

Comportamento sismico di edifici danneggiati: confronto tra analisi statica e dinamica non lineare



Maria Polese, Marco Gaetani d' Aragona, Andrea Prota, Gaetano Manfredi

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli Federico II, Via Claudio 21, 80125 Napoli.

Keywords: Capacità residua, edificio danneggiato, analisi pushover, analisi dinamica non lineare, valutazione post-sisma

ABSTRACT

Il comportamento sismico di edifici danneggiati può essere espresso in funzione della Capacità Residua (REC_{ag}) definita come la minore accelerazione a_g di ancoraggio spettrale tale da indurre il collasso. REC_{ag} , che rappresenta la capacità sismica dell'edificio "modificata" a seguito del danno, può essere ricavata tramite Analisi di Pushover (PA). Adottando un modello a plasticità concentrata, infatti, i legami di cerniera plastica possono essere opportunamente modificati per tener conto del livello di danneggiamento raggiunto nei singoli elementi. Tuttavia, nonostante l'applicabilità delle PA sia stata dimostrata per strutture regolari e che vibrano secondo un modo principale, resta da verificare la significatività di tale tipo di analisi per strutture che abbiano subito un danno. Questo lavoro affronta tale problematica, confrontando i risultati ottenibili da analisi PA per edifici danneggiati con quelli di analisi dinamiche non lineari (NTH). Ipotizzando che per effetto di un sisma si siano raggiunti predeterminati livelli di danno D_i globali, viene valutata la corrispondente REC_{ag} mediante PA. REC_{ag} viene confrontata con quella ottenibile con analisi NTH effettuate per coppie di accelerogrammi opportunamente scalati. I risultati dello studio suggeriscono che il livello di approssimazione della PA eseguita su edifici danneggiati, rispetto ad analisi NTH su sequenze sismiche, non varia rispetto all'approssimazione delle PA su edifici intatti rispetto alla analoga NTH.

1 INTRODUZIONE

Il comportamento sismico di edifici danneggiati, può essere adeguatamente rappresentato mediante la capacità sismica, modificata per tener conto del danno subito, la cosiddetta Residual Capacity (REC). In (Polese et al. 2012), la REC viene utilizzata per rappresentare la capacità sismica dell'edificio (al collasso) in termini di una quantità spettrale; in particolare, la REC_{Sa} di un edificio è definita come la più piccola accelerazione spettrale (al periodo T_{eq} , del sistema ad un solo grado di libertà equivalente, SDOF, da Single-Degree Of Freedom) corrispondente al collasso dell'edificio. Considerando la richiesta sismica e il danno locale che gli elementi di un sistema a più gradi di libertà (MDOF, da Multi-Degree Of Freedom) possono subire a causa di un mainshock, la

capacità del sistema può essere notevolmente ridotta, come evidenziato in (Polese et al. 2012). Vista la convenienza della stima diretta della accelerazione di picco, a_g , come parametro di intensità di danno, la capacità residua è valutata anche in termini di a_g : data la forma spettrale, REC_{ag} è la minima accelerazione di picco al suolo tale da determinare il collasso dell'edificio, e corrisponde a REC_{Sa} scalata per il fattore di amplificazione spettrale per T_{eq} .

Come spiegato in (Polese et al. 2012), e sinteticamente ripreso in (Polese et al. 2013), la REC (REC_{Sa} e/o REC_{ag}) può essere valutata sulla base di una Analisi Pushover (PA, da Pushover Analysis), ottenuta per la struttura in differenti configurazioni di danno (iniziale), in cui il comportamento dell'edificio danneggiato è simulato mediante modifica delle cerniere

plastiche per gli elementi danneggiati. Idealmente, le analisi dinamiche non lineari (NTH, da Non-linear Time History), che predicono le forze e le deformazioni cumulate (danno) richieste in ogni elemento del sistema strutturale, rappresentano la soluzione migliore per cogliere le prestazioni sismiche dell'edificio. Infatti, l'uso di modelli strutturali con appropriati meccanismi di degrado della rigidità/resistenza permetterebbe la simulazione della risposta tenendo conto dell'accumulo ciclico del danno. Tuttavia, la NTH è un'analisi abbastanza complessa e lunga, poco adatta nella pratica per la progettazione/valutazione da parte di ingegneri professionisti. Inoltre, al fine di superare la sensibilità della risposta dinamica alle caratteristiche dei terremoti in ingresso, è richiesta la selezione una serie di accelerogrammi rappresentativi, cosa che aumenta notevolmente l'onere computazionale.

Per tali ragioni, si è preferito fare affidamento su procedure basate su PA per la valutazione del comportamento di edifici danneggiati. Le PA rappresentano un ottimo compromesso tra la necessità di studiare il comportamento non lineare dell'edificio e di realizzare un'analisi statica relativamente semplice, applicabile per la progettazione/valutazione da parte dei professionisti. Infatti, a condizione di applicarle principalmente a strutture che oscillano secondo un modo predominante (fondamentale), la analisi di pushover standard permette una stima ragionevole dell'evoluzione del danno per effetto dell'aumento della domanda sismica e una valutazione della distribuzione del danno fra gli elementi del MDOF.

L'applicabilità della PA è stata valutata in diversi studi (Fajfar e Gašperšić 1996, Mwafy and Elnashai 2001, Krawinkler and Seneviratna 1998, Tso and Moghadam 1998, Lawson et al. 1994, Antoniou et al. 2002). Tuttavia, non ne è stata ancora verificata la validità quando siano utilizzate per lo studio del comportamento di edifici danneggiati; lo studio presentato in questo lavoro intende contribuire alla validazione delle PA in quest'ultimo caso, ovvero per applicazione ad edifici danneggiati.

In particolare, sono studiati due telai MDOF, rappresentativi di edifici in C.A. esistenti tipici dell'area Mediterranea; i risultati delle analisi PA effettuate su tali sistemi MDOF nello stato intatto e danneggiato sono confrontati con le analisi NTH effettuate con un set di accelerogrammi opportunamente selezionato.

La Sezione 2 del presente articolo presenta i due telai studiati e la relativa modellazione non lineare (dinamica per le PA e le NTH), spiegando

altresì l'uso di fattori di modifica delle cerniera plastiche per le PA su edifici danneggiati.

Adottando REC_0 ($REC_{Sa,0}$ e/o $REC_{ag,0}$) e REC_i ($REC_{Sa,i}$ e/o $REC_{ag,i}$) come parametro rappresentativo della capacità sismica di un edificio nel suo stato integro o i-esimo stato di danno, si segue l'approccio di confrontare la REC ottenuta tramite PA con quella che può essere valutata tramite NTH. Inoltre, vengono confrontati anche i profili dei massimi interstorey drift (IDR_{max} , da Interstorey Drift Ratio).

