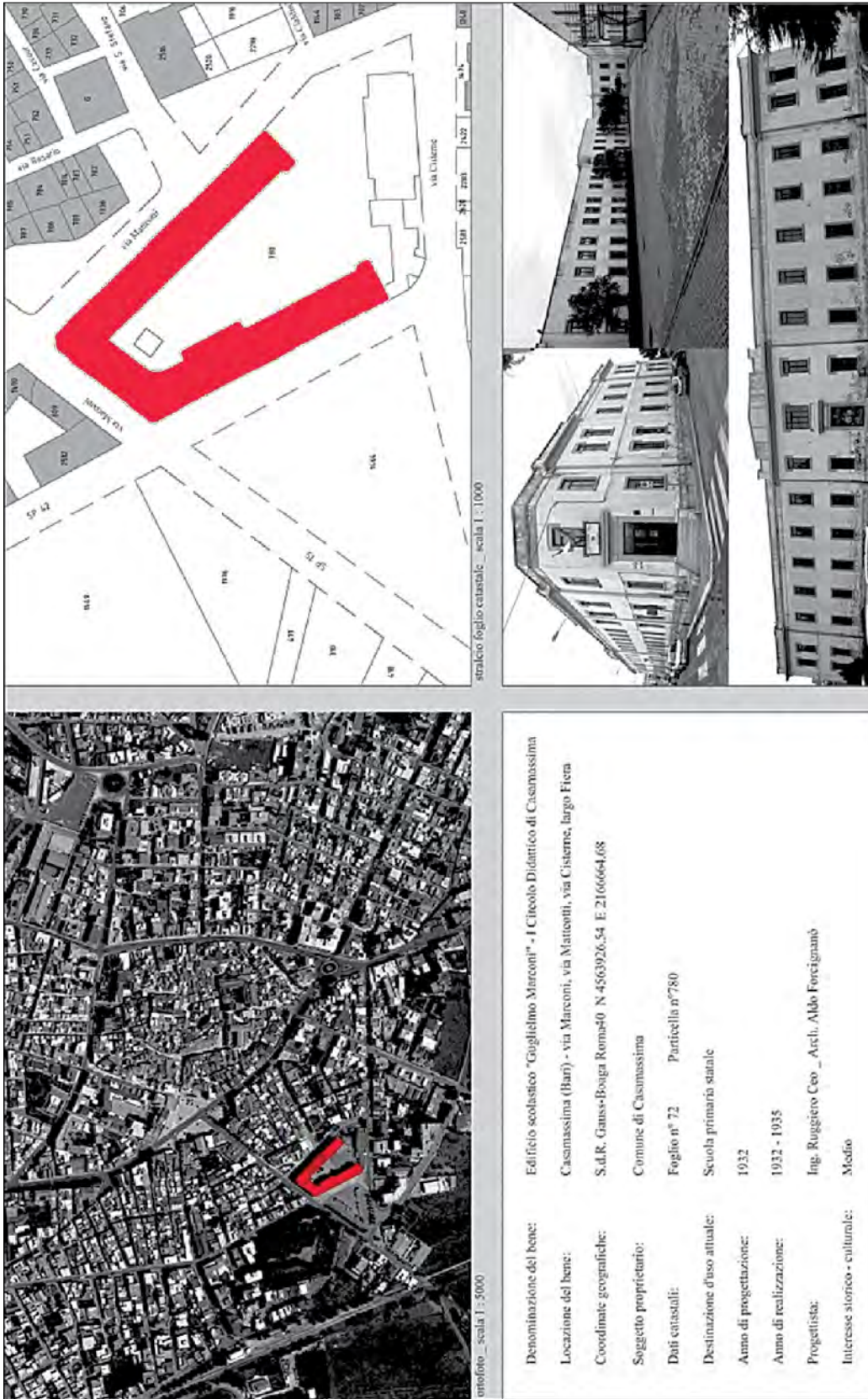


Figura 2  
Modulo schedografico  
d'inquadramento conoscitivo  
di 1° livello.

zione d'interpretazione del comportamento reale del manufatto. Le indagini archivistiche (livello di conoscenza 1) hanno riportato alla luce interessanti documenti circa la realizzazione del ma-

nufatto offrendo l'opportunità di acquisire una piena consapevolezza morfologico - strutturale d'insieme della struttura, permettendo di passare a un'operazione di rilievo geometrico-deformati-

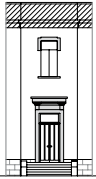
Figura 3  
Modulo schedografico  
d'inquadramento conoscitivo  
di 2° livello.



