

# *ingegneria sismica*

trimestrale tecnico-scientifico

1/2009

Pàtron editore

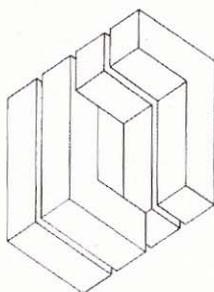


Ingegneria Sismica - Anno XXVI - N. 1 - Gennaio-Marzo 2009 - Trimestrale - Poste Italiane S.p.A. - Sped. in Abb. Postale DL 353/2003 (conv. in Legge 27/02/2004 n. 46 Art. 1, Comma 1) - DCB - Bologna  
Pàtron Editore s.r.l. - Via Badini, 12 - Quarto Inferiore - 40057 Granarolo dell'Emilia (Bo)

1984 - 2009

**25°**

anno di pubblicazione



**Coordinatore editoriale – Editor**

Duilio Benedetti – [dbened@stru.polimi.it](mailto:dbened@stru.polimi.it)

**Direttore editoriale – Managing editor**

Alberto Castellani – [castella@stru.polimi.it](mailto:castella@stru.polimi.it)

**Comitato editoriale – Editorial board**

Giacomo Di Pasquale – [Giacomo.DiPasquale@protezionecivile.it](mailto:Giacomo.DiPasquale@protezionecivile.it)  
 Fausto Giovannardi – [fausto@giovannardierontini.it](mailto:fausto@giovannardierontini.it)  
 Sergio Lagomarsino – [sergio.lagomarsino@unige.it](mailto:sergio.lagomarsino@unige.it)  
 Claudia Madiati – [clau@dicea.unifi.it](mailto:clau@dicea.unifi.it)  
 Mauro Mezzina – [m.mezzina@poliba.it](mailto:m.mezzina@poliba.it)  
 Maria Adelaide Parisi – [parisi@stru.polimi.it](mailto:parisi@stru.polimi.it)  
 Gaetano Russo – [gaetano.russo@uniud.it](mailto:gaetano.russo@uniud.it)  
 Miha Tomasevic – [miha.tomasevic@zag.si](mailto:miha.tomasevic@zag.si)

**Comitato scientifico – Scientific board**

Giuliano Augusti – *Università di Roma*  
 Franco Braga – *Università di Potenza*  
 Dina D'Ayala – *University of Bath, UK*  
 Angelo Di Tommaso – *Università di Venezia*  
 Giancarlo Gioda – *Politecnico di Milano*  
 Sergio Lagomarsino – *Università di Genova*  
 Guido Magenes – *Università di Pavia*  
 Claudia Madiati – *Università di Firenze*  
 Mauro Mezzina – *Politecnico di Bari*  
 Floriana Pergalani – *Politecnico di Milano*  
 Maria Adelaide Parisi – *Politecnico di Milano*  
 Vincenzo Petrini – *Politecnico di Milano*  
 Paolo Emilio Pinto – *Università di Roma*  
 Roberto Ramasco – *Università di Napoli*  
 Yuri Ribakov – *Technion University, Haifa, Israele*  
 Gaetano Russo – *Università di Udine*  
 Paolo Rugarì – *Castalia S.r.l., Milano*  
 Miha Tomasevic – *Università di Lubiana, Slovenia*  
 Thomas Wenk – *Swiss Society for Earthquake Eng., President*  
 Aspasia Zerba – *Drexel University, Philadelphia, USA*

**Redazione, amministrazione, abbonamenti e pubblicità**

Patron Editore  
 Via Badini 12, Quarto Inferiore  
 40057 Granarolo dell'Emilia, Bologna  
 Tel. (051) 767003 – Fax (051) 768252  
 e-mail: [info@patroneditore.com](mailto:info@patroneditore.com)  
 Sito: [www.patroneditore.com](http://www.patroneditore.com)

**Stampa:**

Tipografia, LI.PE. S. Giovanni in Persiceto, Bologna  
 Marzo 2009.

**Abbonamento:**

€ 71,00; (estero € 102,00).  
 Fascicoli arretrati:  
 € 20,00; (estero € 31,00).  
 Versamento sul c.c.p. n. 16141400 intestato all'editore.

L'abbonamento decorre dal 1° gennaio con diritto al ricevimento dei fascicoli arretrati.

I fascicoli non pervenuti possono essere richiesti dall'abbonato non oltre 20 giorni dopo la ricezione del numero successivo.

Sul sito [www.patroneditore.com](http://www.patroneditore.com) nella sessione riviste sono presenti tutti gli indici delle annate pubblicate.

Ingegneria Sismica  
 Registrazione Tribunale di Bologna n. 5139 del 20.2.84

ASSOCIATO ALL'USPI  
 UNIONE STAMPA  
 PERIODICA ITALIANA



**Sommario**

Valutazione prestazionale sotto sisma di un edificio in muratura e C.A. rinforzato mediante FRP <i>M. Ferraioli, G. Di Lauro</i>	Pag. 7
Un indice per la valutazione rapida del danno prodotto da un sisma <i>M.P. Limongelli</i>	23
Stazione di linea metropolitana, sotto effetto sismico <i>B. Cavagna, A. Arienti, M. Chiorboli, A. Castellani, F. Calvetti, M. Valente</i>	35
Analisi del rischio sismico di impianti a rischio di incidente rilevante e applicabilità dei sistemi innovativi di protezione sismica <i>M. De Angelis, R. Giannini, F. Paolacci, L. G. Luccone, S. Di Cave, M. Ciucci</i>	51
Pier Luigi Nervi e l'arte di costruire <i>F. Giovannardi</i>	67
Dibattito	89
<b>Contents</b>	
Seismic performance of a mixed rc-masonry building strengthened with fiber composites <i>M. Ferraioli, G. Di Lauro</i>	7
An index for a timely seismic damage detection <i>M.P. Limongelli</i>	23
Railway station of underground line under seismic action <i>B. Cavagna, A. Arienti, M. Chiorboli, A. Castellani, F. Calvetti, M. Valente</i>	35
Analysis of the seismic risk of major-hazard industrial plants and applicability of innovative seismic protection systems. Part II: Steel liquid storage tanks with floating roof <i>M. De Angelis, R. Giannini, F. Paolacci, L. G. Luccone, S. Di Cave, M. Ciucci</i>	51
Pier Luigi Nervi and the art of building <i>F. Giovannardi</i>	67
Discussion on the new italian seismic code	89
<b>Elenco degli inserzionisti</b>	
AMV <i>Ronchi dei Legionari (Go)</i>	p. II cop.
ENEXSYS <i>Casalecchio di Reno (Bo)</i>	1
CAIREPRO <i>Reggio Emilia</i>	2
URETEK <i>Boscochiesanuova (Vr)</i>	III cop.

# Valutazione prestazionale sotto sisma di un edificio in muratura e C.A. rinforzato mediante FRP

Massimiliano Ferraioli\*, Gennaro Di Lauro\*\*

**SOMMARIO** – Sono state valutate le prestazioni sismiche di un edificio in muratura e c.a. rinforzato mediante l'impiego di materiali polimerici fibrorinforzati. A tale scopo, è stata in primo luogo effettuata la calibrazione del modello agli elementi finiti a partire dalle proprietà dinamiche valutate sperimentalmente. È stata quindi condotta un'analisi adattiva di pushover che consente di variare la distribuzione delle spinte in presenza di plasticizzazioni non uniformi. A tale scopo è stato impiegato un modello omogeneo e isotropo a fessurazione diffusa. La risposta inelastica complessiva è stata valutata con un approccio agli spostamenti, mettendo a punto una procedura incrementale ma non iterativa che rappresenta una versione adattiva del metodo dello spettro di capacità e degli spettri di risposta inelastici. La procedura è stata validata attraverso il confronto con i risultati delle prove su tavola vibrante condotte su un modello in scala ridotta. L'obiettivo finale del lavoro è quello di valutare gli effetti degli interventi di rinforzo sulla sicurezza della struttura muraria nei confronti non solo del collasso, ma anche degli altri stati limite.

**SUMMARY** – In this paper the performance-based assessment of a masonry building strengthened with fibre reinforced polymers to improve seismic resistance is carried out. At first, a specific procedure was used to calibrate the finite element model according to the experimental dynamic properties. Then, pushover analysis was carried out with an adaptive load pattern which allows for the redistribution of load as an effect of non-uniform yielding. A homogenous and isotropic smeared cracked model was used for non linear modelling of masonry. An incremental non-iterative procedure, that is an adaptive extension of the capacity spectrum and the inelastic demand response spectra method, was used for the displacement-based seismic assessment of the building. The proposed procedure was validated by comparison with the results from seismic response testing on a scale model. The final objective of the paper is the assessment of the effectiveness of retrofit as far as the safety not only at collapse but also at the other limit states.

*Parole chiave:* Edifici in muratura, Prestazioni sismiche, Pushover Adattivo.

*Keywords:* Masonry buildings, Seismic Performance, Adaptive Pushover.

## 1. Introduzione

L'incongruenza tra l'effettivo comportamento strutturale degli edifici in muratura e la sua previsione analitica realizzata con i metodi convenzionali ha dato negli ultimi anni un forte impulso allo sviluppo di approcci computazionali più raffinati e realistici. Le scarse caratteristiche di duttilità derivanti dalla resistenza ridotta e unilaterale del materiale condizionano fortemente i metodi di analisi e i criteri di verifica prescritti in ambito normativo. La difficoltà fondamentale nella modellazione di tali strutture deriva dalla scarsa resistenza a trazione che il materiale manifesta già a bassi livelli tensionali, con il conseguente comportamento fortemente non lineare legato non solo all'apertura delle fessure, ma anche alla rottura delle connessioni. Del resto in molti casi solo il comportamento inelastico

della muratura può spiegare la sopravvivenza del manufatto murario ad eventi sismici di particolare intensità. Il comportamento inelastico già per bassi livelli deformativi rende i metodi dell'analisi lineare fortemente inadatti a valutare la risposta sotto azioni orizzontali. In ambito normativo il metodo di riferimento per la valutazione degli effetti è l'analisi elastica con spettro di progetto definito con riduzioni dello spettro elastico molto contenute se paragonate alle altre tipologie strutturali. In tale ambito l'analisi limite può costituire un valido strumento per la determinazione del carico di collasso e la verifica allo stato limite ultimo, ma non garantisce la sicurezza della struttura nei confronti degli altri stati limite, e non fornisce alcuna indicazione sulle prestazioni dell'organismo strutturale al variare dell'intensità dell'azione sismica. Tale aspetto risulta di particolare rilevanza per il progetto degli interventi di rinforzo che devono essere mirati non solo a rendere più affidabile l'escursione in campo plastico, ma anche a garantire la piena funzionalità dell'edificio in presenza di eventi sismici di modesta entità. Al contrario, l'approccio agli spostamenti (Direct Displacement-Based Design – DDBD) e l'analisi di pushover sembrano essere approcci metodologici più efficaci, specie nel

\* Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni. Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli, Aversa, Caserta.  
e-mail massimiliano.ferraioli@unina2.it

\*\* Dottore di ricerca in "Consolidamento e Adeguamento Strutturale".

caso di interventi di rinforzo e riabilitazione di edifici esistenti. In codici sismici recenti l'impiego di tali metodi non lineari basati sul controllo degli spostamenti laterali è stato esteso anche al progetto di edifici in muratura ordinaria. Tale approccio di tipo prestazionale può rappresentare pertanto un potente strumento per progettare il miglioramento sismico di edifici esistenti sulla base di una realistica cognizione del rischio di perdite funzionali, umane ed economiche che potrebbero derivare da eventi sismici futuri.

