

Considerazioni sulla risposta degli edifici in c.a.

Remarks about seismic response of RC buildings

Gerardo M. Verderame¹, Paolo Ricci², Flavia De Luca³, Carlo Del Gaudio⁴, Maria Teresa De Risi⁵ ■

Sommario

Nel presente studio sono analizzate le caratteristiche principali del costruito in c.a. interessato dal sisma dell'Emilia e la tipologia e l'estensione dei danni da esso subiti; successivamente, vengono elaborati scenari di previsione del danno a scala territoriale. La valutazione della fragilità sismica è eseguita a partire da analisi numeriche su edifici modello assunti come rappresentativi di classi di edifici. A tal fine si tiene esplicitamente conto degli elementi di tamponatura e si assumono Stati di Danno corrispondenti alla scala definita dalla EMS-98.

A partire da dati censuari georeferenziati riguardanti le caratteristiche del costruito e dall'input sismico fornito dalla *shake map* dell'evento è stato possibile elaborare degli scenari di previsione del danno a larga scala che hanno restituito un ragionevole accordo con quanto dedotto dai primi report di osservazione del danno post-sisma. Il confronto mostrato nel presente studio costituisce un utile banco di prova per l'utilizzo e l'eventuale sviluppo di strumenti di valutazione della fragilità sismica e del danno atteso a scala territoriale per il costruito in c.a.

Abstract

In this paper the main features of the Reinforced Concrete (RC) building stock that was struck by the Emilia earthquake and damage observed on it after the event are analyzed; successively, large-scale damage scenarios are generated. The evaluation of the seismic fragility is performed on the basis of numerical analyses carried out on benchmark structures that can be considered representative of some building classes; infill panels are explicitly taken into account in the numerical model and the Damage States defined according to EMS-98 scale are assumed.

On the basis of the georeferenced census data regarding the characteristics of the Emilia RC building stock and starting from the seismic input provided by the shake map of the event large-scale, damage scenarios are carried out. These scenarios seem to be in a reasonable agreement with observed damage described in most of the reports available after the event. The comparison shown is a useful test for the employment and the future development of large-scale tools aiming at the evaluation of both seismic fragility and expected damage related to RC building stock.

1. Introduzione

Il 20 Maggio 2012 l'Emilia veniva colpita da un sisma di magnitudo (M_w) 6.0 (secondo l'USGS). L'evento ha coinvolto un'area vasta della regione tra le province di Modena, Ferrara, Rovigo e Mantova. La più elevata PGA registrata dalla stazione accelerometrica più prossima all'epicentro (distante 16 km) è stata di circa 0.27 g (Chioccarelli et al., 2012). Molti dei danni prodotti hanno interessato edifici storici, edifici in muratura, strutture industriali e, in alcuni casi, anche strutture in cemento armato, come testimoniano i molti report che si sono succeduti all'indomani dell'evento (EPICentre Field Observation Report No. EPI-FO-200512, 2012; EPICentre

Field Observation Report No. EPI-FO-290512, 2012; Decanini et al., 2012). Il *mainshock*, come è noto, è stato poi seguito da un ulteriore evento sismico di intensità simile (M_w 5.8, secondo l'INGV) a poco più di una settimana (29 Maggio) e l'intera sequenza sismica, dal 16 Maggio al 26 Giugno, è stata caratterizzata da sette eventi di magnitudo maggiore o uguale di 5.0 (<http://www.ingv.it/it/>).

L'evoluzione della classificazione sismica dell'area colpita e l'analisi delle caratteristiche dell'edificio tipico emiliano sulla base dei dati ISTAT (Sezioni 2 e 3) mostrano come gran parte degli edifici siano stati progettati per carichi gravitazionali e siano di medio bassa altezza. I dati

¹ Università degli Studi di Napoli Federico II, Dipartimento di Ingegneria Strutturale - ✉ verderam@unina.it

² Università degli Studi di Napoli Federico II, Dipartimento di Ingegneria Strutturale - ✉ paolo.ricci@unina.it

³ Università degli Studi di Napoli Federico II, Dipartimento di Ingegneria Strutturale - ✉ flavia.deluca@unina.it

⁴ Università degli Studi di Napoli Federico II, Dipartimento di Ingegneria Strutturale - ✉ carlo.delgaudio@unina.it

⁵ Università degli Studi di Napoli Federico II, Dipartimento di Ingegneria Strutturale - ✉ mariateresa.derisi@unina.it

ISTAT, pur non fornendo informazioni disaggregate in termini di tipologia strutturale e numero di piani, comunque permettono una preliminare identificazione delle caratteristiche tipiche degli edifici in cemento armato nell'area colpita dalla sequenza sismica. Queste considerazioni hanno consentito la definizione di due strutture caso-studio rappresentative del costruito interessato dall'evento sismico, per le quali si è proceduto alla valutazione della capacità – e successivamente della fragilità – sismica mediante analisi statiche non lineari, in corrispondenza di prefissati stati di danno definiti sulla base dell'EMS-98 (Grünthal, 1998) (Sezione 5). Tali edifici sono stati assunti come rappresentativi di classi omogenee in numero di piani; sulla base della fragilità sismica così valutata, dell'input sismico georeferenziato fornito dalla shake map dell'INGV e delle caratteristiche del costruito dedotte dai dati censuari forniti dall'ISTAT (anch'essi georeferenziati) è stato possibile formulare "scenari di danno" in ambiente GIS così da fornire un confronto tra danni attesi su scala territoriale e danni osservati puntualmente a seguito dell'evento (evidenziati nella Sezione 4).

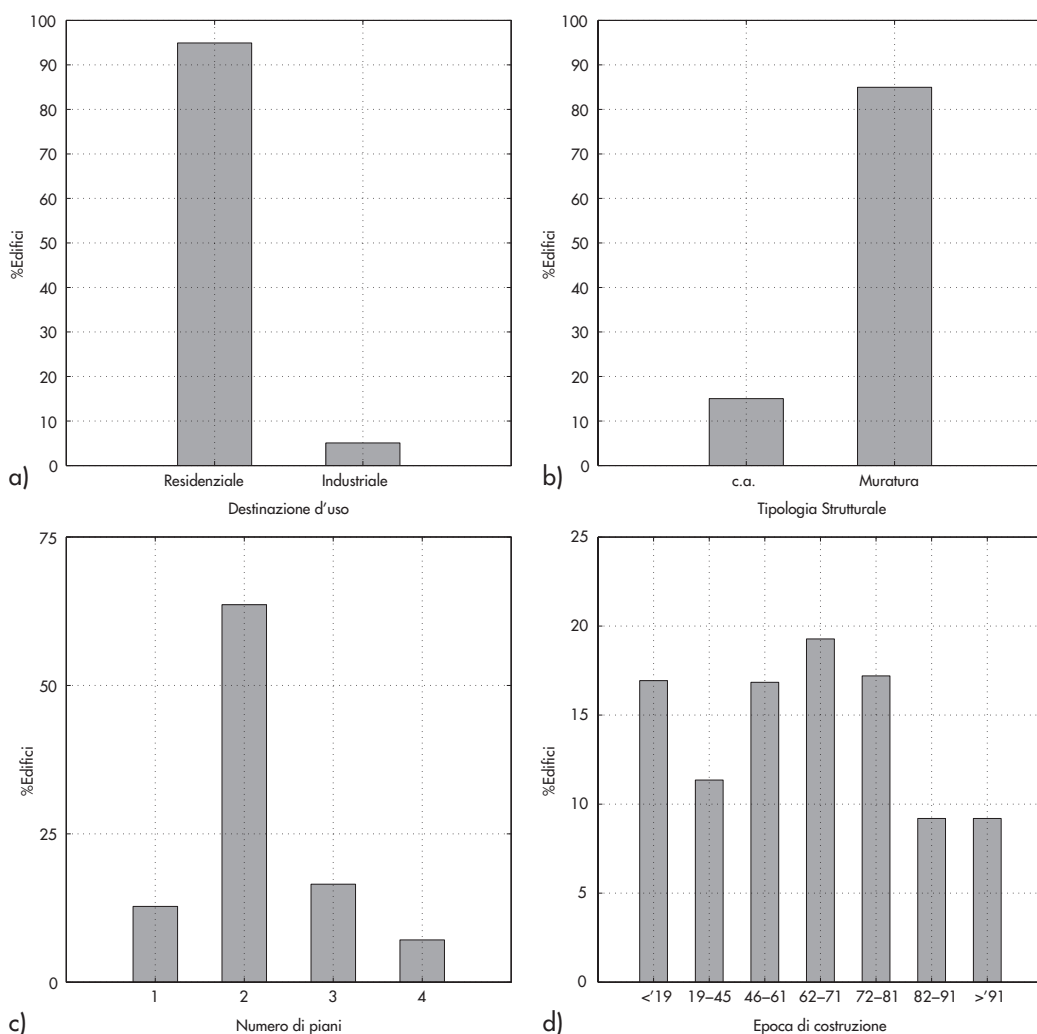
2. Caratteristiche dell'edificato

In primo luogo occorre un'analisi dei dati ufficiali ISTAT in merito all'edificato tipico dell'area interessata dal sisma del Maggio 2012 in termini di numero di piani e epoca di costruzione e con riferimento, in particolare, al costruito in cemento armato. Successivamente, uno sguardo più ampio all'evoluzione della classificazione sismica del territorio di interesse permetterà di associare all'epoca di costruzione ricavata da tali dati la tipologia costruttiva prevalente.

L'Emilia Romagna, come è noto, è una delle regioni italiane più sviluppate, detenendo il terzo posto nella classifica nazionale per PIL pro-capite; il suo capoluogo è una delle città italiane dalla più elevata qualità della vita e quasi il 5% dell'intero edificato, secondo i dati forniti dall'ISTAT (14° Censimento generale della popolazione e delle abitazioni, ISTAT 2001) è costituito da strutture ad uso alberghiero, industriale, commerciale, (Figura 1a).

I dati forniti dal censimento sopra citato consentono di ottenere informazioni in merito al numero di piani (uno, due, tre e quattro o più piani), all'età di costruzione (tipicamente con

Figura 1
Statistiche per i 448 comuni colpiti dal sisma del 20-29 Maggio 2012: destinazione d'uso (a), tipologia strutturale (b), numero di piani (c), età di costruzione (d).



cadenza decennale) e alla tipologia strutturale (muratura o cemento armato) dell'edificato all'interno di unità spaziali elementari, definite come sezioni censuarie. Tali statistiche sono spesso presentate in forma aggregata così che le informazioni in esse contenute non siano immediatamente riconoscibili in funzione della classe identificata; ad esempio, non è possibile ottenere il numero di strutture in c.a. in una sezione censuaria realizzate in un decennio fissato e con un dato numero di piani.

In Figura 1 si riportano le statistiche di 448 comuni colpiti dal sisma del 20-29 Maggio 2012, da cui si osserva che solo il 20% dell'edificato è in c.a. (Figura 1b) e che circa il 75% degli edifici ha un numero di piani inferiore o uguale a due (Figura 1c). A tal proposito, occorre sottolineare che, avendo a che fare con "informazioni aggregate" come evidenziato in precedenza, il dato riguardante il numero di piani si riferisce a tutte le tipologie strutturali. D'altra parte, è, ragionevole supporre che, all'interno della percentuale di edifici con meno di due piani, la maggior parte sia in muratura. Inoltre, si può osservare una percentuale pressoché uniforme negli anni rispetto all'età di costruzione (Figura 1d).

I dati riportati in Figura 1, in definitiva, consentono di desumere che l'edificato in c.a. sia caratterizzato in massima parte da edifici medio-bassi (da 2 a 4 piani) e che buona parte di essi risalgono al ventennio 1960-1980. Quest'ultima osservazione trova alcune analogie con l'analisi dell'edificato fatta all'indomani del terremoto de L'Aquila del 2009, (Ricci et al., 2011); va infatti osservato che anche nel caso abruzzese la percentuale di edifici in cemento armato siti nell'area colpita dal sisma ammontava ad circa il 20% del totale e le epoche di costruzione e il numero di piano risultano abbastanza affini.

3. Evoluzione della classificazione sismica

In Italia il primo germe di quello che si definirebbe classificazione sismica nacque nel 1909 in seguito al disastroso terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908 e fu poi seguito da continui aggiornamenti, con cadenza quinquennale o decennale (Lai et al., 2009) cui facevano eco sempre più avanzate prescrizioni normative. La prassi era, in origine, quella di "inseguire i terremoti" aggiungendo agli elenchi delle regioni a maggiore sismicità, riportati nei decreti che si susseguivano, i comuni che man mano venivano coinvolti in qualche terremoto. Nei decenni più recenti, si possono individuare alcune date fondamentali per l'evoluzione della classificazione sismica del territorio italiano: 1984, 1998, 2003, e 2008. Dopo i terremoti

del Friuli (1976) e dell'Irpinia (1980), furono introdotte tre diverse categorie, caratterizzate da valori di PGA pari a 0.10 g 0.07 g e 0.04 g rispettivamente per prima, seconda e terza categoria (Ricci et al., 2011a).

Secondo la classificazione del 1984 (De Marco e Marsan, 1986), gran parte dell'area emiliana colpita dal sisma del Maggio 2012 era classificata come non sismica (Figura 2a). Successivamente, nel 1998, la Commissione Grandi Rischi incaricò un Gruppo di Lavoro (SSN-GNDT-ING) per la redazione di una proposta di riclassificazione del territorio, ma tale proposta, che contemplava l'introduzione di una quarta categoria sismica, non fu subito accolta e convertita in legge dal Ministero dei LL.PP. Secondo la proposta del 1998, gran parte della Pianura Padana veniva ad essere classificata come sismica, ma sarà dichiarata ufficialmente tale solo nel 2003 (dopo il terremoto di San Giuliano), anno in cui con l'OPCM 3274, 2003, anche in Emilia, si comincerà ad attuare una progettazione delle strutture anche per azioni orizzontali e in ottica di *Capacity Design*. È importante enfatizzare come l'OPCM 3274 rappresentasse una regolamentazione non cogente e, dunque, negli anni è stata largamente disattesa in favore delle precedenti prescrizioni normative (D.M. 16/01/1996).

Secondo la classificazione sismica del 1998, l'area colpita dal recente terremoto era inclusa in terza categoria (PGA=0.04 g); il successivo OPCM 3274 – con il quale le prescrizioni tecniche adoperate in Italia si avvicinavano a quelle europee dell'Eurocodice 8 (CEN, 2004) – conservava questa classificazione, ma associava ad essa una PGA di progetto su suolo rigido pari a 0.15 g, essendo la PGA con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni compresa nell'intervallo 0.05-0.15 g.

L'ultimo passo in termini di classificazione è quello del D.M. 14/01/2008 (NTC): la suddivisione su base comunale delle OPCM precedenti viene stravolta, per introdurre una pericolosità sismica espressa da parametri legati alla singola località, funzione cioè di latitudine e longitudine di ciascun sito. La forma spettrale diventa sito-dipendente e tiene conto, oltre che della pericolosità sismica di base, anche di eventuali amplificazioni locali associate a suolo e topografia. In Figura 2b sono rappresentate le PGA su suolo rigido in accordo al D.M. 2008. Va osservato, però, che anche le Norme Tecniche per le Costruzioni o NTC (D.M. 2008), con questo nuovo approccio alla pericolosità sismica, restano disattese per un po', per diventare vigenti e unico documento normativo di riferimento solo qualche mese dopo il terremoto de L'Aquila (06.04.2009).

Figura 2
Classificazione sismica precedente al 1998, secondo De Marco and Marsan (1986) (a) e classificazione attuale secondo i dati ufficiali di pericolosità (Stucchi et al., 2011) adottati nel D.M. 14/01/2008, (b).