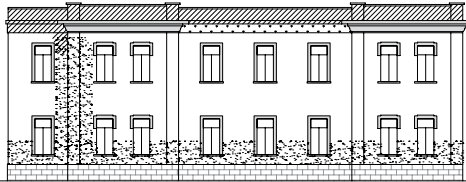
Progettazione Sismica



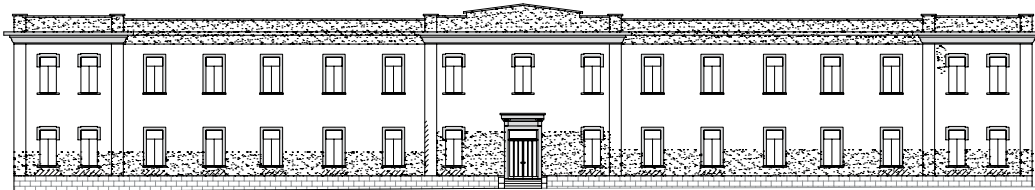
Prospetto via Matteotti



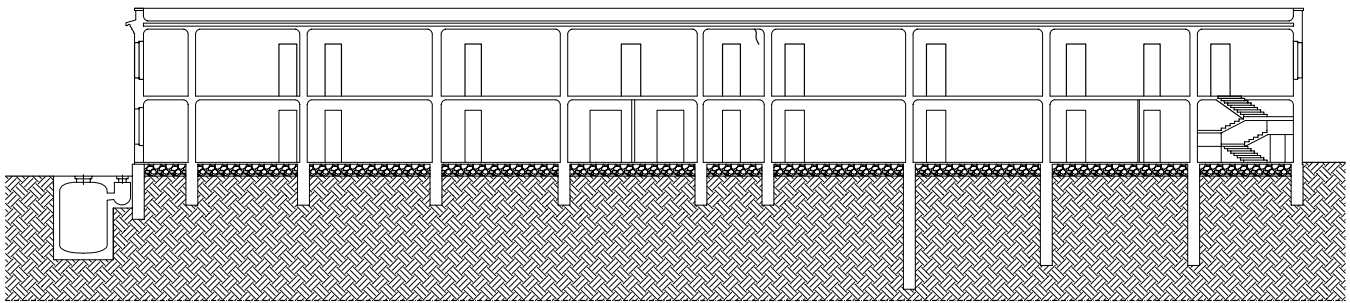
Prospetto d'angolo in via Marconi



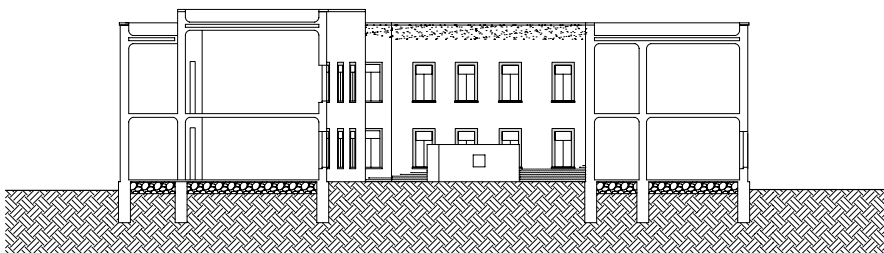
Prospetto via Marconi



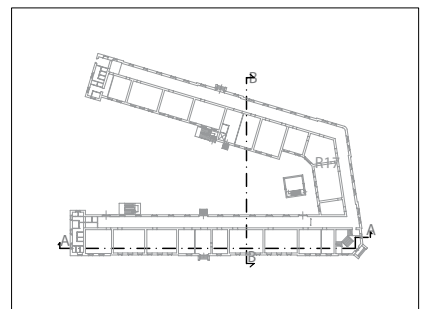
Prospetto Largo Fiera



Sezione A-A



Sezione B-B



Pianta piano terra

SEZIONE TRASVERSALE		CODIFICA SOLUZIONE MURARIA nr. 1		Scheda 1.2	
Tipologia	<input type="checkbox"/> Paramento Unico <input type="checkbox"/> Due Paramenti accostati <input type="checkbox"/> Due Paramenti ammortati <input type="checkbox"/> A sacco incoerente <input type="checkbox"/> A sacco coerente <input checked="" type="checkbox"/> Tre paramenti ammortati	 Sezione trasversale compagine muraria scala 1:20  Visione prospettica compagine muraria	 Ripresa fotografica n°1 - unità ambientale R18  Ripresa fotografica n°3 - unità ambientale P21		
Descrizione	Muratura intrecciata a tutto tufo con spessore di 50 cm. Si ottiene assemblando i conci con spessore di testa di 16 e legandoli con tuffi posti trasversalmente, detti tuffi di punta (TP).				
Spessore	<input type="checkbox"/> < 30 cm <input checked="" type="checkbox"/> 40-50 cm <input type="checkbox"/> 60-70 cm <input type="checkbox"/> 80-100 cm <input type="checkbox"/> > 100 cm				
Presenza significativa vuoti	<input checked="" type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Presente				
Presenza diatoni	<input type="checkbox"/> Assente <input checked="" type="checkbox"/> Presente				
COLLEGAMENTI TRA LE PARETI MURARIE					
Tipologia Angolate	<input type="checkbox"/> Paramento Unico <input type="checkbox"/> Due Paramenti accostati <input checked="" type="checkbox"/> Due Paramenti ammortati				
Angolate elementi costitutivi	<input checked="" type="checkbox"/> Analoghi alla muratura <input type="checkbox"/> Di dimensioni maggiore <input type="checkbox"/> A conci squadrati				
COLLEGAMENTI CON ORIZZONTAMENTI					
Tipologia	<input type="checkbox"/> Analoghi alla muratura <input checked="" type="checkbox"/> Di altra natura: cordolo in c.a.				
Qualità	<input type="checkbox"/> Ammortamento scadente <input checked="" type="checkbox"/> Collegamenti efficaci				
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO					
Tipologia	<input checked="" type="checkbox"/> Nessuno <input type="checkbox"/> Scuci-cuci <input type="checkbox"/> Stilatura giunti <input type="checkbox"/> Iniezioni malta <input type="checkbox"/> Intonaco armato <input type="checkbox"/> Altra tipologia:.....				
ELEMENTI STRUTTURALMENTE EFFICACI (architravi)					
<input type="checkbox"/> Assente <input checked="" type="checkbox"/> Presente, di natura: architravi in calcestruzzo					
ELEMENTI DI PREGIO STORICO-ARTISTICO					
Nr.:..... <input checked="" type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Presente, tipologia: .....					
		<b>TIPOLOGIA DI MURATURA</b> (Tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 del 2/2/2009 )		<b>CARATTERIZZAZIONE MECCANICA</b>	
		<input type="checkbox"/> Muratura in pietra disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari). <input type="checkbox"/> Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno. <input type="checkbox"/> Muratura in pietra a spacco con buona tessitura. <input checked="" type="checkbox"/> Muratura a conci di pietre tenere (tufo, calcarenite, ecc.). <input type="checkbox"/> Muratura a blocchi lapidei squadrati. <input type="checkbox"/> Muratura in mattoni pieni e malta di calce. <input type="checkbox"/> Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura<40%) <input type="checkbox"/> Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%)		Livello di conoscenza <input checked="" type="checkbox"/> LC1 <input type="checkbox"/> LC2 <input type="checkbox"/> LC3 Parametri Meccanici medi: Resistenza media a compressione della muratura: $f_c = 210 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a taglio della muratura: $\tau = 4,2 \text{ N/cm}^2$ Valore medio del modulo di elasticità normale: $E = 1080 \text{ N/mm}^2$ Valore medio del modulo di elasticità tangenziale: $G = 360 \text{ N/mm}^2$ Peso specifico medio della muratura: $W = 16 \text{ KN/m}^3$ N.B.: i valori $f_c$ e $\tau$ sono stati incrementati con il coefficiente correttivo 1,5 così come indicato dalla Tabella C8A.2.2, essendo la muratura dotata di una sistematica connessione trasversale.	

CARATTERISTICHE TECNICHE		LOCALIZZAZIONE ELEMENTO CODIFICATO		Scheda 2.1	
Morfologia elemento codificato	<input checked="" type="checkbox"/> Piano <input type="checkbox"/> Resistente per forma <input type="checkbox"/> Inclinato	 pianta piano rialzato  pianta primo piano	 pianta piano rialzato  pianta primo piano		
Ispezionabilità elemento codificato	<input type="checkbox"/> Ispezionabile <input type="checkbox"/> Non ispezionabile <input checked="" type="checkbox"/> Parzialmente ispezionabile				
Tipologia solaio	Solaio misto in latero-cemento costituito da solette a nervatura incrociata (interasse 50 cm).				
Collegamento tra struttura e elemento verticale	Cordolo in c.a. di larghezza pari allo spessore della muratura.				
Materiali	Cemento Portland a lenta presa; pietrisco proveniente da frantumazione di pietrame calcareo di dimensioni comprese tra 5 mm e 2 cm; sabbia; laterizi a 4 fori delle dimensioni di 15x20x25cm.				
Interventi di consolidamento	<input checked="" type="checkbox"/> Nessuno <input type="checkbox"/> Rinforzo strutturale con FRP <input type="checkbox"/> Riparazione intonaco <input type="checkbox"/> Rinf. strut. con soletta in c.a. <input type="checkbox"/> Placcaggio inferiore <input type="checkbox"/> Altra tipologia:.....				
Elementi di pregio artistico	<input checked="" type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> Presente, tipologia: .....				
Parametri meccanici	Prove alla compressione realizzate dal Gabinetto Ufficiale prove materiali dell'Ente Autonomo per l'Acquedotto Pugliese nel Novembre del 1933. Resistenza a compressione del calcestruzzo su due provini: 1) 109,7 kg/cm <sup>2</sup> = 10,97 N/mm <sup>2</sup> 2) 133,3 kg/cm <sup>2</sup> = 13,33 N/mm <sup>2</sup> Carico di rottura a trazione dei tondini di ferro: Ø14 39,6 kg/mm <sup>2</sup> = 396 N/mm <sup>2</sup> Ø16 43,1 kg/mm <sup>2</sup> = 431 N/mm <sup>2</sup> Ø20 48,0 kg/mm <sup>2</sup> = 480 N/mm <sup>2</sup>				
FINITURE (intonaco)					
Stato Attuale	<input type="checkbox"/> Assente <input type="checkbox"/> In parte assente <input checked="" type="checkbox"/> Presente				
Stato di Conservazione	<input type="checkbox"/> Degradato <input type="checkbox"/> Fessurato <input checked="" type="checkbox"/> Buona				
		<b>DETTAGLI COSTRUTTIVI</b>  Riquadro soletta: pianta e sezione, scala 1:10.		 Termografia del solaio dell'unità ambientale P16	

Figura 4  
Modulo schedografico d'inquadramento conoscitivo di 2° livello.

Figura 5  
Modulo schedografico d'inquadramento conoscitivo di 3° livello.

vo (livello di conoscenza 2) per il complesso scolastico, operazione specificatamente deputata non solo alla raccolta, ma anche alla selezione, interpretazione e comunicazione di tutti i dati necessari a una così complessa conoscenza che la valutazione di efficacia d'interventi di recupero

richiede. A questo ha fatto seguito la definizione di un rilievo materico costruttivo, livello di conoscenza 3, allo scopo di acquisire un'approfondita consapevolezza circa il funzionamento dei diversi elementi che compongono la costruzione. I moduli schedografici articolati a riguardo, ri-



servano una particolare attenzione al materiale muratura, al suo utilizzo nei diversi elementi costruttivi, alle norme di connessione tra questi nella formazione dell'intera struttura, unitamente a valori meccanici (D'Ayala et al., 2002). In relazione al livello di approfondimento conseguito, le informazioni conoscitive del complesso scolastico sono state opportunamente tradotte nell'apposito fattore di confidenza, assunto pari a 1,2, secondo le disposizioni della normativa italiana (D'Ayala et al., 2003) adeguatamente applicato alle resistenze degli elementi strutturali del modello meccanico a telaio equivalente.