La sezione 3 descrive la valutazione di REC_0 e REC_i con l'approccio basato su PA. La REC_0 viene valutata con la PA adottando un modello a plasticità concentrata. Successivamente, come descritto in (Polese et al. 2012), in base al livello di danno D_i raggiunto per effetto di un ipotetico main-shock, il modello inelastico viene modificato e la PA rieseguita, in modo da poter valutare la REC_i .

Infine, sezione 4 descrive la valutazione mediante analisi NTH, mentre i confronti PA-NTH sono presentati e discussi nella sezione 5.

2 DESCRIZIONE E MODELLAZIONE DELL'EDIFICIO

Il confronto tra PA ed NTH viene eseguito con riferimento a due telai non tamponati in C.A., di 4 e 8 piani, rispettivamente, progettati per essere rappresentativi di edifici esistenti "under-designed" nell'area Mediterranea. I telai, che rappresentano i telai perimetrali trasversali di un edificio con dimensioni in pianta 18m x10m, sono hanno due campate da 5 m ed altezza di interpiano costante pari a 3 m. Le caratteristiche geometrico/strutturali dei telai sono state ottenute con un progetto simulato secondo l'approccio presentato in (Verderame et al. 2010). Si è ipotizzato che gli edifici fossero in prima categoria sismica con riferimento alle norme in vigore agli inizi del anni '60 (R.D.L. 2105/1937), in cui non si applicavano i principi di gerarchia delle resistenze né erano previsti adeguati dettagli di rinforzo, ed in cui la progettazione era alle tensioni ammissibili. Per i dettagli sugli edifici studiati si veda (Polese et al. 2013).

2.1 Problemi di modellazione per l'analisi pushover

Modellazione strutturale, analisi numeriche e post-elaborazione dei dati di danno, sono state realizzate tramite il "PBEE toolbox" (Dolšek 2010), che permette la generazione rapida di semplici modelli non lineari e l'analisi di telai in C.A. combinando MATLAB® con OpenSees

(McKenna et al. 2004). Il toolbox è stato opportunamente modificato per consentire la definizione di cerniere plastiche bilineari secondo (ASCE-SEI/41-06 2007) e per consentire la modifica delle cerniere plastiche per le analisi di edifici danneggiati, come descritto più avanti.

Si è adottato un modello a plasticità concentrata per studiare i modelli MDOF dei telai. Il modello è molto semplificato, non considerando la non linearità geometrica (effetti P- Δ). Inoltre, aspetti quali i meccanismi di crisi fragile (crisi a taglio) in colonne e/o travi, o il comportamento fragile dei nodi trave-colonna, che pur possono prevedersi in edifici esistenti "under-designed", non sono stati considerati in questo studio. Infatti, l'obiettivo principale di questo studio è quello di verificare la capacità della PA di cogliere, dopo opportuna modifica di cerniere plastiche di tipo flessionale, la variazione di comportamento sismico di un edificio danneggiato. Pertanto, al fine di evitare di introdurre ulteriori complessità nel modello, viene esplicitamente studiato il solo comportamento flessionale.

Per i telai in C.A., il comportamento flessionale degli elementi è convenientemente caratterizzato mediante una relazione momento-rotazione bilineare per le cerniere plastiche di travi e colonne, descritta mediante due punti caratteristici, ovvero momento e rotazione allo snervamento (M_y e θ_y) ed ultimo (M_u and θ_u). Il momento M_y può essere determinato tramite analisi momento-curvatura delle sezioni estreme dell'elemento. Rotazioni di snervamento e ultime sono calcolate seguendo l'approccio proposto in (ASCE-SEI41/06 2007), ed aggiornato in (ACI 369R-11 2006). In particolare, θ_y viene calcolata utilizzando una rigidezza efficace, EI_{eff} , ridotta rispetto a quella non fessurata della sezione (Elwood ed Eberhard, 2009), mentre la rotazione

ultima θ_{CP} è data dalla somma della aliquota di rotazione plastica, funzione delle caratteristiche della sezione, e di quella di snervamento precedentemente ottenuta.

Come osservato in (Ibarra e Krawinkler 2005), gli elementi del telaio in OpenSees sono modellati come un elementi elastici collegati in serie con delle molle rotazionali alle due estremità; la rigidezza di tali componenti deve essere modificata in modo che la rigidezza equivalente di questo assemblaggio risulti equivalente alla rigidezza dell'elemento vero e proprio. Seguendo l'approccio proposto in (Ibarra e Krawinkler 2005), le molle rotazionali sono assunte "n" volte più rigide rispetto alla rigidezza rotazionale dell'elemento elastico per evitare problemi numerici. Per garantire che la rigidezza equivalente dell'assemblaggio sia pari a quella dell'elemento reale nel telaio, la rigidezza dell'elemento elastico deve essere "(n+1)/n" volte maggiore della rigidezza reale.

2.2 Modifica delle cerniere plastiche per gli elementi danneggiati nella PA

Il comportamento sismico di edifici danneggiati può essere studiato mediante PA eseguita su un modello non lineare opportunamente modificato che tenga conto convenientemente del danno. Dato il livello di danno locale prodotto da un ipotetico mainshock, espresso in termini di duttilità richiesta in ciascuno degli elementi strutturali, le relazioni momento-rotazione che descrivono le cerniere plastiche degli elementi entrati in campo plastico vengono modificate come suggerito in (Polese et al. 2012, Di Ludovico et al. 2013); successivamente si può eseguire una nuova PA per l'edificio nel suo stato danneggiato.