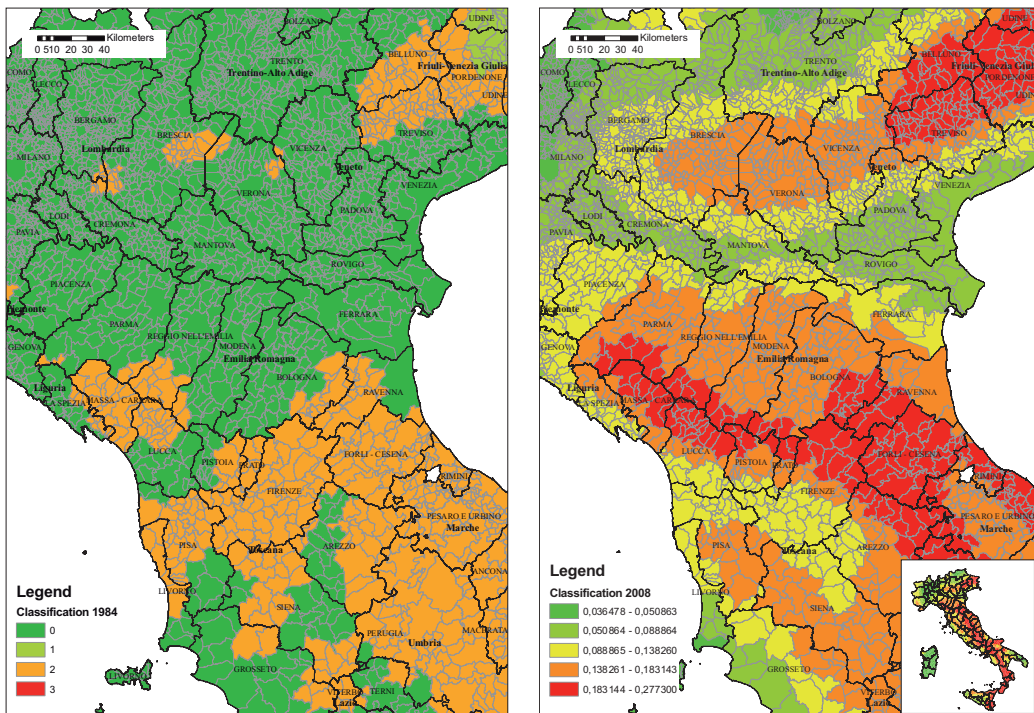
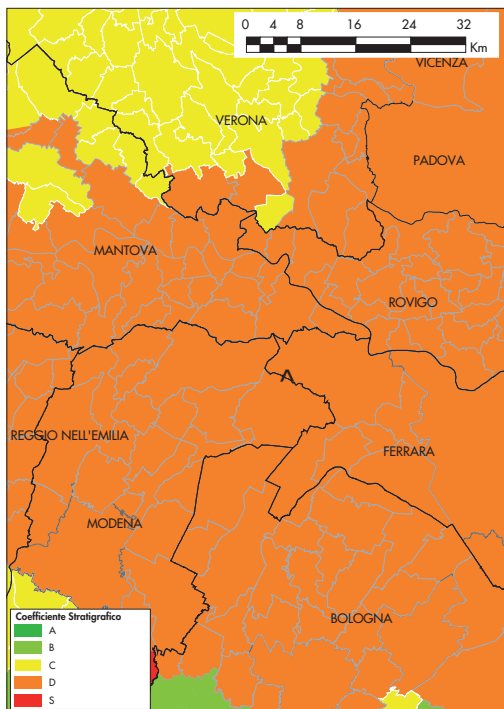


Figura 3
Classificazione del suolo su base geologica dell'area investita dal sisma (a); confronto tra gli spettri di normative secondo EC8, OPCM 3274 e D.M. 14/01/2008 per suolo D per l'epicentro del sisma del 20 Maggio (lat. 44.89, long. 11.23) (b).



In Figura 3 si riportano la classificazione geologica del suolo in accordo all'EC8 e gli spettri normativi dell'OPCM 3274, dell'EC8 e del D.M. 14/01/2008 per l'epicentro dell'evento del 20 Maggio 2012. Si osserva come il suolo di categoria D sia il prevalente nell'area epicentrale. Solo lo spettro ricavato in accordo al D.M. 2008 è dipendente dalle coordinate geografiche e dalla probabilità di eccedenza considerata (nel caso in figura 10% in 50 anni), mentre gli spettri da EC8 e da OPCM 3274 dipendono esclusiva-

mente da zona sismica e categoria di suolo. Il valore della PGA è pari a 0.138 g secondo il D.M. 14/01/2008, mentre vale 0.15 g nel caso dell'EC8 e dell'OPCM. Il coefficiente di amplificazione stratigrafica per suolo D vale 1.8 per il D.M. 2008 e 1.35 per EC8 (spettro *type 1*) e OPCM. Le accelerazioni di ancoraggio degli spettri in Figura 3 diventano quindi rispettivamente 0.202 g per OPCM ed EC8 e 0.248 per le NTC. Nel prosieguo si farà riferimento a spettri ricavati secondo EC8 per categoria di suolo D.

Stanti le osservazioni manifestate e considerato che la maggior parte dell'edificato di interesse per questo studio è stato costruito tra gli anni '60 e '80, è evidente come le costruzioni investite dal sisma del Maggio 2012 siano state in gran parte progettate per soli carichi gravitazionali.

3.1 Tipologie di progettazione e valutazione normativa

Le informazioni sul patrimonio edilizio dell'area colpita dal sisma emiliano, in particolare quelle sul numero di piani e sull'evoluzione della classificazione sismica negli anni, danno la possibilità di valutare, su base meramente normativa, le prestazioni in termini di accelerazione elastica degli edifici in cemento armato dell'area. La valutazione proposta, prende le mosse da approcci semplificati spettrali che richiamano le procedure già proposte in HAZUS.

In prima istanza, in Figura 4(a) sono riportati gli spettri in termini di accelerazione relativi alla norma italiana D.M. 14/01/2008 (NTC 2008) e quelli valutati secondo l'OPCM 3274 del 2003 e l'EC8 per suolo di tipo D e per il sito della stazione di Mirandola (MRN, lat 44.8782, long 11.0617). La stazione MRN è anche quella che ha registrato il mainshock del 20 Maggio 2012 a minore distanza dall'epicentro ($R_{epi}=16$ km). I segnali registrati nelle direzioni Est-Ovest (EW) e Nord-Sud (NS) sono riportati in Figura 4(a) e confrontati con le relative stime di codice su suolo D. Dal confronto tra gli spettri di accelerazione di codice e quelli registrati si nota che lo spettro della normativa italiana su suolo D, caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni, è confrontabile con le registrazioni del sisma nelle due direzioni.

Ai fini della valutazione delle prestazioni sismiche degli edifici si assume che la capacità degli edifici progettati per soli carichi gravitazionali possa essere assimilabile a quella di edifici progettati per bassi livelli di intensità sismica. In particolare, si è considerata la classificazione in zona 3 del 1998 e in funzione di quest'ultima è stato valutato il parametro di definizione dell'azione sismica S impiegato per questa zona dal D.M. 16/01/1996 uguale a 6. In funzione di S , attraverso l'equazione (1), è possibile valutare l'accelerazione di progetto C , per edifici di media altezza. Infatti, secondo il D.M. 16/01/1996 lo spettro di progetto (implicitamente inelastico) era caratterizzato da un ramo ad accelerazione costante fino a un valore del periodo 0.8s (si veda Ricci et al., 2011), compatibile con il periodo di edifici definiti da una altezza (ovvero numero di piani) medio-bassa. Data la distribuzione del numero di piani degli edifici, mostrata in Figura 1(c), e l'assunzione suddetta, si può ritenere che tutti gli edifici pro-

gettati sino al 2003, nell'area emiliana, abbiano una capacità pari a quella di edifici progettati in base al valore di accelerazione spettrale risultante dell'equazione (1) e pari a 0.04 g.

$$C = \frac{S-2}{100} = 0.04g \quad (1)$$

D'altro canto, va in ogni caso enfatizzato che l'accelerazione spettrale valutata nell'equazione (1), nel caso di progettazione agli stati limite, alternativa, nel contesto normativo del 1996, al più tradizionale approccio alle tensioni ammissibili, prevedeva che si amplificasse del 50% il valore dell'azione. Quest'ultima considerazione fa sì che, nel caso di progetto agli stati limite, l'accelerazione corrispondente per edifici di media altezza nell'area emiliana fosse pari a 0.06 g.

A fronte dell'ultima considerazione fatta, va anche enfatizzato che, indipendentemente dalla normativa di progettazione, un qualunque approccio agli stati limite prevede che si progetti con valori delle resistenze dei materiali di progetto, a loro volta derivate da resistenze caratteristiche. D'altra parte, le prestazioni degli edifici esistenti vanno valutate sulle proprietà medie dei materiali. In particolare, il rapporto tra proprietà medie e di progetto può rappresentare un valore di sovrarresistenza implicita che aumenta ulteriormente l'accelerazione spettrale effettiva di progetto. In base a studi disponibili in letteratura (e.g., Borzi e Elnashai, 2000, Galasso et al., 2011), il valore di tale fattore di sovrarresistenza associato ai materiali è stato assunto pari a 1.5, conducendo, in ultima analisi, ad un'accelerazione spettrale di progetto ($S_{a,in}$) uguale a 0.09 g (trascurando ogni sovrarresistenza associata alla iperstaticità strutturale).

Assumendo i valori minimo e massimo dell'intervallo del fattore di struttura da adottarsi per edifici esistenti secondo la normativa italiana, e quindi scegliendo dei fattori di struttura uguali rispettivamente a 1.5 e 3.0, è possibile ottenere i valori di accelerazione spettrale elastica capace minima e massima ($S_{a_{el,min}}$; $S_{a_{el,max}}$), valutati su base normativa. Per l'esempio proposto nel caso emiliano e quindi partendo dal valore di $S_{a,in}$ uguale a 0.09g si ottengono rispettivamente valori di accelerazione $S_{a_{el,min}}=0.135$ g e $S_{a_{el,max}}=0.27$ g.

I valori di accelerazione spettrale ricavati sopra sono stati collocati nel piano spettrale spostamento accelerazione (ADRS) lungo una retta di pendenza corrispondente al periodo degli edifici in c.a. siti nel comune di Mirandola, (come si vedrà nel seguito). Tale periodo è stato definito in funzione del numero di piani più diffuso per l'area del comune di Mirandola (4 piani) e assumendo un'altezza di interpiano pari a 3.0 m., ottenendo, così, un'altezza globale del

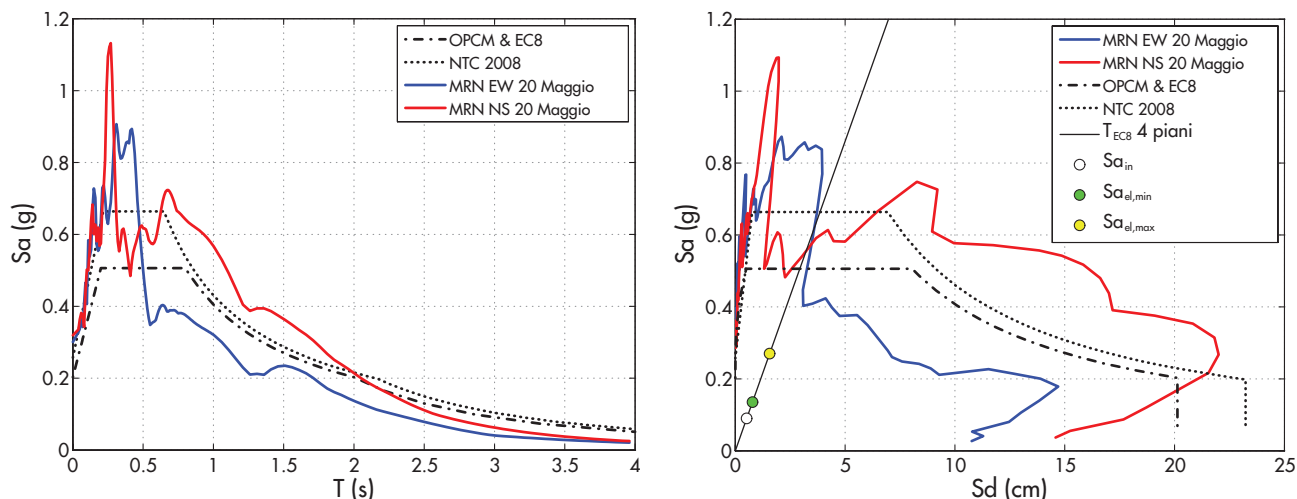


Figura 4 Spettri di risposta elastici in termini di accelerazione relativi al sito di Mirandola (lat 44.8782, long 11.0617) secondo EC8 e normativa italiana su suolo D comparati con gli spettri relativi alle registrazioni del 20 Maggio 2012 nelle direzioni Est-Ovest (EW) e Nord-Sud (NS) alla stazione MRN, (a); spettri spostamento accelerazione (ADRS) corrispondenti a quelli proposti in (a) confrontati con le prestazioni sismiche valutate su base normativa di edifici nudi in c.a.

generico edificio in c.a. nudo rappresentativo dell'area. In base alla formulazione monomia semplificata suggerita da normativa italiana ed EC8, dipendente esclusivamente dall'altezza totale dell'edificio, si ottiene un periodo di 0.48 s. La retta rappresentativa del periodo appena valutato è mostrata in Figura 4b insieme con gli spettri ADRS di codice e con quelli dei segnali registrati alla stazione di Mirandola. Il confronto grafico mostrato in Figura 4b tra prestazioni sismica valutate su base normativa e domanda, sia di codice che relativa all'evento sismico, sembrerebbe suggerire una sostanziale inadeguatezza degli edifici in c.a. siti nell'area colpita dal sisma. In realtà, come si vedrà nel seguito, sia dai danni osservati (sezione 4) che dalla valutazione della vulnerabilità sismica (Sezione 5), la valutazione delle prestazioni su base normativa non può essere considerata un *benchmark* per la valutazione delle effettive prestazioni sismiche; pur rappresentando, d'altra parte, un minorante della capacità sismica a meno di crisi di tipo fragile (De Luca, 2011). Infine, la valutazione delle prestazioni sismiche fatta su base normativa e in funzione di classificazioni sismiche obsolete non è detto che conduca a valori di accelerazione inelastica di progetto maggiori rispetto a quelle valutate su edifici progettati per carichi gravitazionali (Giovinazzi e Lagomarsino, 2006) ; e in ogni caso, come enfatizzato precedentemente, non si può assumere la pratica di progettazione per carichi sismici come caratteristica dell'area colpita dal sisma. Da quest'ultima osservazione prende spunto l'approccio di vulnerabilità proposto nel seguito e basato su progettazione fatta per carichi gravitazionali.

4. Evento e danni osservati

La sequenza sismica del Maggio 2012 che ha colpito l'Emilia è stata caratterizzata da sette eventi di magnitudo superiore a 5, cinque di

questi verificatisi tra il 20 e il 29 maggio 2012. La durata della sequenza ha sicuramente prodotto effetti di danneggiamento cumulato associati ai numerosi eventi che hanno colpito la stessa area e, dunque, le stesse strutture (Iervolino et al., 2012). L'evento principale, di magnitudo 6.0, si è verificato il 20 Maggio 2012 alle 4:03:53 (ora italiana). In Figura 5 sono mostrati la *shake map* e la localizzazione dell'epicentro (lat. 44.89; long. 11.23) del mainshock. I danni agli edifici in cemento armato non possono essere definiti come rappresentativi della sequenza emiliana; infatti, sono state altre le tipologie strutturali che hanno sofferto maggiormente (e.g., strutture prefabbricate di tipo industriale, edifici in muratura storici). Dall'analisi dei danni raccolti in situ all'indomani degli eventi del 20 e 29 maggio (e.g., EPICentre Field Observation Report No. EPI-FO-200512, 2012; EPICentre Field Observation Report No. EPI-FO-290512, 2012; Decanini et al., 2012; Parisi et al., 2012) si può osservare che gli edifici in cemento sono stati caratterizzati prevalentemente da danni lievi e/o moderati e, solo in rarissimi casi (EPICentre Field Observation Report No. EPI-FO-290512, 2012), sono stati registrati collassi strutturali. Il fatto che i danni alle strutture in cemento armato siano stati modesti, per entità e numero di edifici colpiti, rappresenta un ulteriore spunto e motivo di approfondimento da parte di tecnici e ricercatori del settore. Lampante è il confronto con i più ingenti danni al costruito in cemento armato registrati nel 2009 dopo il terremoto aquilano (e.g., Verderame et al., 2009; Ricci et al., 2011). Le differenze sono indubbiamente figlie della diversa intensità delle sequenze aquilana ed emiliana, e si possono, in prima istanza, già evincere dalle differenti entità dei parametri di scuotimento registrati nei due casi (e.g., Chioccarelli et al., 2009; Chioccarelli et al., 2012). D'altra parte il peso relativo dell'edi-

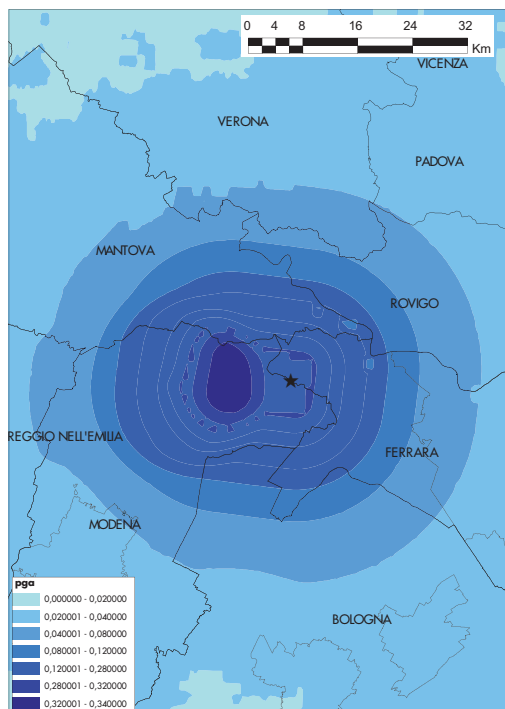


Figura 5
Shake map del mainshock del 20 Maggio 2012 e localizzazione dell'epicentro (lat. 44.89; long. 11.23).