## 2. Identificazione dinamica

Il caso di studio impiegato nelle analisi numeriche corrisponde ad una tipologia costruttiva ricorrente nell'edilizia dell'Italia centrale. Su tale edificio sono disponibili in letteratura numerosi studi teorico-sperimentali (Jurukovski et al. /1/, Radi et al. /2/). L'edificio è costituito da quattro piani e presenta una doppia simmetria in pianta. Le pareti perimetrali dallo spessore di 25 cm sono interamente in muratura mentre quella centrale presenta al piano terra un telaio in cemento armato. Le pareti longitudinali disposte nella direzione del telaio (asse X) sono costituite da maschi collegati tra loro ai vari piani solo dalle solette degli impalcati. Per le pareti trasversali (asse Y) il collegamento tra i maschi di piano è garantito oltre che dai solai anche dalla presenza di fasce di piano. La tessitura muraria, di tipo regolare, è costituita da mattoni pieni intervallati da letti orizzontali di malta. Per tale edificio sono disponibili in letteratura le prove dinamiche eseguite su tavola vibrante condotte su un modello fisico ridotto in scala 1:3 (Fig. 1). Le pareti murarie del modello ridotto presentano uno spessore di 8 cm e sono state realizzate con mattoni pieni di dimensioni geometriche  $8 \times 8 \times 4$

e con malta cementizia. Il telaio in cemento armato al piano terra si compone di due campate con pilastri  $10 \times 10$  e traverso superiore  $10 \times 13.5$ . L'identificazione dinamica è stata effettuata utilizzando i risultati delle prove sul modello fisico in scala ridotta. Il fattore di scala è 1:2 sulle tensioni e 1:3 sulle lunghezze. Tutti i fenomeni coinvolti nelle prove dinamiche sono scalati in accordo con le regole di similitudine riportate in figura 1. Nella fase iniziale della sperimentazione le eccitazioni dinamiche applicate sollecitano la struttura essenzialmente in campo elastico. I risultati possono essere allora impiegati per definire le proprietà del modello nello stato iniziale e, in particolare, per caratterizzarne la rigidità, le frequenze naturali, le forme modali. Questa fase della sperimentazione dinamica è stata condotta con due diversi metodi: 1) Vibrazioni forzate; 2) Vibrazioni libere indotte da un'azione impulsiva. Tali prove hanno consentito di caratterizzare i valori delle frequenze naturali e del rapporto di smorzamento per i primi due modi traslazionali in direzione X, per il primo modo traslazionale in direzione Y e per il primo modo torsionale. In particolare, con riferimento al primo modo di vibrare lungo X la frequenza è  $f_{1X} = 8.40$  Hz ed il modo di vibrare corrispondente è  $\phi_{1X} = [-0.46 \ -0.34 \ 0.36 \ 1.00]^T$ . Per il secondo modo  $f_{2X} = 28.4$  Hz e  $\phi_{2X} = [0.27 \ 0.51 \ 0.77 \ 1.00]^T$ . Per il modo fondamentale di vibrazione lungo Y si ha infine  $f_{1Y} = 7.40$  Hz e  $\phi_{1Y} = [0.27 \ 0.51 \ 0.77 \ 1.00]^T$ . Le analisi numeriche sono state condotte utilizzando un modello agli elementi finiti implementato nel codice di calcolo DIANA (de Witte et al. /3/). La muratura è stata modellata come materiale omogeneo ed isotropo. Le pareti murarie e le solette di piano in calcestruzzo sono state modellate utilizzando elementi tridimensionali ad otto nodi isoparametrici con tre gradi di libertà per ogni nodo. Tali elementi consentono di riprodurre stati trias-

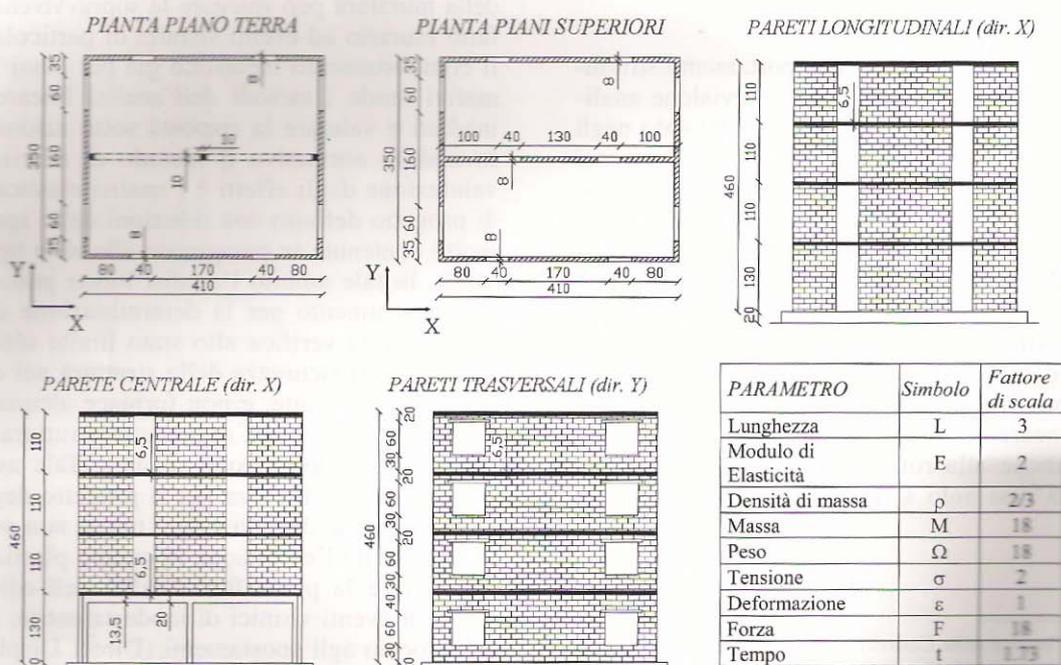


Fig. 1. Modello ridotto e regole di similitudine.

siali di sforzo e di valutare le variazioni tensionali non solo sulla superficie dei muri ma anche all'interno dello spessore. La dimensione degli elementi della mesh è stata scelta in funzione della geometria delle pareti murarie con infittimenti inseriti in corrispondenza degli incroci tra i muri. La calibrazione è stata effettuata con una mesh caratterizzata da 2236 elementi e da 4579 nodi. La discretizzazione del modello FEM è riportata in figura 2. Il modello è incernierato alla base. Il modello FEM fornisce valori delle frequenze naturali che differiscono sensibilmente dai valori sperimentali se si adottano i valori dei moduli di elasticità della muratura e del calcestruzzo suggeriti dagli autori ( $E_m = 2250$  MPa;  $E_c = 10000$  MPa) (Jurukovski et al. /1/). In particolare, l'errore sulla frequenza naturale del primo modo lungo X è del 28% mentre l'errore sulla frequenza naturale del primo modo lungo Y è del 46%. È stata pertanto necessaria una fase preliminare di calibrazione del modello agli elementi finiti. Tale calibrazione è stata effettuata attraverso il confronto con i risultati delle prove dinamiche su tavola vibrante condotte sul modello in scala ridotta. La procedura di calibrazione utilizza le frequenze naturali ed i modi di vibrazione corrispondenti come parametri di controllo. In particolare, l'identificazione dinamica del modello è stata condotta utilizzando i dati sperimentali disponibili relativi ai primi due modi di vibrare in direzione X ed al modo fondamentale di vibrazione in direzione Y. Il processo di calibrazione utilizza come parametri di controllo i moduli di elasticità  $E_c$  del calcestruzzo ed  $E_m$  della muratura. L'intervallo di variazione prescelto è compatibile con i valori disponibili in letteratura per materiali di

analoghe caratteristiche meccaniche. In particolare, il modulo di elasticità della muratura viene fatto variare tra 0.600 e 2.475 GPa, quello del calcestruzzo varia tra 6 e 40 GPa. Per ciascuna coppia [ $E_c, E_m$ ] l'analisi modale del modello teorico fornisce le frequenze naturali e le forme modali corrispondenti. La calibrazione del modello teorico è stata condotta adottando come parametri rappresentativi gli errori commessi rispettivamente sulle frequenze naturali, sulle forme modali e sulle spinte sismiche. In particolare, l'errore complessivo sulle frequenze modali è stato valutato combinando prima gli errori relativi ai modi di vibrare considerati per ciascuna direzione presa separatamente (X/Y), e poi combinando gli errori nelle due direzioni. Gli errori relativi ai modi di vibrare considerati per ciascuna direzione vengono combinati attraverso una media pesata sui rapporti di massa modale. In particolare, gli errori sulle frequenze rispettivamente dei modi lungo X e dei modi lungo Y sono dati da:

$$\sigma(f_X) = \frac{\left| \frac{f_{T,1X} - f_{S,1X}}{f_{S,1X}} \right| \cdot \alpha_{1X} + \left| \frac{f_{T,2X} - f_{S,2X}}{f_{S,2X}} \right| \cdot \alpha_{2X}}{\alpha_{1X} + \alpha_{2X}} \quad (1)$$

$$\sigma(f_Y) = \left| \frac{f_{T,1Y} - f_{S,1Y}}{f_{S,1Y}} \right| \quad (2)$$

in cui  $f_{T,1X}$ ,  $f_{T,2X}$  e  $f_{T,1Y}$  rappresentano le frequenze teoriche rispettivamente del primo e secondo modo lungo

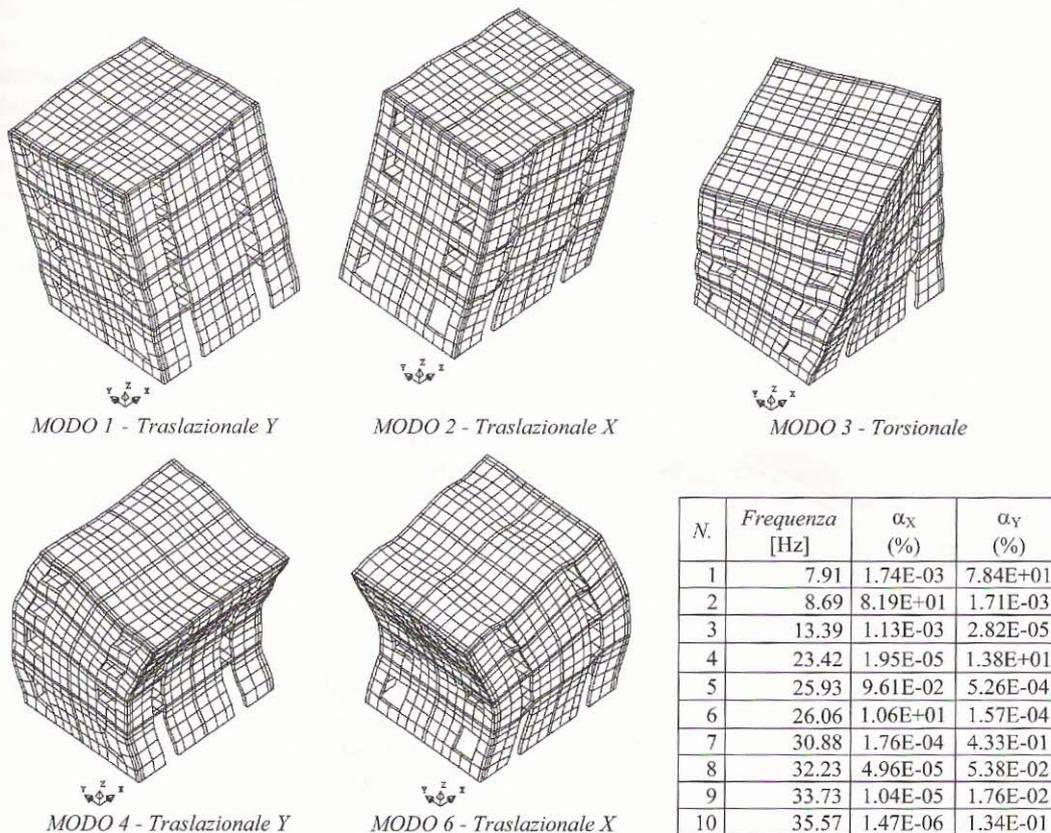


Fig. 2. Modi di vibrare, frequenze naturali e rapporti di massa modale – Modello ridotto.