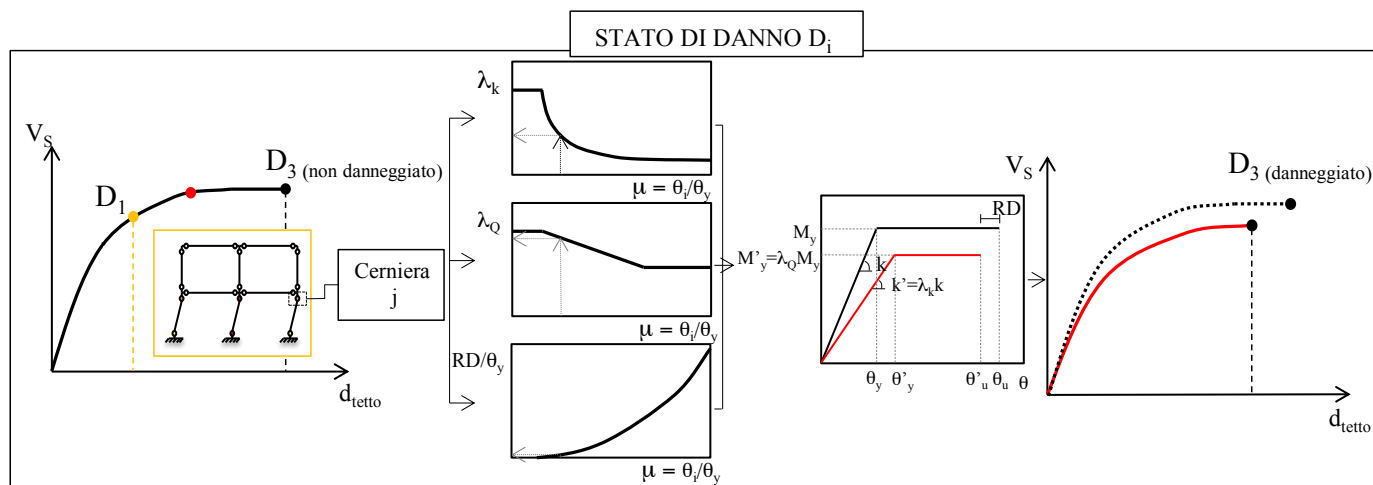


Figura 1. Procedura di valutazione per una struttura intelaiata

Il diagramma di flusso in Figura 1, illustra i passi necessari per determinare la variazione nel comportamento dell'edificio dallo stato intatto a differenti stati di danno. In particolare, ogni livello di danno per la struttura corrisponde ad una distribuzione locale del danno per gli elementi strutturali, che può essere rappresentata dalla richiesta di duttilità locale per le cerniere plastiche che sono entrate in campo plastico. In base alla duttilità locale richiesta dagli elementi, le relative cerniere plastiche vengono modificate applicando una opportuna variazione di rigidità ($K' = \lambda_k K$), resistenza ($M_y' = \lambda_Q M_y$) e capacità plastica rotazionale ($a' = a - a_d = a - (\theta_y' - \theta_y) - RD = a - (\theta_y (\lambda_Q / \lambda_k - 1) - RD)$), con λ fattori di modifica di rigidità e forza e RD drift residuo dell'elemento (per ulteriori dettagli si veda (Polese et al. 2012, Di Ludovico et al. 2013)). Il PBEE Toolbox è stato opportunamente modificato per consentire, dopo il calcolo della richiesta di duttilità al generico passo dell'analisi PA, la conseguente modifica delle cerniere plastiche con le formulazioni proposte in (Di Ludovico et al. 2013).

L'analisi statica non lineare dei modelli modificati per tener conto del danno portano a curve pushover che, in funzione del numero di elementi coinvolti nel meccanismo e del livello di danno, possono variare significativamente rispetto a quelle originali.

2.3 Modellazione per le analisi dinamiche non lineari

Le cerniere plastiche per gli elementi trave-colonna sono modellate in OpenSees (McKenna et al. 2004) utilizzando il materiale pinching4 (Lowes et al. 2004), che permette di simulare il comportamento isteretico degradante col progredire del danno. Tale materiale considera l'effetto pinching nella risposta momento-rotazione ed il degrado ciclico in tre modi: il degrado della rigidità allo scarico, di quella al ricarico, ed il degrado di resistenza, assumendo il degrado in funzione della storia di spostamenti e dell'energia dissipata.

Per essere coerenti con il modello bilineare adottato nelle PA si è assunta una curva involucro bilineare nel pinching4, considerando un leggero incrudimento (0.1% del modulo di Young) in fase plastica per evitare problemi di convergenza.

Per le NTH, si è assegnato il 5% di smorzamento critico (Charney 2008) assumendo lo smorzamento proporzionale alle masse. Non si sono considerati effetti P-delta.

3 ANALISI PUSHOVER PER EDIFICI INTATTI E DANNEGGIATI

Al fine di descrivere la progressione del danno dovuto ad un ipotetico mainshock, si sono assunti quattro distinti stati di danno (Polese et al. 2012):

- D_0 (non danneggiato): in tale stato l'edificio è ancora in condizione intatta, o pre-mainshock.
- D_1 (danno limitato): corrisponde all'inizio del comportamento plastico per il sistema SDOF equivalente, allo ovvero lo spostamento allo snervamento (YDI) della pushover bilineare idealizzata.
- D_2 (danno moderato): corrisponde al primo attingimento del 50% della rotazione limite di prevenzione del collasso (CP, da Collapse Prevention) per un elemento [2];
- D_3 (collasso): corrispondente al primo attingimento dello stato limite di prevenzione del collasso (CP), cioè al collasso convenzionale.

3.1 Analisi della struttura intatta

L'analisi pushover per l'edificio 'intatto' è stata effettuata applicando due differenti distribuzioni di forze orizzontali (proporzionale al modo di vibrazione principale, MO, e proporzionale alle masse, MA), come richiesto dai moderni codici sismici (ad es., (Eurocode8 2004)). La curva di pushover risultante per l'edificio di 4 piani soggetto a distribuzione di forze MA è riportato a titolo d'esempio in Figura 2.

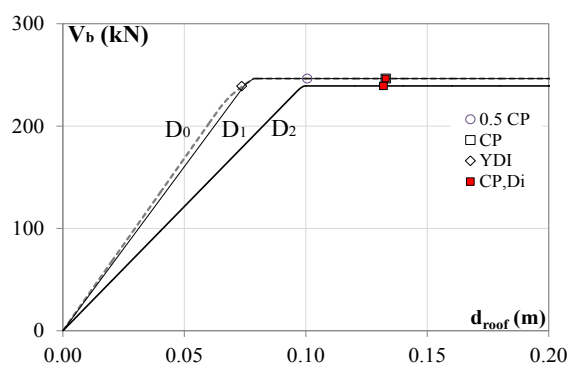


Figura 2. Curva PA per edificio 4 piani distribuzione MA, per lo stato intatto (D_0) e gli stati danneggiati (D_1 e D_2)

I punti indicati sulla curva tratteggiata in Figura 4, CP (quadrato vuoto), 0.5CP (cerchio vuoto) e YDI (rombo vuoto), rappresentano gli stati di danno globale D_3 , D_2 , e D_1 valutati sulla PA della struttura intatta, che saranno considerati quale punto di partenza per la modifica del modello non lineare e le relative ulteriori analisi della struttura 'danneggiata'.

Il tipo di meccanismo di collasso per la struttura di 4 piani è di piano soffice al 1° e 2° piano, per distribuzione di forze orizzontali MA ed MO, rispettivamente. Per l'edificio 8 piani e distribuzione di forze MA, il meccanismo coinvolge principalmente le colonne del primo e secondo piano, mentre per l'8 piani con distribuzione MO si forma un meccanismo di piano soffice che coinvolge principalmente le colonne del 5° livello.