Figura 6
Localizzazione dei centri abitati di cui si riportano alcuni dei danni osservati ad edifici in c.a., epicentri degli eventi di massima magnitudo della sequenza sismica. (Google Earth).

ficato in cemento armato rispetto al patrimonio edilizio totale, nelle due aree emiliana e aquilana, è confrontabile risultando pari circa del 20% del totale; inoltre, anche la distribuzione del numero di piani o l'epoca di costruzione sono abbastanza affini, si vedano la sezione 2 e i dati riportati in Ricci et al. (2011). Diversa sicuramente, tra il caso emiliano e quello aquilano, è l'evoluzione della classificazione sismica e di conseguenza le modalità di progettazione. Infatti, nel caso emiliano, come visto nella sezione 3, si tratta di un patrimonio edilizio progettato per lo più per carichi gravitazionali. In ultimo, l'organizzazione degli insediamenti umani nelle due aree colpite è sostanzialmente diversa in quanto nel caso abruzzese l'epicentro risultava particolarmente vicino ad un capoluogo di regione. Un'analisi preliminare e qualitativa della tipologia ed entità dei danni osservati rappresenta il

primo passo verso un'interpretazione quantitativa del comportamento degli edifici in cemento armato durante il recente terremoto emiliano. Le affinità e differenze con i danni di altri terremoti diventano il trampolino di lancio per un'analisi quantitativa della vulnerabilità del costruito di quest'area e per alcune considerazioni riguardanti il comportamento degli edifici in cemento armato.

La gran parte dei danni registrati interessa elementi di tamponatura e solo raramente coinvolge gli elementi primari in cemento armato i quali evidenziano per lo più crisi di tipo fragile. In Figura 6 è riportata la localizzazione degli epicentri dei due eventi principali della sequenza sismica emiliana e alcuni dei centri abitati in cui si sono osservati danni, più o meno ingenti, alle strutture in cemento armato (Mirandola, Cavezzo, San Felice sul Panaro). Dalla Figura 7 alla Figura 12 è raccolta una rassegna

Figura 7
Mirandola, danneggiamento lieve dell'intonaco su tamponamenti in laterizio; (Parisi et al., 2012).

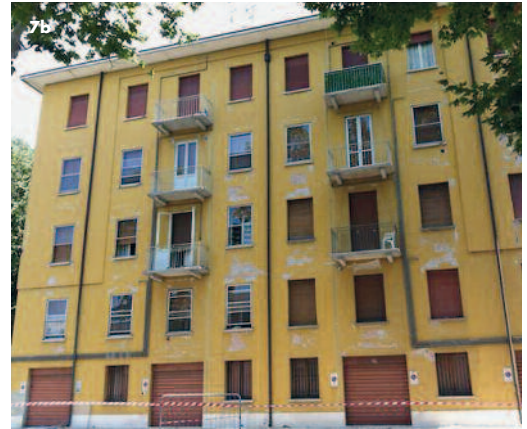


Figura 8
Mirandola, danni moderato alla fodera esterna di tamponamenti in laterizio in assenza di danni agli elementi in c.a. dell'edificio; (Parisi et al., 2012).



di danni strutturali e non strutturali ad edifici in cemento armato in ordine crescente per entità e impatto economico.

In Figura 7, sono riportati due edifici di quattro e cinque piani; le foto si riferiscono al centro abitato di Mirandola, sito in piena zona epicentrale nel caso di entrambi gli eventi del 20 e 29 Maggio. I danni mostrati in Figura 7 possono definirsi di tipo lieve in quanto, in entrambi i casi, si registra il solo danneggiamento dell'intonaco nei tamponamenti esterni. Situazioni di tale natura rappresentano i casi in cui gli interventi post evento possono essere particolarmente limitati. Gli edifici in Figura 7, nonostante siano localizzati in zona epicentrale, e considerando che probabilmente sono stati progettati per soli carichi gravitazionali, hanno mostrato buone prestazioni sismiche.

In Figura 8 è possibile osservare un danno moderato dei tamponamenti esterni di un edificio sito sempre a Mirandola. Il danno sembra interessare esclusivamente la fodera esterna. In Figura 8b il danno alla fodera esterna porta in luce elementi strutturali primari che, invece non sembrano essere interessati da danneggiamento.

Diverso si presenta il caso di un edificio di sette piani sito ancora a Mirandola, mostrato in Figura 9, per il quale si registrano danni anche agli elementi in c.a. Si osserva un danneggiamento

alla fodera esterna delle tamponature consistente in uno schiacciamento localizzato negli angoli del pannello, in corrispondenza dei quali è evidente la rottura delle unità in laterizio costituenti la fodera (Figura 9a). Tale quadro di danneggiamento sembra quindi corrispondere allo sviluppo di un fenomeno di *corner crushing*. Nel particolare in Figura 9b è mostrata una fessurazione diagonale che interessa la testa della colonna contigua al pannello di tamponatura. L'andamento della fessura in Figura 9b suggerisce un danneggiamento di tipo tagliante dell'elemento pilastro prodotta probabilmente, da un lato, dalla azione locale prodotta dall'interazione tamponatura-pilastro e, dall'altro, dall'incapacità di quest'ultimo di sopportare tale azione per specifiche carenze dell'elemento (inadeguata staffatura, modesto sforzo assiale,...). Nella Figura 9c e Figura 9d si nota un tipico danneggiamento strutturale prodotto dall'interazione con gli elementi di tamponatura. Le finestre a nastro della Figura 9c e il tamponamento parziale fanno sì che si riduca notevolmente la luce libera di inflessione delle colonne adiacenti (colonna tozza). Questa tipologia di situazioni, è ben noto, che favorisca l'insorgere di crisi fragili di tipo tagliante. Infatti, la diminuzione della luce della colonna conduce ad un consistente incremento della richiesta tagliante (al massimo pari al minimo tra l'azione prodotta dalla tampona-



Figura 9
Mirandola, (a) fodera esterna di tamponatura danneggiata al primo livello di un edificio, (b) fessurazione diagonale caratteristica di crisi taglianti alla testa di colonna in c.a.; danno strutturale ad una colonna tozza in corrispondenza di finestre a nastro come risultato di interazione tra elemento in c.a. e tamponatura, (c) vista globale, (d) particolare colonna; (e) danno moderato e fessurazione diagonale di tamponatura in laterizio tra due vani finestra, (f) danno significativo e collasso parziale di tamponatura in laterizio; (Parisi et al., 2012).

tura adiacente e il taglio plastico della colonna tozza). D'altra parte, la modesta entità dell'armatura trasversale riportata in Figura 9d, costituita da staffe a due braccia poste ad un passo di circa 20 cm, anche alla luce delle attuali prescrizioni previste dalle normative italiane (D.M. 14/01/2008) ed europee (CEN, 2004), non consente di fornire una capacità resistente a taglio adeguata all'incremento di sollecitazione tagliante prodotta dalla tamponatura parziale. Nelle Figura 9e e Figura 9f, con riferimento sempre allo stesso edificio, è invece mostrato un danneggiamento moderato, Figura 9e, e significativo, Figura 9f, di elementi di tamponatura. In Figura 9e si nota una fessurazione diagonale del pannello di tamponatura nella zona tra due

vani finestra, ricordando i tipici meccanismi di crisi dei pannelli di maschio nelle strutture in muratura portante. È ben noto che la presenza di aperture nei pannelli di tamponatura comporta una diminuzione della resistenza e della rigidità del pannello, riconducibile anche alla radicale modifica dei meccanismi di trasferimento delle mutue azioni tra pannello ed elementi in c.a. contigui.

Il caso del tamponamento collassato in Figura 9f sembrerebbe, invece, richiamare un meccanismo di taglio-scorrimento, con formazione di una fessurazione nella zona mediana del pannello e il successivo ribaltamento e collasso della parte superiore (Shing e Mehrabi, 2002).

I danni complessivamente mostrati nella Figura

Figura 10
Cavezzo, colonna in c.a.,
(a) espulsione del
copriferro, (b) valutazione
del passo delle staffe (20
cm), (c) instabilizzazione
dell'armatura longitudinale;
(Parisi et al., 2012).

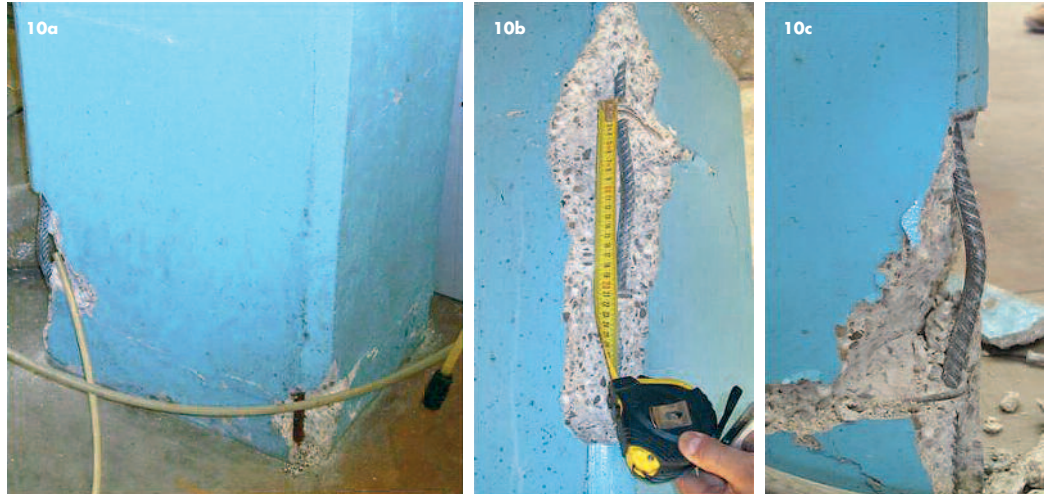


Figura 11
San Felice sul Panaro,
danni significativi a elementi
in cemento armato prodotti
da interazione locale con
tamponatura in laterizio;
(Decanini et al., 2012).



9, dell'edificio di sette piani, sito a Mirandola, mostrano prestazioni qualitativamente e quantitativamente diverse rispetto a quelle degli edifici localizzati nella stessa area, mostrati nelle Figura 7 e Figura 8, di quattro e cinque piani rispettivamente. Escludendo ragioni collegate all'intensità sismica, dato che in ogni caso si parla di edifici siti nella stessa area (si veda Parisi et al. (2012) per la loro specifica geolocalizzazione), sembrerebbe il numero di piani, più che l'eventuale approccio progettuale e realizzativo, il discrimine tra le diverse entità di danneggiamento. La precedente considerazione trova conferma negli studi di vulnerabilità, presenti in letteratura relativi agli edifici in cemento armato intelaiati (e.g., Borzi et al., 2008; Ricci, 2010, Giovinazzi and Lagomario, 2006), in cui ad altezza crescente dell'edificio corrisponde un indice di vulnerabilità crescente a parità di altre condizioni.

In Figura 10 è riportato il particolare di una colonna in cemento armato di una struttura sita a Cavezzo che non ha evidenziato particolari danni a seguito del terremoto, a meno della tipologia di danneggiamento mostrata dalle immagini. La colonna in Figura 10a mostra l'espulsione del copriferro in due vertici della colonna alla base dell'elemento. Dalla vista proposta nelle Figura 10b e c si nota il passo delle staffe pari a

20 cm e l'instabilizzazione della barra longitudinale in uno degli spigoli causata, appunto, da un'insufficiente armatura trasversale che aumenta la luce libera della barra e ne favorisce il meccanismo di instabilizzazione. Questa tipologia di danneggiamento, nel caso della progettazione di elementi in cemento armato fatta secondo la recente normativa italiana (D.M. 14/01/2008) dovrebbe essere impedita da particolari prescrizioni sull'armatura trasversale previste per le zone di estremità degli elementi (zone critiche), in cui il passo delle staffe è limitato in funzione del diametro delle armature longitudinali.

In Figura 11 è riportato il particolare del primo piano di un edificio di tre piani sito a San Felice sul Panaro e caratterizzato da una distribuzione delle tamponature irregolare in pianta e altezza (Decanini et al., 2012). I particolari della Figura 11a e b sembrano suggerire una crisi strutturale delle colonne prodotta dall'interazione locale con le tamponature. Questa tipologia di danno, come già enfatizzato da Decanini et al. (2012), trova affinità anche in alcune tipologie di danno già evidenziatisi durante il terremoto de L'Aquila del 2009 (e.g., Verderame et al., 2011). L'interazione locale con le tamponature ha sicuramente prodotto un incremento della richiesta tagliante, e, di contro, lo scarso detta-



Figura 12
Cavezzo, (a) collasso strutturale di edificio in c.a. tamponato con mattoni forati, (a) particolare di nodo trave-colonna danneggiato e sprovvisto di armatura trasversale; (EPI-FO-290512, 2012).

glio dell'armatura trasversale ha parallelamente contribuito ad una capacità delle colonne per meccanismi fragili sicuramente carente sia per quanto riguarda crisi a taglio di tipo convenzionale che per crisi fragili di tipo attritivo. Infine, in Figura 12, è mostrato uno dei rarissimi casi di edifici in c.a. collassati a seguito del terremoto emiliano (EPI-FO-290512, 2012). Sepur lo stato dell'edificio a seguito del collasso, mostrato in Figura 12a, non permetta di dedurre le più probabili cause di crollo, il particolare in Figura 12b sicuramente enfatizza la povertà del dettaglio di armatura in corrispondenza del nodo trave-colonna, se si compara tale elemento con ciò che è previsto per questi elementi dalle normative sismiche italiana ed europea.

5. La risposta degli edifici in c.a.

Ai fini della valutazione della fragilità sismica del costruito in cemento armato dell'area emiliana e quindi, in ultimo, al fine di una valutazione di scenari di danno per l'area, sono stati selezionati degli edifici casi studio in cemento armato che fossero rappresentativi del costruito della zona a valle dei dati e delle considerazioni svolte precedentemente.

5.1 Casi studio

La scelta dei casi studio analizzati deriva dalle informazioni ricavate dall'indagine dell'edificio esistente emiliano. Dunque, consistente-

mente con l'evidente prevalenza di edifici medio – bassi nel costruito dell'Emilia (si veda Figura 1(c)) e con l'evoluzione della classificazione sismica della regione, si sono analizzate due strutture caso-studio, concepite per sostenere i soli carichi gravitazionali, una di due piani e l'altra di quattro, con altezza di interpiano costante in elevazione e pari a 3 m, entrambe con la stessa disposizione in pianta di travi e pilastri. Le strutture sono simmetriche in pianta in ambo le direzioni, con cinque campate in direzione longitudinale (X) e tre in direzione trasversale (Y), tutte di 4.5 m, così che l'estensione totale in pianta è di (22.5x13.5) m². I pannelli di tamponatura, di spessore pari a 20 cm e privi di aperture, si considerano disposti uniformemente in pianta e in elevazione sui telai esterni e, dunque, la percentuale geometrica di area tamponata rispetto all'estensione planimetrica globale (ρ_w) risulta pari a 0.028 a 0.017 rispettivamente in direzione longitudinale e trasversale. I solai sono orditi parallelamente alla direzione trasversale. Peso proprio e carico accidentale sono assunti rispettivamente pari a 5.00 kN/m² e 2 kN/m² a tutti i piani. Le proprietà meccaniche assunte per gli elementi in c.a. e per le tamponature sono sintetizzate in Tabella 1.