### 3.3 Modellazione meccanica e analisi

La modellazione meccanica dell'edificio è stata eseguita mediante il software AndilWall, con motore di calcolo SAM II. (Figura 6), adoperando una schematizzazione a telai equivalenti del medesimo, compiutamente possibile avendo riconosciuto nella totale irregolarità in pianta dell'organismo edilizio una regolarità ritmica nella composizione delle soluzioni murarie, tale da facilitarne il suo impiego. L'analisi statica non lineare nello stato pre-consolidato, adoperando

distribuzioni principali e secondarie sancite da normativa, ha dimostrato una sufficiente capacità della struttura di assicurare una resistenza opportuna alla sollecitazione sismica attesa nel Comune di Casamassima (Figure 7 e 8). Al fine di validare l'attendibilità dell'indice formalizzato sono state selezionate due tecniche di intervento di tipo localizzato, con differente ripercussione sulla conservazione del manufatto identificando i miglioramenti conseguibili dall'organismo edilizio sotto il profilo sismico nelle due soluzioni:

1. Intonaco armato;
2. Tessuti SRG (Steel Reinforced Grout) (Huang et al, 2005) e connessioni trasversali realizzate con barre aramidiche sfiochettate.

### 3.4 Valutazione di efficacia

#### 3.4.1 Intonaco armato

Tale intervento, anche se caratterizzato da una sostanziale invasività nei riguardi dell'integrità della fabbrica, ha rappresentato un modo di operare largamente consolidato nella modernità ed è stato quindi selezionato per testare sperimentalmente la sua influenza sul comportamento globale del manufatto oggetto di studio. Sono

Figura 6  
Modellazione meccanica tridimensionale dell'edificio.

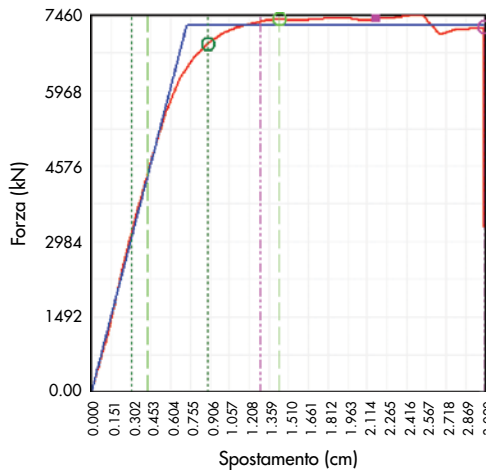
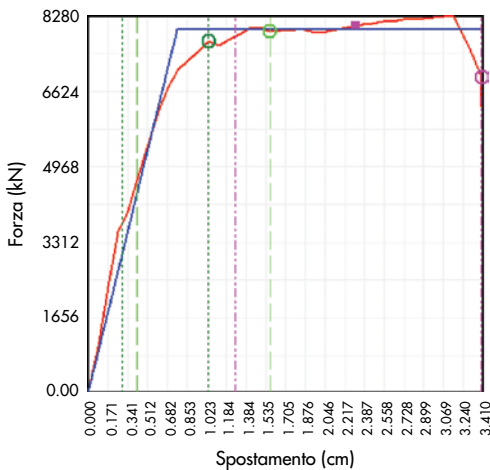
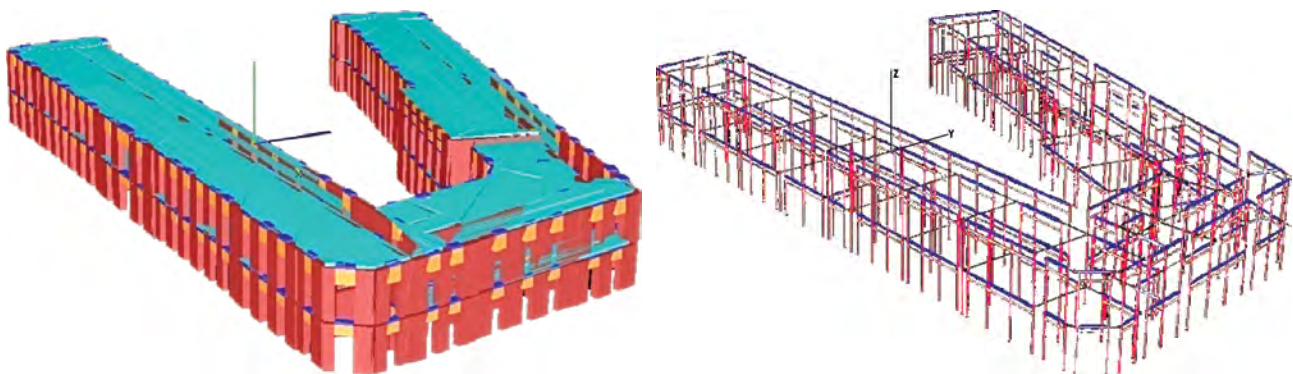


Figura 7  
Curva di capacità SDOF stato di pre-consolidamento. Distribuzione principale. Direzione +X, ecc. >0 (a sinistra).

Figura 8  
Curva di capacità SDOF stato di pre-consolidamento. Distribuzione principale. Direzione +Y, ecc. >0 (a destra).

state ipotizzate due differenti localizzazioni di interventi, mediante intonaco armato:

1. Nel primo caso tale tecnica di intervento è stata applicata sui maschi murari lungo i fronti principali dell'ala orientale e occidentale dell'edificio e sui prospetti del cortile interno delle due ali (Figura 9);
2. La seconda ipotesi invece ha previsto l'applicazione di tale tecnica sui maschi murari disposti in direzione ortogonale ai fronti principali (Figura 10).

L'analisi statica non lineare, eseguita nello stato consolidato adottato, ha mostrato un incremento di resistenza degli elementi interessati da meccanismi di rottura per pressoflessione o ribaltamento nel piano del muro per ciascuna distribuzione, direzione e verso. Più precisamente le analisi pushover hanno evidenziato, in direzione X, del tutto indipendentemente dalla direzione Y, un sostanziale miglioramento del comportamento sismico della struttura per quanto riguarda l'intervento con applicazione di intonaco armato sui maschi murari lungo i fronti dei prospetti principali; l'applicazione di tale intervento sui

setti trasversali ha fornito, invece, un trascurabile miglioramento del comportamento sismico lungo la direzione X (Figura 11). Tali valutazioni sono state fatte dopo aver confrontato le curve di capacità dello stato preconsolidato e consolidato nelle 8 combinazioni previste dalla normativa in direzione X. Dal confronto delle curve di capacità tra stato preconsolidato e consolidato in direzione Y è emerso invece che l'applicazione di intonaco armato sui maschi murari, disposti trasversalmente rispetto ai fronti principali, fornisce un considerevole miglioramento in termini di vulnerabilità sismica dell'edificio rispetto all'applicazione del medesimo intervento sui maschi murari lungo i fronti (Figura 12).

Considerati i modi di vibrare propri della struttura, dall'analisi dinamica modale, rispettivamente in direzione X e Y, sono state definite, mediante spettro di risposta elastico allo SLV per il comune di Casamassima, le pseudo-accelerazioni totali da impiegare per il calcolo dell'Imes, e calcolato il fattore torsionale  $\beta_t$ , secondo quanto previsto dalla formulazione matematica implementata nel protocollo (Tabelle 1 e 2).

Figura 9  
Localizzazione dell'intervento di miglioramento sismico sui fronti principali dell'edificio.

