

Una metodologia speditiva per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato

A simplified method for seismic vulnerability assessment of masonry and reinforced concrete buildings

Claudio Mazzotti¹, Marco Savoia², Ciriaco Chinni³, Gianluca Perri⁴ ■

Sommario

La presente memoria propone una metodologia speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in calcestruzzo armato e muratura; l'obiettivo principale è quello di fornire uno strumento in grado di valutare comparativamente lo stato di criticità di edifici appartenenti a grandi patrimoni immobiliari, sia pubblici che privati, e consentire quindi la definizione di priorità di intervento. L'affinamento del metodo e la calibrazione nei riguardi di numerosi casi studio consentono di raggiungere stime di vulnerabilità sufficientemente affidabili.

La procedura trae spunto da metodi sviluppati in letteratura per la valutazione della vulnerabilità su larga scala, conducendo alla definizione di un'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio (PGA_C) attraverso la valutazione del taglio resistente dello stesso. Quest'ultimo viene valutato facendo uso di considerazioni meccaniche semplificate e prevede l'utilizzo del giudizio esperto per tenere in conto la reale complessità della costruzione in esame. I valori quantitativi vengono poi confrontati con intervalli di vulnerabilità proposti in una classificazione semplificata denominata RE.SIS.TO[®], che è utilizzabile per definire il livello di criticità del fabbricato.

Nella nota sono infine descritti i risultati dell'applicazione del metodo ad un numero consistente di edifici di proprietà della Provincia di Bologna mettendoli a confronto, per alcuni di essi, con quelli ottenuti mediante analisi di vulnerabilità più accurate.

Parole chiave: Vulnerabilità sismica, edifici in muratura, edifici in calcestruzzo armato, metodi semplificati.

Abstract

This paper presents a simplified method for seismic vulnerability assessment of masonry and reinforced concrete buildings: the main purpose is to provide a tool able to evaluate the vulnerability of large (private and public) building stock with the aim of defining the intervention priority. The method has been calibrated with reference to a large number of case studies in order to reach a sufficient level of reliability in the vulnerability estimate.

The procedure is inspired by methods in the literature devoted to the large-scale evaluation of structural vulnerability, defining the failure ground-acceleration (PGA_C), through the evaluation of the resisting ultimate shear, the latter being estimated by mechanical considerations and taking the expert judgment into account to consider the real structural complexity. Hereafter, the values are collected and used within an interval classification called RE.SIS.TO[®], which aims to include the buildings inside homogenous groups characterized by the same level of seismic vulnerability and is used to define the level of criticality of the building.

The method has been applied to a significant number of buildings of property of Provincia of Bologna. For some of them, the comparison with results obtained by means of a more accurate vulnerability analysis is reported.

Keywords: Seismic vulnerability, masonry buildings, reinforced concrete buildings, simplified methods.

1. Introduzione

Con riferimento alla ben nota pericolosità sismica del territorio italiano, un approccio

moderno alla gestione del costruito necessita di conoscere la vulnerabilità del patrimonio edilizio esistente, ed in particolar modo di quello

¹ CIRI - Centro Interdipartimentale per la ricerca industriale - Edilizia e Costruzioni. Università di Bologna - ✉ claudio.mazzotti@unibo.it

² CIRI - Centro Interdipartimentale per la ricerca industriale - Edilizia e Costruzioni. Università di Bologna - ✉ marco.savoia@unibo.it

³ CIRI - Centro Interdipartimentale per la ricerca industriale - Edilizia e Costruzioni. Università di Bologna - ✉ ciriaco.chinni2@unibo.it

⁴ U.O. Progettazione e D.L. Strutture, Sismica. Settore LL.PP. Provincia di Bologna - ✉ gianluca.perri@provincia.bologna.it

pubblico. Non sempre, tuttavia, è possibile condurre valutazioni approfondite, almeno in fase preliminare quando il primo obiettivo è necessariamente quello di stabilire le priorità di intervento. Esse infatti richiedono notevoli risorse economiche e tempo e spesso risultano incompatibili con le reali disponibilità dei soggetti gestori, per l'onere della conduzione delle indagini sperimentali e delle analisi numeriche. Si fa quindi spesso ricorso a procedure basate su pochi dati empirici e su giudizi qualitativi, che se non inquadrati in una unica e definita procedura di analisi non consentono di ottenere dati ed informazioni confrontabili.

A livello normativo, a partire dal 2003 (OPCM 3274), si sono susseguite una serie di Leggi e circolari finalizzate alla valutazione della vulnerabilità sismica delle opere strategiche italiane; l'iniziale richiesta di un'analisi approfondita è stata successivamente affiancata dalla possibilità di svolgere preliminarmente valutazioni di "Livello 0" almeno in grado di fornire la conoscenza delle caratteristiche generali dei fabbricati. Ad oggi, tuttavia, sono veramente poche le amministrazioni che hanno condotto le analisi di vulnerabilità richieste sull'intero patrimonio edilizio. Risulta pertanto opportuno suggerire, al fine di fare un effettivo passo avanti rispetto alla redazione delle schede di "Livello 0", un metodo alternativo che consenta almeno di individuare un ordine di priorità degli interventi, siano essi indagini più approfondite e complete di vulnerabilità sismica o veri e propri interventi. L'affidabilità di un metodo di livello "intermedio" richiede che siano condotte almeno alcune valutazioni quantitative, delegando tutto il resto al giudizio esperto del tecnico.

Nel campo dell'edilizia a gestione privata, un'esigenza analoga è manifestata da banche e assicurazioni che necessitano di strumenti che attestino il valore degli immobili (e l'eventuale premio assicurativo) con parametri che si basino sulla sicurezza e non solo su criteri di efficienza energetica, come avviene attualmente.

Il presente lavoro illustra un metodo speditivo di valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici. Esso può essere applicato, in due versioni differenti, a fabbricati in calcestruzzo armato ed in muratura, ottenendo valutazioni di vulnerabilità sufficientemente omogenee tra le due categorie. L'ambito di applicazione preferenziale di tale metodologia è rappresentato da edifici che costituiscono patrimoni edilizi di significativa consistenza numerica, di cui si voglia definire una vulnerabilità sismica indicativa, ma uniforme all'interno della popolazione di edifici in esame, al fine di operare le scelte strategiche necessarie per la definizione di una graduatoria di priorità per la fase successiva, che consiste

nello svolgimento di studi di vulnerabilità completi o di interventi di miglioramento/adequamento sismico.

La metodologia proposta conduce alla definizione di un'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio attraverso la valutazione del taglio resistente dello stesso, piano per piano, facendo uso di considerazioni meccaniche semplificate. Il passaggio dallo schema teorico di calcolo alle condizioni reali dell'edificio, che possono evidenziare possibili criticità strutturali individuate nel corso di sopralluoghi ma non analizzate in dettaglio, avviene facendo uso di un coefficiente riduttivo, ottenuto a partire dai parametri contenuti nelle schede di vulnerabilità del Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNdT, 1994). Ciò consente una valutazione degli aspetti caratterizzati da maggior empirismo secondo metodologie riconosciute a livello nazionale e già applicate in diverse occasioni (Benedetti e Petrini, 1984; Dolce et al., 2004; Dolce e Moroni, 2005; Pinho et al., 2006).

Nel seguito sarà illustrata la metodologia proposta con riferimento sia agli edifici in muratura che a quelli in calcestruzzo armato. Le informazioni richieste fanno riferimento principalmente alla geometria degli edifici oggetti di studio, a una stima delle tipologie di materiali utilizzati nelle strutture, ad analisi semplificate dei carichi e, nel caso delle costruzioni in calcestruzzo armato, alla conoscenza delle barre di armatura di almeno un pilastro tipo per piano della costruzione.

Tale metodo è stato recentemente utilizzato per la valutazione della vulnerabilità sismica di tutti gli edifici strategici di proprietà della Provincia di Bologna, i quali sono stati classificati, utilizzando una serie di intervalli propri del metodo proposto (detto RE.SIS.TO® - Resistenza Sismica Totale), per confronto tra l'accelerazione di collasso dell'edificio e quella di calcolo per la zona ove è eretta la costruzione.

2. La metodologia adottata

Per la valutazione della vulnerabilità sismica con il metodo proposto, il lavoro necessario si articola in tre fasi successive:

- Ricerca di informazioni tecniche, al fine di ottenere un quadro verosimile dello stato di fatto del fabbricato.
- Stima della capacità resistente del sistema, in termini di accelerazione massima al suolo che porta al collasso l'edificio (PGA_c).
- Inquadramento del fabbricato in una classe di resistenza sismica, indicativa del livello di vulnerabilità dello stesso (Classificazione RE.SIS.TO®).