5.1.1 Progettazione simulata

Le dimensioni degli elementi strutturali sono calcolate sulla base di una procedura di progetto simulato fondato su prescrizioni normative e

Tabella 1 - Valori mediani μ delle proprietà meccaniche degli elementi in c.a. e delle tamponature

	Proprietà meccaniche	μ	Reference
Cemento armato	Resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo, f_c	25.0 MPa	(Verderame et al., 2001)
	Resistenza allo snervamento dell'acciaio, f_y	369.7 MPa	(Verderame et al., 2012)
Tamponature	Modulo di elasticità a taglio, G_w	1240 MPa	(Fardis, 1997;
	Modulo di elasticità a compressione, E_w	4133 MPa	Rossetto and Elnashi, 2005;
	Resistenza al cracking, τ_{cr}	0.33 MPa	Calvi et al.,2004)
	Rapporto tra rigidezza di softening e rigidezza elastica, α	3%	(Fardis, 1997;
	Rapporto tra resistenza residua e resistenza massima, β	1%	Panagiotakos and Fardis, 1996)

pratiche costruttive in vigore in Italia tra il gli anni '50 e '70 (Regio Decreto Legge n. 2229, 16/11/1939; Verderame et al., 2010a); la configurazione strutturale segue il sistema dei telai piani e paralleli: le azioni verticali gravano esclusivamente sui telai in direzione longitudinale e le travi interne in direzione trasversali sono assenti. Per il progetto degli elementi strutturali si è applicato il metodo delle tensioni ammissibili, assumendo come massime tensioni ammissibili per il cls 5.0 e 7.5 MPa in compressione o pressoflessione rispettivamente. Le dimensioni delle colonne sono calcolate in base allo sforzo assiale derivante dall'area di influenza che insiste su ciascun pilastro, mentre l'armature delle travi, tutte di sezione (30x50) cm² sono calcolate a partire dalle sollecitazioni flettenti dovute ai carichi provenienti dal solaio. L'armatura è costituita da barre lisce con tensione ammissibile pari a 160 MPa.

5.2 La capacità sismica

5.2.1 Modellazione

La risposta non lineare degli elementi in c.a. è analizzata con l'approccio a plasticità concentrata: travi e colonne sono modellate come elementi elastici dotate agli estremi di cerniere plastiche dall'involuppo trilineare definito dai punti di fessurazione, snervamento e ultimo. Il comportamento è assunto elastico fino alla fessurazione e perfettamente plastico dopo lo snervamento. Momento e curvatura di snervamento sono calcolati su una sezione a fibre per un valore di sforzo assiale corrispondente a quello dovuto ai soli carichi gravitazionali. La rotazione di corda allo snervamento e quella ultima sono valutate attraverso le formulazioni fornite in (Biskinis e Fardis, 2010) senza l'introduzione di alcun fattore riduttivo della rotazione ultima per l'assenza di dettagli sismici, vista la presenza di barre lisce (Verderame et al., 2010b). Al fine di cogliere al meglio l'influenza che i

pannelli di tamponatura esercitano sul comportamento strutturale globale, anche le tamponature sono incluse nel modello numerico e modellate tramite puntone equivalenti, posizionati secondo le diagonali delle maglie tamponate, reagenti esclusivamente a compressione con un involuppo forza-spostamento del tipo proposto da Panagiotakos and Fardis (Panagiotakos and Fardis, 1996; Fardis, 1997) e schematicamente riportato in Figura 13.

Come si osserva, l'involuppo forza-spostamento utilizzato si compone di quattro rami lineari. Il primo ramo corrisponde ad un comportamento elastico fino alla fessurazione e ha pendenza pari alla rigidità elastica k_{el} del pannello, calcolata in funzione di area trasversale della tamponatura A_w , modulo di elasticità a taglio G_w e altezza netta del pannello h_w , come da equazione (2).

$$K_{el} = \frac{G_w A_w}{h_w} \quad (2)$$

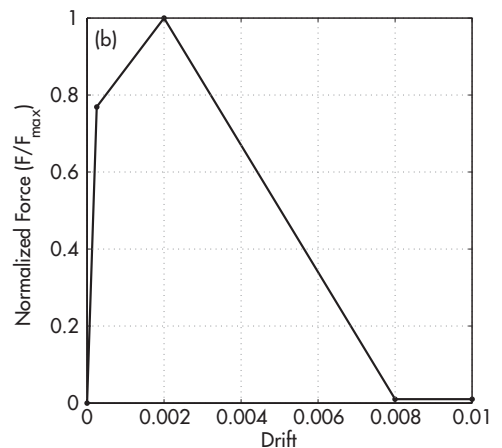
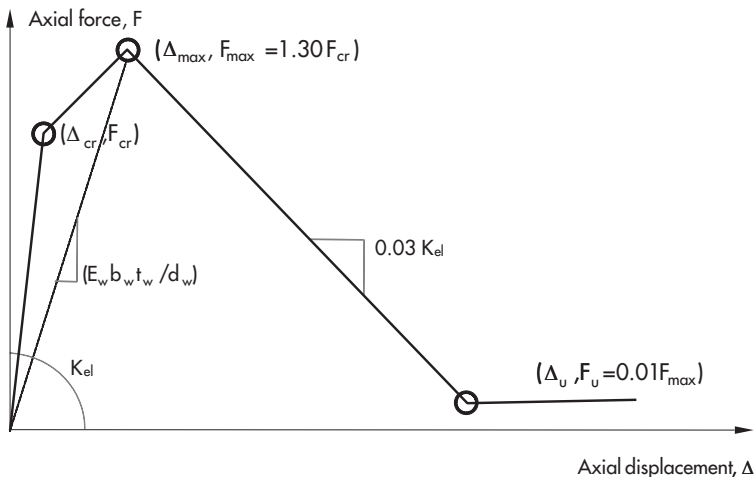
Detta τ_{cr} la resistenza unitaria al cracking, la resistenza alla fessurazione del pannello F_{cr} può essere calcolata in accordo all'equazione (3):

$$F_{cr} = \tau_{cr} A_w \quad (3)$$

Il secondo ramo prosegue fino alla massima resistenza del pannello F_{max} , che è calcolata secondo l'equazione (4). Lo spostamento capace corrispondente, Δ_{max} , è valutato nell'ipotesi che la rigidità secante al massimo sia pari a quella suggerita dalla formulazione di Mainstone (Mainstone, 1971), assumendo che lo spessore del puntone equivalente b_w sia quello fornito dall'equazione (5), dove h_w e d_w rappresentano rispettivamente l'altezza e la lunghezza della diagonale del pannello.

$$F_{max} = 1.30 \cdot F_{cr} \quad (4)$$

Figura 13
Modello di singolo puntone
per le tamponature
(Panagiotakos and Fardis,
1996).



$$b_w = 0.175 (\lambda_h h_w)^{-0.4} d_w \quad (5)$$

λ_h è definita in accordo all'equazione (6), dove E_w e E_c sono i moduli di Young rispettivamente del pannello di tamponatura e del calcestruzzo circostante, θ è la pendenza del puntone diagonale rispetto all'orizzontale, t_w lo spessore del pannello, I_c il momento di inerzia delle colonne adiacenti.

La rigidità secante al massimo è fornita infine dall'equazione (7).

$$\lambda_h = 4 \sqrt{\frac{E_w t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}} \quad (6)$$

$$K_{sec} = E_w b_w t_w / d_w \quad (7)$$

Il terzo ramo dell'involuppo è degradante fino alla resistenza residua del pannello; la sua pendenza k_{deg} è assunta proporzionale alla rigidità elastica, come da equazione (7), tramite il parametro α , che assume valori variabili in letteratura nell'intervallo [0.005; 0.1] (Panagiotakos and Fardis, 1996).

$$K_{deg} = -\alpha K_{el} \quad (8)$$

L'ultimo ramo dell'involuppo corrisponde alla resistenza residua del pannello e ha pendenza nulla. Il rapporto β tra la resistenza massima e quella residua può assumere valori dell'1-2% (Panagiotakos and Fardis, 1996).

In questo studio, in accordo a quanto presentato in letteratura, si sono scelti i valori 0.03 e 0.01 rispettivamente per α e β .

5.2.2 Metodologia di analisi

Si sono eseguite analisi statiche non lineari sulle strutture di studio separatamente nelle due direzioni, con distribuzione di forze laterali proporzionale alla forma modale fondamentale, valutando la risposta strutturale in termini di taglio alla base – spostamento in testa.

Il modello strutturale e le analisi numeriche sono eseguite con il software "PBEE toolbox" (Dolšek, 2010), che combina MATLAB® con OpenSees (McKenna et al., 2004), modificato per includere anche le tamponature (Ricci, 2010; Celarec et al., 2012).

Poiché la risposta laterale è caratterizzata da un significativo degrado di resistenza dovuto alla progressiva crisi delle tamponature, un involuppo bilineare non approssimerebbe in maniera adeguata la curva di pushover che si ottiene dall'analisi; questa viene quindi multi-linearizzata, adottando a tale scopo il criterio di uguaglianza energetica, ovvero di area sottesa, tra l'originaria curva di pushover e la multi-

lineare che si ricerca. A partire dalla curva di capacità multi-linearizzata, si possono ottenere le curve IN2 (Dolšek e Fajfar, 2008) per l'oscillatore semplice (SDoF) equivalente assumendo come misura di intensità (IM) sia l'accelerazione spettrale elastica corrispondente al periodo dello SDoF equivalente ($S_{ae}(T_{eff})$) sia la massima accelerazione al suolo (PGA).

Una curva IN2 fornisce una relazione tra un parametro di domanda, quale ad es. lo spostamento orizzontale in testa, e un IM, come ad esempio l'accelerazione spettrale elastica per un certo periodo o la PGA. La capacità sismica di una struttura può essere espressa sia in termini di $S_{ae}(T_{eff})$ che di PGA: si dice PGA capace la PGA che corrisponde allo spettro elastico di domanda sotto l'azione del quale lo spostamento di domanda eguaglia la capacità di spostamento; allo stesso modo si può definire la capacità sismica in termini di $S_{ae}(T_{eff})$. Dunque, data una curva IN2 in termini di spostamento in testa - PGA, la PGA sulla curva che corrisponde ad un fissato valore di spostamento in testa rappresenta la PGA capace della struttura per quel valore di spostamento.

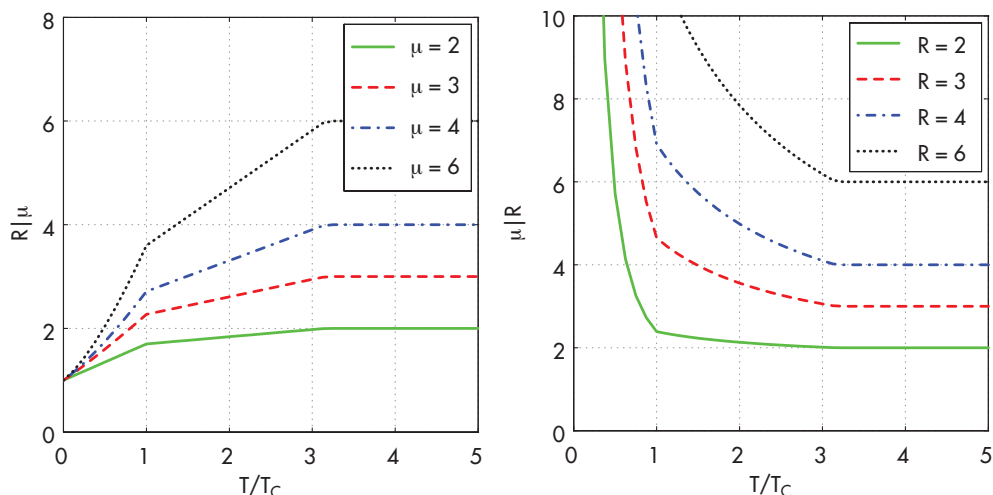
A partire da valori caratteristici di spostamento (o di duttilità μ) - inclusi anche quelli corrispondenti ai *Damage States* (DS) considerati e di seguito definiti - e dalle caratteristiche della curva di capacità multi-linearizzata si ricavano i valori delle PGA e $S_{ae}(T_{eff})$ capaci corrispondenti (ovvero i punti delle curve IN2 in PGA o $S_{ae}(T_{eff})$), adoperando la legge R- μ -T valida per risposta strutturale degradante proposta da (Dolšek e Fajfar, 2004) e successivamente perfezionata dagli stessi autori per bassi livelli di richiesta sismica (Dolšek e Fajfar, 2005).

Ricordando che il fattore R è definito come il rapporto tra accelerazione spettrale elastica corrispondente al periodo effettivo e accelerazione di snervamento dell'oscillatore equivalente, fissato il T_{eff} dello SDoF equivalente, l'applicazione della legge R- μ -T consente di ricavare μ dato R o, viceversa - come è qui applicata - R dato μ in funzione anche del rapporto r_u tra massima e minima resistenza della curva di capacità multi-linearizzata, della duttilità μ_s all'inizio del degrado e dei periodi spettrali T_C e T_D (Figura 14).

Gli spettri elastici utilizzati per la costruzione delle curve IN2 sono quelli da Eurocodice 8 - type I - per tipologia di suolo D (suolo prevalente nella regione in esame - Figura 3a) e le PGA capaci ottenute sono accelerazioni orizzontali in superficie, che già includono, quindi, effetti di amplificazione locale di origine stratigrafica (non al *bedrock*).

Nel paragrafo successivo si descrivono gli Stati di Danno (*Damage State* o DS) considerati ed i rela-

Figura 14
Legge $R-\mu-T$ adottata per
telai tamponati con $r_u=0.4$,
 $\mu_s=2.5$, $T_C=0.8s$, $T_D=2s$



tivi limiti in termini di capacità di spostamento cui corrispondono attraverso le suddette curve IN2 i valori di intensità sismica in corrispondenza dei quali è atteso il raggiungimento di tali DS.

5.3 Definizione degli stati di danno

Nei paragrafi precedenti è stato mostrato come è possibile ricavare la relazione tra una misura di intensità sismica (ad es. PGA) ed una misura di danno, espressa in particolare come richiesta di spostamento (globale), attraverso le curve IN2 per gli edifici caso studio.

A questo punto è necessario stabilire dei limiti di capacità di spostamento corrispondenti a diversi Livelli di Danno, che consentano di formulare, sulla base dell'input sismico costituito dalla "shake map" dell'evento, una previsione dello scenario di danno atteso, da confrontare con il danno osservato post-evento.

A questo scopo è necessario introdurre dei limiti di capacità locale che descrivono l'evolvere del quadro deformativo a livello del singolo elemento costituente la struttura, ad esempio dei pilastri e dei pannelli di tamponatura, al crescere della richiesta di spostamento ed il cui attingimento determina, quindi, il superamento dei diversi stati di danno. In particolare a questi limiti di spostamento locale corrispondono sulla curva di risposta della struttura dei valori di spostamento globale (nel caso specifico lo spostamento del baricentro dell'ultimo impalcato), a cui a loro volta corrispondono attraverso le curve IN2 dei valori di intensità sismica.