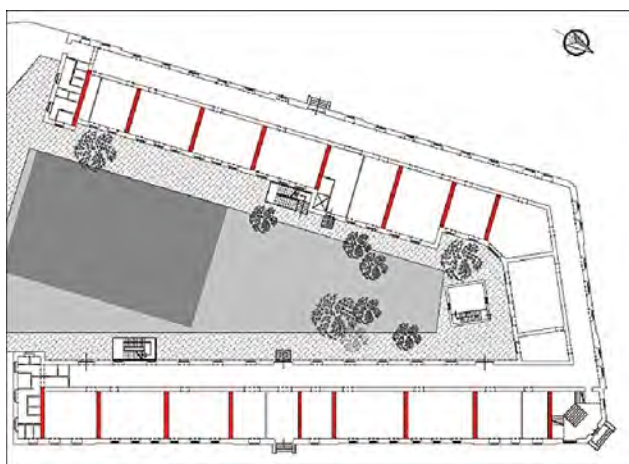
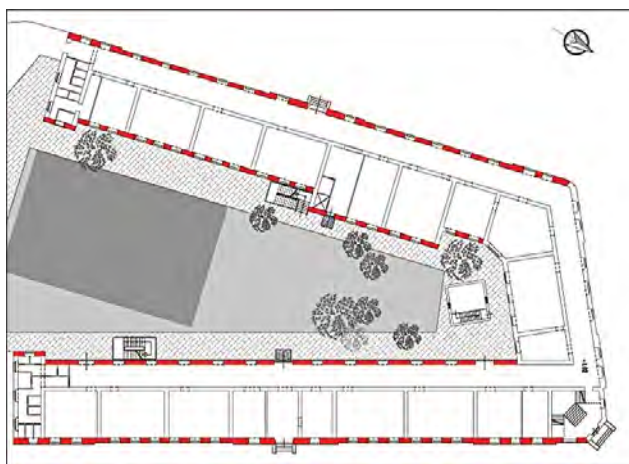


Figura 10  
Localizzazione dell'intervento di miglioramento sismico sui setti trasversali.



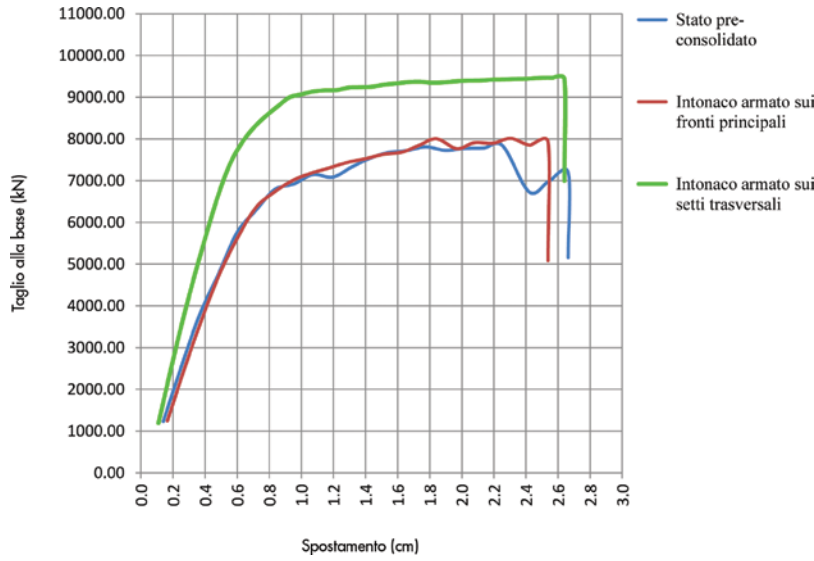


Figura 11  
Curva di capacità SDOF, intervento con intonaco armato, direzione +X con ecc. < 0, distribuzione principale (proporzionale alle forze statiche)(kN,cm).

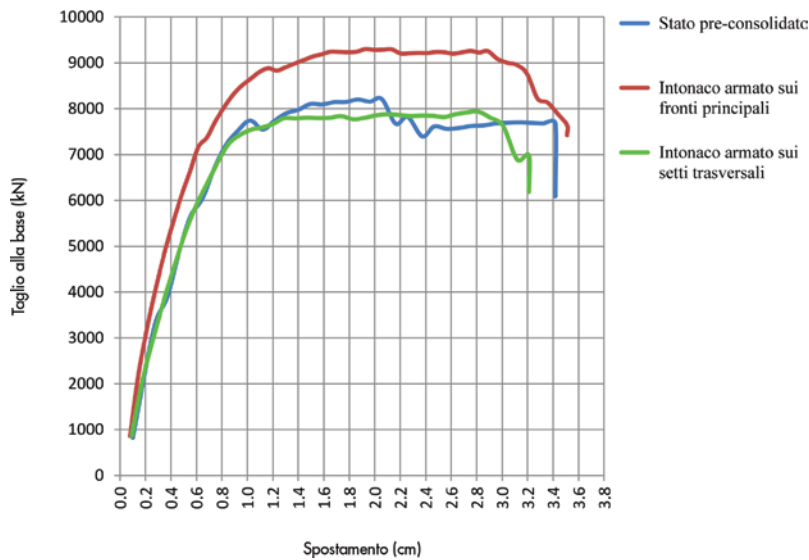


Figura 12  
Curva di capacità SDOF, intervento con intonaco armato, direzione +Y con ecc. < 0, distribuzione principale (proporzionale alle forze statiche). (kN,cm).

Tabella 1 - Definizione della pseudo - accelerazione totale di consolidamento. Intonaco armato applicato ai fronti principali

Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
X	1	2.56	0.0296	0.37623	0.346
X	2	2.45	0.0284	0.31353	0.346
X	3	86.41	1.0000	0.28583	0.346
X	6	7.73	0.0895	0.11765	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_{0.65}^{\dagger}$	<b>A</b>	$A_{tx} = A \cdot \beta_1^{0.65}$
		4	2.011	<b>0.483501</b>	<b>0.9723</b>
Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
Y	1	81.38	1.0000	0.3763	0.346
Y	2	7.19	0.0884	0.31353	0.346
Y	3	1.31	0.0161	0.28583	0.346
Y	4	9.73	0.1196	0.15724	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_{0.65}^{\dagger}$	<b>A</b>	$A_{ty} = A \cdot \beta_1^{0.65}$
		4	2.011	<b>0.48957</b>	<b>0.9845</b>

Tabella 2 - Definizione della pseudo - accelerazione totale di consolidamento. Intonaco armato applicato ai setti trasversali

Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
X	1	90.27	1.0000	0.31837	0.346
X	3	1.66	0.0184	0.29675	0.346
X	4	6.43	0.0712	0.13543	0.346
X	5	1.3	0.0144	0.13248	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_t^{0.65}$	<b>A</b>	$A_{tx} = A \cdot \beta_t^{0.65}$
		4	-	<b>0.481555</b>	-
Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
Y	1	81.38	1.0000	0.3763	0.346
Y	2	7.19	0.0884	0.31353	0.346
Y	3	1.31	0.0161	0.28583	0.346
Y	4	9.73	0.1196	0.15724	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_t^{0.65}$	<b>A</b>	$A_{ty} = A \cdot \beta_t^{0.65}$
		4	-	<b>0.48823</b>	-

### 3.4.2 Tessuti SRG e barre aramidiche sfocchettate trasversali.

La scelta di tale intervento, propone un metodo meno invasivo e maggiormente reversibile, se confrontato agli intonaci armati; trattasi di un sistema di cucitura armata delle murature in tessuti di fibre d'acciaio impregnate in matrice cementizia (SRG, Steel Reinforced Grout), e barre aramidiche di attraversamento tali da garantire un miglioramento sostanziale delle caratteristiche meccaniche della muratura stessa. Anche per l'intervento con impiego di SRG e barre aramidiche sono state ipotizzate le due differenti localizzazioni individuate per l'intonaco armato, e più precisamente:

1. Maschi murari lungo i fronti principali dell'ala orientale e occidentale dell'edificio e sui prospetti del cortile interno delle due ali nel primo caso;
2. Maschi murari disposti in direzione ortogonale ai fronti principali nel secondo caso.

Le analisi pushover, hanno evidenziato in tal caso, in direzione X, un leggero miglioramento del comportamento sismico della struttura per quanto riguarda l'intervento con applicazione di SRG sui maschi murari lungo i fronti dei prospetti principali; l'intervento con applicazione di SRG sui setti trasversali ha fornito, invece, un trascurabile miglioramento del comportamento sismico (Figura 13). Tali valutazioni sono state fatte dopo aver confrontato le curve di capacità dello stato preconsolidato e consolidato nelle 8 combinazioni previste dalla normativa in direzione X. Dal confronto delle curve di capacità tra stato preconsolidato e consolidato in direzione Y è emerso che l'applicazione di SRG sui maschi murari disposti trasversalmente rispetto ai fronti principali, fornisce un apprezzabile miglioramento in termini di vulnerabilità sismica

dell'edificio; l'applicazione di tale intervento sui maschi murari lungo i fronti invece, fornisce un trascurabile apporto al miglioramento del comportamento sismico dell'edificio (Figura 14).