2.1 Conoscenza del fabbricato (Ricerca di informazioni tecniche)

La conoscenza dello stato di fatto dell'edificio assume fondamentale importanza nella valutazione delle verifiche di sicurezza dell'edificio e, ovviamente, nella progettazione di eventuali interventi successivi di adeguamento e miglioramento antisismico. La fase della conoscenza dell'immobile si compone dei seguenti passi:

- Ricerca di materiale storico documentale relativo ai fabbricati, ad interventi realizzati nel corso della sua storia ed allo stato attuale, in formato digitale (raramente disponibile se non per edifici realizzati negli ultimi vent'anni) o cartaceo; è fondamentale, in questa fase, la partecipazione attiva del personale dell'Ente gestore del Patrimonio edilizio.
- Sopralluogo ispettivo presso il fabbricato. L'organizzazione del sopralluogo va coordinata con il personale addetto alla gestione del fabbricato per l'apertura e la visita dei locali e, cosa non trascurabile, per la testimonianza di tale personale in merito a criticità e alla storia dell'immobile. Si consiglia di costituire una squadra di lavoro composta, ad esempio, dal tecnico incaricato, un referente dell'Ente gestore, una persona addetta alla manutenzione del fabbricato ed un operaio per realizzare eventuali scassi e piccole demolizioni. In tal modo è possibile realizzare un rilievo di massima dell'edificio (anche fotografico) per verificare la corrispondenza tra gli elaborati grafici (raccolti in precedenza) e lo stato di fatto, individuare i reali sistemi resistenti presenti, effettuare una misura a campione delle dimensioni degli elementi strutturali (pareti, travi, pilastri etc.) e una ispezione visiva della tipologia di orizzontamenti (aspetto importante per la valutazione delle masse dell'edificio). Per quanto riguarda i materiali si seguono due diversi approcci per le costruzioni a struttura portante in muratura ed in calcestruzzo armato. Negli edifici in muratura si mette a nudo una o due parti dell'apparato murario per verificarne la tipologia (se intonacata) e per verificare il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali nelle zone d'angolo, mentre le proprietà meccaniche vengono assegnate sulla base di tabelle presenti nelle appendici della Circolare delle NTC del 2 Febbraio 2009, n. 617. Negli edifici in calcestruzzo armato, si effettua un saggio in un pilastro per piano per valutare il tipo di armatura (numero e diametro, al fine di verificare la percentuale di armatura utiliz-

zata), una serie di misure pacometriche per la verifica della posizione dei ferri di armatura e di battute sclerometriche per stimare la classe di resistenza del calcestruzzo.

2.2 Stima della capacità resistente del sistema

Essendo le strutture in muratura e calcestruzzo armato caratterizzate da meccanismi di collasso differenti, sono stati elaborati due diversi modelli per la definizione del modello resistente.

2.2.1 Edifici in muratura

Il taglio resistente per un generico (i-esimo) piano (numerando i piani a partire dal basso) viene valutato secondo la seguente procedura. Scelte due direzioni x e y di riferimento per l'edificio, si quantificano le aree delle sezioni orizzontali dei vari elementi resistenti (maschi murari) come segue:

$$A_{x,i} = \sum_{n=1}^{NM_{x,i}} A_{x,n,i} \quad A_{y,i} = \sum_{n=1}^{NM_{y,i}} A_{y,n,i} \quad (1)$$

dove: $A_{x,n,i}$ e $A_{y,n,i}$ sono le aree del n-esimo maschio murario resistente appartenente al piano i-esimo nelle direzioni x ed y, rispettivamente; $NM_{x,i}$ e $NM_{y,i}$ indicano il numero di elementi resistenti (maschi murari) del piano i-esimo nelle direzioni x ed y, rispettivamente.

Si effettua, quindi, un'analisi dei carichi per valutare il carico q_i per unità di superficie corrispondente al generico piano i-esimo:

$$q_i = \frac{(A_{x,i} + A_{y,i}) \cdot h_i}{A_{tot,i}} \cdot p_{m,i} + p_{s,i} \quad (2)$$

dove h_i e $A_{tot,i}$ sono rispettivamente l'altezza e l'area totale coperta di piano, $p_{m,i}$ è il peso specifico della muratura, $p_{s,i}$ è il carico per unità di superficie del solaio, comprensivo del contributo quasi permanente del sovraccarico variabile. Il peso totale del piano i-esimo, $W_{i,r}$, è dato dalla seguente relazione:

$$W_{i,r} = q_i \cdot A_{tot,i} \quad (3)$$

mentre la tensione normale media di compressione, $\sigma_{0,i,r}$, agente sui maschi murari dello stesso piano, risulterà essere pari al rapporto tra il peso dei piani sovrastanti e l'area totale degli elementi resistenti del piano in esame:

$$\sigma_{0,i} = \frac{\sum_{k=i+1}^N W_k}{A_{x,i} + A_{y,i}} \quad (4)$$

dove N è il numero di piani dell'edificio.

Il taglio resistente del piano i -esimo, $V_{r,i}$, si valuta quindi attraverso la ben nota formula di Turnsek e Cacovic (1970):

$$V_{r,i} = A_{\min,i} \cdot \tau_r \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0j}}{1.5 \cdot \tau_r}} \quad (5)$$

dove $A_{\min,i}$ è il valore minore tra $A_{x,i}$ e $A_{y,i}$, τ_r è la resistenza tangenziale media della muratura. Valori della resistenza tangenziale media, in funzione della tipologia di muratura, sono riportati nelle appendici della Circolare delle NTC del 2 Febbraio 2009, n. 617.

È possibile confrontare il taglio resistente a tutti i piani, $V_{r,i}$, con il taglio sollecitante, $V_{s,i}$, ricavato applicando alla struttura una distribuzione di forze statiche equivalenti ottenuta considerando un'accelerazione spettrale unitaria (Dolce et al., 2004). In termini analitici, la forza da applicare alla generica massa di piano i -esima dell'edificio è data dalla seguente relazione:

$$F_i = 1g \cdot \frac{W}{g} \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{i=1}^N z_i \cdot W_i} \quad (6)$$

dove z_i e W_i sono, rispettivamente, la quota rispetto al piano di fondazione ed il peso del piano i -esimo, g è l'accelerazione di gravità e W è il peso totale dell'edificio:

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad (7)$$

Il taglio sollecitante al generico piano i -esimo è pari alla sommatoria delle forze applicate ai piani sovrastanti:

$$V_{s,i} = \sum_{k=1}^N F_k \quad (8)$$

I rapporti tra i tagli resistenti di piano $V_{r,i}$ ed i corrispondenti tagli di piano agenti $V_{s,i}$ definiscono la prestazione strutturale dei singoli piani dell'edificio in termini di accelerazioni sulle masse strutturali, espresse come frazione di g (Dolce e Moroni, 2005). I diversi rapporti così ottenuti permettono di individuare il piano più debole (quello con il valore minimo di tale rapporto) e di definire la resistenza dell'edificio in termini di accelerazione spettrale (S_a).

Tale valore di accelerazione è tuttavia fortemente convenzionale, poiché non considera la reale complessità della costruzione in esame.

L'adeguamento della capacità convenzionale

ad un valore realistico viene effettuata facendo uso di dieci degli undici parametri contenuti nella scheda di vulnerabilità sismica di II livello (GNDT, 1994); viene escluso solamente il parametro n. 3 (Resistenza Convenzionale) che calcola la capacità resistente del fabbricato, in quanto già valutata in precedenza. I parametri sono utilizzati per ottenere un coefficiente riduttivo della resistenza del fabbricato, determinata con il criterio meccanico sopra descritto.

In Tabella 1 sono riportati i dieci parametri, ad ognuno dei quali sono associate quattro classi di vulnerabilità, quattro punteggi, ed il peso del parametro rispetto agli altri. Si rammenta che, pur avendo escluso il terzo parametro, la numerazione in Tabella 1 rimane uguale a quella delle schede di vulnerabilità citate (GNDT, 1994).

I pesi dei parametri 5, 7, 9, sono quantità variabili, ed in quanto tali, devono essere ricalcolate per ogni edificio. Il peso, w_5 , corrispondente al parametro 5 è dato dalla seguente relazione:

$$w_5 = 0.5 \cdot \left(\frac{100}{\alpha_0} \right) \quad (9)$$

dove α_0 è la percentuale di orizzontamenti rigidi ben collegati. Se w_5 risultasse maggiore dell'unità allora sarà assunto pari ad 1.0.

Il peso, w_7 , associato al parametro 7 è pari a 0.5 se l'irregolarità dell'edificio è data solamente dalla presenza dei porticati al piano terra, altrimenti sarà assunto pari ad 1.0.

Il peso, w_9 , corrispondente al parametro 9 è dato dalla seguente relazione:

$$w_9 = 0.5 + \alpha_1 + \alpha_2 \quad (10)$$

dove: α_1 è pari a 0.25 per copertura in laterocemento o comunque di peso maggiore o uguale a 200 kg/m², altrimenti sarà assunto pari a zero; α_2 è pari a 0.25 se il rapporto tra il perimetro della copertura e la lunghezza complessiva delle zone d'appoggio è maggiore o uguale a 2.0, altrimenti sarà assunto pari a zero.

Definite le classi di vulnerabilità, in accordo con quanto riportato nel manuale per la compilazione della scheda di vulnerabilità sismica GNDT di II livello della Regione Toscana (Regione Toscana, 2003), al generico i -esimo parametro corrisponderà un punteggio, p_i , ed un peso, w_i . Pertanto, per ogni parametro si valuta il prodotto:

$$K_i = p_i \cdot w_i \quad (11)$$

Il coefficiente riduttivo C_{rid} , si determina attraverso la relazione:

$$C_{rid} = \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \cdot \frac{K_i}{K_{pegg}} \right) \quad (12)$$

dove K_{pegg} è la sommatoria dei K_i nella classe peggiore (tutti i parametri in classe D) e α è un coefficiente che ha permesso la calibrazione del metodo; al variare di tale parametro viene stabilito il limite inferiore (tutti i parametri in classe D) dell'intervallo di variazione del coefficiente riduttivo, C_{rid} . Il limite superiore (tutti i parametri in classe A), invece, è fisso ed è pari all'unità. Il limite inferiore del coefficiente riduttivo, C_{rid} , è stato determinato applicando a quattro edifici scolastici il metodo esposto nella presente memoria e quello proposto da Dolce e Moroni (2005). Facendo variare il valore del parametro α , e quindi del limite inferiore di C_{rid} , è stata ridotta al minimo la discrepanza tra i risultati ottenuti con le due metodologie sul campione di edifici scolastici considerato. La calibrazione ottimale è stata ottenuta per quel valore di α che fissa a 0.6 il limite inferiore di C_{rid} .