3.2 Analisi della struttura danneggiata

Si è studiato il comportamento dei due telai per stati di danno D_1 e D_2 . Per ciascuno stato di danno globale viene eseguita un'analisi separata della struttura 'danneggiata'. Ogni PA eseguita per la struttura "intatta" è considerata nella configurazione deformata a D_k (per $k = 1, 2$) e viene registrato lo stato delle cerniere plastiche (in termini della relativa richiesta di duttilità). Successivamente, le cerniere plastiche degli elementi entrati in campo plastico vengono modificate in funzione della richiesta di duttilità. La Figura 2 mostra le curve di pushover ottenute per ciascuno stato di danno considerato. La linea tratteggiata grigia rappresenta la curva pushover per la struttura intatta, indicata come D_0 ; la linea sottile nera rappresenta la curva pushover per una struttura che ha raggiunto lo stato di danno D_1 e la linea nera in grassetto quella che ha raggiunto lo stato di danno D_2 . Su ciascuna delle curve corrispondenti all'edificio danneggiato, i punti corrispondenti al raggiungimento della prima rotazione a CP (ridotta) per un elemento sono mostrati con dei quadratini rossi.

La REC dell'edificio intatto e danneggiato è stata calcolata applicando il metodo IN2 (Dolsek e Fajfar 2004) sul SDOF equivalente ottenuto a partire dalla relativa PA, come spiegato in (Polesi et al. 2012). La tabella 1 riassume i risultati in termini di REC_{Sa} e REC_{ag} , insieme ai parametri rappresentativi del SDOF equivalente, ottenuti dopo la bilinearizzazione della curva di capacità, T_{eq} , C_b , e μ_{cap} , per gli edifici di 4 ed 8 piani.

Si evidenzia che, al fine di permettere un appropriato confronto con le NTH, lo spettro assunto per determinare REC_{ag} da REC_{Sa} è lo spettro medio costruito a partire dagli spettri relativi agli accelerogrammi utilizzati nelle NTH (si veda § 4.1). Lo spettro medio approssima forma spettrale dell'EC8 (Eurocode8 2005), per suolo di tipo B. Un'altra importante informazione che può essere dedotta dalla tabella 1 è il Performance Loss (PL) per ciascuna delle configurazioni danneggiate. Il PL, che

rappresenta una misura della perdita di capacità laterale, è definito come:

$$PL = 1 - \frac{REC_{ag,k}}{REC_{ag,0}} \quad (2)$$

dove $REC_{ag,k}$ è la capacità residua in termini di accelerazione di picco della struttura nella configurazione di danno D_k e $REC_{ag,0}$ per la struttura intatta.

Tabella 1. Parametri rappresentativi del sistema SDOF equivalente per la struttura in differenti configurazioni (intatta e danneggiata) e REC in termini di accelerazione spettrale e accelerazione di picco al suolo, per l'edificio di 4 piani.

	Danno	T_{eq} (s)	μ_{cap}	C_b (g)	REC_{Sa} (g)	REC_{ag} (g)	PL
4 piani MA	D_0	1.42	1.81	0.15	0.26	0.26	0%
	D_1	1.45	1.73	0.15	0.25	0.26	1%
	D_2	1.67	1.34	0.14	0.19	0.19	26%
4 piani MO	D_0	1.24	1.89	0.17	0.33	0.27	0%
	D_1	1.47	1.79	0.17	0.31	0.26	2%
	D_2	1.52	1.31	0.17	0.22	0.24	11%
8 piani MA	D_0	1.98	1.52	0.19	0.29	0.53	0%
	D_1	2.07	1.39	0.19	0.27	0.52	2%
	D_2	2.21	1.23	0.19	0.23	0.5	5%
8 piani MO	D_0	1.68	1.41	0.21	0.3	0.39	0%
	D_1	1.77	1.28	0.27	0.27	0.39	1%
	D_2	1.88	1.15	0.24	0.24	0.38	3%

4 VALUTAZIONE DELL'EDIFICIO DANNEGGIATO MEDIANTE NTH

Si vuole verificare se la PA, effettuata su un modello dell'edificio opportunamente modificato per tener conto del danno durante dovuto ad un terremoto, è in grado di catturare l'effettiva variazione di REC dell'edificio ed il relativo PL.

A tal fine, la REC_{ag} ottenuta con il metodo sopra descritto e considerando i due stati di danno D_1 e D_2 , viene confrontata con la REC_{ag} ottenuta tramite NTH. Adottando un approccio simile a quanto proposto in (Rahunandan et al. 2012), al fine di studiare il comportamento del sistema MDOF dopo il raggiungimento dello stesso livello di danno D_i considerato per la valutazione nella PA, sono state costruite molteplici sequenze sismiche previa opportuna scalatura degli accelerogrammi selezionati. In particolare, ogni NTH viene eseguita applicando sequenze di due terremoti adeguatamente scalati. Il primo deve essere scalato all'intensità capace di "danneggiare" il sistema MDOF allo stesso livello di danno considerato nella pushover iniziale (D_1 o D_2). Per trovare l'intensità tale da

portare al danno in esame, viene eseguita una analisi dinamica incrementale (IDA, da Incremental Dynamic Analysis) (Vamvatsikos e Cornell 2002), con l'ausilio del "PBEE toolbox" (Dolsek 2010); in tal modo si ottengono le intensità che portano al raggiungimento di D_1 , D_2 e D_3 sulle strutture inizialmente intatte: $a_{g,D1}$, $a_{g,D2}$ e $a_{g,D3}$. In particolare, $a_{g,D3}$ ed $a_{g,D2}$ corrispondono al raggiungimento sulla curva IDA delle rotazioni CP e CP/2 nel primo elemento strutturale, mentre $a_{g,D1}$ corrisponde all'attingimento sulla curva IDA del massimo drift d'interpiano (IDR_{max}) corrispondente allo YDI valutato con l'analisi PA. $a_{g,D3}$ è, per definizione, la REC_{ag} per la struttura intatta, calcolata con NTH per un singolo terremoto.

Il secondo terremoto (applicato dopo il primo scalato ad $a_{g,Di}$) è l'unico ad essere successivamente scalato, eseguendo analisi IDA su una struttura che ha già raggiunto un determinato stato di danno. In questo modo la REC , variata rispetto a quella iniziale determinata sulla struttura intatta, può essere determinata come la a_g (alla quale il secondo accelerogramma deve essere scalato) corrispondente al collasso dell'edificio (stato D_3 , come sopra definito).

Il PBEE è stato modificato per consentire la scalatura del solo secondo record nella sequenza, mentre il primo record viene scalato ad una IM fissa, cioè ad $a_{g,D1}$ o $a_{g,D2}$, corrispondente al raggiungimento di un dato stato limite di danno. Tra il primo ed il secondo terremoto nella serie si è aggiunto un intervallo di tempo di 20 secondi. Dopo l'eccitazione del primo record, la vibrazione della struttura cesserà gradualmente a causa dello smorzamento, cosicché quando il secondo terremoto arriva può essere considerato come un nuovo sisma, mentre gli elementi strutturali e le cerniere plastiche mantengono memoria del danno subito precedentemente.