A tal fine, è opportuno rifarsi non a dei limiti di capacità normativi, bensì a limiti di capacità che possano essere messi in diretta relazione con il danneggiamento osservato. Dalla fine del XIX secolo diverse scale hanno fornito la relazione tra danno osservato e intensità sismica, definendo la severità di un terremoto sulla base degli effetti prodotti sulle strutture e sul territorio;

tra queste le più utilizzate in Europa sono state la scala Mercalli, che proposta agli inizi del '900 e sulla base di successive modifiche e miglioramenti ha dato origine alla scala Mercalli-Cancani-Sieberg, e più recentemente la scala Macrosismica EMS-98, le cui maggiori innovazioni rispetto alle scale precedenti sono rappresentate dal fatto che la classe di vulnerabilità degli edifici è funzione non solo dalla tipologia strutturale ma anche di altri fattori tra cui il sistema sismo-resistente per le strutture in c.a. e la qualità dei pannelli murari per le costruzioni in muratura, ed inoltre è variabile entro un certo margine di incertezza, in funzione ad esempio della resistenza degli impalcati o dell'irregolarità strutturale. In particolare l'EMS-98 definisce 5 differenti "Damage State" fornisce per ognuno di essi la esplicita descrizione del danno subito dagli elementi strutturali e non strutturali sia per strutture in c.a., di cui è riportato uno stralcio in Figura 15, che in muratura. Nel seguito si illustreranno quindi le assunzioni fatte per tradurre gli Stati di Danno descritti dalla EMS-98 in corrispondenti limiti di capacità di spostamento da adottare nei modelli numerici e, quindi, limiti in corrispondenza dei quali leggere la corrispondente PGA capace nelle curve IN2 precedentemente ricavate.

Ciò consentirà di ricavare i valori di intensità sismica (in particolare, PGA) in corrispondenza dei quali è atteso il verificarsi di ognuno dei suddetti DS.

In particolare in Figura 15 sono riportati i differenti DS con la relativa descrizione del danno negli elementi strutturali e non, e la relativa interpretazione all'interno del modello numerico attraverso soglie di spostamento che a livello dei singoli elementi (inf: *infills*; RC: *Reinforced Concrete elements*) definiscono l'attingimento del relativo DS.

La definizione dei DS è stata effettuata interpretando e traducendo attraverso giudizio inge-

DS1	DS2	DS3	DS4	DS5
				
Grade 1: Negligible to slight damage <i>(no structural damage, slight non-structural damage)</i>	Grade 2: Moderate damage <i>(slight structural damage, moderate non-structural damage)</i>	Grade 3: Substantial to heavy damage <i>(moderate structural damage, heavy non-structural damage)</i>	Grade 4: Very heavy damage <i>(heavy structural damage, very heavy non-structural damage)</i>	Grade 5: Destruction <i>(very heavy structural damage)</i>
<u>Fine cracks in plaster over frame members</u> or in walls at the base. <u>Fine cracks in partitions and infills</u>	<u>Cracks in columns and beams of frames</u> and in structural walls. <u>Cracks in partition and infill walls</u> ; fall of brittle cladding and plaster. Falling mortar from the joints of wall panels	<u>Cracks in columns and beam column joints of frames</u> at the base and at joints of coupled walls. <u>Spalling of concrete cover, buckling of reinforced rods.</u> <u>Large cracks in partition and infill walls, failure of individual infill panels</u>	<u>Large cracks in structural elements</u> with compression failure of concrete and fracture of rebars; bond failure of beam reinforced bars; tilting of columns. Collapse of a few columns or of a single upper floor	Collapse of ground floor or parts (e. g. wings) of buildings
$\min(\Delta_{cr}^{inf}, \Delta_{cr}^{RC})$	$\min(\Delta_{max}^{inf}, \Delta_y^{RC})$	$\min(\Delta_{ult}^{inf}, \Delta_{spalling}^{RC}, \Delta_{buckling}^{RC})$	Δ_{ult}^{RC}	Δ_{pc}^{RC}

gnéristico i termini qualitativi presentati dall’EMS-98 che definiscono l’evoluzione del quadro fessurativo negli elementi strutturali e non strutturali in soglie di spostamento legate al comportamento non lineare di pilastri e tamponature.

Il DS1 è contraddistinto da danni molto lievi agli elementi strutturali e non, ovvero fessure capillari nell’intonaco degli elementi in c.a. e delle tramezzature e tamponature. Questa soglia di spostamento viene fatta corrispondere nel modello numerico della struttura al superamento dello spostamento relativo alla prima fessurazione dei pilastri o della tamponatura nei rispettivi modelli di capacità, considerando il più piccolo dei due.

Il DS2 dell’EMS-98 è identificato dallo sviluppo di fessure sulle colonne e sulle travi della struttura oltre che sui pannelli di tamponatura. L’interpretazione meccanica di questo aspetto fenomenologico può essere effettuata con riferimento al comportamento di un elemento in c.a. che in seguito alla formazione della prima fessura, esibisce una riduzione di rigidità dovuta all’apertura delle fessure fino ad un valore di resistenza corrispondente allo snervamento dell’armatura longitudinale. D’altro canto, è stato osservato sperimentalmente come in un telaio tamponato, in seguito alla fessurazione dello stesso, si crei un flusso di tensioni lungo la diagonale oltre che una concentrazione di tensioni in corrispondenza degli spigoli carichi conducendo ad un’estensione del fenomeno di fessurazione fino all’attingimento della massima resistenza del pannello. In conclusione il valore di spostamento coerente con la massima resistenza del pannello di tamponatura viene confrontato con quello relativo alla resistenza allo snervamento del pilastro ed il valore minimo tra i due viene fatto corrispondere nella curva di risposta della struttura all’attingimento del DS2.

Per quanto riguarda il DS3 l’EMS-98 identifica un livello di danneggiamento descritto da uno stato di fessurazione diffuso negli elementi strutturali, dall’espulsione del copriferro negli elementi in c.a., da un’ampia fessurazione nelle tamponature che in taluni casi possono anche giungere al collasso. La soglia di spostamento che identifica il superamento di questo livello di danneggiamento per gli elementi in c.a. viene meccanicamente interpretato sulla base di modello di capacità di (Berry e Eberhard, 2003) in grado di predire la deformazione in corrispondenza della quale avvengono i fenomeni di espulsione del copriferro o instabilizzazione delle armature longitudinali. È evidente che tale soglia di spostamento non può prescindere dall’analoga soglia relativa ai pannelli di tamponatura, che, per spostamenti superiori a quello relativo alla massima resistenza laterale, esibiscono un comportamento degradante fino al raggiungimento di uno spostamento corrispondente alla resistenza residua, assunto, nel modello meccanico, come limite di capacità relativo agli elementi di tamponatura. Tale spostamento va quindi confrontato con quello relativo all’attivazione dei fenomeni di espulsione del copriferro e instabilizzazione delle armature longitudinali, il minimo dei quali restituisce lo spostamento in corrispondenza del quale sulla struttura viene osservato un livello di danneggiamento coerente con il DS3 presentato nell’EMS-98.

Il DS4 viene fatto corrispondere ad un rilevante danneggiamento strutturale corrispondente ad una crisi per schiacciamento del calcestruzzo, sfilamento delle armature longitudinali delle travi giungendo finanche al collasso flessionale dei pilastri. Dal punto di vista sperimentale questa soglia di spostamento viene fatta coincidere con una caduta di resistenza del 20% della massima resistenza flessionale (Panagiotakos e Fardis, 2001). Per questo motivo lo spostamento che definisce il superamento del DS4 viene fis-

Figura 1.5
Classificazione del danno alle strutture in c.a. nella scala EMS-98 e rispettiva interpretazione nel modello meccanico; da (Grünthal, 1998) modificato.

Figura 16
Curve di capacità, multi-linearizzazione e curve IN2 in $S_{ce}(T_{eff})$ e in PGA in direzione longitudinale (X) e trasversale (Y) - edificio di 2 piani.

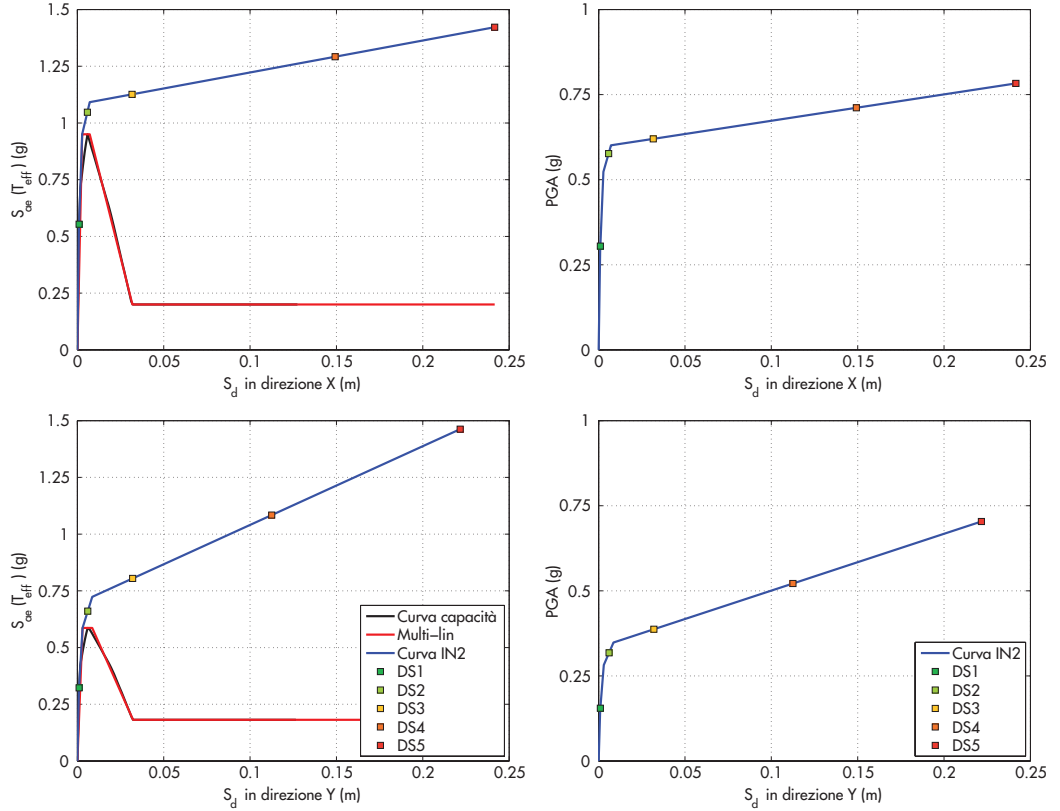
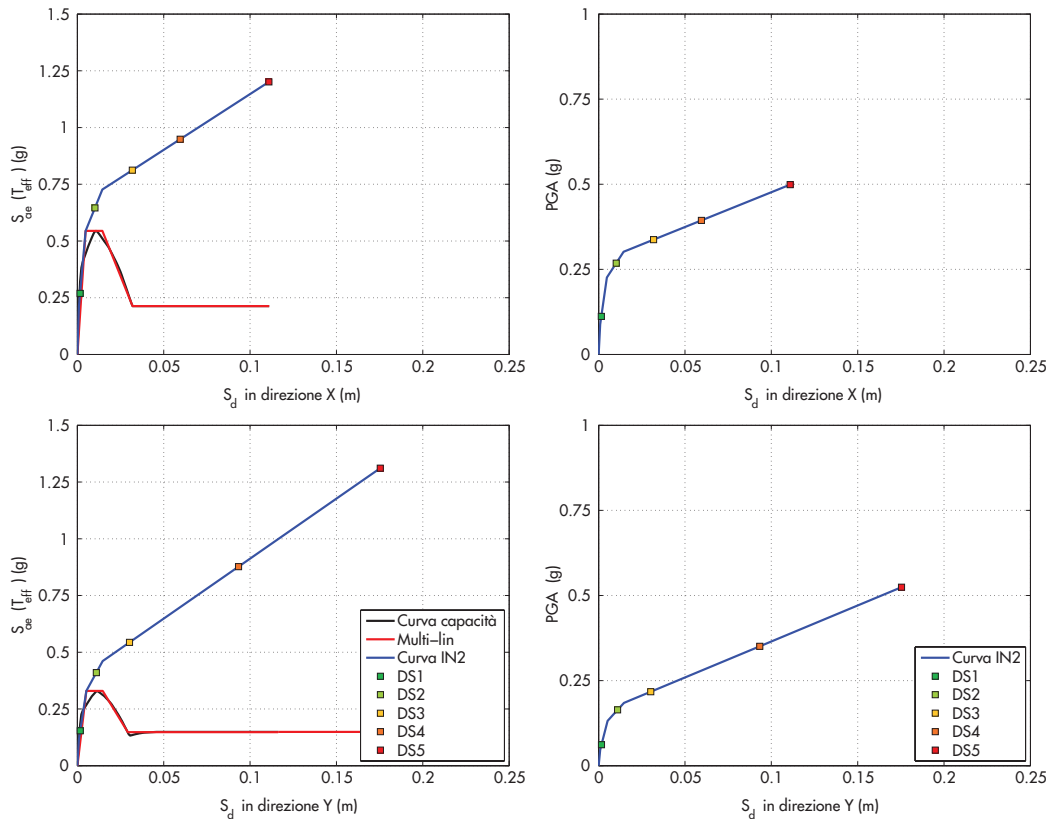


Figura 17
Curve di capacità, multi-linearizzazione e curve IN2 in $S_{ce}(T_{eff})$ e in PGA in direzione longitudinale (X) e trasversale (Y) - edificio di 4 piani.



sato nel modello meccanico sulla base di un degrado del 20% della resistenza di picco dei pilastri sulla relativa curva di involucro trilineare proposta da Haselton et al., (2008). Infine l'EMS-98 fa corrispondere al DS5 il col-

lasso dell'edificio o di una parte dello stesso. Dal punto di vista meccanico questo fenomeno può essere interpretato dallo spostamento corrispondente all'annullamento del taglio resistente dei pilastri tenendo conto degli effetti P-Delta, a par-

tire dalla curva di involuppo di Haselton et al., (2008), caratterizzata da un andamento trilineare con degrado di resistenza.

Le Figura 16 e 17 riportano le curve IN2 ottenute sia in termini di $S_{oe}(T_{eff})$ che di PGA evidenziando le capacità in corrispondenza dei suddetti DS rispettivamente per gli edifici di due e quattro piani.

5.4 L'analisi della fragilità sismica

Per definire compiutamente la capacità sismica dei casi studio, indagando anche l'effetto che su essa esplicano le variabilità di materiale e modello, si sono ricavate anche curve di fragilità per i DS indagati.

Una curva di fragilità rappresenta la relazione tra un parametro di intensità sismica e la corrispondente probabilità di eccedenza per una data soglia di danno, tipicamente rappresentata da una capacità di spostamento. Stanti le definizioni di PGA capace e di curva di fragilità, se si osserva la PGA capace per una data richiesta di spostamento - ad esempio per un fissato DS - in una popolazione di strutture, in approccio frequentistico, la distribuzione di frequenza cumulata di queste osservazioni fornisce la curva di fragilità in termini di PGA per quella popolazione di strutture e per il fissato DS.

In questo caso, si costruisce una popolazione di strutture attraverso il campionamento con tecnica Monte Carlo di alcune parametri di input per la determinazione della PGA capace (per es. caratteristiche dei materiali o parametri di capacità), trattati alla stregua di variabili aleatorie (v.a.) e definite attraverso funzioni densità di probabilità (pdf) con assegnati valore atteso e coefficiente di variazione (CoV). Si esegue, poi, un campionamento stratificato delle v.a. attraverso la tecnica di Campionamento a Ipercubo Latino (*Hypercube Sampling, LHS*) (McKay et al., 1979).

Poiché sarebbe eccessivamente oneroso dal punto di vista computazionale eseguire un'analisi di Pushover per ogni set di variabili estratte, si applica il Metodo della Superficie di Risposta (Pinto et al., 2004), assumendo una dipendenza polinomiale del secondo ordine tra PGA capace

- variabile scalare di output - e il set di v.a. di input selezionate. Le v.a. selezionate sono: resistenza a compressione del cls f_c , resistenza di snervamento dell'acciaio f_y , rotazione di corda allo snervamento θ_y , rotazione di corda ultima θ_u , ordinate dell'involuppo forza-spostamento dei puntoni F_{infill} , ascisse dell'involuppo forza-spostamento dei puntoni Δ_{infill} . Le variabili F_{infill} e Δ_{infill} sono rispettivamente i vettori $[F_{cr}, F_{max}]$ e $[\Delta_{cr}, \Delta_{max}]$, dove (F_{cr}, Δ_{cr}) e (F_{max}, Δ_{max}) sono le coordinate rispettivamente dei punti di fessurazione e massima resistenza dell'involuppo dei puntoni. La resistenza e lo spostamento capace corrispondenti all'attingimento della resistenza residua sono ricavati di conseguenza da F_{infill} e D_{infill} in accordo al modello adottato (Fardis, 1997) e ai parametri scelti per la sua caratterizzazione (Tabella 2). Anche la domanda di spostamento inelastica valutata con la legge R- μ -T è assunta come v.a.: la stima dell'incertezza della domanda di spostamento inelastica, nell'ambito di un metodo di valutazione spettrale, deriva dalla variabilità *record-to-record* osservata nei risultati di analisi dinamiche non lineari realizzate su SDoF per ottenere la legge R- μ -T stessa. Dunque, il valore della domanda di spostamento inelastica calcolata attraverso la legge R- μ -T si assume come valore mediano e ad essa si associa la corrispondente variabilità.