La pseudo-accelerazione di collasso, ridotta mediante il coefficiente C_{rid} , risulta essere pertanto:

$$S_{a,c} = C_{rid} \cdot S_a \quad (13)$$

Per definire l'intensità del sisma cui la struttura può resistere senza collassare si deve trasformare il valore spettrale dell'accelerazione in valore dell'accelerazione massima del terreno (PGA_c). Tenendo conto che il valore di accelerazione spettrale calcolato è un valore di tipo statico lineare, la relazione che lega $S_{a,c}$ e PGA_c è la seguente (Dolce et al., 2004):

$$PGA_c = \frac{S_{a,c}}{\alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DT} \cdot \left(\frac{1}{\alpha_{DUC}} \right)} \quad (14)$$

dove:

- α_{PM} è il coefficiente di partecipazione modale, che vale 1 per edifici con un solo piano fuori terra e 0.8 negli altri casi;
- α_{AD} è il coefficiente di amplificazione spettrale ed è assunto pari a 2.5;
- α_{DT} è un coefficiente che tiene conto delle capacità dissipative della struttura. Per gli edifici in muratura viene sempre posto pari a 0.8;
- α_{DUC} è il fattore di struttura e si assume pari a 2.

2.2.2 Edifici in c.a.

In generale il taglio resistente del pilastro n-esimo del piano i-esimo, $V_{pil,n,i}$, deve essere calcolato a partire dal momento resistente e dalla resistenza al taglio della sua sezione d'estremità più debole. Nell'ambito della presente metodologia speditiva, tuttavia, non è accettabile la richiesta di un rilievo di tutte le sezioni significative di tutti i pilastri. Per tale ragione, viene richiesta la conoscenza della sezione di un solo pilastro "tipo" per piano. In particolare è necessario conoscere le dimensioni geometriche, la quantità di armatura longitudinale, la quantità di armatura trasversale, ed avere una stima delle proprietà meccaniche dei materiali (resistenza a compressione del calcestruzzo e resistenza a trazione dell'acciaio).

Per quanto riguarda la scelta del pilastro "tipo", si consiglia di individuare un pilastro che sia rappresentativo del piano in esame, ad esempio facente parte di una tipologia di telaio ricorrente (possibilmente non una colonna d'angolo); tale valutazione si rimanda comunque al giudizio esperto ed alla sensibilità dell'ingegnere.

Tabella 1 - Parametri, classi di vulnerabilità, punteggi e pesi delle schede di vulnerabilità sismica GNDT di II livello per gli edifici in muratura

N°	Parametro	Punteggio				Peso
		A	B	C	D	
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	0	5	20	45	1.50
2	Qualità del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
4	Posizione dell'edificio e fondazioni	0	5	25	45	0.75
5	Orizzontamenti	0	5	15	45	VAR
6	Configurazione planimetrica	0	5	25	45	0.5
7	Configurazione in elevazione	0	5	25	45	VAR
8	Distanza massima tra le murature	0	5	25	45	0.25
9	Copertura	0	15	25	45	VAR
10	Elementi non strutturali	0	0	25	45	0.25
11	Stato di fatto	0	5	25	45	1.00

Facendo riferimento alla modalità di rottura per flessione, sulla base della proprietà meccaniche dei materiali e delle quantità di armatura è possibile calcolare il momento resistente, $M_{pil,tipo,i}$ ottenuto attraverso i domini di interazione M-N per l'assegnato sforzo normale, $N_{pil,tipo,i}$ agente alla base del pilastro tipo, ricavato attraverso un'analisi dei carichi. Il calcolo del momento resistente del pilastro tipo deve essere effettuato in entrambe le direzioni principali del pilastro e/o dell'edificio x ed y.

Nel caso di struttura intelaiata interamente gettata in opera si considera per la colonna uno schema statico di incastro – incastro scorrevole (salvo configurazioni particolari del sistema resistente alle azioni orizzontali, ad esempio in presenza di telai monodirezionali o di travi a spessore; in tali casi si possono adottare degli schemi più cautelativi); i tagli resistenti lungo le due direzioni $V_{flex,tipo,i}^x$ e $V_{flex,tipo,i}^y$ sono ottenuti dalla relazioni:

$$V_{flex,tipo,i}^x = \frac{2 \cdot M_{pil,tipo,i}^x}{h_i} \quad (15)$$

$$V_{flex,tipo,i}^y = \frac{2 \cdot M_{pil,tipo,i}^y}{h_i}$$

dove $M_{pil,tipo,i}^x$ e $M_{pil,tipo,i}^y$ sono i momenti resistenti del pilastro tipo nelle direzioni x ed y, rispettivamente, e h_i è l'altezza del piano i-esimo; tale valutazione va fatta chiaramente per ogni piano del fabbricato.

In presenza di colonne in configurazione isostatica (come ad esempio per le strutture prefabbricate), non è necessaria una valutazione del taglio resistente ai diversi piani, ma esso va calcolato esclusivamente alla base dell'edificio, considerando per i pilastri lo schema statico di mensola incastrata alla base.

Nel caso in cui la rottura fragile per taglio anticipi quella duttile per flessione, la resistenza del pilastro tipo del piano i-esimo da valutare nelle direzioni x ed y è data da:

$$V_{Rcd,tipo,i}^x = \min(V_{Rcd}^x, V_{Rsd}^x) \quad (16)$$

$$V_{Rcd,tipo,i}^y = \min(V_{Rcd}^y, V_{Rsd}^y)$$

dove V_{Rcd} e V_{Rsd} sono, rispettivamente, la resistenza a "taglio compressione" del calcestruzzo e la resistenza a "taglio trazione" dell'armatura trasversale (staffe) determinate in accordo con il D.M. 14/01/2008.

I tagli resistenti del pilastro tipo del piano i-esimo nelle direzioni x ed y, sono dati rispettivamente dalle seguenti relazioni:

$$V_{pil,tipo,i}^x = \min(V_{flex,tipo,i}^x, V_{Rcd,tipo,i}^x) \quad (17)$$

$$V_{pil,tipo,i}^y = \min(V_{flex,tipo,i}^y, V_{Rcd,tipo,i}^y)$$

A partire dai tagli resistenti del pilastro tipo $V_{pil,tipo,i}^x$ e $V_{pil,tipo,i}^y$ è possibile ricavare quelli di tutti i pilastri del generico piano i-esimo servendosi di due differenti ipotesi semplificative.

Nel caso di crisi per flessione ci si avvale dell'ipotesi di proporzionalità diretta tra il taglio ed il momento d'inerzia della sezione di singoli pilastri. Tale approccio trascura la variabilità legata al significativo contributo dato dalla reale quantità di armatura ma si è dimostrato sufficientemente affidabile. Tradotto analiticamente, ciò significa che i tagli resistenti del generico pilastro n-esimo del piano i-esimo nelle direzioni x ed y, $V_{pil,n,i}^x$ e $V_{pil,n,i}^y$ saranno dati rispettivamente dalle seguenti relazioni:

$$V_{pil,n,i}^x = V_{pil,tipo,i}^x \cdot \frac{J_{y,n,i}}{J_{y,tipo,i}} \quad (18)$$

$$V_{pil,n,i}^y = V_{pil,tipo,i}^y \cdot \frac{J_{x,n,i}}{J_{x,tipo,i}}$$

dove $J_{x,n,i}$ e $J_{y,n,i}$ sono rispettivamente i momenti d'inerzia della sezione del generico pilastro n-esimo attorno agli assi x ed y; $J_{x,tipo,i}$ e $J_{y,tipo,i}$ sono rispettivamente i momenti d'inerzia della sezione del pilastro tipo attorno agli assi x ed y. Nel caso, invece, di crisi per taglio si sfrutta l'ipotesi di proporzionalità diretta tra il taglio e la dimensione della sezione del pilastro nella direzione considerata. Tradotto analiticamente, ciò significa che i tagli resistenti del generico pilastro n-esimo del piano i-esimo nelle direzioni x ed y, $V_{pil,n,i}^x$ e $V_{pil,n,i}^y$ saranno dati rispettivamente dalle seguenti relazioni:

$$V_{pil,n,i}^x = V_{pil,tipo,i}^x \cdot \frac{dx_{n,i}}{dx_{tipo,i}} \quad (19)$$

$$V_{pil,n,i}^y = V_{pil,tipo,i}^y \cdot \frac{dy_{n,i}}{dy_{tipo,i}}$$

dove $dx_{n,i}$ e $dy_{n,i}$ sono rispettivamente le dimensioni della sezione del generico pilastro n-esimo lungo gli assi x ed y; $dx_{tipo,i}$ e $dy_{tipo,i}$ sono rispettivamente le dimensioni della sezione del pilastro tipo attorno lungo gli assi x ed y.