L'analisi dinamica della sequenza viene ripetuta con fattori di scala crescenti applicati al secondo record della serie fino al collasso strutturale, fornendo i risultati delle IDA per le strutture che hanno raggiunto un certo livello di danno per effetto del primo terremoto.

Per quanto riguarda la valutazione tramite NTH, è stato selezionato un set di 8 terremoti rappresentativi (16 accelerogrammi, considerando le direzioni x ed y dei segnali registrati) in modo essere che lo spettro medio sia compatibile con lo spettro dell'EC8 (Eurocode8 2005) per suolo tipo B. Per tener conto dell'effetto di variabilità della risposta strutturale tra i record, la IDA viene ripetuta per ciascuno dei 16 terremoti del set. Combinando ciascuno dei 16 terremoti "danneggianti" con gli stessi 16 terremoti

applicati come terremoti successivi, si è creato un set di 256 sequenze sismiche per ciascuno stato di danno e modello strutturale.

4.1 Azione sismica

Per eseguire le IDA si è utilizzato un set di 8 coppie di accelerogrammi naturali spettro-compatibili; in Figura 3 sono rappresentati gli spettri elastici, il relativo spettro medio ed il confronto con lo spettro EC8, suolo B. Si sono realizzate diverse combinazioni primo-secondo record, in modo da simulare un terremoto danneggiante e la successiva variazione di capacità residua in un modo più realistico. I record sono di terremoti con M_w tra 5.4 e 6.9 e registrati in siti con distanza epicentrale compresa tra 2.9 e 72.0 km. I record non scalati hanno accelerazione di picco al suolo da 0.11 a 0.40 g.

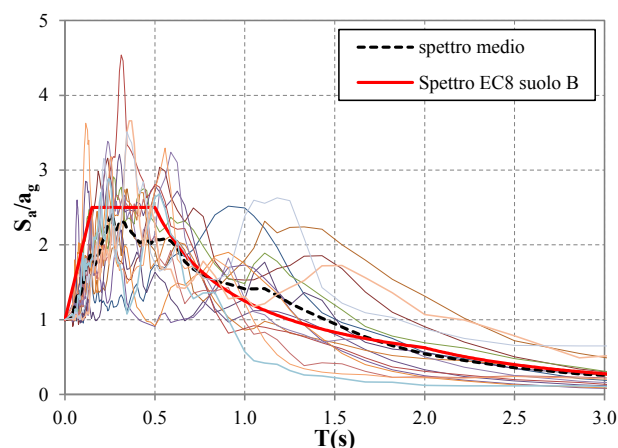


Figura 3. Spettri degli accelerogrammi selezionati, spettro medio e spettro di Eurocodice 8, classe B.

I record sono stati selezionati dall'European Strong-motion Database (Ambraseys et al. 2004), secondo i seguenti criteri: a) magnitudo dell'evento uguale o superiore a 4.0, b) informazioni disponibili circa il tipo di suolo, corrispondenti al suolo di tipo B dell'EC8; c) sequenze sismiche con accelerazione di picco al suolo (a_g) della componente principale orizzontale maggiore di 100 cm/s^2 , d) durata significativa minore di 35s, e) Indice di Cosenza e Manfredi inferiore a 12 (Cosenza e Manfredi 2000, Cosenza et al. 2009).

4.2 Studio della sequenza danneggiante

Come spiegato in § 4.1, per ogni record applicato inizialmente alla struttura, la misura d'intensità (in termini di a_g) corrispondente all'attingimento del livello di danno D_i viene stimato mediante IDA.

Nella Figura 4 sono indicati i risultati IDA per l'edificio di 4 piani 'intatto', dove l'asse x rappresenta l' IDR_{max} calcolato per la struttura e

l'asse y l'accelerazione di picco al suolo (a_g). I punti marcati con un pallino su ogni curva IDA, cioè, CP (nero), 0.5CP (rosso) e YDI (arancione), rappresentano il raggiungimento degli stati di danno globali D_3 , D_2 , e D_1 , rispettivamente, che verranno considerati per un'ulteriore analisi dell'edificio 'danneggiato'.

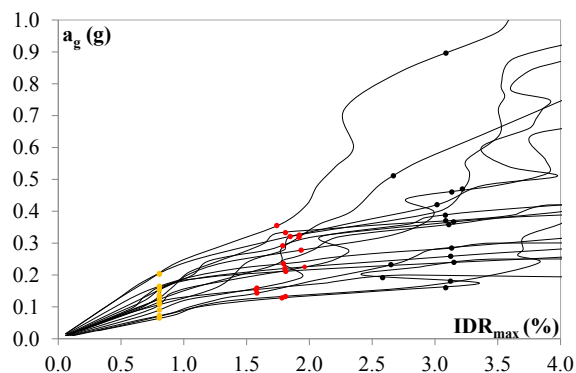


Figura 4. Curve IDA l'edificio di 4 piani 'intatto' soggetto a ciascun mainshock.

A causa delle differenze nel contenuto in frequenza, della durata ed altre caratteristiche del moto del suolo, ogni terremoto deve essere scalato ad una diversa intensità prima che si verifichi un particolare livello di danno.

Una volta individuato $a_{g,D1}$ (o $a_{g,D2}$) per ogni terremoto danneggiante (primo record), può essere costruita la sequenza (primo-secondo record). Il primo record è scalato ad $a_{g,D1}$ (o $a_{g,D2}$) mentre il secondo record deve essere scalato per realizzare l'IDA sulla struttura danneggiata a D_1 (o D_2). I risultati ottenuti da tali sequenze IDA sono mostrati in Figura 5 che fa riferimento al record 197x (primo record) come terremoto danneggiante, scalato ad $a_{g,D2} = 0.22$. Ogni punto sulle curve rappresenta l' IDR_{max} che viene raggiunto in corrispondenza di ciascun livello di intensità a_g (del secondo terremoto della sequenza).

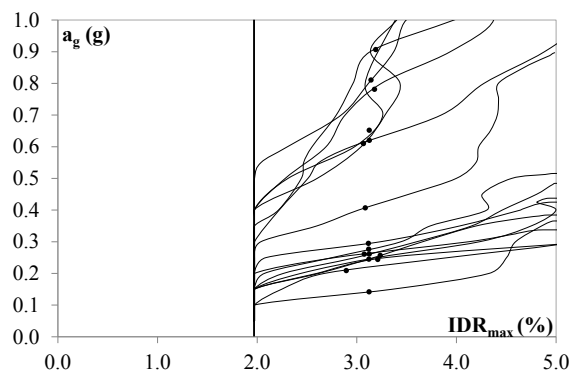


Figura 5. Curve IDA per l'edificio di 4 piani che ha raggiunto DS₂ per effetto del record 197x.