Si è assunta una distribuzione lognormale per ciascuna variabile; i rispettivi CoV sono definiti come da studi di letteratura in merito e riportati in Tabella 2.

Il numero di "esperimenti", ovvero di analisi statiche non lineari per la determinazione della PGA capace, condotti per la determinazione della Superficie di Risposta, è scelto in accordo al *Central Composite Design (CCD) method* qui adottato ed è pari a $n=1+2k+2k$ per ogni direzione, con $k=7$ (numero di v.a. selezionate). Le PGA capaci derivanti dai suddetti "esperimenti" consentono così di stimare una relazione polinomiale del secondo ordine che lega la PGA capace alle variabili di input; successivamente, si esegue un campionamento LHS di 1000 estrazioni, per ciascuna delle quali, attraverso la Superficie di Risposta precedentemente ottenuta

Tabella 2 - Distribuzione, valori mediani normalizzati (μ) e CoV per le v.a. selezionate

V.a.	Distribuzione	μ	CoV	Reference
f_c	lognormale	1	0.31	(Verderame et al., 2001)
f_y	lognormale	1	0.08	(Verderame et al., 2012)
θ_y	lognormale	1.015	0.331	(Fardis, 1997)
θ_u	lognormale	0.995	0.409	(Fardis, 1997)
F_{infill}	lognormale	[1;1]	[0.30;0.30]	(Fardis, 1997; Rossetto and Elnashai, 2005; Calvi et al., 2004)
D_{infill}	lognormale	[1;1]	[0.30;0.70]	(Fardis, 1997; Rossetto and Elnashai, 2005; Calvi et al., 2004)
μ	lognormale	1	0.70	(Dolšek and Fajfar, 2004)

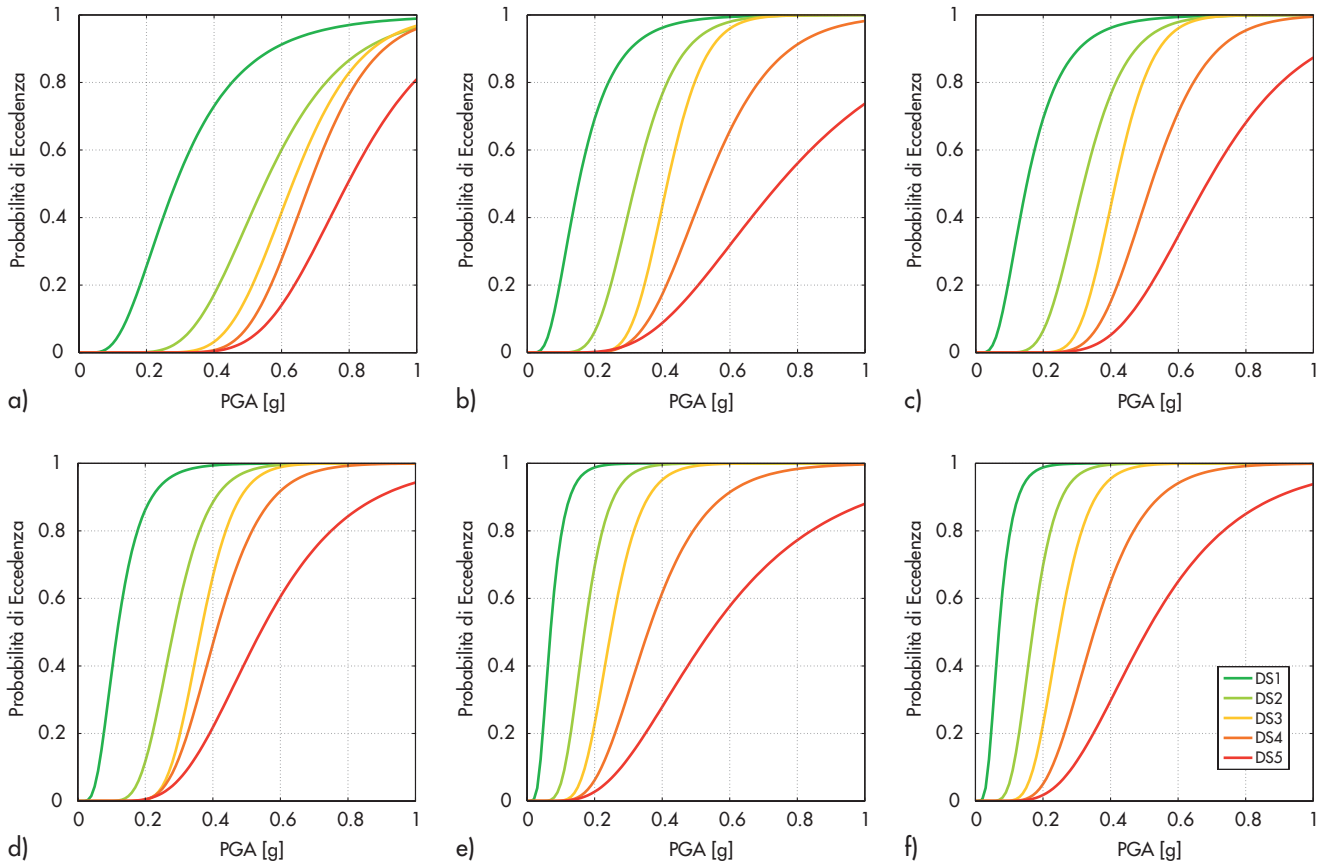


Figura 18
 Curve di fragilità per edificio di 2 piani in direzione longitudinale (a), trasversale (b) e indipendente dalla direzione (c) e per l'edificio di 4 piani in direzione longitudinale (d), trasversale (e) e indipendente dalla direzione (f).

si risale alla PGA capace corrispettiva. Le distribuzioni di frequenza cumulata delle PGA capaci, così ottenute, forniscono le curve di fragilità mostrate in seguito per i cinque DS introdotti, per i due casi studio e le due direzioni separatamente (Figura 18a, b, d, e).

Si ricavano analogamente anche le curve di fragilità indipendenti dalla direzione (Figura 18c, f), calcolando le distribuzioni di frequenza cumulata delle PGA capaci minime tra le due direzioni per ciascuna estrazione.

Qualitativamente, la pendenza delle curve di fragilità è rappresentativa della variabilità associata alla capacità sismica: minore è la variazione di PGA capace con le v.a., meno sensibile è la PGA capace alle incertezze modellate, più pendente risulta la curva di fragilità.

5.5 Simulazione degli scenari di danno

Nel seguito sono presentate e discusse le distribuzioni del danno a differente scala di osservazione, ovvero a livello del singolo edificio caso studio, a livello comunale ed infine a livello dell'intera area oggetto di studio.

In Figura 19 sono riportate le distribuzioni di danno in corrispondenza di determinati intervalli di accelerazione del suolo per l'edificio caso studio a 2 piani (Figura 19a) e a 4 piani (Figura 19b). In particolare l'etichetta dell'asse sta a rappresentare il limite superiore dell'intervallo consi-

derato. Nello stesso grafico, sovrapposti ai suddetti intervalli, vengono inoltre presentate le curve di fragilità per tutti i livelli di danno e già introdotte nel paragrafo precedente.

Nelle figure risulta evidente come il danneggiamento dell'edificio a 2 piani sia sostanzialmente interessato da fessurazioni nelle tamponature e negli elementi strutturali (DS1-DS2), o, al più, dal collasso di qualche pannello di tamponatura, espulsione del coprifermo o instabilizzazione dell'armatura longitudinale (DS3) per gli edifici sottoposti ad accelerazioni al suolo superiori a 0.30 g. Differente è il caso degli edifici a 4 piani in cui si osserva un aggravio del quadro generale di danneggiamento giungendo anche al collasso strutturale (DS4-DS5) in corrispondenza delle zone epicentrali, a differenza dell'omologo edificio a 2 piani in cui è stato osservato sopra interessato come sia generalmente interessato da un livello di danneggiamento lieve-moderato.

Se si suddivide il campione degli edifici in c.a. dell'area di studio in due classi, caratterizzate da un numero di piani non superiori a 4 e il suo complemento rispetto al totale del campione, è possibile ottenere la distribuzione del danno per l'intero campione di edifici, facendo riferimento alle rispettive percentuali di occorrenza ed assumendo che il comportamento degli edifici più bassi sia assimilabile a quello dell'edificio caso

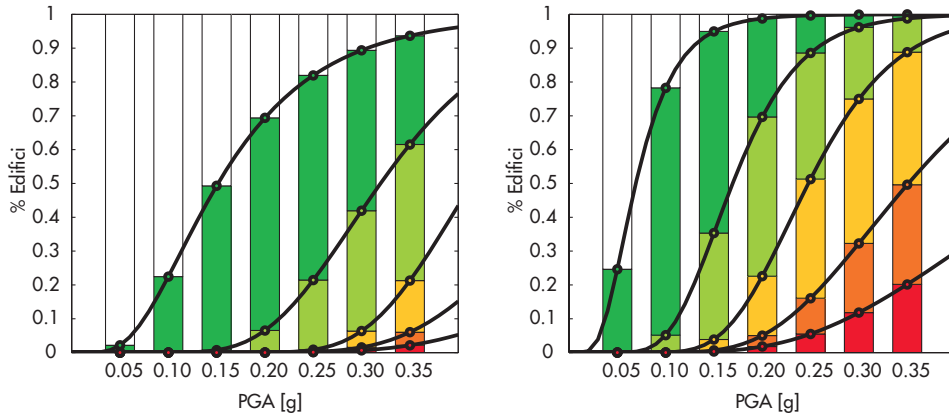


Figura 19
Costruzione degli scenari di danno con riferimento agli edifici a 2 e a 4 piani al variare dell'intervallo di accelerazione al suolo.

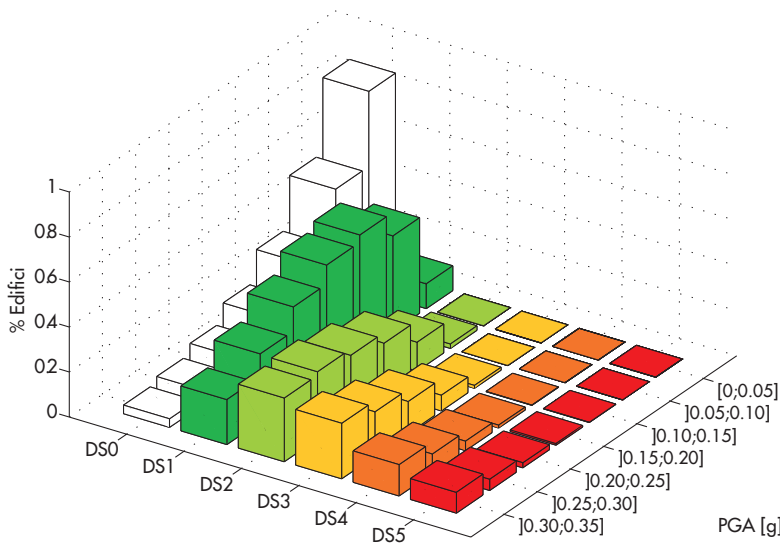


Figura 20
Costruzione degli scenari di danno relativo alla popolazione di edifici in c.a. per l'area oggetto di studio.

studio a 2 piani e, analogamente, che il comportamento dell'edificio caso studio a 4 piani sia rappresentativo di quello della classe di edifici caratterizzata da un numero di piani superiore o uguale a 4.

Dal grafico di Figura 20 risulta chiaro come al variare della PGA aumenti la severità del danneggiamento sugli edifici. In particolare, è possibile notare come per valori di PGA inferiori a 0.10 g non siano osservabili danni sostanziali alla popolazione di edifici in c.a. che risulta semplicemente affetta da fessurazione negli elementi strutturali e non. Infatti, al crescere dell'intervallo di accelerazione si osserva come il valore modale della distribuzione tenda rispettivamente verso livelli di danneggiamento necessariamente più gravosi per la struttura.

Tuttavia, occorre sottolineare come i dati presentati nelle figure precedenti facciano riferimento a percentuali di edifici ricadenti in ciascun intervallo di PGA. Se si osservano i dati relativi a ciascun comune risulta chiaro come al variare delle frequenze assolute di edifici, in base alla tipologia strutturale ed al numero di piani, si ottengano distribuzioni del danno coerenti con le stesse. A tal scopo nella Figura

20 vengono mostrate le percentuali relative a ciascun comune del numero di piani e della tipologia strutturale, desumibili dai dati del censimento nazionale della popolazione e delle abitazioni del 2001. La zona in esame risulta essere costituita in gran parte da edifici in muratura, così come riportato in Figura 1 da cui si evince che all'incirca l'85% del totale è costituito da edifici in muratura. Inoltre anche in termini relativi sul territorio di ciascun comune le proporzioni tra edifici in c.a. ed in muratura rispecchiano le percentuali esibite a scala globale. In rari casi infatti le percentuali di edifici in c.a. per ciascun comune superano il 30% del totale del campione. A tal scopo risulta emblematico il caso dei comuni di Ala in provincia di Trento e Saccolongo in provincia di Padova, le cui percentuali di edifici in c.a. superano il 70% del totale.

Inoltre da un'attenta osservazione della distribuzione spaziale della tipologia strutturale all'interno di ciascun Comune, si evince che, nelle zone più prossime all'epicentro, le percentuali di edifici in c.a. risultano ulteriormente ridotte in favore degli edifici in muratura. Se si considerano, ad esempio, le zone caratterizzate da una

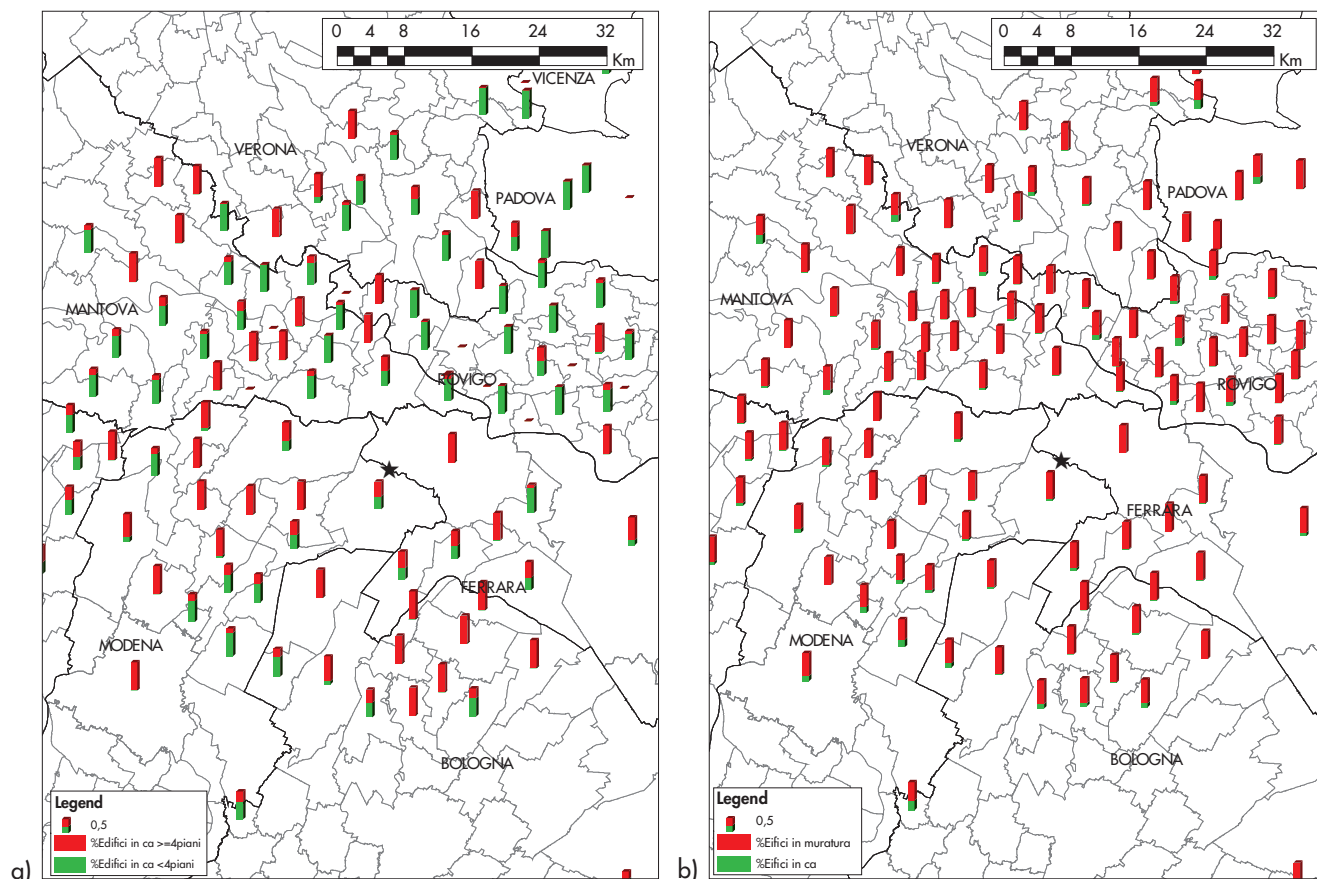


Figura 21
Distribuzione spaziale all'interno del territorio di ciascun Comune del numero di piani (a) e della tipologia costruttiva (b).