In presenza di setti in calcestruzzo armato, va individuato un setto tipo per ogni piano e va valutato per esso il taglio resistente, come indicato nel D.M. 14/01/2008. A partire dal taglio resistente del setto tipo, $V_{setto,tipo,i}$ si ricavano

quelli di tutti i setti del generico piano i -esimo avvalendosi dell'ipotesi semplificativa di proporzionalità diretta tra il taglio e l'area della sezione dei singoli setti. Tradotto analiticamente, ciò significa che il taglio resistente del generico setto n -esimo del piano i -esimo, $V_{setto,n,i}$ sarà dato da:

$$V_{setto,n,i} = V_{setto,tipo,i} \cdot \frac{A_{n,i}}{A_{tipo,i}} \quad (20)$$

dove $A_{n,i}$ è l'area della sezione del generico setto n -esimo, $A_{tipo,i}$ è l'area della sezione del setto tipo.

I tagli resistenti del piano i -esimo nelle direzioni x ed y , $V_{r,i}^x$ e $V_{r,i}^y$, sono ottenuti quindi come la sommatoria dei tagli resistenti di tutti i pilastri e setti appartenenti al piano:

$$V_{r,i}^x = \sum_{n=1}^{NP} V_{pil,n,i} + \sum_{n=1}^{NS_x} V_{setto,n,i} \quad (21)$$

$$V_{r,i}^y = \sum_{n=1}^{NP} V_{pil,n,i} + \sum_{n=1}^{NS_y} V_{setto,n,i}$$

dove NP è il numero di pilastri del generico piano i -esimo, NS_x e NS_y sono i numeri di setti del generico piano i -esimo orientati, rispettivamente, in direzione x ed y .

Si adotta come taglio resistente del generico i -esimo piano, $V_{r,i}$ il minimo tra quello in direzione x e quello in direzione y :

$$V_{r,i} = \min(V_{r,i}^x, V_{r,i}^y) \quad (22)$$

È possibile confrontare il taglio resistente a tutti i piani con il taglio sollecitante, ottenuto applicando alla struttura una distribuzione di forze statiche equivalenti ottenuta considerando un'accelerazione spettrale unitaria (Dolce et al, 2004). In termini analitici, la forza da applicare alla generica massa di piano i -esima dell'edificio è data dalla seguente relazione:

$$F_i = 1g \cdot \frac{W}{g} \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{i=1}^N z_i \cdot W_i} \quad (23)$$

dove z_i e W_i sono, rispettivamente, la quota rispetto al piano di fondazione ed il peso del piano i -esimo, g è l'accelerazione di gravità e W è il peso totale dell'edificio:

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad (24)$$

Il taglio sollecitante al generico piano i -esimo è pari alla sommatoria delle forze applicate ai piani sovrastanti:

$$V_{s,i} = \sum_{k=1}^N F_k \quad (25)$$

I rapporti tra i tagli resistenti di piano $V_{r,i}$ ed i corrispondenti tagli di piano agenti $V_{s,i}$ definiscono la prestazione strutturale dei singoli piani dell'edificio in termini di accelerazioni sulle masse strutturali, espresse come frazione di g (Dolce e Moroni, 2005). I diversi rapporti così ottenuti permettono di individuare il piano più debole (quello con il valore minimo di tale rapporto) e di definire la resistenza dell'edificio in termini di accelerazione spettrale (S_d).

Tale valore di accelerazione è tuttavia fortemente convenzionale, poiché non considera la reale complessità della costruzione in esame.

Una procedura analoga a quella utilizzata per gli edifici in muratura si adotta per la valutazione del coefficiente riduttivo della resistenza convenzionale degli edifici in calcestruzzo armato. Anche in questo caso i parametri considerati sono dieci, ma diversa è la definizione delle classi di vulnerabilità, dei punteggi e dei pesi (vedi Tabella 2). Definite le classi di vulnerabilità relative all'edificio in oggetto, in accordo con il manuale per la compilazione della scheda di vulnerabilità sismica GNDT di Il livello della Regione Marche (Regione Marche, 2004), al generico parametro i -esimo corrisponderà univocamente un solo punteggio, p_i , ed un peso unitario. Pertanto, per ogni parametro, K_i risulta uguale a p_i :

$$K_i = p_i \quad (26)$$

Il coefficiente riduttivo, C_{rid} , si determina attraverso l'equazione (12). In questo caso è stato considerato un valore di α pari a 0.66, in modo tale da fornire un limite inferiore (tutti i parametri in classe C e l'ultimo in classe D) di C_{rid} pari a 0.5. Il limite superiore (tutti i parametri in classe A), invece, è fisso ed è pari all'unità.

La pseudo-accelerazione di collasso, ridotta mediante il coefficiente C_{rid} , si determina attraverso l'equazione (13). Per definire l'intensità del sisma cui la struttura può resistere senza collassare si deve trasformare il valore spettrale dell'accelerazione in valore dell'accelerazione massima del terreno, PGA_c , che viene determinata mediante l'equazione (14). L'unica differenza risiede nella definizione di alcuni coefficienti, in particolare:

Tabella 2 - Parametri, classi di vulnerabilità, punteggi e pesi delle schede di vulnerabilità sismica GNDT di II livello per gli edifici in cemento armato

N°	Parametro	Punteggio				Peso
		A	B	C	D	
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	0	-1.00	-2.00	-	1.00
2	Qualità del sistema resistente	0	-0.25	-0.50	-	1.00
4	Posizione dell'edificio e fondazioni	0	-0.25	-0.50	-	1.00
5	Orizzontamenti	0	-0.25	-0.50	-	1.00
6	Configurazione planimetrica	0	-0.25	-0.50	-	1.00
7	Configurazione in elevazione	0	-0.50	-1.50	-	1.00
8	Collegamenti ed elementi critici	0	-0.25	-0.50	-	1.00
9	Elementi con bassa duttilità	0	-0.25	-0.50	-	1.00
10	Elementi non strutturali	0	-0.25	-0.50	-	1.00
11	Stato di fatto	0	-0.50	-1.00	-2.45	1.00

- α_{DT} viene assunto pari a 1 se il contributo resistente degli elementi non strutturali è significativo rispetto a quello del sistema resistente principale e viene considerato nell'analisi, altrimenti viene assunto pari a 0.8;
- α_{DUC} può assumere valori compresi tra 2 e 3.

2.3 Classificazione RE.SIS.TO®

Al fine di migliorare l'immediatezza della percezione dei risultati dell'analisi, si introduce una classificazione semplificata denominata RE.SIS.TO® (acronimo di Resistenza Sismica Totale), secondo la quale gli edifici valutati sono inquadrati all'interno di cinque categorie omogenee per livello di vulnerabilità sismica, e quindi per criticità di intervento.

L'appartenenza ad una categoria viene restituita graficamente mediante una scala cromatica (utilizzando i colori dal rosso al verde), come rappresentato in Figura 1.



Figura 1 - Scala cromatica delle classi e logo RE.SIS.TO®.

Agli edifici viene inizialmente assegnata una delle classi, da I (la migliore) a V (la peggiore), in funzione del rapporto tra capacità e domanda, in termini di accelerazione al suolo; gli intervalli di tale rapporto per ogni classe sono riportati nella Tabella 3.

Tabella 3 - Intervalli del rapporto capacità-domanda e classi RE.SIS.TO® corrispondenti

PGA _c /PGA _d	Classe di resistenza
0% - 25%	V
25% - 50%	IV
50% - 75%	III
75% - 100%	II
> 100%	I

Le eventuali vulnerabilità/criticità locali emerse dai sopralluoghi, che possono rappresentare dei punti deboli nel comportamento della struttura sotto sisma ma non sono state adeguatamente valorizzate nella fase di analisi precedente, entrano in gioco in questa fase; infatti, in presenza di considerevoli elementi di criticità in un corpo di fabbrica, a questo deve essere riconosciuta una classe superiore (quindi peggiorativa) a quella che risulta dal solo rapporto tra PGA. Ciò consente, sebbene in maniera semplificata, di valutare ad esempio anche fenomeni locali quali i ribaltamenti fuori piano di pareti in muratura, grande scarsità di staffe nei pilastri (se nota), irregolarità geometriche o strutturali particolarmente gravi, etc.

Sulla base della procedura descritta, ampi patrimoni edilizi potranno essere classificati rapidamente e sarà possibile operare ragionamenti in termini di criticità d'intervento. I corpi di fabbrica risultati in Classe V, ad esempio, avranno la priorità su tutti gli altri e saranno pertanto i primi sui cui verranno eseguite le verifiche previste dalle attuali Normative e su cui verranno programmati eventuali interventi di riparazione locale e/o miglioramento sismico. In un secondo momento si procederà ad effettuare le opportune verifiche/interventi

per tutti i restanti edifici strategici, seguendo l'ordine delle Classi RE.SIS.TO® (quindi seguendo l'ordine delle Classe IV, III, II, I).

Per favorire la semplicità comparativa, al termine dell'analisi descritta si compila una scheda di sintesi (vedi Tabella 7), che contiene un riepilogo dei dati più rilevanti della valutazione, ovvero informazioni generali sul corpo di fabbrica (tipologia strutturale, descrizione, numero di piani...), parametri di vulnerabilità, parametri di capacità e parametri di domanda. Ciò consente di valutare rapidamente la condizione di un edificio e l'eventuale presenza di valori anomali.

3. Applicazione ad un edificio in muratura

Viene di seguito descritta l'applicazione del Metodo Speditivo e della classificazione RE.SIS.TO® ad un edificio in muratura, e ne vengono confrontati i risultati con quelli ottenuti da un'analisi sismica più accurata.