X e del primo modo lungo Y;  $f_{s,1X}$ ,  $f_{s,2X}$  e  $f_{s,1Y}$  sono le frequenze sperimentali corrispondenti;  $\alpha_{1X}$ ,  $\alpha_{2X}$  e  $\alpha_{1Y}$  rappresentano i rapporti di massa modale. L'errore complessivo si ottiene come media pesata sulla massa modale cumulata degli errori nelle due direzioni, ossia:

$$\sigma(f) = \frac{\sigma(f_X) \cdot (\alpha_{1X} + \alpha_{2X}) + \sigma(f_Y) \cdot \alpha_{1Y}}{\alpha_{1X} + \alpha_{2X} + \alpha_{1Y}} \quad (3)$$

In figura 3 vengono riportate le superfici e le curve di livello che rappresentano graficamente la variazione dell'errore totale sulle frequenze con i moduli di elasticità della muratura e del calcestruzzo. L'errore minimo pari all'1.15% si ottiene per  $E_c = 20$  GPa e  $E_m = 1$  GPa. L'errore su ciascun modo di vibrare del sistema viene calcolato attraverso il seguente indice, definito a partire dal prodotto scalare tra l'autovettore teorico  $\phi_T$  e l'autovettore sperimentale corrispondente  $\phi_S$ :

$$\sigma(\phi) = 1 - MAC_\phi \quad \text{in cui} \quad MAC_\phi = \frac{\|\phi_T \cdot \phi_S\|^2}{\|\phi_T\|^2 \|\phi_S\|^2} \quad (4)$$

L'errore sui modi lungo X e l'errore complessivo sulle forme modali si ottengono come segue:

$$\sigma(\phi_X) = \frac{\sigma(\phi_{1X}) \cdot \alpha_{1X} + \sigma(\phi_{2X}) \cdot \alpha_{2X}}{\alpha_{1X} + \alpha_{2X}} \quad (5)$$

$$\sigma(\phi) = \frac{\sigma(\phi_X) + (\alpha_{1X} + \alpha_{2X}) + \sigma(\phi_Y) \cdot \alpha_{1Y}}{\alpha_{1X} + \alpha_{2X} + \alpha_{1Y}} \quad (6)$$

I risultati ottenuti (Fig. 4) evidenziano che l'errore sui modi fondamentali di vibrazione dipende poco dai valori dei moduli di elasticità della muratura e del

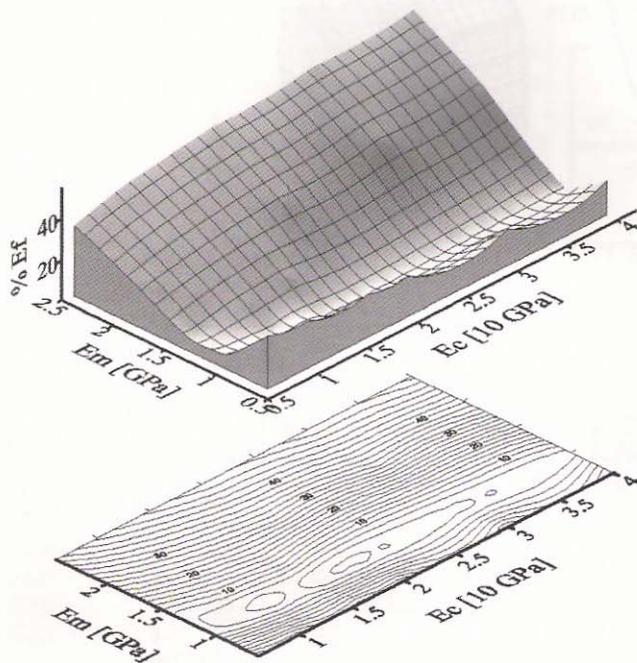


Fig. 3. Errore sulle frequenze fondamentali.

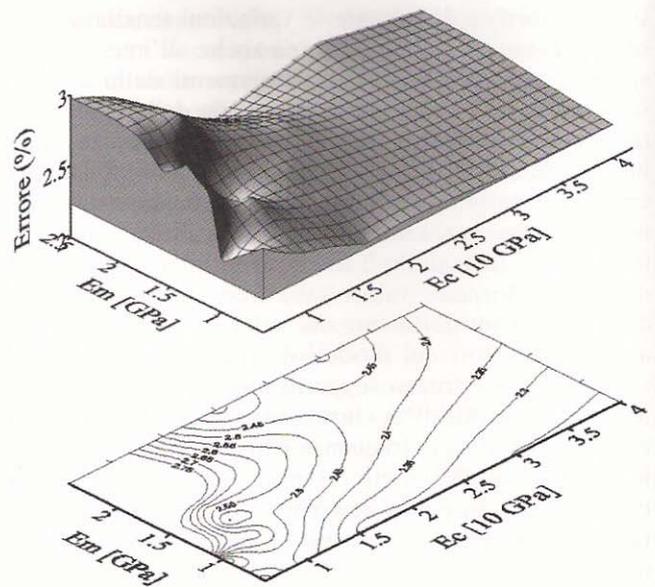


Fig. 4. Errore sui modi di vibrare.

calcestruzzo e, nell'intervallo considerato, non supera mai il 3%. La calibrazione del modello teorico viene infine effettuata combinando gli errori sulle frequenze naturali e sulle forme modali attraverso la valutazione delle spinte modali corrispondenti allo spettro di risposta dell'Ordinanza 3274 /4/ per terreno di tipo A. L'errore sulle spinte modali è stato calcolato attraverso il seguente indice adimensionale:

$$\sigma(F) = \frac{\|F_T - F_S\|}{\|F_T + F_S\|} \quad (7)$$

essendo  $F_T$  il vettore delle spinte associato al generico modo di vibrare teorico e  $F_S$  il vettore calcolato a partire dalle frequenze e dal modo di vibrare sperimentale corrispondente. L'errore complessivo si ottiene combinando tra loro prima i contributi dei modi lungo X e poi quelli dei modi lungo Y e, infine, combinando gli errori nelle due direzioni in maniera analoga a quanto riportato nelle eqq. 5, 6 per le forme modali (Fig. 5). L'errore minimo pari al 4.15% si ottiene per  $E_c = 16.4$  GPa e  $E_m = 1.14$  GPa. Tali valori sono stati adottati nelle analisi condotte attraverso il modello agli elementi finiti.

### 3. Intervento di rinforzo con materiali compositi

Gli interventi di protezione antisismica possono mostrare con il tempo una palese inadeguatezza nei riguardi dei compiti loro preposti, in termini di affidabilità, durevolezza e costanza delle prestazioni. Inoltre le variazioni dei carichi di esercizio, le trasformazioni dello schema strutturale resistente o la necessità di rispettare requisiti normativi sempre più restrittivi possono richiedere di integrare o modificare il sistema di protezione adottato. La reversibilità dell'intervento, ossia la possibilità di completa rimozione in caso di necessità, costituisce pertanto un requisito fondamen-

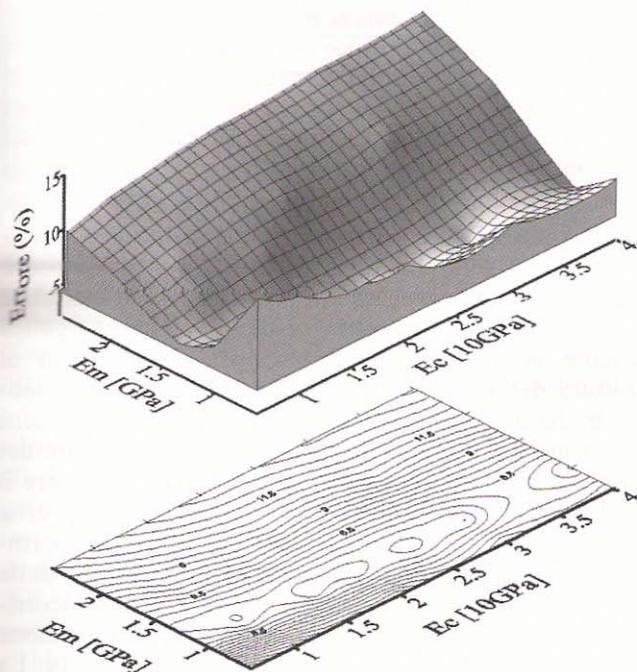


Fig. 5. Errore sulle spinte modali.

tale dei moderni sistemi di protezione antisismica. Le tecniche tradizionali mirano a migliorare l'insoddisfacente comportamento sismico delle pareti murarie incrementando l'efficacia delle pareti con interventi esterni, chiudendo aperture esistenti, costruendo nuove pareti. Anche se efficaci per l'adeguamento sismico, tali interventi sono spesso invasivi e irreversibili e comportano un incremento del peso della struttura. Al contrario, i sistemi innovativi possono essere adeguati a nuove esigenze funzionali e/o normative, oppure possono essere rimossi se risultano inadeguati o insoddisfacenti. Gli interventi reversibili sono di solito basati su tecniche miste realizzate con materiali diversi rispetto a quelli impiegati nel corso della prima edificazione dell'opera. Tali tecniche possono trarre vantaggio dalla disponibilità di materiali nuovi, come i materiali metallici speciali (p. e. gli acciai inossidabili, le leghe di alluminio, le leghe di titanio), i materiali plastici di tipo composito (pultrusi o fibrorinforzati) o altri materiali innovativi caratterizzati da proprietà meccaniche del tutto particolari, come ad esempio le cosiddette leghe metalliche con memoria di forma (Shape Memory Alloys - SMA) impiegate sia negli interventi di consolidamento che nella creazione di dispositivi speciali per il controllo strutturale. In particolare, una strategia innovativa di rinforzo sviluppata negli ultimi anni consiste nell'impiego dei materiali compositi fibrorinforzati costituiti da due fasi: una discontinua ad alta resistenza costituita da fibre organiche (carbonio), inorganiche (vetro) o polimeriche (aramide), ed una continua meccanicamente più debole costituita da una matrice organica (polimerica) o inorganica (cementizia o vetrosa). I materiali compositi fibrorinforzati in matrice organica (Fiber Reinforced Polymer - FRP) sono realizzati con fibre di rinforzo lunghe in matrice continua di natura polimerica costituita da una resina termoindurente, epossidica o poliestere. I materiali

compositi fibrorinforzati in matrice cementizia (Fiber Reinforced Cementitious Matrix - FRCM) sono formati da un tessuto a largo intreccio in fibra di carbonio rinforzato da filamenti di polietilene e da una matrice inorganica costituita da legante pozzolanico stabilizzato. L'applicazione esterna di materiali compositi per il rinforzo degli edifici presenta numerosi vantaggi: rapporto peso/resistenza molto basso, rapidità di posa in opera, modesta invasività, reversibilità dell'intervento. L'impiego della matrice inorganica presenta inoltre il vantaggio di una altissima compatibilità chimica e fisica con le murature, di una maggiore resistenza al fuoco, della maggiore semplicità di posa in opera anche su supporti umidi o irregolari.

Nel consolidamento strutturale degli edifici in muratura i materiali compositi nella forma di tessuti, barre, lamine e reti vengono usualmente impiegati per trasmettere gli sforzi di trazione all'interno del singolo elemento e contrastare così l'apertura di fessure, per collegare i diversi elementi strutturali, per irrigidire le pareti nel proprio piano, per confinare i maschi murari aumentandone così la resistenza.