I risultati sono mostrati per il 4 piani che ha raggiunto lo stato di danno D_2 per effetto del primo record. La linea nera in grassetto indica la soglia dopo la quale gli interstorey drift subiti

durante il secondo record sono maggiori rispetto a quelli esperiti durante il primo record. Infatti, quando si applica la sequenza, l' IDR_{max} registrato in ogni analisi sarà sempre l' IDR_{max} corrispondente al primo terremoto fino a quando il secondo ha una intensità tale da far crescere l' IDR_{max} . La figura mostra una dispersione significativa per i livelli di intensità ai quali si raggiunge un particolare stato di danno per diversi record, dopo lo stesso (primo) record danneggiante. Sulla curva IDA in Figura 5, vengono riportati solo i punti (pallini neri) corrispondenti al raggiungimento dello stato di danno D_3 (collasso). Le ordinate di tali punti rappresentano le intensità dei terremoti (secondi record applicati) cui la struttura può resistere dopo aver sperimentato un particolare stato danno (a causa del record 197x).

5 CONFRONTO DEI RISULTATI IN TERMINI DI PA E NTH

In questo paragrafo viene eseguito un confronto tra i risultati delle PA e delle NTH per i due sistemi MDOF. In particolare, allo scopo di stimare la applicabilità delle PA per valutare il comportamento di edifici danneggiati, facciamo riferimento a sistemi che hanno raggiunto differenti livelli di danno per effetto di un ipotetico mainshock.

Un primo confronto viene effettuato in termini di IDR_{max} . Inizialmente viene confrontata la distribuzione di IDR_{max} lungo l'altezza per gli edifici in stato integro. In particolare, per livelli di domanda sismica crescente, cioè tale da determinare il raggiungimento dello stato di danno D_2 o D_3 sui telai, le forme degli IDR_{max} ottenuti attraverso PA con distribuzione di forze MA o MO (indicate come PA-MA e PA-MO, rispettivamente), sono confrontate con valori medi e percentili (16° e 84°) ottenuti con l'NTH.

Le Figura 6 (a, b) mostrano i diagrammi ottenuti per il telaio di 4 piani (inizialmente intatto) in corrispondenza di una richiesta sismica che porta all'attingimento di D_2 e D_3 , rispettivamente. Si può osservare che la PA coglie in maniera soddisfacente l'andamento di IDR_{max} con l'altezza ed il relativo valore mediano che si ottiene attraverso l'NTH. Si osserva, inoltre, che il tipo di meccanismo plastico non varia sensibilmente per livelli crescenti di intensità sismica e la distribuzione di forze MA in questo caso simula meglio la risposta (mediana) ottenuta con analisi NTH. Le Figure 6 (d, e) mostrano gli stessi tipi di diagrammi per il telaio di 8 piani inizialmente integro. Sebbene il piano

al quale si ha il massimo IDR_{max} non sia opportunamente identificato con l'approccio PA, il valore di IDR_{max} , confrontato con i risultati mediani ottenuti con NTH, è colto in maniera soddisfacente dalla PA-MO. Le Figure 6 (c, f), che si riferiscono rispettivamente ai telai di 4 e 8 piani, mostrano la distribuzione IDR_{max} lungo l'altezza a $D_3|D_2$, cioè derivati per i sistemi che avevano inizialmente sostenuto stato di danno D_2 a causa del primo terremoto e che arrivano a D_3 per il secondo terremoto. Con riferimento al telaio di 4 piani (Figura 6 (c)), si può osservare che i valori di IDR_{max} ottenuti tramite PA-MA, e la relativa distribuzione, rappresentano in modo soddisfacente i risultati che possono essere ottenuti mediante approccio NTH. Considerando il telaio di 8 piani (Figura 6 (f)), ancora una volta si osserva che il massimo valore IDR_{max} viene colto con ragionevole approssimazione tramite

PA-MO, mentre il piano in cui la concentrazione di danno si verifica è il 5°, laddove l'NTH evidenzia una formazione più probabile del piano soffice al 7° livello. Tale discrepanza potrebbe essere ridotta eventualmente utilizzando un approccio di pushover adattiva.

Un secondo confronto viene effettuato in termini di REC_{ag} . La figura 7 si riferisce al telaio di 4 piani, mostrando la $REC_{ag,1}$ per il sistema danneggiato a D_1 . I singoli valori di $REC_{ag,1}$ corrispondenti ad ogni primo record (terremoti danneggianti) sono rappresentati da una serie di punti allineati lungo linee verticali (identificati dallo stesso ID). Ogni gruppo di punti con lo stesso ID rappresenta la $REC_{ag,1}$ ottenuta variando il secondo record nella sequenza di ID relativo (cioè la sequenza con il record ID come il primo terremoto danneggiante).