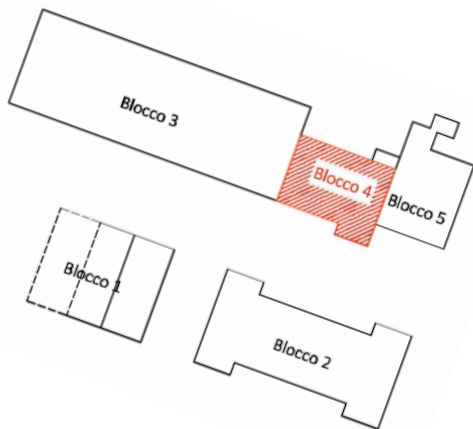
L'edificio in esame è il Blocco 4 dell'Istituto professionale per l'industria e l'artigianato "F. Alberghetti" di Castel San Pietro Terme (BO). L'edificio, realizzato intorno agli anni '60, pre-

senta una forma rettangolare. Ha subito alcuni interventi di consolidamento strutturale nel 2006 e nel 2008. Il fabbricato (evidenziato in Figura 2) è costituito dal corpo scuola e dal blocco ascensori e servizi, suddivisi in piano terra, piano primo e sottotetto; si segnala la presenza di giunti strutturali tra corpo scuola e blocchi ascensore e servizi e tra corpo scuola e fabbricati adiacenti.

La struttura portante principale è quasi completamente in muratura ad eccezione di alcuni pilastri posti al piano terra a formare il portico di ingresso e le travi sovrastanti. La muratura, di buone caratteristiche, è costituita da blocchi in laterizio semipieni o similari. I solai sono realizzati in latero-cemento con soletta collaborante. La copertura risulta costituita da una struttura leggera di tavelloni, che appoggia direttamente su muretti in laterizi forati posizionati ad interasse 80-90 cm e gravanti sopra il solaio di sottotetto. Il collegamento tra gli orizzontamenti e i paramenti murari portanti è garantito dalla presenza, a tutti i piani, di cordoli perimetrali realizzati in calcestruzzo armato. Si segnala inoltre al di sopra delle aperture, la presenza di architravi rinforzati in calcestruzzo armato.

Figura 2
(a) Individuazione in pianta del blocco in esame e (b) veduta aerea.

Figura 3
(a) Foto del prospetto Sud-Ovest e (b) Foto del prospetto Nord.



a.



b.

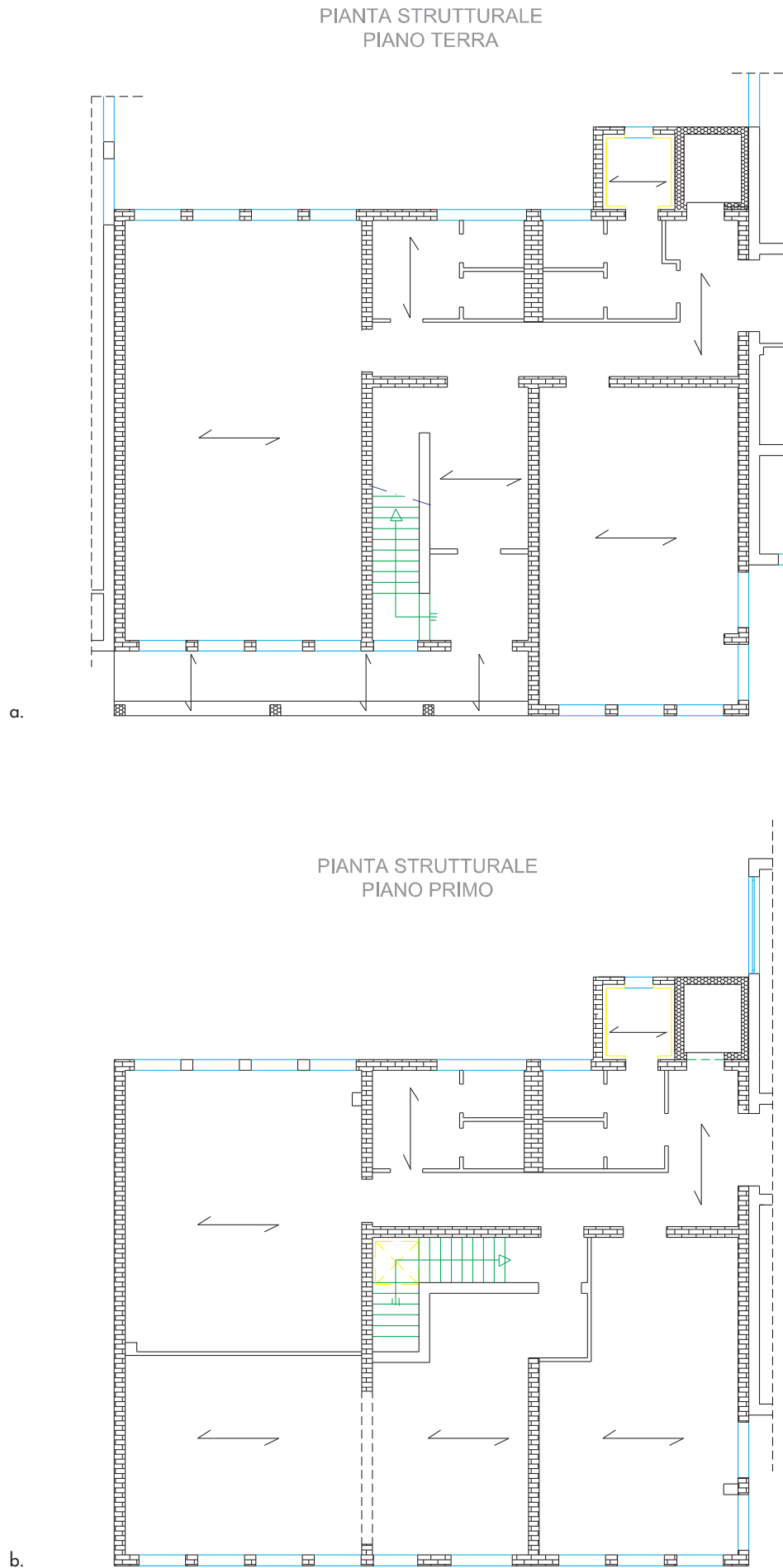


a.



b.

Figura 4
(a) Pianta strutturale del Piano Terra e (b) Pianta strutturale del Piano Primo.



3.1 Analisi globale accurata e verifiche locali

Per ottenere un livello di conoscenza adeguato della struttura sono stati eseguiti dei saggi conoscitivi in varie parti del fabbricato e sono state svolte indagini sui materiali per determinarne le caratteristiche meccaniche da utilizzare nella modellazione. Non sono state analizzate solamente l'armatura di alcune travi cordolo e l'armatura dei setti dell'ascensore. La muratura è realizzata in blocchi in laterizio semipieni e malta di medie caratteristiche; i valori di resistenza considerati nel calcolo sono:

- Resistenza caratteristica a compressione della muratura $f_k=4,5$ MPa.
- Resistenza caratteristica a taglio muratura $f_{vk}=0,2$ MPa.

Per le restanti strutture portanti principali si considera:

- Calcestruzzo per cordoli, travi pilastri e setti dell'ascensore C25/30 e armatura tipo FEB 38 K;
- Calcestruzzo C20/25 per le fondazioni.

Si riportano due foto dei saggi conoscitivi (Figura 5).

Le azioni sismiche sulla costruzione in esame, sono state valutate in accordo con il D.M. del 14/01/2008. In particolare si ha:

Considerando un suolo di tipo C e una categoria topografica T1, risulta un'accelerazione al suolo $PGA_d(SLV) = a_g \cdot S_T \cdot S_S = 0.226 \text{ g} \cdot 1.0 \cdot 1.367 = 0.309 \text{ g}$, relativamente ad un tempo di ritorno $T_R = 712$ anni.

È stato realizzato un modello ad elementi finiti del fabbricato, attraverso il quale sono state condotte le analisi statiche (per carichi verticali) e dinamiche; in particolare, in ambito sismico è stata effettuata un'analisi dinamica modale a spettro di risposta, utilizzando i seguenti parametri:

- Fattore di struttura: 3.6
- Classe di duttilità: B
- Fattore di confidenza FC: 1.00
- Eccentricità accidentale: 5%

Infine, sono stati considerati anche tutti i meccanismi di crisi locale dei paramenti murari (ribaltamento fuori piano) intesi come cinematismi di corpi rigidi.

Tabella 4 - Vita nominale, coefficiente d'uso e periodo di riferimento

	V_N	Classe	C_U	V_R
Edificio oggetto di analisi	50	III	1.5	75

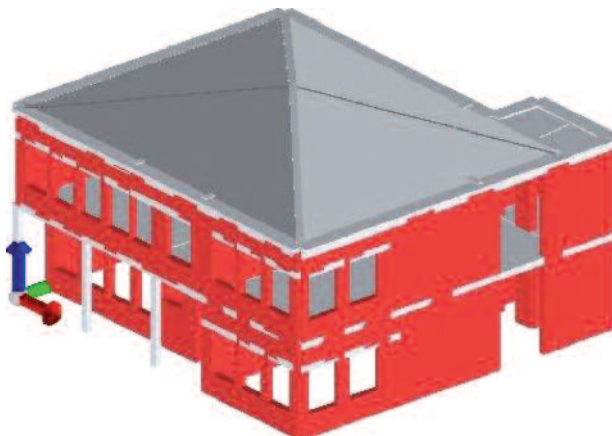


Figura 5
(a) Saggio su parete esterna e (b) saggio sul giunto presente tra i blocchi 4 e 5.

Figura 6
Modello ad elementi finiti della struttura.