Numerosi studi disponibili in letteratura hanno evidenziato l'efficacia del rinforzo esterno con lamine e tessuti in FRP nell'incrementare la resistenza e la duttilità delle pareti murarie sia nel piano che fuori dal piano. In particolare, Santa Maria et al. /5/ hanno effettuato prove di compressione diagonale anche di tipo ciclico su pannelli rinforzati con lamine o tessuti disposti sia in orizzontale che in diagonale. Valluzzi et al. /6/ hanno evidenziato gli aspetti peculiari del comportamento a taglio di pannelli murari in mattoni pieni rinforzati con lamine in FRP al variare della natura (carbonio, vetro e polivinilalcol) e della disposizione del rinforzo (a griglia, in diagonale, su uno o entrambi i lati). Turek et al. /7/ hanno effettuato prove dinamiche di taglio-compressione su parete in mattoni rinforzate con strisce in vetroresina incollate con resina epossidica. Faella et al. /8/ hanno eseguito prove di compressione diagonale su pannelli in muratura di tufo rinforzati mediante l'impiego di compositi a matrice cementizia. La rottura si verifica, in genere, per la perdita improvvisa della collaborazione tra il rinforzo e la muratura dovuta a due tipi di fenomeni: delaminazione (peeling) della parte superficiale del supporto ovvero rottura della fibra. Nei pannelli rinforzati con fibre di carbonio il primo fenomeno è prevalente per effetto dall'elevato modulo elastico delle fibre di carbonio. Viceversa, in presenza di un valore più basso del modulo elastico delle fibre in vetro la rottura localizzata delle fibre può precedere il meccanismo di rottura per delaminazione. I pannelli rinforzati evidenziano fessure più diffuse e di minore ampiezza e un collasso meno fragile rispetto ai pannelli non rinforzati. Sia la disposizione verticale delle strisce che quella orizzontale che la copertura completa della parete costituiscono delle configurazioni efficaci per migliorare il comportamento nel piano. La disposizione diagonale degli elementi di rinforzo è in genere più efficace di quella a maglie rettangolari in termini di resistenza a taglio. Tuttavia, la configurazione a reticolo a maglie quadrate garantisce una distribuzione delle fessure più omogenea. I dettagli costruttivi e le carat-

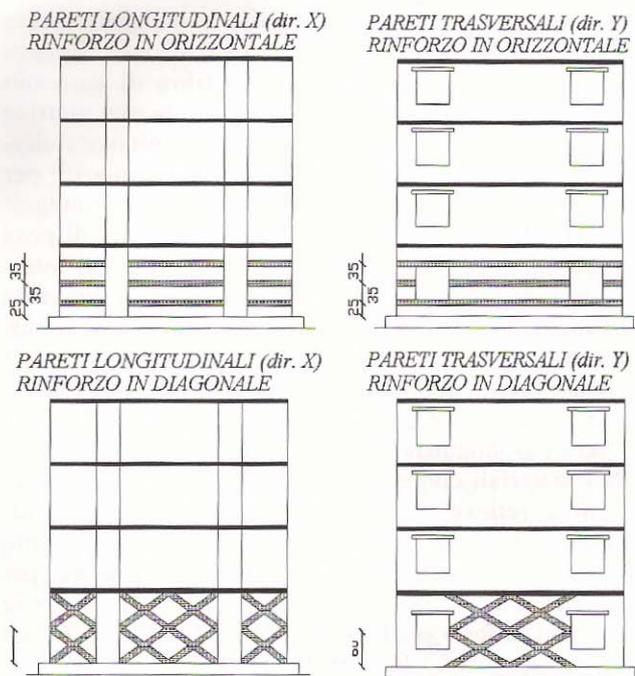


Fig. 6. Configurazione degli interventi di rinforzo.

teristiche di duttilità degli ancoraggi meccanici possono condizionare sensibilmente il comportamento sismico delle pareti rinforzate.

Nonostante le numerose applicazioni su strutture reali alcuni aspetti relativi all'applicazione delle tecniche miste reversibili devono essere ancora approfonditi. In particolare, occorre valutare la mutua influenza tra le strutture aggiuntive e le strutture esistenti, in termini di interazione locale (trasmissione delle caratteristiche della sollecitazione, concentrazione di sforzi, dispositivi di collegamento). Anche aspetti come la "compatibilità" chimico-fisica tra materiali aggiunti e quelli esistenti e la durabilità dell'intervento non risultano sufficientemente definiti. Infine non viene prestata adeguata attenzione allottimizzazione dell'intervento in funzione del comportamento sismico globale della struttura, dei requisiti prestazionali prescelti e dell'analisi costo-benefici.

Nel caso di studio gli interventi di rinforzo sono stati realizzati attraverso lamine in FRP. In particolare, vengono considerate due diverse configurazioni degli elementi di rinforzo. La prima prevede la disposizione orizzontale delle strisce mentre la seconda utilizza una disposizione diagonale (Fig. 6). In entrambi i casi l'ancoraggio viene realizzato attraverso piatti e angolari in acciaio collegati alle strutture esistenti. I dettagli costruttivi di tali ancoraggi sono fondamentali e la loro duttilità potrebbe essere impiegata per migliorare la capacità dissipativa complessiva delle pareti. Le caratteristiche geometrico-meccaniche degli elementi di rinforzo sono sintetizzate in tabella 1. La modellazione delle strisce di rinforzo in FRP è stata eseguita con elementi monodimensionali i cui nodi estremi sono stati collegati a quelli dell'elemento solido sulla superficie esterna delle pareti.

Il problema chiave nell'impiego dei materiali compositi risiede nel loro comportamento elastico lineare

Tabella 1. Caratteristiche geometriche e meccaniche dell'FRP.

Spessore equivalente	0.346 mm
Larghezza	20 cm
Modulo di Elasticità a trazione	230 GPa
Allungamento a rottura (%)	1.5

fino a rottura. Ne consegue che la duttilità dell'intero sistema non è basata sul comportamento plastico del materiale di rinforzo. Infatti, poiché l'FRP è materiale di tipo fragile, la capacità di dissipazione energetica rimane ancora legata essenzialmente all'energia di frattura della parete muraria. Di conseguenza, le teorie tradizionali basate sulla ridistribuzione degli effetti non sono più applicabili. Occorre quindi ricercare dei meccanismi alternativi che consentano di individuare il collasso incipiente della struttura. Le modalità di crisi dei materiali costituenti la struttura in muratura rinforzata con FRP sono: fessurazione per trazione della muratura, schiacciamento della muratura, taglio-scorrimento della muratura, rottura dell'FRP, delaminazione (o decoesione) del rinforzo in FRP della muratura. La rottura dell'FRP viene verificata a posteriori, controllando lo stato tensionale e l'allungamento all'interno degli elementi di rinforzo. In maniera analoga la rottura dei pilastri in c.a. viene verificata attraverso il controllo a posteriori del regime di sollecitazione. La rottura per delaminazione deve essere scongiurata in quanto la crisi per perdita di aderenza del rinforzo è una modalità di rottura di tipo fragile e, quindi, in accordo con il criterio di gerarchia delle resistenze non dovrebbe mai precedere le altre modalità di collasso caratterizzate da maggiori caratteristiche di duttilità. Tuttavia nel caso in esame la presenza di specifici dispositivi di ancoraggio rende accettabile la rottura per delaminazione purché si tenga conto della variazione dello schema resistente. Il modello adottato tiene conto del solo collegamento meccanico tra muratura e FRP in corrispondenza degli ancoraggi, considerando in pratica lo schema resistente successivo alla delaminazione.

#### 4. Metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici in presenza di pushover adattivo

##### 4.1. Procedure statiche non lineari per la valutazione della risposta inelastica

L'applicazione del Performance-Based Seismic Engineering (PBSE) per la valutazione delle prestazioni sismiche di edifici rinforzati richiede l'analisi non lineare della struttura. Tuttavia l'impiego di analisi di tipo dinamico agli edifici in muratura presenta numerosi problemi connessi alla loro complessità, alle incertezze legate ai dati aggiuntivi necessari (segnali accelerometrici spettro-compatibili, modelli isteretici affidabili), alla sensibilità dei risultati ai dati in ingresso (distribuzione delle masse, delle resistenze e delle rigidità, modelli costitutivi, segnali accelerometrici) che può influenzare sensibilmente l'affidabilità dei risultati. D'altra parte il ricorso all'analisi limite se da una parte consente di determinare il carico di

collasso, dall'altra trascura la deformabilità della struttura che può condizionare sensibilmente le prestazioni sismiche in corrispondenza dei diversi stati limite. Al contrario, le procedure statiche non lineari (Nonlinear Static Procedures – NSPs) basate sull'analisi di spinta costituiscono uno strumento di analisi più robusto ed affidabile che trova spazio nelle normative sismiche più evolute. In particolare, esse sono implementate in procedure basate sul Metodo dello Spettro di Capacità (Capacity Spectrum Method – CSM) o sul Metodo del Coefficiente di Spostamento (Displacement Coefficient Method – DCM), come nelle FEMA 273 /9/, FEMA 356 /10/, ATC-40 /11/, Eurocodice 8 /12/ e in documenti normativi nazionali più recenti (Ordinanza 3274 e succ., 2005) /5/. In particolare, l'ATC-40, le FEMA-273 e le FEMA 356 riportano le linee guida per la progettazione su base prestazionale (Performance-Based Design) degli interventi di rinforzo degli edifici esistenti, mentre le SEAOC Vision 2000 (SEAOC, 1995) /13/ hanno esteso questi concetti alle nuove costruzioni. Sia l'ATC-40 che le FEMA-273/356 richiedono la determinazione della curva di pushover. Tale procedura non ha una base teorica rigorosa, ma è in grado di fornire approssimazioni sufficientemente accurate per edifici la cui risposta dinamica è dominata dal modo fondamentale di vibrazione. Per valutare l'adeguatezza della struttura a sostenere determinati livelli d'intensità dell'azione sismica la sua capacità è confrontata con la domanda sismica corrispondente ad un determinato scenario. L'ATC-40 e le FEMA-273/356 differiscono per la tecnica impiegata per calcolare la domanda inelastica in termini di spostamento per un determinato terremoto. In particolare, le FEMA 273/356 modificano la domanda elastica attraverso il Metodo del Coefficiente di Spostamento. L'ATC-40 utilizza il Metodo dello Spettro di Capacità in cui la risposta inelastica è determinata attraverso l'intersezione tra lo spettro di capacità e lo spettro di risposta. Il primo spettro si ottiene dalla curva di pushover attraverso la definizione del sistema SDOF equivalente. Il secondo spettro si ottiene scalando lo spettro elastico in modo da considerare gli effetti della dissipazione isteretica. Il CSM e il DCM sono stati applicati nel contesto dei diversi documenti normativi (FEMA 273, ATC-40, Eurocode 8, FEMA 356) ed hanno fornito stime anche molto diverse della domanda sismica per lo stesso edificio. Nelle FEMA 440 /14/ vengono valutate le diverse procedure e vengono suggerite delle modifiche migliorative. Si prevede infine che il progetto ATC-55 fornisca delle linee guida per l'applicazione delle diverse NSPs in modo da ridurre le differenze dei risultati ottenuti e da garantire una maggiore consapevolezza sulla loro applicabilità, sulle loro limitazioni e sulla loro affidabilità.

In letteratura sono stati di recente proposti ed applicati approcci più sofisticati. La Modal Pushover Analysis (MPA) proposta da Chopra and Goel /15/ mira a valutare la variazione della distribuzione delle spinte indotta dalle plasticizzazioni senza ricorrere al pushover adattivo. Anche se le risposte associate ai singoli modi di vibrare possono essere potenzialmente non lineari, le forme modali e le distribuzioni delle spinte modali

sono considerate invarianti. Il valore dello spostamento "target" viene valutato considerando uno specifico sistema SDOF equivalente per ciascun modo di vibrare e sovrapponendo, poi, le risposte modali con la regola SRSS. La MPA sembra essere promettente nel fornire stime degli spostamenti d'interpiano più accurate rispetto alle altre NSPs.

Altri autori propongono di definire un modo fondamentale equivalente ovvero una distribuzione equivalente delle spinte laterali definite attraverso il Metodo della Combinazione Modale (MMC – Method of Modal Combination). La procedura di analisi IRSA (Incremental Response Spectrum Analysis Procedure) proposta da Aydinoglu /16/ è basata sull'analisi modale con spettro di risposta assegnato della struttura plasticizzata al generico step dell'analisi di pushover. Altri autori propongono di effettuare un'analisi multimodale adattiva in cui la distribuzione delle spinte laterali viene aggiornata ad ogni incremento di carico in funzione delle corrispondenti proprietà dinamiche della struttura (Force-based Adaptive Pushover – FAP, Displacement-based Adaptive Pushover – DAP) /17/. Le distribuzioni modali delle spinte laterali vengono poi combinate con la regola SRSS nel caso di modi completamente disaccoppiati, ovvero con la regola CQC in presenza di accoppiamento modale. Tale approccio consente di considerare il contributo dei diversi modi di vibrare, il softening della struttura e la variazione delle forze d'inerzia per effetto dell'amplificazione spettrale. Il problema principale di queste procedure è che la necessità di migliorare la loro accuratezza finisce col renderle concettualmente troppo complicate per essere implementate nella corrente pratica ingegneristica. Inoltre, sviluppi migliorativi sono auspicabili per la modellazione non lineare in presenza di degrado di rigidità e di resistenza, e per la definizione di modelli non lineari semplificati a più gradi di libertà. Occorre infine osservare che spesso la risposta ottenuta attraverso l'analisi statica non lineare risulta essere meno accurata di quella fornita da una singola analisi dinamica non lineare al passo. In tal senso si osservi che le FEMA 440 propongono una procedura analitica basata sull'analisi dinamica non lineare sotto segnali accelerometrici opportunamente scalati.