Mediante l'analisi dinamica modale, sono stati definiti, mediante spettro, le pseudo-accelerazioni totali di valutazione quantitativa dell'efficacia d'intervento e il fattore torsionale, quando previsto dalla formulazione (Tabelle 3 e 4). Essendo il secondo modo di vibrare di tipo torsionale, è stato calcolato il fattore torsionale  $\beta_t$ , nell'intervento "SRG applicato ai fronti principali".

### 3.5. Risultati

Al fine di permettere un adeguato raffronto numerico, si è passati, note le forme modali, alla valutazione delle pseudo-accelerazioni totali in direzione X e Y, mediante il medesimo spettro di risposta relativo nello stato pre-consolidato (Tabella 5). Rapportando le pseudo-accelerazioni totali tra stato consolidato e pre-consolidato, secondo i criteri individuati precedentemente, si è ricavato, per ciascun intervento, il relativo indice di miglioramento elasto-sismico nella direzione prevalente di consolidamento dell'intervento. Eseguendo, oltremodo, una bilinearizzazione delle curve SDOF, ricavate mediante pushover analysis per ciascuna combinazione d'intervento e nello stato pre-consolidato, sono stati definiti i coefficienti di rigidezza elastica per ciascuna condizione, e i loro rispettivi rapporti tra stato pre e consolidato per ciascuna condizione, stimando un rappresentativo valor medio. Raffrontando tale valore (Tabella 6 e Figure da 15 a 18) con il relativo indice di miglioramento elasto-sismico emerge una compatibilità tra gli stessi nel definire con esattezza l'intervento dalle migliori performance strutturali in termini di riduzione della vulnerabilità sismica. Ciò consente di verificare l'attendibilità dell'indice così configurato,

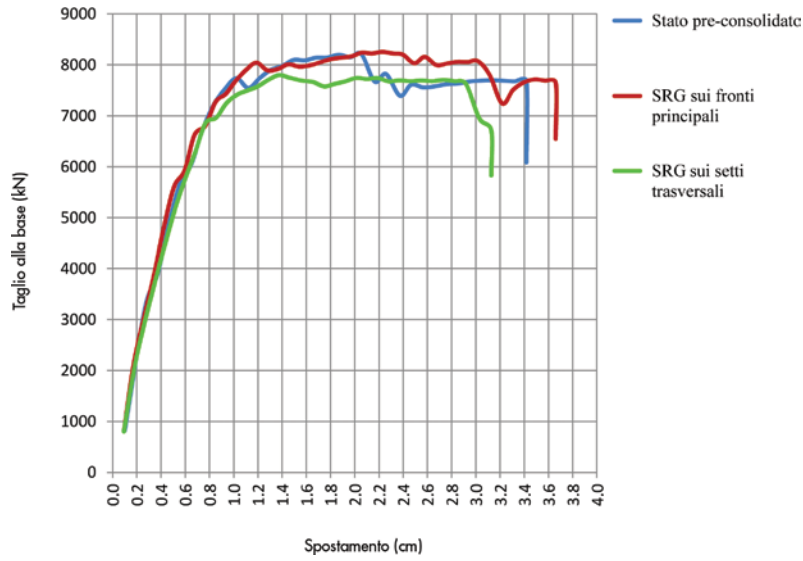


Figura 13  
Curva di capacità SDOF, intervento con SRG, direzione +X con ecc. < 0, distribuzione principale (proporzionale alle forze statiche)[kN,cm].

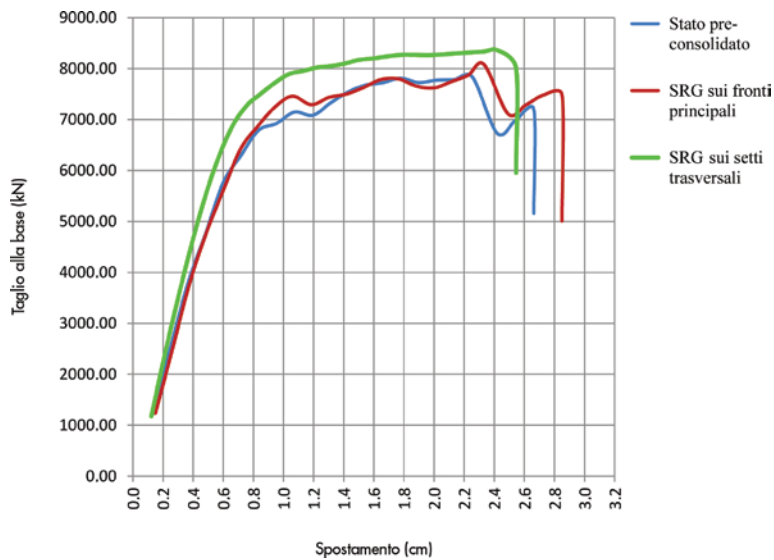


Figura 14  
Curva di capacità SDOF, intervento con SRG, direzione +Y con ecc. < 0, distribuzione principale (proporzionale alle forze statiche)[kN,cm].

Tabella 3 - Definizione della pseudo - accelerazione totale di consolidamento. SRG applicato ai fronti principali

Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
X	1	3.25	0.0395	0.38341	0.346
X	2	5.97	0.0726	0.33161	0.346
X	3	82.27	1.0000	0.3165	0.346
X	5	1.22	0.0148	0.14155	0.346
X	6	6.95	0.0845	0.13047	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_i^{0.65}$	<b>A</b>	$A_{ix} = A \cdot \beta_i^{0.65}$
		<b>5</b>	<b>1.3128</b>	<b>0.60707</b>	<b>0.79696</b>
Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
Y	1	80	1.0000	0.38341	0.346
Y	2	9.07	0.1134	0.33161	0.346
Y	3	1.02	0.0128	0.3165	0.346
Y	4	9.52	0.1190	0.16074	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_i^{0.65}$	<b>A</b>	$A_{iy} = A \cdot \beta_i^{0.65}$
		<b>4</b>	<b>1.3128</b>	<b>0.49187</b>	<b>0.64574</b>

Tabella 4 - Definizione della pseudo - accelerazione totale di consolidamento. SRG applicato ai setti trasversali

Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
X	1	7.19	0.1153	0.34101	0.346
X	2	62.37	1.0000	0.32075	0.346
X	3	22.48	0.3604	0.31223	0.346
X	5	4.61	0.0739	0.13803	0.346
X	6	2.92	0.0468	0.13010	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_i^{0.65}$	<b>A</b>	$A_{tx} = A \cdot \beta_i^{0.65}$
		5	-	<b>0.68888</b>	-
Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
Y	1	78.87	1.0000	0.34101	0.346
Y	2	11.14	0.1412	0.32075	0.346
Y	4	9.46	0.1199	0.14519	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_i^{0.65}$	<b>A</b>	$A_{ty} = A \cdot \beta_i^{0.65}$
		3	-	<b>0.37148</b>	-

Tabella 5 - Definizione della pseudo-accelerazione totale nella condizione di pre-consolidamento

Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
X	1	3.83	0.052675	0.3871	0.346
X	2	15.18	0.208775	0.34044	0.346
X	3	72.71	1	0.33132	0.346
X	5	2.03	0.027919	0.14613	0.346
X	6	5.84	0.080319	0.1371	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_i^{0.65}$	<b>A</b>	$A_{tx} = A \cdot \beta_i^{0.65}$
		5	1.231	<b>0.63066</b>	<b>0.776</b>
Direzione	Modo	Massa [%]	m*	Periodo [S]	a (g)
Y	1	78.83	1.0000	0.3871	0.346
Y	2	11.02	0.139794	0.34044	0.346
Y	4	9.4	0.119244	0.16248	0.346
		<b>nm</b>	$\beta_i^{0.65}$	<b>A</b>	$A_{ty} = A \cdot \beta_i^{0.65}$
		3	1.231	<b>0.37127</b>	<b>0.457</b>