Tabella 5 - Tabella riassuntiva dei risultati delle analisi globali e locali condotte

Tipo di analisi	Verifiche	Capacità resistente
Analisi dinamica 3D a spettro di risposta	verificato	0.31 g
Ribaltamenti locali pareti monopiano	verificato	Cinematismo impedito
Ribaltamenti locali pareti interne	verificato	0.94 g
Ribaltamenti locali pareti multipiano	verificato	0.314 g

Le tipologie di analisi condotte e i risultati ottenuti sono riassunti in Tabella 5.

Dall'analisi dinamica lineare a spettro di risposta si ottiene un'accelerazione al suolo di collasso $PGA_c = 0.31$ g, pari a quella richiesta e quindi il rapporto risulta essere $PGA_c / PGA_d = 100\%$.

Si precisa che è stata considerata l'analisi globale poiché il metodo speditivo di cui si vedranno i risultati non fa riferimento a meccanismi locali bensì ad un comportamento globale della struttura.

4.2 Metodo Speditivo

Per raggiungere un livello di conoscenza sufficiente all'utilizzo del metodo speditivo sono stati eseguiti:

- ricerca di documentazione relativa agli interventi pregressi sull'immobile e allo stato di fatto attuale;
- sopralluogo ispettivo atto a verificare la corrispondenza degli elaborati allo stato di fatto, oltre che a valutare la consistenza, lo stato di efficienza e di collegamento dei principali elementi strutturali ispezionabili.

Analogamente a quanto fatto nell'analisi accurata (Par. 4.1), si valuta l'accelerazione al suolo di domanda (PGA_d) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita umana, che risulta essere $PGA_d(SLV) = a_g \cdot S_T \cdot S_S = 0.226$ g $\cdot 1.0 \cdot 1.367 = 0.309$ g, relativamente ad un tempo di ritorno $T_R=712$ anni.

Dopo aver definito le aree resistenti dei maschi murari nelle due direzioni scelte del piano mediante le equazioni (1), e valutato i carichi di solaio e setti murari mediante l'equazione (2), si determinano i tagli resistenti di piano attraverso la (5) (si vedano i dettagli in Tabella 6). Nei calcoli è stato adoperato un valore della resistenza tangenziale della muratura $\tau_r = 0.074$ MPa (con $FC = 1.35$). Dai rapporti tra i tagli resistenti di piano e i tagli sollecitanti corrispondenti si è individuato il piano debole (piano terra) e si è definita la resistenza dell'edificio in termini di accelerazione spettrale ($S_a = 0.212$ g).

Per adeguare la capacità resistente teorica alle reali condizioni del fabbricato, si compila la Scheda di II livello del GNDT (nella forma modificata descritta nel par 2.2.1) ottenendo un coefficiente riduttivo pari a $C_{rid} = 0.96$; pertanto la pseudo-accelerazione di collasso dell'edificio è $S_{a,c} = 0.203$ g. Infine, mediante l'equazione (14), si è determinata l'accelerazione massima del terreno che porta al collasso la struttura, $PGA_c = 0.254$ g.

Facendo il rapporto tra PGA_c e PGA_d si ottiene che la struttura è in grado di sopportare l'82% dell'accelerazione prevista per il sito in esame. A partire da tale valore e considerando che non sono state rilevate criticità locali tali da poter alterare significativamente la vulnerabilità del sistema, secondo la classificazione RE.SIS.TO®, l'edificio esaminato si colloca in Classe II. Si

Tabella 6 - Calcolo dei tagli resistenti di piano


Piano	PT	P1
h [m]	3.50	3.50
A_x [m ²]	7.10	7.10
A_y [m ²]	16.10	16.10
τ_r [kN/m ²]	74.07	74.07
At [m ²]	240	240
pm [kN/m ³]	11.00	11.00
ps [kN/m ²]	5.00	4.00
q [kN/m ²]	8.72	7.72
W [kN]	2093	1853
σ_0 [kN/m ²]	170	80
V_r [kN]	837	690
V_s [kN]	3946	2522

nota come in questo caso, nonostante i livelli di conoscenza raggiunti nelle due diverse analisi siano decisamente differenti, i due metodi abbiano fornito risultati confrontabili. Va detto che l'edificio è caratterizzato da una geometria

piuttosto semplice e regolare.

Di seguito viene riportata una scheda riassuntiva, che riporta i dati più significativi della valutazione, dalla descrizione del fabbricato all'accelerazione di collasso.

Tabella 7 - Scheda riassuntiva per l'edificio esaminato

Blocco 4				
				
Nome della scuola e corpo		Istituto professionale per l'industria e l'artigianato "F. Alberghetti"		
Indirizzo		Via Remo Tosi, 7 - Castel San Pietro Terme (BO)		
Anno di costruzione		Anni '60		
Tipologia strutturale		Muratura portante in blocchi di laterizio		
Breve descrizione della struttura		La struttura portante principale è quasi completamente in muratura ad eccezione di alcuni pilastri posti al piano terra a formare il portico di ingresso e le travi sovrastanti. La muratura, di buone caratteristiche, è costituita da blocchi in laterizio semipieni o similari. I solai sono realizzati in latero-cemento. La copertura risulta costituita da una struttura leggera di tavelloni, che appoggia direttamente su muretti in laterizi forati posizionati ad interesse 80-90 cm e gravanti sopra il solaio di sottotetto. Il collegamento tra gli orizzontamenti e i paramenti murari portanti è garantito dalla presenza, a tutti i piani, di cordoli perimetrali realizzati in calcestruzzo armato. Si segnala inoltre al di sopra delle aperture, la presenza di architravi rinforzati in calcestruzzo armato.		
N° di piani		2 (piano terra, piano primo)		
Area di piano media [m²]		240		
Peso di piano medio [kN]		1973		
PARAMETRI DI VULNERABILITA'				
N°	Parametro	Classe	Punteggio	Peso
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	B	5	1.50
2	Qualità del sistema resistente	A	0	0.25
4	Posizione dell'edificio e fondazioni	A	0	0.75
5	Orizzontamenti	A	0	0.50
6	Configurazione planimetrica	B	5	0.50
7	Configurazione in elevazione	A	0	0.50
8	Distanza massima tra le murature	C	25	0.25
9	Copertura	B	15	0.50
10	Elementi non strutturali	B	0	0.25
11	Stato di fatto	A	0	1.00
Coefficiente riduttivo C_{rid}		Val. effettivo	Lim. Inferiore	Lim. Sup.
		0.96	0.60	1.00
Coefficiente di calibrazione α		0.50		
PARAMETRI DI CAPACITA'				
	Piano Terra	1° Piano		
Area elementi resistenti direzione X [m²]	7.10	7.10		
Area elementi resistenti direzione Y [m²]	16.10	16.10		
Taglio resistente di piano [kN]	837	690		
Piano più sfavorito	X			
Pseudo-accelerazione di collasso [g]	0.203			
Parametri per il calcolo della PGA di collasso	$\alpha_{PM}=0.8$	$\alpha_{AD}=2.5$	$\alpha_{DI}=0.8$	$\alpha_{DUC}=2.0$
PGA di collasso [g]	0.254			
PARAMETRI DI DOMANDA				
Accelerazione al suolo di domanda	PGA (SLD) [g]	0.146	T_R [anni]	75 anni
	PGA (SLV) [g]	0.309	T_R [anni]	712 anni
Rapporto CAPACITA' – DOMANDA				
82%				

4. Applicazione ad un ampio patrimonio edilizio

La procedura RE.SIS.TO® è stata applicata a 107 corpi di fabbrica di proprietà della Provincia di Bologna, principalmente ad uso scolastico ma anche ad alcuni edifici di valore storico-monumentale, nell'ambito di una convenzione dell'ente con il Centro Interdipartimentale di Ricerca Industriale (CIRI) Edilizia e Costruzioni dell'Università di Bologna. Le fasi di rilievo/sopralluogo ed analisi speditiva successiva sono state effettuate da squadre composte da personale dell'Università, da personale della Provincia di Bologna e da tecnici esterni incaricati dalla Provincia stessa; tutti i componenti sono stati adeguatamente istruiti sull'applicazione del metodo. Durante ed al termine della fase di analisi, il CIRI ha condotto un intenso lavoro di coor-

dinamento e supervisione delle attività; in particolare, molta attenzione è stata dedicata al controllo che i diversi operatori valutassero in maniera omogenea situazioni analoghe presentatesi in strutture differenti. L'impiego di schede di sintesi, inoltre, ha consentito un rapido ed efficace controllo di coerenza dei risultati ed eliminazione di errori grossolani.

In Figura 7 e Figura 8, rispettivamente per gli edifici in muratura ed in calcestruzzo armato, è rappresentato, mediante istogrammi a colori, il rapporto tra la capacità e la domanda in termini di PGA (ovvero tra l'accelerazione di collasso dell'edificio e quella di calcolo per la zona ove è eretta la costruzione) per ogni corpo di fabbrica considerato. Gli edifici sono ordinati per rapporto PGA_c/PGA_d crescente. Per quanto riguarda la muratura (Figura 7), si

Figura 7
Rapporto PGA_c/PGA_d per
gli edifici in muratura.