#### 4.2. Legame costitutivo della muratura

Il legame costitutivo dei materiali fragili o quasi-fragili come la muratura, è caratterizzato molto spesso da una rottura a trazione per fessurazione (cracking) e da una rottura a compressione per schiacciamento (crushing). Il modello adottato nelle analisi non lineari tiene conto del comportamento anelastico della muratura nell'ottica della fessurazione diffusa (smeared-cracking). A tale scopo viene impiegato il dominio di rottura di Rankine-Von Mises che è caratterizzato dall'intersezione tra una condizione di plasticità ed una di rottura. Tale modello combina il modello a fessurazione diffusa per la trazione (Rankine) con quello a plasticità per la compressione (Von Mises). Le equazioni che descrivono la superficie di rottura sono:

$$\begin{aligned}
 f_1(\sigma, k_1) &= \sqrt{\frac{1}{2} \sigma^T P_{ra} \sigma} + \frac{1}{2} \pi_1^T \sigma - \sigma_1(k_1) \\
 f_2(\sigma, k_2) &= \sqrt{\frac{1}{2} \sigma^T P_{vm} \sigma} - \sigma_2(k_2) \\
 f_3(\sigma, k_3) &= \pi_3^T \sigma - \sigma_3(k_3)
 \end{aligned} \quad (8)$$

in cui:

$$P_{ra} = \begin{bmatrix} 1/2 & -1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1/2 & 1/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \pi_3 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$P_{vm} = \begin{bmatrix} 2 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & -1 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 \end{bmatrix} \quad \pi_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (10)$$

essendo la resistenza uniaassiale funzione dello stato interno del sistema. Nel caso piano il dominio assume la forma riportata in figura 7. Il modello adottato rappresenta in maniera soddisfacente il comportamento del materiale per stati piani di tensioni. Nello spazio delle tensioni infatti il criterio di rottura utilizzato prevede una limitazione tensionale (tension cut-off) nella terza direzione principale. Nel caso in esame l'esiguo spessore rispetto alla larghezza e all'altezza delle pareti murarie giustifica le ipotesi assunte. Il modello di rottura a fessure fisse viene definito dal programma come combinazione di "tension cut-off", "tension softening" e "shear retention". Il comportamento della muratura nelle zone miste trazione-compressione viene definito

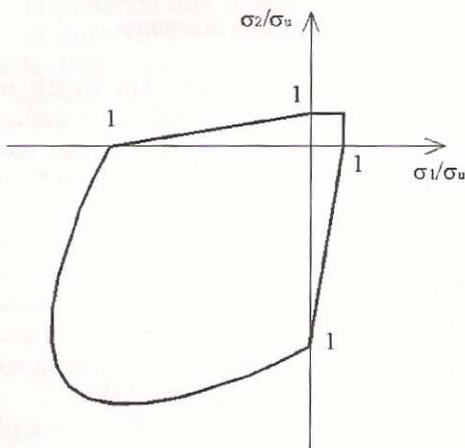


Fig. 7. Dominio di rottura di Rankine-Von Mises.

dal parametro "tension cut-off". Per il caso in esame è stato adottato un legame di tipo lineare. L'andamento del diagramma tensione-deformazione del materiale a

compressione è di tipo ideale mentre quello a trazione dopo l'apertura delle fessure è regolato dal "tension softening" per il quale è stato ipotizzato un andamento di tipo lineare decrescente. L'area sottesa dal diagramma di softening rappresenta l'energia di frattura adimensionalizzata rispetto alla larghezza di banda di diffusione delle fessure. Tale larghezza è stata posta pari alla radice cubica del volume dell'elemento della mesh. La riduzione di rigidità a taglio dopo l'apertura delle fessure ("shear retention") viene regolata invece dal fattore  $\beta$  attraverso la seguente relazione:

$$D = \frac{\beta}{1-\beta} G_T \quad (11)$$

essendo  $G_T$  il valore iniziale della rigidità a taglio e  $D$  il valore della rigidità secante.

#### 4.3. Metodo dello Spettro di Capacità e degli Spettri Inelastici in presenza di pushover adattivo

Nel presente lavoro la risposta inelastica dell'edificio viene valutata attraverso una procedura basata sul metodo dello spettro di capacità e degli spettri di risposta inelastici (Metodo ICSM - Inelastic Demand and Capacity Spectra Method). La distribuzione delle forze laterali da applicare nell'analisi di pushover deve essere rappresentativa delle forze d'inerzia indotte dal sisma. Tali forze dipendono dalla risposta dell'edificio e, quindi, la distribuzione delle spinte dovrebbe essere modificata nel corso dell'analisi per effetto delle plasticizzazioni. In alternativa alle distribuzioni varianti o adattive delle spinte laterali, la capacità della struttura viene spesso calcolata nell'ipotesi che le proprietà dinamiche della struttura rimangano invariate nonostante le plasticizzazioni. In letteratura vengono impiegate diverse distribuzioni invarianti delle spinte laterali: unimodale, multimodale, uniforme, SRSS. In genere, la distribuzione uniforme sottostima gli spostamenti d'interpiano ai piani alti mentre li sovrastima ai piani bassi. Al contrario la distribuzione unimodale tende a sottostimare sempre gli spostamenti d'interpiano, specie ai piani bassi. Nel progetto ATC-55 il contributo dei modi di vibrazione più elevati viene valutato attraverso un'analisi multimodale. In particolare, per il primo modo di vibrare viene effettuata un'analisi inelastica di pushover di tipo convenzionale, mentre i contributi del secondo e del terzo modo vengono determinati con un'analisi elastica. Gli spostamenti d'interpiano ed il valore dei taglianti di piano vengono infine valutati attraverso la sovrapposizione SRSS delle singole risposte modali. Nel caso degli edifici in muratura l'ipotesi di distribuzione invariante delle spinte laterali può risultare eccessivamente restrittiva in presenza di quadri fessurativi caratterizzati da un'eccessiva localizzazione del danneggiamento. In questo caso la distribuzione della domanda sismica nel sistema MDOF

può differire in maniera sostanziale da quella associata al sistema SDOF equivalente e l'importanza di questi "Effetti MDOF" cresce all'aumentare dell'inelasticità della struttura. Pertanto, nei casi in cui sono prevedibili livelli elevati o distribuzioni non uniformi del danneggiamento, occorre adottare una distribuzione adattiva delle spinte laterali. Nel caso in esame il danneggiamento dell'edificio sotto una distribuzione unimodale delle spinte laterali presenta un quadro fessurativo caratterizzato dalla concentrazione del danneggiamento nelle pareti del primo livello. Pertanto la distribuzione lungo l'altezza delle forze d'inerzia presenta marcate caratteristiche tempo-varianti. Infatti, per valori ridotti dello spostamento laterale il contributo del primo modo elastico è prevalente e, quindi, la distribuzione delle forze d'inerzia è pseudo-triangolare. Viceversa in corrispondenza del collasso strutturale il danneggiamento è concentrato al primo livello, per cui la distribuzione delle forze è pseudo-rettangolare. Nel caso in esame, in alternativa all'analisi modale adattiva dell'edificio, è stata adottata una distribuzione delle spinte che viene

aggiornata ad ogni passo dell'analisi di pushover in funzione della deformata al passo precedente (pushover adattivo). Al primo passo dell'analisi di pushover è stata adottata una distribuzione delle spinte laterali affine alla prima forma modale elastica. Si ha quindi:

$$F^i \propto M \cdot \delta^{i-1} \quad \delta^0 = \phi \quad (12)$$

in cui  $F^i$  è il vettore delle spinte laterali all' $i$ -esimo passo dell'analisi,  $M$  è la matrice delle masse,  $\delta^{i-1}$  è il vettore degli spostamenti di piano all' $(i-1)$ -esimo passo dell'analisi di pushover,  $\phi$  è il modo fondamentale di vibrazione nella direzione considerata. In Fig. 8 viene riportato il quadro fessurativo a collasso delle pareti esterne dell'edificio soggetto ad una distribuzione adattiva delle spinte diretta lungo la direzione X ovvero lungo la direzione Y. I risultati fanno riferimento ai diversi schemi strutturali esaminati e cioè: a) edificio non rinforzato; b) edificio rinforzato con disposizione diagonale delle strisce in FRP; c) edificio rinforzato con disposizione orizzontale delle strisce in FRP.

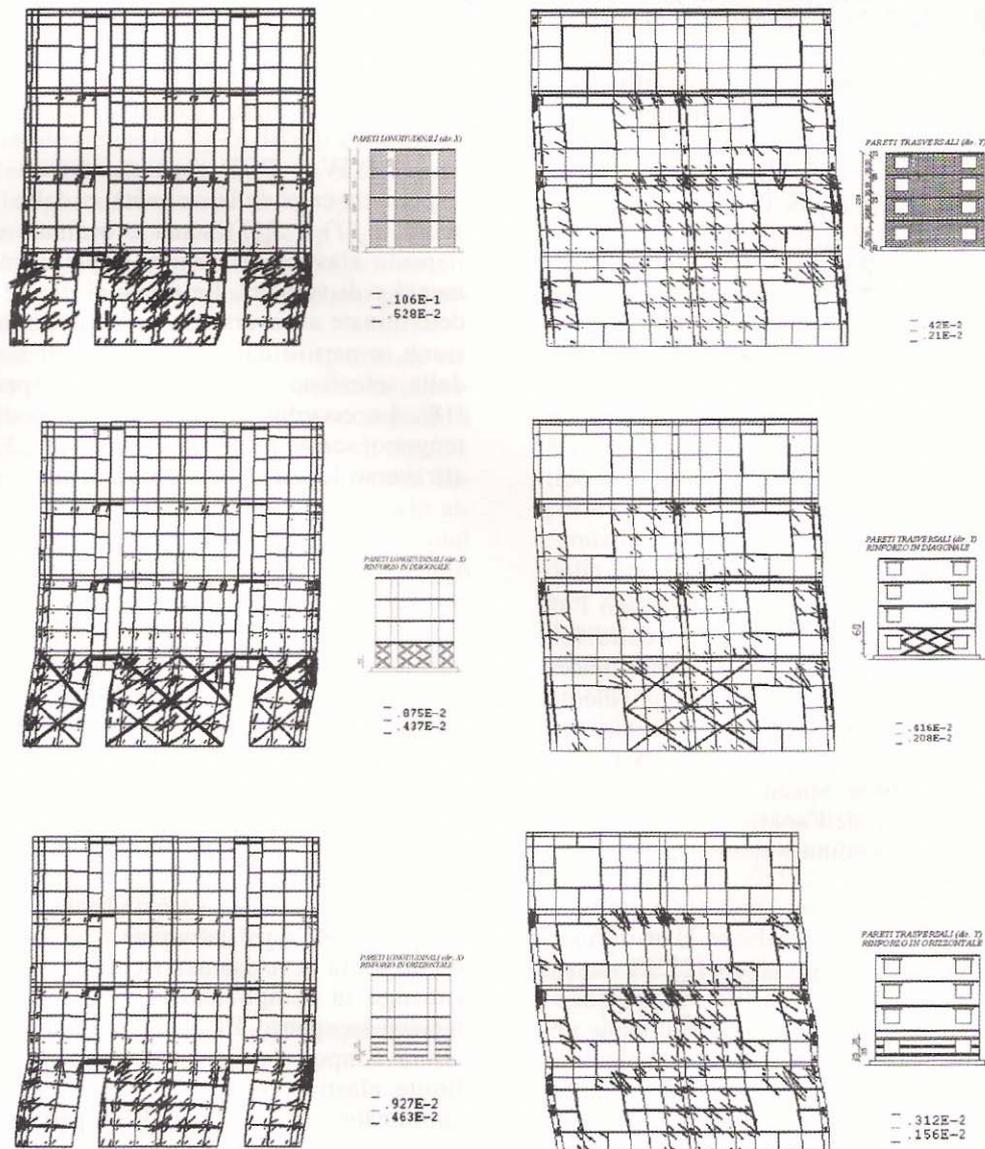


Fig. 8. Quadro fessurativo.

Tabella 2. Caratteristiche meccaniche della muratura.