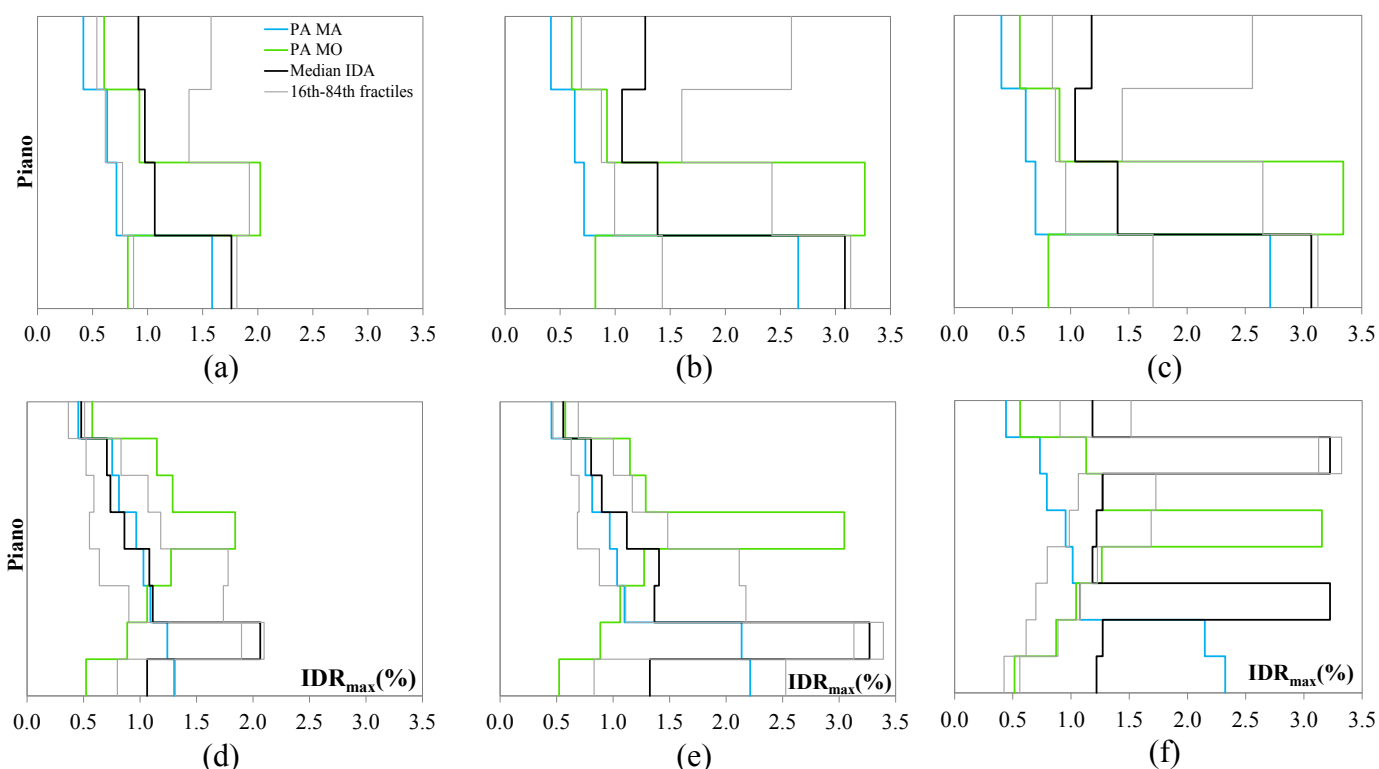


Figura 6. IDR_{max} per il 4 piani (a, b, c) e l'8 piani (d, e, f), per l'edificio intatto rispetto a D_2 (a,d) e D_3 (b, e), e per la struttura danneggiata a D_2 rispetto a D_3 (ovvero IDR_{max} a $D_3|D_2$ (c, f) rispettivamente)

Per ogni gruppo di sequenze primo-secondo record, la mediana di $REC_{ag,1}$ è rappresentata dal rettangolo nero, mentre la linea orizzontale continua in figura rappresenta la mediana ottenuta come mediana di tali mediane. Per fare un confronto, il valore mediano di $REC_{ag,1}$ ottenuto con la PA considerando la distribuzione MO e MA, è rappresentato come linea orizzontale tratteggiata in Figura 7. Analogamente, si sono confrontati gli stessi risultati ottenuti in termini di $REC_{ag,1}$ per il telaio di 8 piani e di $REC_{ag,2}$ per i

telai di 4 e 8 piani. Osservando la Figura 7 si nota un accordo relativamente buono tra i risultati in termini di $REC_{ag,1}$ ottenuti con PA ed NTH. La Tabella 2 riassume le $REC_{ag,i}$ mediane ottenute per le strutture intatte ($REC_{ag,0}$), e quelle per le strutture danneggiate a livello di danno D_1 o D_2 ($REC_{ag,1}$ o $REC_{ag,2}$), sia per la PA che le NTH. In qualche caso può accadere che, per una sequenza primo-secondo record la REC_{ag} calcolata dopo l'intera sequenza è maggiore di quella calcolata per il solo primo record. Questo può accadere a

causa della diversa polarità (direzione) del secondo terremoto rispetto al primo; se i terremoti hanno diversa polarità il secondo record può agire riducendo gli spostamenti residui raggiunti dopo il primo. È stato dimostrato (Rahunandan et al. 2012) che la polarità del secondo record rispetto al primo può influenzare la fragilità post-terremoto degli edifici gravemente danneggiati. Tale aspetto non è stato indagato nel presente lavoro e deve essere tenuto in debito conto in studi futuri.

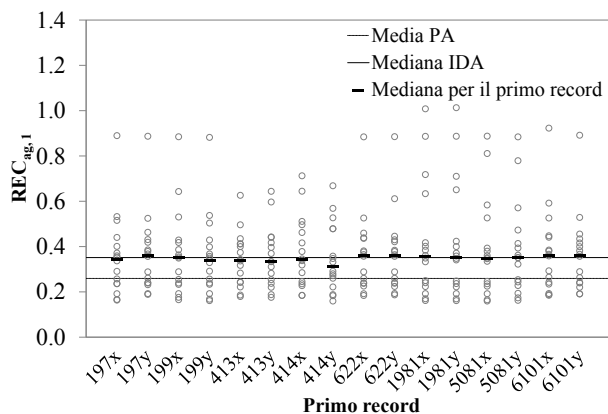


Figura 7. Confronto tra calcolo mediante PA e NTH di $REC_{ag,i}$ per l'edificio di 4 piani nello stato di danno D_1 .

È interessante osservare che la mediana del PL (Eq. (2)), che può essere valutata considerando i risultati delle NTH, cioè facendo riferimento al rapporto tra $REC_{ag,i}$ mediana e $REC_{ag,0}$ mediana, è abbastanza vicino al PL mediano che viene calcolato con l'approccio basato su pushover. Infatti, si ottiene un PL pari al 3,0% o al 17,1% per analisi NTH sul telaio di 4 piani allivello di danno D_1 o D_2 , mentre un PL pari al 1,4% o 18,5% per gli stessi casi è ottenuto tramite analisi pushover.

Tabella 2. Valori mediani REC_{ag}

		4 piani			8 piani		
		$REC_{ag,0}$	$REC_{ag,1}$	$REC_{ag,2}$	$REC_{ag,0}$	$REC_{ag,1}$	$REC_{ag,2}$
		(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)
NTH	PA	0.36	0.35	0.3	0.38	0.38	0.37
	IDA	0.26	0.26	0.22	0.46	0.45	0.44

Per il telaio di 8 piani, con la PA si ottiene un PL di 1,2% o 4,1% per D_1 e D_2 rispettivamente. Analizzando le strutture danneggiate a D_1 o D_2 con l'approccio NTH si trova un valore leggermente negativo del PL nel primo caso, probabilmente a causa del problema della polarità evidenziato prima, mentre una PL pari al 3,1% nel secondo caso. Tuttavia, in termini assoluti i valori mediani di PL valutati con approccio di NTH sono molto vicini ai risultati basati su PA.

6 CONCLUSIONI

Lo studio qui presentato indaga sulla applicabilità della analisi di pushover per la valutazione del comportamento di edifici danneggiati. In particolare, l'efficacia di analisi pushover (PA) nel cogliere la variazione della Capacità Residua di edifici a seguito di diversi livelli di danno dovuti ad un mainshock, viene verificata mediante confronto dei risultati della PA con quelli di analisi dinamiche non lineari (NTH).

Due telai in cemento armato, di 4 ed 8 piani sono considerati come casi studio; i telai sono stati progettati in 1^a classe sismica secondo le norme sismiche in vigore negli primi anni '60.