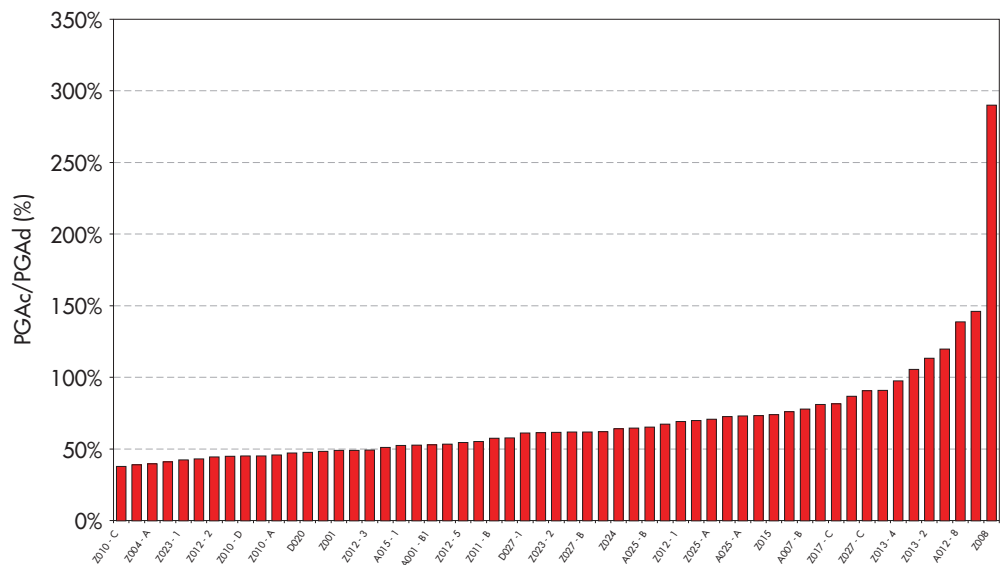
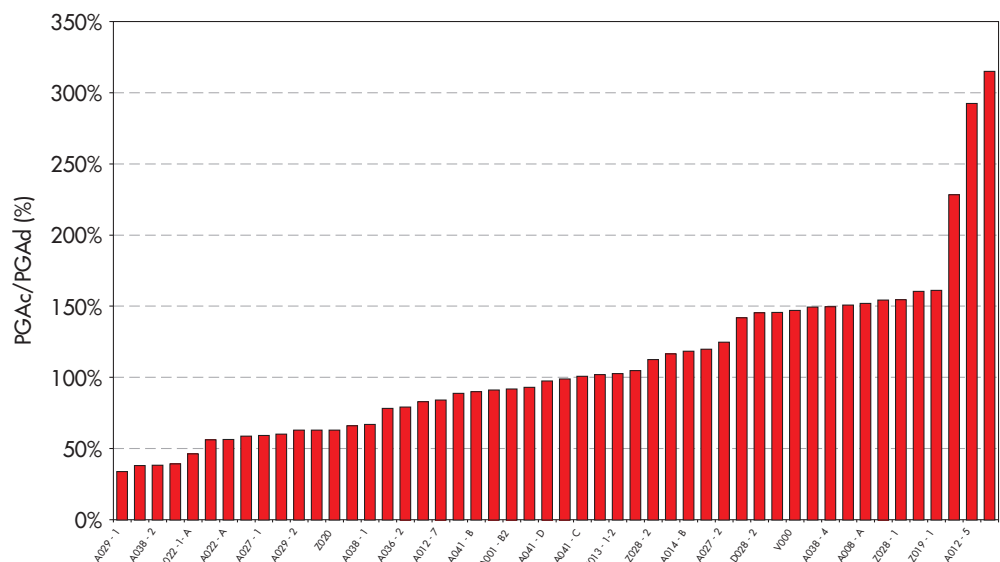


Figura 8
Rapporto PGA_c/PGA_d per
gli edifici in c.a.



osserva che su un campione di 57 corpi di fabbrica soltanto 6 hanno capacità resistente maggiore di quella richiesta dalle Norme Tecniche vigenti (D.M. 2008) ($PGA_c/PGA_d > 100\%$), 34 hanno rapporto tra le accelerazioni compreso tra il 50% e il 100%, mentre per 17 questo è minore del 50%. Per quanto riguarda i fabbricati a struttura in calcestruzzo armato (Figura 8), la situazione è più favorevole con 24 edifici su 50 caratterizzati da una capacità resistente maggiore di quella prevista da Norma, mentre 21 hanno rapporto tra le accelerazioni compreso tra il 50% e il 100% e soltanto 5 minore del 50%.

A partire da queste informazioni, gli edifici sono stati classificati all'interno delle categorie RE.SIS.TO[®], secondo le modalità descritte in precedenza, riuscendo quindi a unire anche le due tipologie costruttive all'interno di un unico elenco caratterizzato da macro-categorie (Tabella 8 e Figura 9).

Tabella 8 - Numero di edifici suddivisi in classi RE.SIS.TO[®]

Classe V	N. 5
Classe IV	N. 17
Classe III	N. 36
Classe II	N. 19
Classe I	N. 30

Il livello di approssimazione che caratterizza il metodo, infatti, consiglia di non fare uso del singolo numero specifico ma di valutare l'ordine di grandezza dello stesso. Lo strumento così realizzato consente al gestore del patrimonio edilizio considerato (la Provincia di Bologna in questo caso) di sviluppare una serie di considerazioni

in merito alle possibili criticità di intervento, articolando le scelte anche con altri parametri che non siano strettamente tecnici ma abbiano valenza sociale, economica, politica, etc...

4.1 Validazione del metodo

Al fine di valutare la capacità del metodo speditivo RE.SIS.TO[®] di definire non solo parametri comparativi di validità relativa ma anche livelli di vulnerabilità a valenza assoluta, su di un campione degli edifici scolastici considerati in precedenza sono state eseguite valutazioni di vulnerabilità più articolate svolte ai sensi dell'Ordinanza 3274 e s.m.; sono stati considerati sia edifici in muratura che alcuni edifici in c.a. (in numero ridotto). In Figura 10 e Figura 11, rispettivamente per gli edifici in muratura e c.a., vengono messi a confronto i valori del rapporto PGA_c/PGA_d ottenuti mediante il metodo speditivo con quelli desunti da analisi di vulnerabilità complete. Soprattutto per edifici in muratura, dove la popolazione è maggiormente significativa, si osserva come RE.SIS.TO[®] abbia fornito delle stime di vulnerabilità sufficientemente affidabili; infatti, l'errore medio riscontrato (inteso come media delle differenze tra i due rapporti) è risultato inferiore al 17%. Inoltre, agli edifici del campione sono state attribuite anche le classi RE.SIS.TO[®] partendo dalle informazioni quantitative sopraindicate per le due metodologie (Figura 12); nel 56% dei casi è stata ottenuta la medesima classe di vulnerabilità, nel 22% una classe superiore (quindi a favore di sicurezza) e per il 22% dei fabbricati la classe risulterebbe inferiore (e quindi a sfavore di sicurezza) a quella deducibile da valutazioni più articolate. Sebbene il campione considerato sia parziale, i risultati sono stati soddisfacenti.

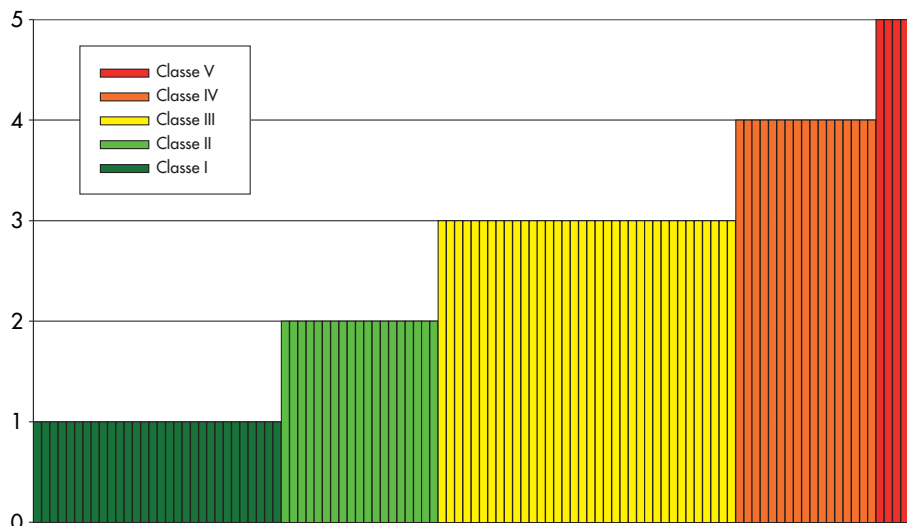


Figura 9
Totalità dei corpi di fabbrica suddivisi in classi di resistenza.

Figura 10
Confronto tra i due metodi
per gli edifici in muratura.

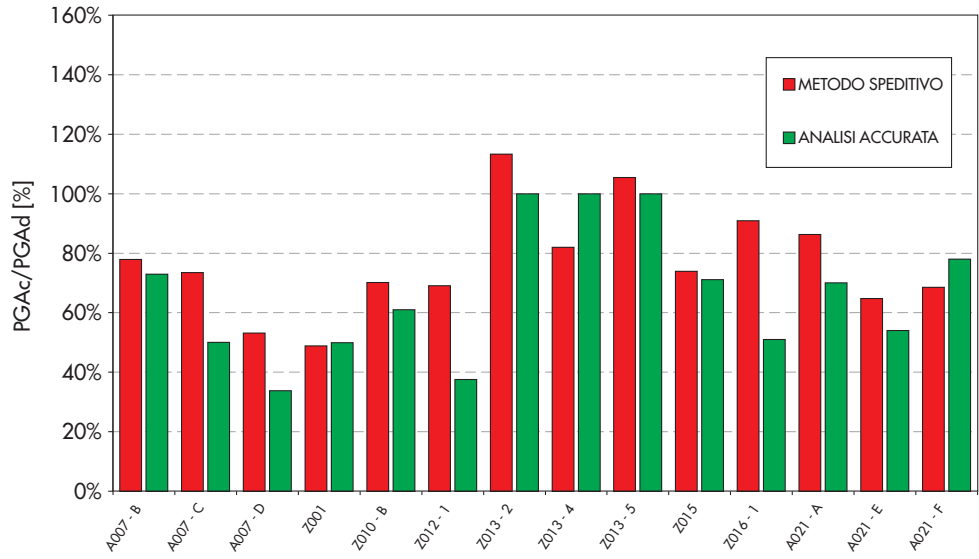


Figura 11
Confronto tra i due metodi
per gli edifici in c.a.