Proprietà elastiche	
Peso specifico	0.18 10 <sup>-5</sup> N/mm <sup>3</sup>
Modulo di elasticità	1140 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.18
Proprietà inelastiche	
Resistenza a trazione	0.23 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione	5.00 N/mm <sup>2</sup>
Energia di frattura a trazione	0.02 N/mm
Fattore β	0.2

L'analisi di pushover fornisce la curva tagliante alla base ( $V$ ) – spostamento in sommità ( $\delta_{TOP}$ ) (Capacity Curve – CC) che rappresenta il punto di partenza di tutte le NSP basate sul metodo dello spettro di capacità. La distribuzione delle spinte laterali viene aggiornata nel corso dell'analisi in funzione della deformata per tenere conto della propagazione delle fessure. Di conseguenza anche il sistema SDOF equivalente al modello MDOF tridimensionale rappresentativo dell'intero edificio varia nel corso dell'analisi adattiva di pushover. In particolare, la massa  $M_{eq}$  e la rigidezza  $K_{eq}$  del sistema SDOF equivalente possono essere espresse in funzione della distribuzione degli spostamenti laterali all'i-esimo passo dell'analisi di spinta nel modo seguente:

$$M_{eq}^i = \frac{\left( \sum_{j=1}^N m_j \cdot \delta_j^i \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \delta_j^{i2}} \quad (13)$$

$$K_{eq}^i = \frac{\left( \sum_{j=1}^N m_j \cdot \delta_j^i \right)^2}{\left( \sum_{j=1}^N m_j \cdot \delta_j^{i2} \right)^2} \sum_{j=1}^N F_j^i \cdot \delta_j^i$$

In pratica, al variare della distribuzione lungo l'altezza degli spostamenti laterali per effetto della fessurazione della muratura varia anche la distribuzione delle spinte laterali ed il sistema SDOF equivalente. Allo scopo di considerare tale effetto, la trasformazione della Curva di Capacità nel formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra) viene effettuata considerando, ad ogni step dell'analisi di spinta, le seguenti variazioni delle coordinate spettrali:

$$\Delta S_a^i = \Delta V^i \cdot \frac{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \delta_j^{i2}}{\left( \sum_{j=1}^N m_j \cdot \delta_j^i \right)^2} \quad \Delta S_d^i = \Delta S_a^i \frac{\sum_{j=1}^N m_j \cdot \delta_j^{i2}}{\sum_{j=1}^N F_j^i \cdot \delta_j^i} \quad (14)$$

Lo Spettro di Capacità (Capacity Spectra – CS) è stato infine approssimato con un modello elastico-perfettamente plastico equivalente (Bilinear Capacity

Tabella 3. Criteri prestazionali per le pareti URM.

Comportamento prevalente a collasso	Livello Prestazionale $\Delta_{eff}/h_{eff}$ (%)		
	O	LS	CP
Scorrimento	0.1	0.3	0.4
Ribaltamento	0.1	0.3 $\frac{h_{eff}}{L}$	0.4 $\frac{h_{eff}}{L}$

Spectra – BCS) con rigidezza elastica definita dal passaggio per il punto del CS corrispondente al 60% della soglia di scorrimento plastico. La richiesta sismica del terremoto alla struttura viene espressa attraverso gli spettri di risposta inelastici (Inelastic Demand Response Spectra – IDRS). Tali spettri non vengono costruiti direttamente attraverso l'analisi dinamica al passo del sistema SDOF equivalente a comportamento isteretico, ma indirettamente scalando le ordinate dello spettro di risposta elastico EDRS attraverso un fattore di riduzione  $R_\mu$ . Nel presente lavoro è stata impiegata una formulazione del fattore di riduzione tarata su segnali accelerometrici europei spettro-compatibili ed espressa attraverso la relazione:

$$R_\mu = 1 + \left( \frac{S_v(T)}{PGV} \right)^{\alpha(\mu)} \left( \frac{S_d(T)}{PGD} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad (15)$$

in cui PGV e PGD rappresentano i valori di picco rispettivamente della velocità e dello spostamento al suolo;  $S_d(T)$  e  $S_v(T)$  sono le ordinate dello spettro di risposta elastico in termini rispettivamente di spostamento e di velocità. Le funzioni  $\alpha(\mu)$  e  $\beta(\mu)$  sono state determinate attraverso un opportuno modello di regressione, a partire dai risultati relativi a segnali ottenuti dalla selezione di terremoti storici spettro-compatibili /18/. Le coordinate  $[S_a; S_d]$  dello spettro IDRS si ottengono scalando le coordinate  $[S_{ae}; S_{de}]$  dell'EDRS attraverso le seguenti regole di riduzione:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}; \quad S_d = \frac{\mu \cdot S_{de}}{R_\mu} \quad (16)$$

Il fattore di riduzione  $R_\mu$  dipende dal valore della duttilità  $\mu$  che dipende dal valore dello spostamento laterale del sistema SDOF equivalente. Il calcolo della posizione del punto di performance (PP) richiede pertanto l'applicazione di una procedura grafica iterativa per il confronto tra la domanda espressa in termini di spettro IDRS e la capacità espressa in termini di spettro BCS. L'intersezione tra retta corrispondente alla rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente e lo spettro EDRS corrispondente allo smorzamento  $\xi=5\%$  rappresenta la resistenza richiesta affinché la struttura rimanga in campo elastico. Se lo spettro EDRS interseca lo spettro BCS al di sopra del limite elastico allora l'input sismico sollecita l'edificio oltre il suo limite elastico. In questo caso l'eq. (16) fornisce le coordinate dello spettro IDRS a partire dalle coordinate dello spettro EDRS. Tuttavia, il fattore  $R_\mu$  di riduzione della resistenza ed il fattore  $R_\mu/\mu$  di riduzione dello

Tabella 4. Parametri caratteristici dei terremoti.

Input	Data	PGA/g	$t_{REG}(s)$	T/PGA <sup>2</sup>
Bevagna UM1 N-S	1997	0.0342	46.108	5.942
Gebze-Tubitak E-W	1999	0.1355	47.628	2.796
Lefkada Hospital N-S	1983	0.0654	37.980	3.349

spostamento dipendono dalla posizione del punto di performance (PP). Di conseguenza, è necessario mettere a punto una procedura iterativa per valutare l'intersezione tra lo spettro di domanda IDRS e lo spettro di capacità BCS. Tale procedura può essere sintetizzata nei seguenti passi operativi: 1) Si effettua l'analisi di pushover dell'edificio; 2) Si costruisce la curva di capacità (CC) della struttura in termini di tagliante alla base (V) e spostamento in sommità ( $\delta_{TOP}$ ); 3) Si caratterizza il sistema SDOF equivalente attraverso l'eq. (13); 4) Si traccia la curva di capacità nel formato ADRS facendo uso dell'eq. (14); 5) Si traccia lo spettro elastico EDRS per  $\xi=5\%$ ; 6) Si interseca la retta corrispondente alla rigidità elastica dello spettro BCS con lo spettro EDRS in modo da ottenere il valore di primo tentativo dello spostamento laterale richiesto  $S_d(1)$ ; 7) Si calcola la duttilità richiesta corrispondente  $\mu(1) = S_d(1)/S_{dy}$ ; 8) Si calcola il fattore di riduzione  $R_{\mu}(1)$  dall'eq. (15) e si traccia lo spettro IDRS; 9) L'intersezione tra IDRS e BCS fornisce il nuovo valore tentativo dello spostamento laterale richiesto  $S_d(2)$ ; 10) Si controlla la convergenza. Se  $|S_d(i) - S_d(i-1)|/S_d(i-1) < \text{tolleranza}$  ( $=0.05$ ) allora lo spostamento target è  $S_d = S_d(i)$ . In caso contrario occorre iterare ripetendo gli step 9-11 fino a convergenza. 11) A partire dal valore dello spostamento  $S_d$  del sistema SDOF equivalente si calcolano gli spostamenti laterali della struttura.

La variante adattiva del metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici è stata applicata considerando tre segnali accelerometrici spettro-compatibili con lo spettro elastico dell'EC8 per terreno di tipo A. In Tab. 4 sono sinteticamente riportati i parametri caratteristici dei terremoti presi in esame. Con ovvio significato degli altri simboli che vi compaiono, il "total power" TP esprime in maniera sintetica il contenuto energetico del segnale ed è valutato a partire dallo spettro di Fourier corrispondente.

A titolo di esempio in figura 9 è riportato il confronto tra domanda e capacità in direzione X con riferimento all'input sismico di Bevagna scalato ed a una accelerazione di picco al suolo  $PGA=0.35$  g. In particolare, nella figura sono rappresentati nel formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra) lo spettro elastico EDRS, lo spettro di capacità CS, lo spettro di capacità bilineare equivalente BCS, lo spettro inelastico IDRS ottenuto scalando lo spettro elastico attraverso il fattore di riduzione  $R_{\mu}$  definito dall'eq. (15).

#### 4.4. Validazione mediante confronto con la sperimentazione dinamica su tavola vibrante

Il modello dell'edificio in scala ridotta 1:3 è stato sottoposto a prove dinamiche su tavola vibrante condotte considerando eccitazioni sismiche di intensità

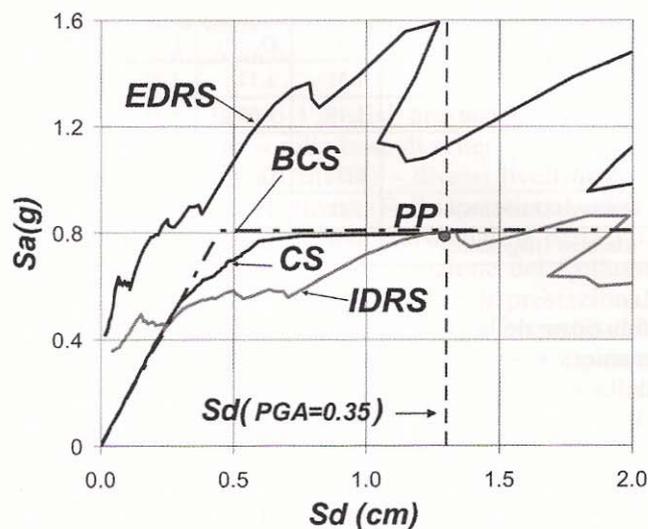


Fig. 9. Intersezione tra spettro di capacità e spettro inelastico.

crescente. In particolare, sono disponibili in letteratura /1/ i risultati relativi a tre diverse fasi della sperimentazione dinamica: 1) Prove iniziali sotto 5 segnali accelerometrici di debole intensità ( $PGA/g=0.02 - 0.05 - 0.10$ ); 2) Prove intermedie sotto segnali accelerometrici di moderata intensità; 3) prove finali effettuate con eccitazioni sismiche corrispondenti al terremoto di Petrovac (Montenegro 15/04/1979) e di intensità crescente fino al collasso: (PET110:  $PGA/g=0.2037$ ; PET150:  $PGA/g=0.2947$ ; PET220:  $PGA/g=0.4289$ ). Il modello fortemente danneggiato è stato infine sottoposto all'eccitazione PET260 corrispondente ad un'accelerazione di picco al suolo  $PGA/g=0.5091$ .

La calibrazione del modello FEM riportata al par. 2 è stata effettuata a partire dai risultati delle prove condotte nella fase iniziale della sperimentazione dinamica. In tale fase il comportamento della struttura è essenzialmente di tipo elastico lineare, ed il prototipo non presenta riduzioni sostanziali della rigidità per effetto della fessurazione. Il valore della frequenza fondamentale è  $f^{(1)}=8.40$  Hz. Durante le diverse fasi della sperimentazione dinamica si verifica una sensibile riduzione della rigidità iniziale per effetto del danneggiamento. Di conseguenza, la rigidità della struttura all'inizio della fase 3) della sperimentazione dinamica è sensibilmente ridotta rispetto alla rigidità elastica iniziale. È possibile quantificare la riduzione della rigidità iniziale per effetto della fessurazione prodotta dalle fasi 1) e 2) della sperimentazione. Infatti, l'esame delle variazioni delle frequenze e delle forme modali al variare dell'intensità dell'input sismico rivela che sotto l'input PET110 l'edificio rimane praticamente in campo elastico. Inoltre, l'analisi dello spettro di Fourier delle accelerazioni registrate in sommità sotto l'input PET110 evidenzia che il valore della frequenza fondamentale all'inizio della fase 3) è  $f^{(3)}=4.53$  Hz. Per quanto premesso, lo spettro di capacità bilineare equivalente può essere corretto per tener conto della riduzione della rigidità elastica iniziale prodotta dalle fasi precedenti della sperimentazione dinamica. Tale correzione può essere effettuata osservando che la fessurazione prodotta dalle fasi 1) e 2) determina una

Tabella 5. Incremento della sicurezza (%).