Tabella 6 - Report degli indici di miglioramento elasto – sismico e dei rapporti tra i valori medi dei coefficienti di rigidezza

	Direzione + X				Direzione + Y			
	A [g]	K*[kN/m <sup>2</sup> ] K*prec	Imes	K*cons/ K*prec	A [g]	K*[kN/m <sup>2</sup> ]	Imes	K*cons/ K*prec
Stato Pre-Consolidato	0.631	1277469	-	-	0.371	1132953	-	-
Stato Pre-Consolidato ( $\beta_i^{0.65}$ )	0.776	-	-	-	0.457	-	-	-
Intonaco Armato Fronti Principali ( $\beta_i^{0.65}$ )	0.972	1578101	1.253	1.235	0.985	1220714	-	1.077
Intonaco Armato Setti Trasversali	0.482	1287911	-	1.008	0.488	1632533	1.315	1.437
SRG Fronti Principali ( $\beta_i^{0.65}$ )	0.797	1355311	1.027	1.060	0.646	1142210	-	1.008
SRG Setti Trasversali	0.689	1276623	-	0.999	0.371	1329718	1.001	1.172

offrendo all'approccio metodologico preposto un'attendibilità nella selezione quantitativa di efficacia d'intervento. Difatti, pur limitando la sua valutazione in campo elastico, mediante un'analisi dinamica lineare, l'indice di miglioramento elasto-sismico, modulando le pseudo-accelerazioni relative, coglie l'effettivo incremento di rigidezza globale della struttura a seguito della combinazione d'intervento, identificabile mediante la sola analisi statica non lineare. A ciò

si aggiungano le informazioni contenute al suo interno, inerenti al comportamento del macroelemento in fase plastica, in termini di riduzione della vulnerabilità. Come confermato difatti dalla pushover analysis, all'aumentare dell'indice di miglioramento elasto-sismico, per incremento della pseudo-accelerazione totale di consolidamento, indotto da un aumento di rigidezza elastica, discende nel macroelemento una riduzione del periodo di oscillazione proprio della struttu-

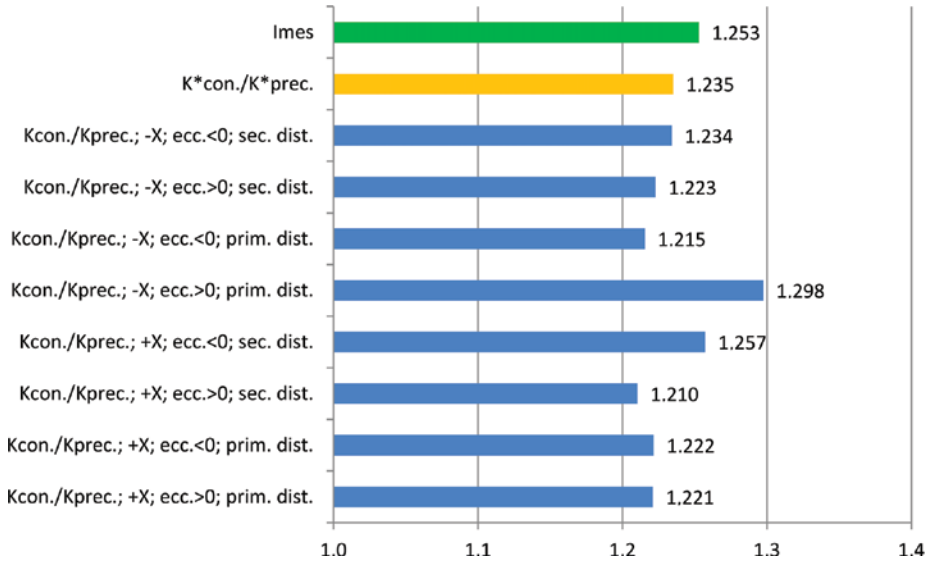


Figura 15  
 Grafico di confronto tra il valore dei rapporti di rigidezza nello stato pre e consolidato per ogni curva di pushover in direzione X e valore medio e l'indice di miglioramento elasto - sismico. Intonaco armato sui fronti principali.

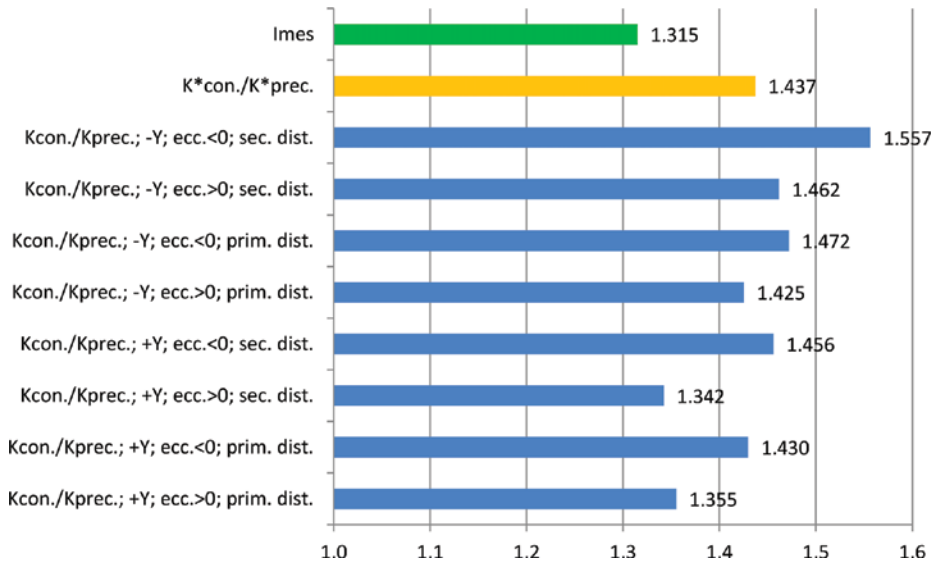


Figura 16  
 Grafico di confronto tra il valore dei rapporti di rigidezza nello stato pre e consolidato per ogni curva di pushover in direzione X e valore medio e l'indice di miglioramento elasto - sismico. Intonaco armato sui setti trasversali.

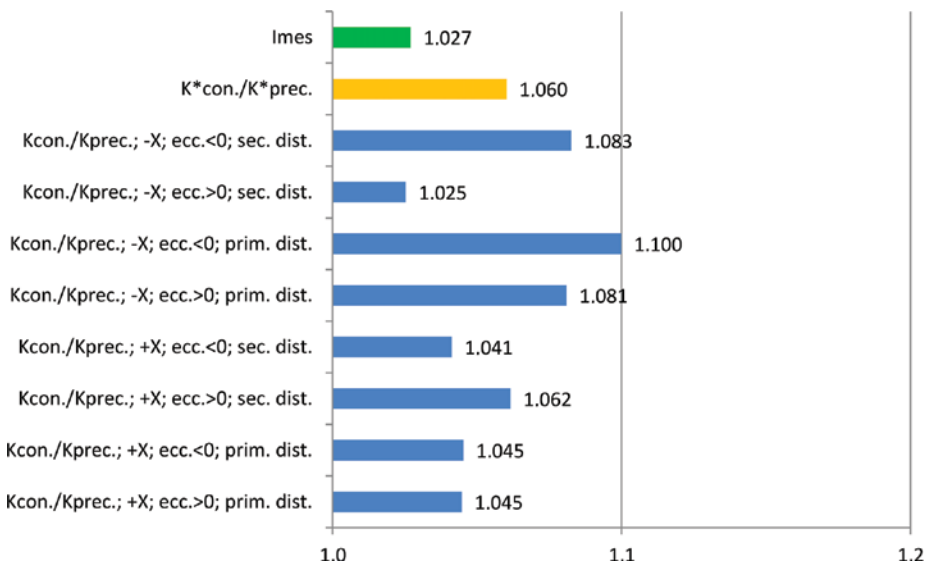
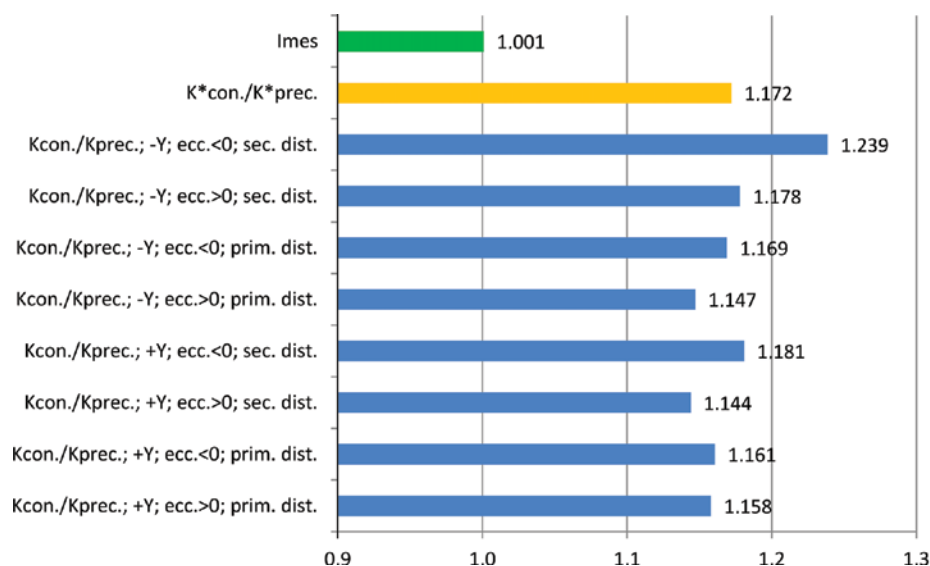