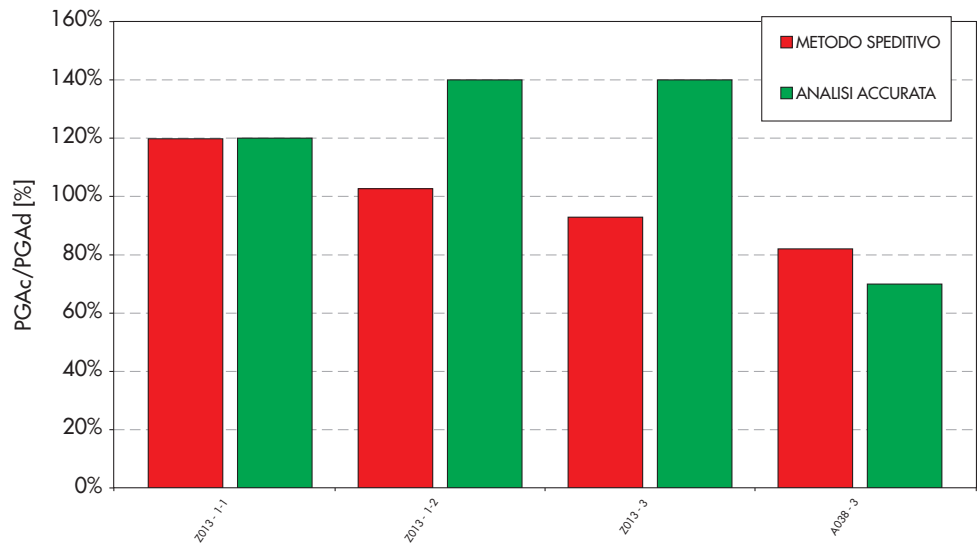
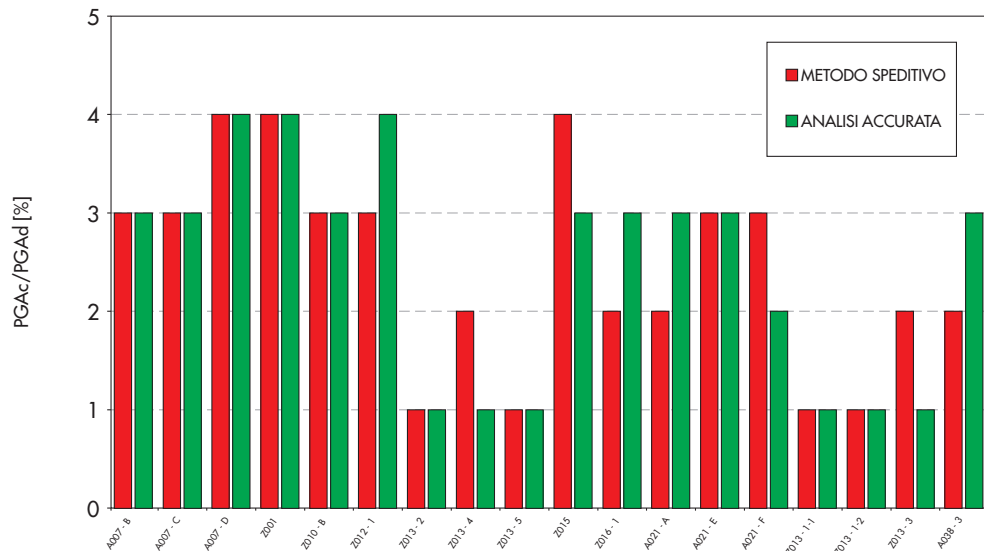


Figura 12
Confronto tra i due metodi
in termini di classi di
resistenza.



5. Considerazioni conclusive

Nella presente memoria è stato proposto un metodo speditivo che è risultato essere uno strumento adeguatamente affidabile per la valutazione comparativa della vulnerabilità sismica di patrimoni edilizi di significativa consistenza numerica.

Tra gli aspetti qualificanti del metodo si possono evidenziare:

- la richiesta di risorse e tempi limitati per l'applicazione della procedura, fattori di grande importanza quando si parla di Enti pubblici che si trovano a dover gestire decine e decine di immobili; basti pensare che, se ben organizzato, il sopralluogo ispettivo non richiede più di mezza giornata per corpo di fabbrica e l'elaborazione dei dati e la stesura dei report un paio di giornate lavorative;
- la minima invasività delle indagini in situ, limitate a qualche ispezione visiva e a rilievi pacometrici e sclerometrici (nel caso di sistemi in c.a.);
- l'uso di strumenti riconosciuti (quando possibile) e procedure trasparenti e flessibili per le valutazioni quantitative;
- la capacità di accoppiare aspetti prettamente meccanici a valutazioni «esperte» di carattere geometrico-qualitativo riconducibili a criteri condivisi contenuti nelle procedure di compilazione delle schede di vulnerabilità del GNDT, consolidate negli anni;
- la generazione di risultati quantitativi in grado di essere successivamente rielaborati alla luce di altri criteri socio-economici.

Tale metodologia, tuttavia, proprio perché ha carattere di metodo speditivo, presenta necessariamente alcuni limiti e approssimazioni legati intrinsecamente alla modellazione considerata e

alla tipologia di indagini richieste (di tipo non distruttivo).

Il processo di validazione avviato e tuttora in corso, inoltre, prefigura la possibilità di estendere il campo di applicazione della metodologia descritta anche ad una valutazione più quantitativa della vulnerabilità e non solo strettamente comparativa. In quest'ambito, infatti, si pone la classificazione RE.SIS.TO[®], caratterizzata da poche macro-categorie quantitative e non basata sull'impiego di valori puntuali specifici, la cui definizione esula dall'impostazione seguita per la messa a punto della procedura descritta. Al suo interno trovano posto, sebbene in forma approssimata, anche le criticità ed i meccanismi locali non contemperati nella parte più analitica.

Nel frattempo, sono in corso di perfezionamento alcuni sviluppi ed estensioni dell'attuale modello di valutazione della vulnerabilità, come l'individuazione di parametri sintetici significativi in grado di guidare la previsione, la ricalibrazione di alcuni coefficienti facendo uso di un database in continua crescita, l'introduzione di aspetti fino ad ora non considerati ma in grado di influenzare significativamente il comportamento sismico dell'edificio (presenza di setti in c.a. eccentrici, etc...).

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare per il supporto economico il Progetto ReLUIS 2010-13, finanziato dal Dipartimento di Protezione Civile. Questo lavoro è stato in parte realizzato nell'ambito di una convenzione di ricerca tra il CIRI - Centro Interdipartimentale di ricerca Industriale Edilizia e Costruzioni dell'Università di Bologna e la Provincia di Bologna.

Bibliografia

- Benedetti D., Petrini V. (1984) - Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: proposte di un metodo di valutazione, *L'Industria delle Costruzioni*, 149, 66-74.
- Dolce M., Masi A., Moroni C., Liberatore D., Laterza M., Ponzo F., Cacosso A., D'Alessandro G., Faggella M., Gigliotti R., Perillo G., Samela L., Santarsiero G., Spera G., Suano P., Vona M. (2004) - Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici scolastici della Provincia di Potenza. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia". 25-29 Gennaio, Genova.
- Dolce M., Moroni C. (2005) - La valutazione della Vulnerabilità e del Rischio Sismico degli Edifici Pubblici mediante le procedure VC e VM. Progetto SAVE, Atti di Dipartimento, vol n. 4.
- Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (1994)

- Schede di 1° e 2° livello di vulnerabilità e di rilevamento del danno (edifici in c.a. e muratura).
- Ministero Infrastrutture e Trasporti, Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, G.U. 26-2-2009, N. 47 - suppl.ord. N. 27.
- Ministero Infrastrutture e Trasporti, D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni, G.U. 4-2-2008, N. 29.
- Pinho R., Calvi G.M., Crowley H., Colombi M., Goretti A., Meroni F. (2006) - Strumenti speditivi per la definizione di priorità di intervento per edifici non adeguati, INGV-DPC 2004-2006/Progetto S1.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2003. Ordinanza N. 3274/2003 (2003) - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tec-

niche per le costruzioni in zona sismica, G.U. 8-5-2003, n. 105 - suppl.ord. N. 72.
Regione Marche (2004) - Manuale per la compilazione della scheda GNDT/CNR di II livello per edifici in calcestruzzo armato.
Regione Toscana (2003) - Manuale per la compilazione della scheda GNDT/CNR di II livello ver-

sione modificata della Regione Toscana, Direzione Generale delle Politiche Territoriali ed Ambientali, Settore: Servizio Sismico Regionale.
Turnsek V., Cacovic F. (1970) - Some Experimental Results on the Strength of Brick Masonry Walls. 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke on Trent, UK.