PGA > 0.04 g gli edifici in muratura rappresentano poco più del 90% del totale del campione, mentre per le zone caratterizzate da una PGA ≤ 0.04 g tale percentuale scende poco più dell'82%. In taluni casi estremi si giunge a Comuni la cui popolazione di edifici è caratterizzata esclusivamente da edifici in muratura, così come avviene per i Comuni di Pieve di Coriano e San Giovanni del Dosso nel Mantovano distanti poco più di 15 km dall'epicentro.

Prima di presentare le distribuzioni relative al numero di piani, è necessario sottolineare il fatto che i dati ISTAT vengono presentati per ciascuna unità statistica in forma aggregata per ragioni di riservatezza adottata dagli istituti nazionali di statistica. A tal riguardo, per ottenere le distribuzioni col numero di piani degli edifici in c.a., risulta necessario introdurre delle assunzioni. Nel caso specifico si è scelto di introdurre una correlazione statistica tra il numero di piani e la tipologia costruttiva, ovvero è stato assunto che per ciascun comune le percentuali di edifici in muratura saturassero dapprima le percentuali relative ai numeri di piani più bassi, e che, quindi, le rimanenti fossero costituite dagli edifici in c.a.

Dal grafico in Figura 21a risulta che i comuni nella zona a nord dell'epicentro sono caratterizzati in prevalenza da edifici inferiori a 4 piani, a differenza della zona a sud dell'epicentro carat-

terizzata, invece, prevalentemente da edifici con un numero di piani uguale e o superiore a 4.

Infine in Figura 22 è possibile osservare l'influenza dell'accelerazione al suolo sulle distribuzioni del danno all'interno di ciascun Comune. In particolare per ciascun Comune è stato valutato un unico valore di PGA, mediato sulla base delle aree definite dalle intersezioni con le curve di livello della Shake Map. È evidente che per le zone più esterne della *shake map* caratterizzate da una PGA < 0.04 non si evincono danni, ad esclusione di sporadici casi in cui è possibile osservare fenomeni di fessurazione relativi all'intonaco o alle tamponature e tramezzature (DS1), in analogia con quanto osservato precedentemente.

Si registrano, altresì, danni gravi ed, in ultima analisi, la distruzione degli edifici, nelle zone più interne della *shake map* caratterizzate da un valore di PGA superiore a 0.28 g. Dalla Figura 22 è possibile inoltre osservare come il numero di piani possa influenzare la distribuzione del danno, portando ad una distribuzione asimmetrica verso DS caratterizzati da un danneggiamento più gravoso in favore dei comuni caratterizzati da una maggiore percentuale di edifici con un numero di piani superiore a 4, coerentemente con quanto visto nelle Figura 19a e b. Un esempio di questa circostanza è costituito dai comuni di Mirandola e San Felice sul Panaro,

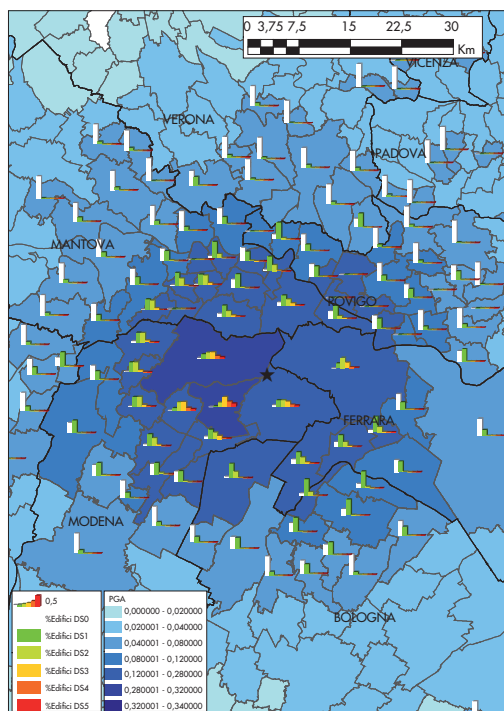


Figura 22
Distribuzione spaziale del danno all'interno del territorio di ciascun comune.

nelle immediate vicinanze dell'epicentro caratterizzati, il primo, da una percentuale di edifici con numero di piani uguale o inferiore a 3 pari al 35% e necessariamente una percentuale di edifici con numero di piani uguale o superiore a 4 pari al 65% e, il secondo, esclusivamente da edifici con numero di piani uguale o superiore a 4, e caratterizzati rispettivamente da un valore di PGA pari rispettivamente a 0.29 g e 0.31 g. In definitiva, così come riportato paragrafo nella Sezione 4 e, coerentemente con quanto desumibile dai rapporti di analisi dei danni raccolti in seguito agli eventi sismici che hanno interessato la zona emiliana nel Maggio 2012, si può concludere che gli edifici in cemento sono stati caratterizzati prevalentemente da danni lievi e/o moderati e, solo in rarissimi casi sono stati registrati collassi strutturali. Se si suddivide l'area oggetto di studio in due zone in base ad un valore di PGA richiesto, è possibile concludere che:

- le zone caratterizzate da una PGA non superiore a 0.04g sono quasi esclusivamente caratterizzate (95.5%) da assenza di danno strutturale (DS0) o al più da danni molto lievi (DS1);
- mentre per le zone sottoposte ad un'accelerazione al suolo superiore a 0.04g, si può asserire che il 68.8% degli edifici non ha mostrato alcun danno strutturale, mentre rispettivamente il 23.1% e il 5.3% ha esibito un danno lieve (DS1) o moderato (DS2).

Inoltre solo nell'1.8% dei casi è stato possibile osservare uno stato di fessurazione diffuso negli elementi strutturali, e quindi un livello di danneggiamento caratterizzato dall'espulsione del

copriferro negli elementi in c.a. o da una ampia fessurazione nelle tamponature che in taluni casi sono giunte al collasso (DS3). Infine sul totale degli edifici in c.a. ricadenti nelle zone più interne della *shake map* solo nello 0.6% e 0.3% dei casi si può parlare rispettivamente di collasso di un singolo elemento strutturale o di un singolo piano e dell'intero edificio (DS4-DS5). A tale scopo è opportuno soffermare l'attenzione sul fatto che la precedente stima risulta estremamente prudente a causa dell'assunzione fatta sul numero di piani nel processo di disaggregazione dei dati statistici, secondo la quale all'interno di un'assegnata unità statistica gli edifici in c.a. risultano essere caratterizzati da un numero di piani maggiore rispetto agli edifici in muratura, conducendo ad una stima sulle altezze degli edifici in c.a. che può, in talune circostanze, sovrastimare l'effettivo numero di piani e condurre in ultima analisi ad una sovrastima della reale fragilità così come può essere chiaramente osservato dai grafici di Figura 19.

6. Principi ed aspetti critici della modellazione dei fenomeni di interazione locale

La descrizione dei danni osservati riportata in precedenza ha evidenziato il ruolo fondamentale svolto dall'interazione locale tra elementi di tamponatura ed elementi strutturali in c.a. nel causare crisi di natura fragile quali, ad esempio, crisi a taglio in colonne tozze originate dalla presenza di tamponamenti parziali. La valutazione di fragilità sismica su cui si basa la

costruzione degli scenari di danno elaborati, tuttavia, considera i soli effetti della presenza delle tamponature sulla risposta globale degli edifici caso studio, e non quelli che vengono definiti "effetti di interazione locale". Questi ultimi consistono in una variazione delle sollecitazioni agenti negli elementi strutturali circostanti il pannello in virtù dell'interazione che si instaura con lo stesso sotto azione sismica. Tale interazione si traduce infatti in una complessa distribuzione di tensioni di contatto agenti lungo aree di contatto tra il pannello e le estremità della trave e del pilastro congiungenti nel nodo, e comporta un significativo incremento di sollecitazione tagliante sia sul pannello nodale che sugli elementi trave e, soprattutto, pilastro. Di facile intuizione sono poi le conseguenze derivanti dalla presenza di un tamponamento adiacente ad un pilastro e che occupi solo una parte dell'altezza dello stesso (tamponamento "parziale"). La presenza del tamponamento costituisce di fatto un vincolo che porta alla riduzione della luce libera del pilastro. La parte di pilastro non in contatto con la tamponatura può essere quindi soggetta a una sollecitazione tagliante di notevole entità, al limite pari a quella corrispondente all'attingimento della massima resistenza flessionale in entrambe le sezioni di estremità della suddetta porzione di pilastro, come mostrato dai danni osservati (Sezione 4).

L'osservazione dei danni post-sisma, da un lato, e l'esecuzione di numerose prove sperimentali i cui risultati sono descritti in letteratura da diversi autori, dall'altro, consentono ormai una chiara interpretazione meccanica dei fenomeni di interazione appena descritti e delle potenziali conseguenze sulla risposta sismica di un edificio in c.a. Tuttavia, la previsione del meccanismo di collasso del pannello e la stima della sollecitazione attesa sugli elementi strutturali circostanti presentano ancora notevoli difficoltà e sono affette da incertezze non trascurabili. Non sono, allo stato attuale, fornite dalla letteratura tecnico-scientifica indicazioni *univoche* e *consolidate* al riguardo; ciò conduce, tra l'altro, a scelte particolarmente semplificate e conservative in ambito normativo.

La principale difficoltà nella modellazione dei fenomeni di interazione locale risiede probabilmente proprio nella determinazione del meccanismo di collasso atteso. Nel riferirsi al comportamento di un pannello di tamponatura si fa infatti spesso implicito riferimento al caso di collasso per schiacciamento del puntone compresso creatosi in seguito al processo di fessurazione diagonale del pannello ("*diagonal crushing*"). Tuttavia, sono possibili ulteriori modalità di collasso, quali ad esempio lo schiacciamento degli angoli in compressione ("*corner crushing*") o la

crisi per scorrimento ("*sliding*"); in tale ambito, l'interazione del pannello con gli elementi circostanti risulta avere un'influenza determinante. Il "*corner crushing*", ad esempio, tende a verificarsi con maggiore probabilità nel caso di pannelli tozzi (caratterizzati cioè da un minore rapporto altezza/lunghezza) e di maggior resistenza flessionale del pilastro rispetto alla trave. Al fine di determinare il meccanismo di collasso atteso per il pannello (o meglio, per il sistema costituito da pannello ed elementi circostanti) differenti autori hanno proposto l'adozione di un approccio basato sull'analisi limite, in particolare attraverso l'utilizzo del teorema cinematico. Tra questi si ricordano Liauw e Kwan (1983a, b; 1985), e Mehrabi et al. (1994), cui è dovuta in particolare un'estesa trattazione, riferita in maniera specifica a telai in c.a., che include meccanismi caratterizzati da collasso del pannello per *sliding* e, soprattutto, meccanismi con crisi a taglio nella colonna.

Sulla base delle tendenze descritte da diversi autori – confortate dall'osservazione di risultati sperimentali – è possibile affermare che, nel caso di pannelli particolarmente poco resistenti tende a verificarsi una crisi degli stessi per taglio-scorrimento; per pannelli di maggiore resistenza, invece, il flusso di compressioni diagonali che si instaura al crescere dello spostamento laterale evolve in un meccanismo di crisi da *corner crushing* nel caso di resistenza *flessionale* degli elementi circostanti relativamente bassa, viceversa tende ad aver luogo un meccanismo di crisi da *diagonal crushing*. L'attivazione di questi meccanismi è, in ogni caso, condizionata alla resistenza a taglio del pilastro. Quanto appena descritto vale a patto che lo sviluppo di uno dei suddetti meccanismi di collasso del pannello non sia limitato dal verificarsi di una crisi a taglio nel pilastro.

Va però sottolineato come non vi sia, in letteratura, univocità di visione riguardo l'applicazione di una teoria plastica allo studio di telai in c.a. con tamponature: in Saneinejad e Hobbs, (1995) si evidenzia infatti come il taglio laterale corrispondente all'attivazione di un meccanismo cinematico non coincida necessariamente con il taglio resistente – inteso come taglio massimo – del telaio tamponato poiché, stante la natura fortemente degradante della risposta del pannello, il picco di resistenza viene attinto quando quest'ultimo offre la sua massima resistenza, ma, di fatto, non si è ancora attivato alcun cinematico e gli elementi in c.a. si trovano ancora in campo elastico.

È quindi evidente a quali incertezze e complesse scelte di modellazione sia soggetta la stima dell'entità (e della localizzazione) delle azioni da assumere quando si intenda effettuare una veri-

fica di elementi in c.a. adiacenti ad un pannello di tamponatura nei confronti di potenziali crisi fragili per effetti di interazione con lo stesso. Non vanno inoltre dimenticate ulteriori incertezze che riguardano i fenomeni descritti – e che sono tra l'altro significativamente più elevate di quelle che riguardano, ad esempio, la stima delle capacità di elementi strutturali – date dalla notevole variabilità che interessa le caratteristiche meccaniche e le modalità costruttive dei pannelli (che possono portare anche alla presenza di eventuali distacchi (o “gap”) al contorno tra telaio e pannello) e, in maniera assolutamente non secondaria, dall'influenza delle aperture. Quest'ultimo, in particolare, costituisce un tema di notevole complessità, tuttora oggetto di specifica attività di ricerca (e.g. Kakaletsis e Karayannis, 2008).

Con specifico riferimento all'ambito della modellazione non lineare, va ricordato come esistano modelli di relativa complessità che prevedono l'utilizzo di due o più puntone al fine di riprodurre in maniera più realistica la localizzazione dei flussi di tensione nel pannello di tamponatura, al contrario dei modelli a singolo puntone nei quali la risultante dell'intera azione esercitata dal pannello viene riportata lungo una diagonale in asse ai nodi del telaio, e che consentono, quindi, almeno in linea teorica, di cogliere esplicitamente gli effetti di interazione locale sopra descritti. Anche in questo caso la scelta del numero e della localizzazione dei puntone non è però indipendente dalle modalità di collasso del pannello (Crisafulli, 1997). Sono diverse le scelte possibili riguardo al numero e al posizionamento dei puntone (ad es. modelli con tre o in casi meno frequenti, cinque puntone paralleli alla diagonale del pannello o modelli con due puntone eccentrici che riproducono un flusso di tensioni di compressione dalla sommità di un pilastro alla base del pilastro opposto). La distribuzione delle sollecitazioni tra i vari puntone può seguire una semplice assunzione approssimata (ad esempio, nel caso di modello a tre puntone, affidare il 50% dell'azione al puntone centrale e il 25% ad ognuno degli altri due) o, in maniera più realistica, ma con un significativo onere computazionale, anche un approccio evolutivo con lo spostamento (Chrysostomou et al., 2002).