SISMA X	FO	O	LS	CP
Rinforzo Orizzontale	1.31	1.17	1.27	1.25
Rinforzo Diagonale	1.19	1.07	1.13	1.14
SISMA Y	FO	O	LS	CP
Rinforzo Orizzontale	1.82	1.17	1.33	1.37
Rinforzo Diagonale	2.08	1.26	1.48	1.53

riduzione della rigidezza iniziale, ma non modifica in maniera sostanziale la soglia di scorrimento plastico della struttura. Di conseguenza, le coordinate  $[S_{d,y}^{(3)}; S_{a,y}^{(3)}]$  del limite elastico dello spettro di capacità della struttura all'inizio della fase 3) possono essere legate alle coordinate  $[S_{d,y}^{(1)}; S_{a,y}^{(1)}]$  dello spettro di capacità della struttura iniziale non fessurata. In particolare, la riduzione della rigidezza elastica iniziale può essere correlata alla riduzione della frequenza fondamentale come segue:

$$S_{a,y}^{(3)} = S_{a,y}^{(1)}; \quad S_{d,y}^{(3)} = \frac{S_{a,y}^{(3)}}{(2\pi f^{(3)})^2} = S_{d,y}^{(1)} \cdot \left(\frac{f^{(1)}}{f^{(3)}}\right)^2 \quad (17)$$

Una volta modificata la capacità della struttura per tenere conto delle plasticizzazioni è possibile applicare il metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici in presenza di pushover adattivo anche alla struttura sottoposta alla fase 3) della sperimentazione dinamica. I risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli desunti dalle prove dinamiche sotto eccitazioni sismiche di intensità di ampiezza crescente fino al collasso. In figura 10 è riportato l'andamento lungo l'altezza degli spostamenti laterali adimensionalizzati rispetto all'altezza della struttura. Come si vede esiste un discreto accordo tra la risposta statica ottenuta con il metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici e la risposta dinamica incrementale ottenuta sperimentalmente. In particolare, l'errore massimo in termini di spostamento in sommità dell'edificio è pari al 21%.

## 5. Valutazione prestazionale con approccio agli spostamenti

### 5.1. L'analisi prestazionale nella riabilitazione strutturale

Il tentativo di adeguare gli edifici esistenti ai requisiti di progetto dei codici sismici più avanzati può risultare economicamente proibitivo. Al contrario il principio ispiratore del processo riabilitativo deve essere quello di creare un sistema che fornisca le prestazioni richieste in modo economicamente conveniente. Pertanto gli obiettivi della riabilitazione strutturale dovrebbero piuttosto dipendere da criteri prestazionali specifici (Performance-Based Acceptance Criteria) che assicurino un livello di danno predefinito o preven-gano il collasso strutturale sotto un prefissato livello dell'intensità dell'azione sismica. A tale scopo, le mo-

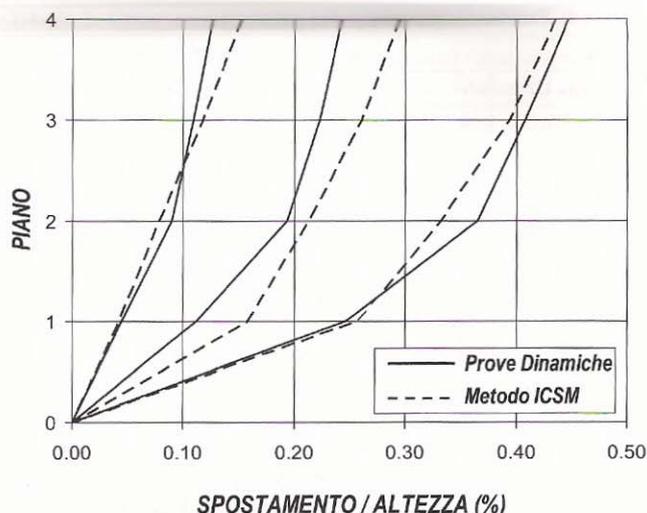


Fig. 10. Confronto tra analisi statica adattiva e analisi dinamica incrementale.

derne linee guida per la progettazione degli interventi di rinforzo di edifici esistenti sono più esplicite nel quantificare parametri rappresentativi della domanda sismica e della capacità strutturale che possano fungere da parametri di controllo per il raggiungimento di obiettivi prestazionali specifici. In documenti normativi recenti come l'ATC-40 (Applied Technology Council, 1996), le FEMA-273 (Building Seismic Safety Council, 1997), le FEMA-356 (American Society of Civil Engineers, 2000) and le SEAOC Vision 2000 (1995) la tradizionale analisi elastica sotto azioni sismiche ridotte attraverso un fattore di struttura convenzionale è sostituita dalla stima della risposta inelastica della struttura ai diversi livelli d'intensità dell'azione sismica ovvero dalla definizione delle azioni corrispondenti ai diversi livelli prestazionali (Performance Levels). In Europa le linee guida dell'Eurocodice 8 (CEN, 2003) per l'adeguamento degli edifici esistenti non sono perfettamente coerenti con le strategie di progettazione sismoresistente per i nuovi edifici, per cui sembra opportuno includere esplicitamente obiettivi prestazionali specifici correlati ai diversi livelli deformativi sia per l'adeguamento degli edifici esistenti che per la progettazione di nuove strutture. Al contrario in Giappone sia le Linee Guida per la riabilitazione degli edifici danneggiati dal sisma (Guideline for Post-Earthquake Damage Evaluation and Rehabilitation) sia la normativa nazionale (Japanese Standard for Seismic Evaluation of Existing RC Buildings – JBPDA-1990) prevedono procedure specifiche per la valutazione del livello di danneggiamento basate sull'indice di capacità sismica residua. Nelle Linee Guida AIJ (Guidelines on Seismic Performance Evaluation – Architectural Institute of Japan, 1993) /19,20/ il livello prestazionale è espresso attraverso un indice di capacità sismica che è definito come rapporto tra l'intensità del terremoto di collasso e l'intensità del terremoto di riferimento per ciascuno stato limite considerato. Infine il progetto ATC 55 ha come suo obiettivo fondamentale lo sviluppo di procedure specifiche per valutare in maniera più accurata la risposta strutturale inelastica dell'edificio (Guidance for

Improved Application of Simplified Inelastic Analysis Procedures). In tale ambito i metodi di progetto basati sull'analisi elastica e sui criteri della rigidità e della resistenza possono risultare inaccurati ed inadeguati. D'altra parte, le procedure statiche non lineari sono diventate più robuste ed accurate e la deformazione, lo spostamento e l'energia sembrano essere parametri di progetto più efficaci. In particolare, la progettazione a spostamento controllato (Displacement-Based Design - DBD) garantisce una maggiore flessibilità nel selezionare un sistema di rinforzo che bilanci rigidità, resistenza e duttilità, che limiti l'entità degli spostamenti, che consenta una soluzione riabilitativa affidabile, fattibile e conveniente. Tali obiettivi non possono essere realizzati attraverso una verifica locale basata sul confronto tra domanda sismica e capacità in termini di resistenza. È piuttosto necessario valutare il comportamento globale della struttura in termini di spostamento laterale. In tale ambito, l'approccio del Performance-Based Seismic Engineering (PBSE) che prevede un'analisi multi-livello e multi-obiettivo sembra essere il più adatto per consentire di progettare gli interventi di rinforzo sulla base delle effettive prestazioni sismiche.

## 5.2. Procedura incrementale per la valutazione delle prestazioni sismiche

Nel presente lavoro l'analisi prestazionale è stata effettuata definendo - sulla base di criteri prestazionali specifici (Acceptance Criteria) - diversi livelli prestazionali: Completa Operatività (Full Operational - FO), Operatività (Operational - O), Salvaguardia della Vita Umana (Life Safety - LS), Prevenzione del Collasso (Collapse Prevention - CP). Tali livelli prestazionali possono essere poi correlati ai livelli d'intensità dell'azione sismica ossia a livelli di rischio (frequente, occasionale, raro, molto raro). In particolare, nel presente lavoro il limite FO è definito in funzione dello spostamento al limite elastico dello spettro di capacità bilineare equivalente (BCS). In particolare, tale limite si intende raggiunto quando il valore dello spostamento del sistema SDOF equivalente è pari al 70% dello spostamento al limite elastico. Gli altri limiti prestazionali sono definiti attraverso i criteri previsti dalle FEMA-356 (acceptance criteria) per gli elementi primari a deformazione controllata. In particolare, il valore dello spostamento d'interpiano  $\Delta_{eff}$  corrispondente ai diversi stati limite è espresso in funzione del comportamento

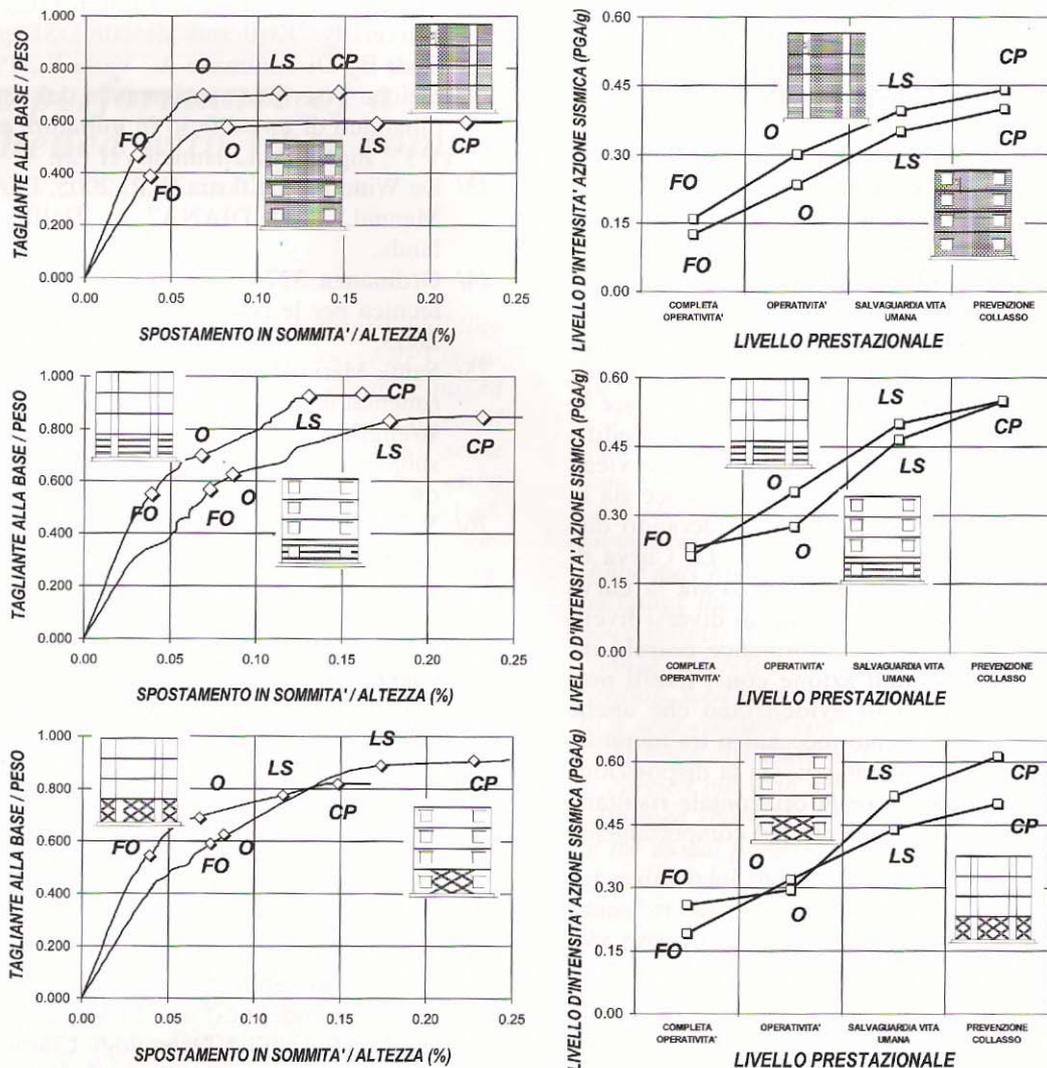


Fig. 11. Curve di Performance e Matrici di Performance.