Il primo confronto PA-NTH viene eseguito per le strutture inizialmente non danneggiate. Riguardo l'edificio a 4 piani, la PA coglie in maniera soddisfacente la forma e il valore mediano dell' IDR_{max} che si ottiene attraverso NTH per terremoti con livelli d'intensità crescenti. Per il telaio di 8 piani il valore di IDR_{max} viene colto con ragionevole approssimazione dalla PA, mentre il piano in cui concentra il danno non è lo stesso evidenziato con l'approccio NTH.

Per quanto riguarda la REC_{ag} per le strutture integre, $REC_{ag,0}$, cioè la capacità residua iniziale in termini di a_g , si osserva che la PA conduce ad un valore che è circa il 30% inferiore rispetto a quello fornito dalle NTH per l'edificio di 4 piani, e circa il 20% superiore per quello di 8 piani.

Un ulteriore confronto PA-NTH viene eseguito per le strutture danneggiate. Per quanto riguarda l' IDR_{max} in valore massimo e distribuzione lungo l'altezza ottenuti a $D_3|D_2$ (cioè valutato a D_3 per strutture che in precedenza erano danneggiate in D_2) si nota, ancora una volta, un buon accordo PA-NTH per il telaio di 4 piani, mentre per l'8 piani solo il valore massimo è simile. Per quanto riguarda la variazione di REC , si osserva che lo stesso scarto PA-NTH trovato per strutture intatte è ottenuto per gli MDOF negli stati di danno D_i (con $i = 1, 2$). Infatti, il rapporto $REC_{ag1,PA}/REC_{ag1,NTH}$ per l'edificio a 4 piani è 0.74 e per l'8 piani è 1.18, mentre il rapporto $REC_{ag2,PA}/REC_{ag2,NTH}$ per i RCF di 4 e 8 piani sono 0.73 e 1.19, rispettivamente. Questi risultati suggeriscono che, sebbene utilizzando una procedura basata su pushover per la valutazione di edifici danneggiati i risultati saranno inevitabilmente caratterizzati da un certo grado di approssimazione rispetto ad analisi dinamiche non lineari eseguite su un set di sequenze sismiche, tale approssimazione non varia significativamente rispetto a quella che si

ottiene con PA standard applicate alle strutture intatte rispetto alle NTH eseguite su un set di accelerogrammi. Avendo confrontato i risultati della PA con NTH solo per i due edifici a struttura intelaiata studiati, lo studio non pretende di essere esaustivo. Inoltre, si sono applicate una serie di ipotesi semplificative (es. crisi fragili ed effetti P- Δ trascurati, variazione della polarità terremoto non considerata). Ulteriori studi dovranno affrontare questi problemi.

RINGRAZIAMENTI

Questo studio è stato eseguito nell'ambito del framework del PE 2010–2013; programma congiunto DPC-Reluis Task 1.1.2: Strutture Ordinarie e Prefabbricate in Calcestruzzo Armato.

REFERENCES

- ACI 369R-11, 2011. Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and Commentary. Reported by ACI committee 369, American Concrete Institute. ISBN: 978-0-87031-419-3
- Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P., Margaris, B., 2002. Internet-site for european strong-motion data, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme.
- Antoniou, S., Rovithakis, A., Pinho, R., 2002. Development and verification of a fully adaptive pushover procedure, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, paper # 822, London.
- ASCE-SEI 41-06, 2007. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE Standard, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Charney, F.A., 2008. Unintended consequences of modeling damping in structures, *Journal of Structural Engineering*, **134**(4), 581–592, April 1.
- Cosenza, E., Manfredi, G., 2000. Damage indices and damage measures, *Progress in Structural Engineering and Materials*, **2**(1) 50–59.
- Cosenza, E., Manfredi, G., Polese, M., 2009. A simplified method to include cumulative damage in the seismic response of SDOF systems, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, **135**(10), 1081-1088.
- Di Ludovico, M., Polese, M., Gaetani d'Aragona, M., Prota, A., Manfredi, G., 2013. Modeling of damaged RC columns in nonlinear static analyses: a proposal for plastic hinges modification factors. *Engineering Structures*, **51**, 99–112.
- Dolsek, M., Fajfar, P., 2004. IN2- A simple alternative for IDA, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 3353, Vancouver, B.C., Canada.
- Dolsek 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), 1309-329.
- Elwood, K.J., Eberhard, M.O., 2009. Effective stiffness of reinforced concrete columns, *ACI Structural Journal*, **106** (3), 476-484.
- Eurocode8, 2004. Design of structures for earthquake resistance. Part 3. Assessment and retrofitting of buildings, Comité Européen de Normalisation, European Standard EN 1998-3, Brussels.
- Eurocode8, 2005. Design of structures for earthquake resistance. Part 1. General rules, seismic actions and rules for buildings, Comité Européen de Normalisation, European Standard EN 1998-1 Brussels.
- Fajfar, P., Gašperšič, P., 1996. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **25**, 31–46.
- Ibarra, L.F., Krawinkler, H., 2005. Global collapse of frame structures under seismic excitations, Technical Report 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
- Krawinkler, H., Seneviratna, G.D.P.K., 1998. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, **20**(4-6), 452–64.
- Lawson, R.S., Vance, V., Krawinkler, H., 1994. Nonlinear static push-over analysis — why, when, and how? In: *Proceedings 5th US NCEE*, vol. 1. IL, USA: Chicago; 283–92.
- Lowes, L.N., Nilanjan, M., Altoontash, A., 2004. A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames, PEER Report 2003/10, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, February.
- 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, California, USA. <http://opensees.berkeley.edu>
- Mwafy, A.M., Elnashai, A.S., 2001. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, **23**, 407–424.
- Polese, M., Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., 2012. Damage-dependent vulnerability curves for existing buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, (in press), DOI: 10.1002/eqe.2249.
- Polese, M., Marcolini, M., Prota, A., Zuccaro, G., 2013. Variazione della capacità residua per edifici danneggiati da sisma. *XV convegno ANIDIS*, Padova, 30 Giugno – 4 Luglio, 2013.
- Rahunandan, M., Liel, A.B., Ryu, H., Luco, N., Uma, S.R., 2012. Aftershock fragility curves and tagging assessments for a mainshock-damaged building, Proceeding of the 15th WCEE, Paper No. 1708, Lisboa, Portugal, August 1-6.
- Regio Decreto Legge n. 2105 del 22/11/1937. Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti. G.U. n. 298 del 27/12/1937.
- Tso, W.K., Moghadam, A.S., 1998. Pushover procedure for seismic analysis of buildings. *Progress in Structural Engineering and Materials*, **1**(3), 337–44.
- Verderame, G.M., Polese, M., Mariniello, C., Manfredi, G., 2010. A simulated design procedure for the assessment of seismic capacity of existing reinforced concrete buildings, *Advances in Engineering Software*, **41** (2), 323-335.
- Vamvatsikos, D., Cornell, A., 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, **31** (3), 491-514.