La varietà delle scelte di modellazione a disposizione, l'elevato margine di incertezza che comunque le caratterizza e la mancanza di indicazioni particolarmente chiare a riguardo portano a considerare la possibilità di rinunciare a una modellazione più raffinata come quella multi-puntone per adottare una modellazione a singolo puntone – che comunque risulta soddisfacente nel cogliere l'influenza delle tampona-

ture sul comportamento *globale* degli edifici.

È utile, a questo punto, illustrare le prescrizioni normative riguardanti il tema appena trattato: innanzitutto, sono diversi i riferimenti normativi (Circolare n. 65 del 1997, Allegato 2 – § 4; FEMA 306, § 8.3.1(b); NZSEE 2006, § 9.2.2) che forniscono per ognuno dei possibili modi di collasso di un pannello la stima del corrispondente taglio resistente. In ogni caso, uno degli approcci che è più comune ritrovare segue l'implicita assunzione di crisi da *diagonal crushing*, valutando l'incremento di sollecitazione tagliante dato dall'effetto di interazione locale su un pilastro adiacente ad un pannello di tamponatura come pari alla componente orizzontale della massima azione presente lungo la diagonale del pannello, ovvero pari alla massima resistenza laterale offerta dal pannello stesso, così come era ad esempio prescritto dalla Circolare n. 65 del 1997. La posizione da assumere per questa azione concentrata rappresenta un'ulteriore incognita, sebbene indicazioni in tal senso vengano fornite da diverse normative: secondo l'EC8 – parte 1 (§ 5.9(4)) tale azione dovrebbe essere localizzata all'estremità inferiore della zona di contatto tra diagonale compressa e pilastro, e a sua volta l'altezza di tale zona può essere considerata pari all'intera altezza della sezione del puntone equivalente; analoga prescrizione viene fornita dall'ASCE SEI 41/06 (§ 7.4.2.3.1(1)). In ogni caso, l'entità di tale azione di verifica va limitata superiormente dalla sollecitazione corrispondente all'attingimento della massima resistenza flessionale in entrambe le sezioni di estremità della suddetta zona di contatto. Si osserva come, con notevole conservatività rispetto alle altre normative, secondo l'ASCE SEI 41/06 le verifiche per effetti di interazione locale vadano eseguite per la trave (§ 7.4.2.3.2), oltre che per il pilastro, ipotizzando alternativamente che l'intera azione esercitata dal puntone diagonale compresso si localizzi una volta sul pilastro e una volta sulla trave.

Ancora una volta, si presenta diverso – e per certi versi meno complesso – il caso di tamponamento parziale, per il quale in edifici di nuova progettazione (NTC 2008, § 7.4.4.2.1; EC8 – parte 1, § 5.9(2)) si prescrive una verifica che assume come sollecitazione tagliante nel pilastro il taglio corrispondente allo sviluppo dei momenti plastici alle estremità dell'elemento di luce ridotta; un approccio analogo è adottato anche nel caso di edifici esistenti dall'ASCE SEI 41/06 (§ 7.4.2.3.1(2)). Inoltre, l'EC8 – parte 1, (CEN, 2004), nel caso di rapporto tra luce libera del pilastro tozzo e altezza di sezione dello stesso inferiore a 1.5, richiede la presenza di armatura diagonale per far fronte alla solle-

citazione tagliante (§ 5.9(2)).

Da quanto appena descritto risulta evidente come, con un evidente approccio cautelativo, le prescrizioni di codice tendano a confondere l'effettiva sollecitazione attesa su un elemento in c.a. adiacente ad un pannello di tamponatura con la massima sollecitazione esplicabile dal pannello stesso. Tutto ciò è però giustificabile, da un punto di vista normativo, oltre che per un edificio di nuova progettazione – a cui si applicano le regole ed i principi del *Capacity Design*, e si intende quindi escludere a priori la possibilità che si verifichino crisi di natura fragile che possano limitare o inibire del tutto lo sviluppo di capacità deformative duttili – anche per una verifica di sicurezza di un edificio esistente, viste le enormi incertezze e difficoltà di modellazione in gioco e, d'altro canto, anche la potenzialità distruttiva di questo tipo di crisi, come mostrato appunto da recenti eventi sismici quali quello dell'Emilia. Concettualmente diverso è, però, il caso di una *valutazione* di capacità sismica finalizzata ad un confronto con danni osservati.

7. Conclusioni

Nel presente studio sono state analizzate le caratteristiche principali del costruito in c.a. interessato dal sisma dell'Emilia e la tipologia e l'estensione dei danni. Successivamente, si sono simulati scenari di previsione del danno a scala territoriale.

La valutazione della fragilità sismica è stata eseguita a partire da analisi numeriche su edifici modello assunti come rappresentativi di classi di edifici. Nel fare ciò si è tenuto esplicitamente conto degli elementi di tamponatura. È stato possibile, quindi, valutare la fragilità rispetto a Stati di Danno definibili esplicitamente anche in funzione del comportamento degli elementi non strutturali e quindi direttamente confrontabili con il danno osservato. A tale scopo, è stata considerata la scala di danno definita dalla EMS-98. Il confronto con la natura delle crisi osservate evidenzia la necessità di introdurre modelli in grado di tener conto dell'influenza di crisi fragili date

dall'interazione locale tra tamponature ed elementi strutturali sulla fragilità sismica, pur se allo stato attuale dalla letteratura non emergono indicazioni sufficientemente complete a riguardo. La modellazione di questi fenomeni potrebbe quindi richiedere semplificazioni estreme e non compatibili con la necessità di formulare previsioni di danno da confrontare con quanto osservato. Tale tema necessita certamente di ulteriore attenzione nell'ambito dello sviluppo di metodi di valutazione della fragilità sismica.

A partire da dati censuari georeferenziati riguardanti le caratteristiche del costruito e dall'input sismico fornito dalla *shake map* dell'evento è stato possibile elaborare degli scenari di previsione del danno a larga scala che hanno restituito un ragionevole accordo con quanto dedotto dai primi report di osservazione del danno post-sisma. Il danno previsto è infatti caratterizzato da una netta prevalenza di danni lievi o moderati, in massima parte legati al danneggiamento di elementi non strutturali, e solo da rarissimi casi di collassi, confinati esclusivamente alla zona epicentrale. Va comunque posta attenzione a possibili fonti di scostamento tra il danno atteso e quello osservato, quale ad esempio la trattazione necessariamente approssimata dei dati di input riguardanti le caratteristiche del costruito, resasi necessaria data la forma aggregata dell'informazione censuaria. Riguardo quest'ultimo aspetto, ad esempio, la correlazione assunta tra tipologia strutturale e numero di piani ha portato nel caso specifico a porsi su un limite superiore dei possibili valori di altezza degli edifici in c.a. e quindi di fragilità sismica degli stessi. Da questo punto di vista, è evidente – nell'ambito di previsioni del danno a larga scala – l'importanza di studi che forniscano indicazioni riguardanti la caratterizzazione statistica delle caratteristiche della popolazione di edifici esistenti. Il confronto mostrato nel presente studio costituisce comunque un utile banco di prova per l'utilizzo e l'eventuale sviluppo di strumenti di valutazione della fragilità sismica e del danno atteso a scala territoriale per il costruito in c.a.

Bibliografia

- ASCE/SEI 41 (2007) - Seismic rehabilitation of existing buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- Berry M.P., Eberhard M.O. (2005) - "A Practical Performance Model for Bar Buckling," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 7, pp 1060-1070, July 2005.
- Biskinis D., Fardis M.N. (2010) - Deformations at flexural yielding of members with continuous or lap-spliced bars. Structural Concrete 11(3): 128-138.
- Borzi B., Crowley H., Pinho R. (2008) - "The Influence

of Infill Panels on Vulnerability Curves for RC Buildings", Proceeding of 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing 2008.

Borzi B., Elnashai A. (2000). Refined force reduction factor for seismic design. Engineering Structures 22, 1244-1260.

Calvi G.M., Bolognini D., Penna A. (2004) - Seismic Performance of masonry-infilled RC frames – Benefits of slight reinforcements. Invited lecture to "Sismica 2004 - 6° Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sismica", Guimarães, Portugal, April 14-16.

- Celarec D., Ricci P., Dolšek M. (2012) - The sensitivity of seismic response parameters to the uncertain modelling variables of masonry-infilled reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 35, 165-177.
- CEN (2004) - European Standard EN1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- Chioccarelli E., De Luca F., Iervolino I. (2012) - Preliminary study of Emilia (May 20th 2012) earthquake ground motion records V2.11, [available at <http://www.reluis.it>].
- Chioccarelli E., De Luca F., Iervolino I. Preliminary study of L'Aquila earthquake ground motion records V5.2. Available at <http://www.reluis.it>.
- Chrysostomou C.Z., Gergely P., Abel J.F. (2002) - A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2(3), 335-353.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 65 del 10/4/1997 (1997) - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996. G.U. n. 97 del 28/4/1997.
- Crisafulli F.J. (1997) - Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. Ph.D. Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Decanini L., Liberatore D., Liberatore L., Sorrentino L., (2012) - Preliminary report on the 2012, may 20th, emilia earthquake v1.0, [available at http://www.eqclearinghouse.org/2012-05-20-italy-it/files/2012/06/Emilia2012_DecaniniLiberatoreLiberatoreSorrentino_v1.pdf].
- Decreto Ministeriale del 14/1/2008 (2008) - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni. G.U. n. 29 del 4/2/2008.
- De Luca F. (2011) - Records, capacity curve fits and reinforced concrete damage states within a performance based earthquake engineering framework. PhD thesis. Department of Structural Engineering, University of Naples Federico II. Advisors: G. Manfredi, I. Iervolino, G.M. Verderame. Available at <http://wpage.unina.it/flavia.deluca/>.
- De Marco R., Marsan P. (Eds.) (1986) - Atlante della classificazione sismica del territorio nazionale, Servizio Sismico del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato Italiano, Roma.
- Dolšek M. (2010) - Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), 1309-1329.
- Dolšek M., Fajfar P. (2004) - Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(15), 1395-1416.
- Dolšek M., Fajfar P. (2005) - Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(1), 49-66.
- Dolšek M., Fajfar P. (2008) - The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. *Engineering Structures*, 30(7), 1991-2001.
- EPICentre Field Observation Report No. EPI-FO-200512 (2012) - The 20th May 2012 Emilia-Romagna Earthquake, [available at http://www.ucl.ac.uk/~ucestor/research-earthquake/EPICentre_Report_EPI-FO-200512-v2.pdf].
- EPICentre Field Observation Report No. EPI-FO-290512 (2012) - The 29th May 2012 Emilia-Romagna Earthquake, [available at http://www.ucl.ac.uk/~ucestor/research-earthquake/EPICentre_Report_EPI-FO-290512.pdf].
- Fardis M.N. (1997) - Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions. Report ECOEST-PREC8 No. 6. Prenormative research in support of Eurocode 8.
- FEMA 306 (1998) - Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: basic procedures manual. FEMA Publication No. 306, prepared by the Applied Technology Council (ATC-43 Project) for The Partnership for Response and Recovery, Washington, D.C., USA.
- Galasso C., Cosenza E., Maddaloni G. (2011) - Statistical analysis of reinforcing steel properties for seismic design of RC structures. Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, August 30-September 3, Ohrid, Republic of Macedonia.
- Giovinazzi S., Lagomarsino S. (2006) - Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4, 415-443.
- Grünthal G. ed. (1998) - European Macro seismic Scale 1998 (EMS-98), Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 15, Helfent-Betrangle (Luxembourg).
- Haselton C.B., Liel A.B., Taylor Lange S., Deierlein G.G. (2008) - Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings, PEER Report 2007/03, PEER, UC Berkeley, CA.
- Iervolino I., De Luca F., Chioccarelli E. (2012) - Engineering seismic demand in the 2012 Emilia sequence: preliminary analysis and model compatibility assessment. *Annals of Geophysics*, 2012, 55, 4: 639-645.
- Kakaletsis D.J., Karayannis C.G. (2008) - Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(2), 197-221.
- Lai C., Foti S., Rota M. (2009) - Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione. IUSS Press, Pavia, Italy.
- Liauw T.C., Kwan K.H. (1983a.) - Plastic theory of non-integral infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 75(3), 379-396.
- Liauw T.C., Kwan K.H. (1983b) - Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 75(4), 707-723.
- Liauw T.C., Kwan K.H. (1985) - Unified plastic analy-

- sis for infilled frames. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 111(7), 1427-1448.
- McKay, M.D., Conover, W.J., Beckman, R.J. (1979) - A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*, 21(2), 239-245.
- Mainstone R.J. (1971) - On the stiffnesses and strengths of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Supplement IV*, 57-90.
- McKenna F., Fenves G.L., Scott M.H. (2004) - *OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA, USA. <http://opensees.berkeley.edu>.
- Mehrabi A.B., Shing P.B., Schuller M.P., Noland J.L. (1994) - Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads. Report No. CU/SR-94/6. Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado at Boulder, Boulder, CO, USA.
- NZSEE (2006) - *Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes*. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003 (2003) - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. G.U. n. 105 dell'8/5/2003 (in Italian).
- Panagiotakos T.B., Fardis M.N. (1996) - Seismic response of infilled RC frames structures. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, June 23-28. Paper No. 225.
- Panagiotakos T.B., Fardis M.N. (2001) - Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-148.
- Parisi F., De Luca F., Petruzzelli F., De Risi R., Chioccarelli E., Iervolino I. (2012) - Field inspection after the May 20th and 29th 2012 Emilia-Romagna earthquakes, available at <http://www.reluis.it>, 2012.
- Pinto P.E., Giannini R., Franchin P. (2004) - *Seismic reliability analysis of structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.
- Decreto Ministeriale del 16/1/1996 (1996) - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, 29 del 5/2/1996 (in Italian).
- Regio Decreto Legge n. 2229 del 16/11/1939 (1939) - Norme per la esecuzione delle opere in conglomerate cementizio semplice od armato. G.U. n. 92 del 18/04/1940. (in Italian)
- Ricci P. (2010) - *Seismic vulnerability of existing RC buildings*. Ph.D. Thesis. University of Naples Federico II, Naples, Italy.
- Ricci P., De Luca F., Verderame G.M. (2011) - 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy - Reinforced concrete building performance. *Bulletin of Earthquake Engineering* 9(1), 285-305.
- Rossetto T., Elnashai A. (2005) - A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures*, 7(3), 397-409.
- Saneinejad A., Hobbs B. (1995) - Inelastic design of infilled frames. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 121(4), 634-650. Shing, P. B. and Mehrabi, A. B. (2002), Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Prog. Struct. Engng Mater.*, 4: 320-331. doi: 10.1002/pse.122
- Stucchi M, Meletti C, Montaldo V, Crowley H, Calvi GM, Boschi E. (2011) - Seismic Hazard Assessment (2003-2009) for the Italian Building Code, *Bulletin of the Seismological Society of America* 2011; 101(4):1885-1911. Verderame G.M., De Luca F., Ricci P., Manfredi G. Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40(8), 2011 pp. 925-944.
- Verderame G.M., Polese M., Mariniello C., Manfredi G. (2010a) - A simulated design procedure for the assessment of seismic capacity of existing reinforced concrete buildings, *Advances in Engineering Software*, 41, 323-335.
- Verderame G.M., Iervolino I., Ricci P. (2009) - Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of April 2009 time 1.32 (UTC)-L'Aquila M=5.8, V1.20. <http://www.reluis.it/> Verderame GM, Stella A., Cosenza E., (2001). Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni 60'. X Convegno nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, 9-13 September.
- Verderame G.M., Ricci P., Manfredi G., Cosenza E. (2010b). Ultimate chord rotation of RC columns with smooth bars: some considerations about EC8 prescriptions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), 1351-1373.
- Verderame G.M., Ricci P., Esposito M., Manfredi G. (2012) - STIL v1.0 - Software per la caratterizzazione delle proprietà meccaniche degli acciai da c.a. tra il 1950 e il 2000, available at <http://www.reluis.it/>