Figura 17  
 Grafico di confronto tra il valore dei rapporti di rigidezza nello stato pre e consolidato per ogni curva di pushover in direzione X e valore medio e l'indice di miglioramento elasto - sismico. SRG sui fronti principali.

Figura 18  
Grafico di confronto tra il valore dei rapporti di rigidità nello stato pre e consolidato per ogni curva di pushover in direzione X e valore medio e l'indice di miglioramento elasto-sismico. SRG sui setti trasversali.



ra, essendo la pseudo-accelerazione funzione diretta della frequenza naturale ma inversa del periodo; ne consegue così un'attenuazione nella domanda di spostamento, attesa per il sito di riferimento. In altre parole aumentando l'indice di miglioramento elasto-sismico si è in grado dissipare parte dell'energia sismica in campo elastico e la restante in fase plastica, comportando una sostanziale riduzione della propensione della struttura a subire danneggiamenti.

#### 4. Conclusioni

Lo studio ha consentito di sviluppare e perfezionare una pratica di selezione delle metodologie d'intervento di recupero antisismico negli edifici storici che possa con semplicità garantire contestualmente sicurezza e conservazione del manufatto. La complessità dell'edificio prescelto per l'analisi, congiuntamente a ulteriori test compiuti su altre strutture equivalenti, ha permesso di

testare l'applicabilità dell'approccio come strumento d'indirizzo nel superamento del rischio sismico a livello territoriale.

La sperimentazione ha confermato quanto l'indice di miglioramento elasto-sismico sia un indicatore dell'aumento della rigidità elastica del sistema, cogliendo una riduzione di vulnerabilità sismica dell'edificio. Dallo studio emerge come l'attendibilità dell'approccio valutativo sia fortemente influenzata dal livello di conoscenza del manufatto. L'indice è quindi uno strumento in grado di cogliere, con un ridotto onere computazionale e un appropriato livello di precisione, la risposta in termini di miglioramento della vulnerabilità sismica del manufatto, perseguibile diversamente mediante metodologie di analisi ben più complesse. Alla luce dei risultati conseguiti, si può ritenere l'approccio proposto, insieme con altre pratiche di valutazione e mitigazione del rischio sismico, in grado di guidare la fase progettuale degli interventi sugli edifici esistenti.

#### Bibliografia

- Augusti G., Ciampoli M., Giovenale P. (2001) - Seismic vulnerability of monumental buildings. *Structural Safety* 23, 253-274.
- Binda L., Modena C., Baronio G., Abbaneo S. (1997) - Repair and investigation techniques for stone masonry walls, *Construction and Building Materials*, Elsevier, 11, (3), pp. 133-142.
- Binda L., Saisi A., Tiraboschi C. (2000) - Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries, *Construction and Building Materials*, Elsevier, 14, pp. 199-233.
- Borri A., Castori G., Grazini A., Giannantoni A. (2007) - Performance of masonry elements strengthened with steel reinforced grout. In: *Fiber-reinforced polymer*

- reinforcement for concrete structures (FRPRCS-8) international symposium proceedings, Patras, Greece.
- Borri A., Corradi M., Speranzini E., Giannantoni A. (2008) - Consolidation and reinforcement of stone walls using a reinforced repointing grid. *Structural analysis of historic constructions*, VI Intern. Conference, Bath, UK.
- Colapietro D., Fatiguso F., Fiore A. (2011) - Definizione e valutazione di efficacia di interventi di recupero antisismico negli edifici storici. *L'Edilizia*. N.167. *Structural*.
- D'Ayala D. (2008) - Seismic Vulnerability and Risk Assessment of Cultural Heritage Buildings in Istanbul, Turkey. In: *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, Beijing.



- D'Ayala D. (2005) - Force and displacement based vulnerability assessment for traditional buildings. *Bull. Earthq. Eng* 3(3):235-265.
- D'Ayala D., Speranza E. (2003) - Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings. *Earthq Spectra* 19(3):479-509
- D'Ayala D., Speranza E. (2002) - An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings. In: *Proceedings of 12th European conference of earthquake engineering*, Paper Reference 561. Elsevier Science Limited, London.
- Federal Emergency Management Agency (1998) - NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of Building. Rep. FEMA 273, Washington (DC).
- Fiore A., Netti A., Monaco P. (2012) - The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frames buildings. *Engineering Structures*, vol. 44, pp. 133-145.
- Fiore A., Monaco P. (2010) - Earthquake-induced pounding between the main buildings of the "Quinto Orazio Flacco" school. *Earthquakes and Structures*, Techno-Press, Vol. 1, No. 4, 371-390.
- Giuffrè A., Pagnoni T., Tocci C. (1994) - In plane seismic behavior of historical masonry walls. *Proc. Of the 10<sup>th</sup> I.B<sup>2</sup>.Ma.C*, Calgary, pp.263-272
- Huang X., Birman V., Nanni A., Tunis G. (2005) - Properties and potential for application of steel reinforced polymer and steel reinforced grout composite. *Compos. Part B*; 36:73-82.
- D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Lagomarsino L. (2006) - On the vulnerability assessment of monumental buildings. *Bull. Earthq. Eng* 4:445-463.
- Magenes G., Della Fontana A. (1998) - Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings. *Proceedings of the Fifth, International Masonry Conference*. British Masonry Society. No. 8, p.190-5.
- Magenes G., Remino M., Manzini C., Morandi P., Bolognini D. (2006) - SAM II, Software for the Simplified Seismic Analysis of Masonry buildings, University of Pavia and Eucentre.
- Modena C., Binda L., Valluzzi M.R. (2005) - Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing, *Construction and Building Materials*, Elsevier, 19, pp. 63-73.
- Stucchi M. et al. (2011) - DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano utilizzato per il catalogo parametrico CPTI11. (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/>).
- Tomaževic M., Bosiljkov V., Weiss P. (2004) - Structural Behaviour Factor for Masonry Structures. In: *13th World conference on earthquake engineering*, Vancouver, Canada, paper no. 2642.

## Gli Autori

### Domenico Colapietro

Dopo essersi laureato in Ingegneria Edile-Architettura, indirizzo strutture e recupero, presso il Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile ed in Chimica del Politecnico di Bari, ha conseguito un Dottorato di Ricerca presso la stessa università. Ha acquisito una formazione specialistica in campo strutturale presso centri di formazione nazionali ed internazionali. In ambito di ricerca si occupa di valutazione dello stato di conservazione fisico di architetture storiche tradizionali e di vulnerabilità sismica delle stesse. È responsabile dello studio CFENG: ingegneria strutturale & consulting ([www.studiocolapietro.it](http://www.studiocolapietro.it)), dove si occupa di progettazione strutturale di nuove costruzioni, di studi di vulnerabilità sismica riguardanti edifici esistenti e di attività diagnostica.