prevalente a collasso, dell'altezza efficace  $h_{eff}$  e della lunghezza  $L$  della parete muraria (Tab. 3). Impiegando le relazioni tra il sistema MDOF e il sistema SDOF equivalente espresse dalle eqq. 13 è facile correlare i diversi livelli prestazionali con i valori dello spostamento del sistema SDOF. Di conseguenza è immediato individuare la posizione del punto di performance (PP) sullo spettro di capacità nel formato ADRS. Tale circostanza semplifica notevolmente la valutazione dei livelli d'intensità dell'azione sismica corrispondenti ai diversi livelli prestazionali. Infatti, una volta nota la posizione del PP, è immediato calcolare la duttilità  $\mu$  ed il fattore di riduzione  $R_{\mu}$  corrispondente senza incorrere nei problemi di convergenza e di accuratezza insiti nelle procedure grafiche iterative basate sul Metodo dello Spettro di Capacità. Il livello dell'intensità dell'azione sismica associato al livello prestazionale prefissato può essere quindi determinato attraverso una procedura incrementale non iterativa. Infatti, è sufficiente incrementare il valore della PGA fino a che lo spettro IDRS definito dalle eqq. 16 non interseca il BCS nel punto PP. Le analisi sono state condotte considerando tre segnali accelerometrici spettro-compatibili con lo spettro elastico dell'EC8 per terreno di tipo A. In tabella 4 sono sinteticamente riportati i parametri caratteristici dei terremoti presi in esame. Con ovvio significato degli altri simboli che vi compaiono, il "total power" TP esprime in maniera sintetica il contenuto energetico del segnale ed è valutato a partire dallo spettro di Fourier corrispondente. Le relazioni SDOF-MDOF e i criteri prestazionali di tabella 3 consentono di definire il valore  $S_d(LS)$  dello spostamento spettrale corrispondente al raggiungimento del livello LS. Definendo il punto di performance PP come intersezione tra la retta  $S_d(LS)$  e il BCS, l'intensità dell'azione sismica corrispondente al livello LS si ottiene semplicemente incrementando la PGA fino a che anche lo spettro IDRS non passa per il PP. La procedura appena descritta è stata utilmente applicata per confrontare le prestazioni sismiche dell'edificio esistente e dell'edificio rinforzato con FRP. In figura 11 il confronto viene effettuato sia in termini di Curva di Performance sia in termini di Matrice di Performance considerando due diverse direzioni di ingresso del sisma. La Curva di Performance riporta sullo stesso grafico sia la curva di capacità che i punti corrispondenti ai diversi livelli prestazionali. La Matrice di Performance correla invece i livelli d'intensità dell'azione con i livelli prestazionali. I risultati ottenuti evidenziano che anche nell'ipotesi che il collegamento meccanico tra muratura e FRP sia affidato ai soli ancoraggi, sia la disposizione diagonale delle strisce che quella orizzontale risultano essere efficaci per il miglioramento del comportamento sismico della struttura.

## 6. Conclusioni

È stata effettuata la valutazione prestazionale di edifici in muratura in presenza di interventi di miglioramento sismico basati sull'impiego di materiali compositi fibrorinforzati. A tale scopo, è stata in primo

luogo effettuata una calibrazione del modello FEM attraverso la minimizzazione di una specifica funzione d'errore sulle frequenze, sui modi di vibrare e sulle spinte modali. È stata quindi definita una procedura che rappresenta una variante adattiva del metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici. A tale scopo è stata impiegata una formulazione del fattore di riduzione dello spettro elastico tarata su segnali accelerometrici europei spettro-compatibili. La procedura proposta è stata validata attraverso il confronto con la sperimentazione dinamica su tavola vibrante disponibile in letteratura. Applicata in maniera incrementale a controllo degli spostamenti la procedura proposta è stata infine impiegata per correlare i livelli prestazionali con i livelli di intensità dell'azione sismica, ed ha così consentito di effettuare un confronto prestazionale tra diverse configurazioni degli interventi di rinforzo.

## Bibliografia

- /1/ Jurukovski D., Taskov L., Petkovski M., "Gavrilovic P., Basic and applied research study for seismic modelling of mixed reinforced concrete-masonry buildings", Report IZIIS n.89/66, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University "Kiril and Metodij", Skopje.
- /2/ Radi E., Di Tommaso A., Viola E., 1990, "Modelazione e verifica sperimentale del comportamento dinamico di un edificio in muratura e c.a. in scala 1:3", *Ingegneria Sismica*, VII (2).
- /3/ De Witte F.C., Kikstra W.P., 2005, DIANA "Theory Manual, TNO DIANA" bv Delft, The Netherlands.
- /4/ Ordinanza 3274 e succ. 3379, 3431, "Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica", 2003-2005.
- /5/ Santa Maria H., Duarte G., Garib A., 2004, "Experimental investigation of masonry panels externally strengthened with CFR0050 laminates and fabric subjected to in-plane shear load", 13th World Conf. on Earth.Eng., Vancouver, Canada, 2004.
- /6/ Valluzzi M.R., Tinazzi D., Modena C., "Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates". *Construction and Building Materials* 16 (2002) 409-416.
- /7/ Turek M., Ventura C.E., Kuan S., 2004, "In-plane shake table testing of FRP strengthened URM walls", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, Canada, 2004.
- /8/ Faella C., Martinelli E., Nigro E. e Paciello S., "Shear strength of tuff masonry walls retrofitted with CFRCM". First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology - Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006 Paper Number: 1437.
- /9/ ATC/BSSC, 1997, NEHRP "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 273 Report (Guidelines) and FEMA 274 Report (Commentary), Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

- /10/ FEMA 356, 2000, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- /11/ ATC, 1996, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40 Report, Volumes 1 and 2, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- /12/ CEN, 2003, prENV 1998-1 – "Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance", Draft N.6, Version for translation (Stage 49), Comité Européen de Normalisation.
- /13/ SEAOC Vision 2000, 1995, "Performance Based Seismic Engineering of buildings", Report prepared by Structural Engineers Association of California, Sacramento.
- /14/ FEMA 440, 2005, "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", Prepared by the Applied Technology Council (ATC-55 Project), published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- /15/ Chopra A.K., Goel R.K., 2002, "A modal Pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 561-582.
- /16/ Aydinoglu N.M., 2003, "An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation", *Bull. of Earth. Eng.*, Vol. 1, Kluwer Academic Publishers, 33-36.
- /17/ Rui Pinho, 2007, "Analisi Pushover Adattiva in Spostamento", XII Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia. Giugno 2007.
- /18/ Ferraioli M., Avossa A.M. Malangone P., "Approximate method for evaluation of seismic damage of rc buildings", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- /19/ AIJ, 1993, "Recommendations for Loads on Buildings" (Second Revision), Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan.
- /20/ Architectural Institute of Japan AIJ, 1999, "Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept".

#### EXTENDED ABSTRACT

## *Seismic performance of a mixed rc-masonry building strengthened with fiber composites*

M. Ferraioli, G. Di Lauro

The behaviour of a mixed RC-masonry building strengthened by Fiber Reinforced Plastic (FRP) is investigated. The study case is a representative mixed RC-masonry building that in the past was subjected to a complex research program, including full-scale forced vibration tests and shaking table tests on a model in scale 1/3 (Jurukovski et al. /1/, Radi et al. /2/). The ground floor is composed of an interior two-span RC frame and exterior brick masonry walls (Fig. 1). At the beginning of the testing program, the scaled model was stressed with low intensity dynamic excitations. Consequently, the structures behave elastically, and the testing results may be used to define the mechanical properties of the model that allow matching the global dynamic parameters experimentally measured on the building in its initial state (Fig. 2). The natural frequencies and the bending mode shapes are used to calibrate the finite element model implemented in DIANA /3/. At this aim, some setting of the numerical model has been performed, and the natural frequency and the mode shapes are compared with the corresponding dynamic properties. The error in the natural frequency is calculated first combining the errors in the fundamental mode shapes for each direction (X/Y), and then combining the errors in the two directions (Figs. 3, 4). Finally, the calibration of the numerical model is carried out minimizing the error in

the modal lateral forces corresponding to the elastic demand response spectrum of Italian Seismic Code /4/ for soil type A (Fig. 5).

The performance-based assessment is carried out with an adaptive pushover analysis. An adaptive lateral load pattern is used to reproduce the variation of inertia forces deriving from cracking under the earthquake ground motion. In fact, a time independent displacement shape may be a very restrictive assumption for masonry buildings that are often characterized by local plastic mechanisms. As the damage progresses, the structure changes its response from the original dynamic amplification, well represented by a modal force distribution to a near collapse condition, better described by an uniform force distribution. The adaptive pushover analysis is carried out with a force pattern based on the actual deformed shape. In fact, in order to avoid the solution of the modal problem at each damaged state and instead of multimodal shape, the lateral force distribution is updated at each load step based on the deformed shape at the previous step (Actual Displacement Based Pushover – ADAP). At the beginning of the pushover analysis, the first mode distribution (FMD) is adopted. Two configurations of FRP sheets reinforcement are considered in the analyses: horizontal disposition and diagonal disposition (Fig. 6). In both cases the anchorage is realized through steel plates and angles connected to the existing

structures. The mechanical properties of FRP reinforcement are shown in table 1. A homogenous and isotropic smeared cracked model is used for non linear modelling of masonry (Fig. 7, Tab. 2). The FRP failure is verified at the end of pushover analysis by controlling the stress-strain state of reinforcement material. The delamination crisis mode should be avoided because the loss of adhesion of reinforcement is a fragile crisis mode. The numerical model accounts for the mechanical connection between masonry and FRP only at the anchorage devices, therefore considering the structural model successive to delamination. The reinforcement poorly affects the lateral stiffness before yielding, while contain the cracks opening and so increase lateral strength (Fig. 8). The performance assessment is carried out with a specific incremental non-iterative procedure based on the Capacity Spectrum Method. In the case of adaptive lateral load pattern the SDOF equivalent system has to be updated during pushover analysis according to cracking propagation. Consequently, the transformation from Capacity Curve to Capacity Spectrum in ADRS format (Acceleration-Displacement Response Spectra) is based on a set of SDOF systems, each representative of the MDOF three-dimensional nonlinear model. The seismic demand is represented by the Inelastic Demand Response Spectra (IDRS) that are indirectly computed scaling the Elastic Demand Response Spectra (EDRS) with a ductility reduction factor. In this paper, the reduction rule is defined from the velocity and displacement elastic spectra, and from two functions of the ductility factor that are well correlated to the local ground conditions. The proposed procedure is validated by comparison with the results from seismic response testing

on the scale model (Fig. 10). Since the reduction factor depends on the ductility ratio, in general, an iterative graphic procedure is required to intersect demand and capacity (Fig. 9). However, when applied to performance-based assessment the procedure may become non-iterative. In fact, the Full Operational (FO) performance level is conventionally defined equal to 70% of the elastic limit of the bilinear capacity spectrum BCS. The other performance levels (Operational – O, Life Safety – LS, Collapse Prevention – CP) are defined as a function of the interstorey drift through the acceptance criteria of FEMA-356/10/(tab. 3). The relations between MDOF system and SDOF equivalent system give the roof displacement and, consequently, the position of the Performance Point (PP) on the capacity spectrum for each limit state. This greatly simplifies the estimation of the intensity level of the earthquake ground motion corresponding to each performance level. In fact, an incremental non-iterative procedure may be used to increase the intensity level until the IDRS intersects the capacity spectrum in the Performance Point. As a consequence, the problems in convergence and accuracy of the iterative graphical procedures are avoided.

In figure 11 the comparison of URM building and FRP reinforced building in terms of performance curve and performance matrix, respectively, is reported. Also in the hypothesis that masonry and FRP are connected only by the mechanical anchorages, both the diagonal disposition and the horizontal disposition of the FRP sheets are able to improve the seismic behaviour. The increment of the collapse multiplier is 25% for horizontal reinforcement and 14% for diagonal reinforcement (Tab. 5).