### Marco Pinto

È ingegnere edile-architetto laureato presso il Politecnico di Bari. Attualmente collabora presso la CFENG: ingegneria strutturale & consulting ([www.studiocolapietro.it](http://www.studiocolapietro.it)), occupandosi di attività diagnostica.

### Nicola Alessio Addante

È Ingegnere Edile-Architetto laureato presso il Politecnico di Bari. Attualmente collabora presso la CFENG: ingegneria strutturale & consulting ([www.studiocolapietro.it](http://www.studiocolapietro.it)), occupandosi di attività diagnostica in qualità di tecnico specializzato di II° livello in controlli non distruttivi e monitoraggio delle strutture, conformemente alla norma UNI EN 473.

### Adriana Netti

Dopo essersi laureata in Ingegneria Edile-Architettura, in-

dirizzo strutture e recupero, presso il Politecnico di Bari, ha conseguito un Dottorato di Ricerca presso la stessa università. In ambito di ricerca si occupa di monitoraggio dinamico delle strutture.

### Fabio Fatiguso

Dopo la laurea in Ingegneria Civile presso il Politecnico di Bari, ha ottenuto il Dottorato di Ricerca in Ingegneria Strutturale all'Università di Roma La Sapienza. È professore associato presso il Politecnico di Bari per i corsi di laurea in Ingegneria Civile ed Ambientale ed in Ingegneria dei Sistemi Edilizi.

In ambito di ricerca si occupa principalmente di manutenzione degli edifici, con particolare riferimento ai materiali ed agli aspetti tecnologici e funzionali, ed alla conservazione del patrimonio storico delle costruzioni dell'area mediterranea.

### Giuseppe Carlo Marano

Laureato presso il Politecnico di Bari, ha ricoperto il ruolo di Tecnologo di processo per la Calcestruzzi SpA, dove ha sviluppato competenze nel settore della progettazione, produzione e controllo delle miscele di calcestruzzo. Nel 2000 ha conseguito il Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture all'Università di Firenze. Dal 2012 è professore associato presso la Facoltà di Ingegneria del Politecnico di Bari. Visiting professor presso la Cambridge University (UK), invited lecture a numerosi convegni nazionali ed internazionali, membro di commissioni scientifiche, autore di oltre 150 lavori anche su riviste internazionali, è membro del consiglio di amministrazione della commissione strategica ILO e della commissione che ha redatto il nuovo regolamento spin-off del Politecnico di Bari.

# TREES Experimental Lab

Experimentation has always had a fundamental role for scientific research and technological development. TREES Lab (Laboratory for Training and Research in Earthquake Engineering and Seismology), the EUCENTRE experimental facility, has been specifically designed according to the most innovative technologies and thanks to its high performance equipment allows conducting both dynamic and pseudo-static experimental research on full-scale prototypes. TREES Lab features four experimental facilities:

## • Bi-axial Bearing Tester System

Piano della Tavola/Base Table	1.6 x 4.4 m
Massa Mobile/Mobile Mass	~ 22.1 ton
GdL/DoF	Longitudinal, Transversal, Vertical, Roll, Pitch, Yaw
Spostamento di Picco/Peak Displacement	Long. +495 mm, Transv. +265 mm, Vert. ±60 mm
Velocità di Picco/Peak Velocity	Long. ± 2200 mm/s, Transv. 600 mm/s, Vert. ±250 mm/sec
Accelerazione di Picco/Peak Acceleration	±1.8 g
Forza di Picco Statica/Static Peak Force	Long. 1900 kN, Transv. 1000 kN, Vert. 50000 kN
Forza di Picco Dinamica/Dynamic Peak Force	Long. 1700 kN, Transv. 750 kN, Vert. 40000 kN ± 10000kN
Momento Ribaltante di Picco/Peak Overturning Moment	20000 kNm
Range Operativo di Frequenze/Working Frequency Range	0-20 Hz
Massima Portata Olio/Max Flow Rate	11000 + 16000 lit/min

## • High Performance Uniaxial Shake Table

Piano della Tavola/Base Table	5.6 x 7.0 m
Spostamento di Picco/Peak Displacement	±0.5 m
Velocità di Picco/Peak Velocity	2.2 m/s
Accelerazione di Picco (a tavola vuota)/Peak Acceleration (bare table)	6.0 g
Accelerazione di Picco (con provino da 60 ton)/Peak Acceleration (w/ 60 ton specimen)	1.8 g
Massima Portata Olio/Max Flow Rate	11000 lit/min
Forza di Picco Dinamica/Dynamic Peak Force	1720 kN
Forza di Picco Statica/Static Peak Force	2150 kN
Massa Massima per Provino/Maximum Specimen Mass	70-140 ton
Momento Ribaltante di Picco/Peak Overturning Moment	4000 kNm
Massa di Reazione/Reaction Mass Weight	2350 ton
Attrito Quasi-statico/Quasi-static Friction	350 N
Frequenza Propria del Sistema/System Natural Frequency	84 Hz

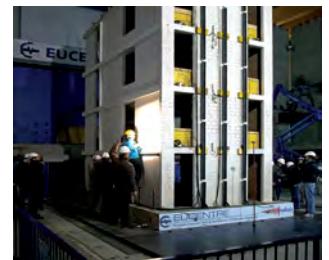
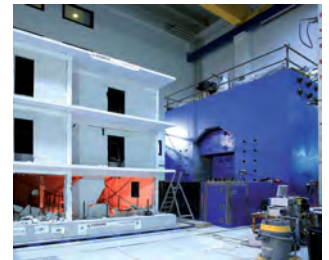
## • 3D Strong Floor-Reaction Wall System for Full-scale Pseudo-static and Pseudo-dynamic Tests

Dimensioni Strong Floor/Strong Floor Size	14.4 x 9.6 m
Altezza Muri di Ricontra/Reaction Wall Height	12 m
Forza Massima Applicabile a 1 m/Max Applicable Force at 1 m	46120 kN
Forza Massima Applicabile a 12 m/Max Applicable Force at 12 m	3840 kN
Numero Attuatori da 250 kN/# 250 kN Actuators	5
Numero Attuatori da 500 kN/# 500 kN Actuators	3
Numero Attuatori da 1000 kN/# 1000 kN Actuators	2
Numero Attuatori da Fmax 2500 kN/# 2500 kN Actuators	1

## • Damper and Shock Transmitter Testing System

GdL/DOF	Longitudinal
Forza di Picco/Peak Force	4400 kN
Spostamento di Picco/Peak Displacement	±320 mm
Velocità di Picco/Peak Velocity	1100 mm/s
Lunghezza Massima Provini/Maximum specimen length	8000 mm
Diametro Massimo Provini/Maximum specimen diameter	1200 mm
Massima Portata Olio/Max Flow Rate	11000 + 16000 lit/min

• **The mobile unit**, an equipped vehicle with the most advanced tools for in situ non-destructive tests and for fast seismic vulnerability assessment connected in real time with the remote control room developed in EUCENTRE according to last generation technologies. The MOBILE UNIT is designed to enable a fast and comprehensive data collection during post earthquake emergency but can be in general employed within the scopes of structural health monitoring and damage identification techniques.



TREES Lab features a powerful hydraulic system, a telepresence unit and uses the most advanced technologies for data acquisition, processing and management. In the perspective of keeping up with the continuously evolving experimentation needs of industry and research, TREES Lab is currently designing a new high performance damper testing machine.

## • Eucentre TREES Lab Services

- Prototype and quality control test on bearings and seismic isolation devices (rubber bearings, curved surface sliders, damper and shock transmitter, pot bearings, etc), according to Italian NTC, European PrEN15129, US AASHTO and customized testing protocols;
- Installation of temporary or permanent systems for structural monitoring;
- Dynamic Structural identification by means of environmental noise or forced vibrations;
- Materials characterization tests: thermography, tomography, georadar, sclerometer, ultrasonic tests;
- Qualification tests on structural elements;
- Tests on shaking table: simulations of the seismic effects on full-scale prototypes and structural elements and components;
- Cyclic pseudo-static tests, in force or displacement control, on full-scale structures or components;
- On site pre and post-earthquake structural assessment;
- Training courses on experimental tests, RC design, post-earthquake assessment, etc.