

Valutazione degli spettri di piano per la progettazione sismica di elementi non strutturali

Evaluation of floor spectra for the seismic design of non-structural elements

Timothy Sullivan¹, Paolo M. Calvi², Davide Bolognini³ ■

Sommario

Nel presente articolo sono riassunti i principali risultati di un lavoro presentato a maggio 2015 al *Second International Workshop on Seismic Performance of Non-structural Elements (SPONSE)* riguardante la valutazione dell'input sismico di piano per la progettazione di elementi non strutturali.

La domanda di accelerazione su tali elementi posti a differenti quote di un edificio è valutata, nei codici attuali, mediante metodi semplificati. Seppur l'utilizzo di procedure semplificate sia auspicabile in questi casi, i recenti eventi sismici hanno evidenziato come le attuali procedure di calcolo possano condurre a stime del danneggiamento degli elementi non strutturali completamente errate. Per questo motivo si ritiene necessaria una revisione di tali procedure, in modo da compiere un ulteriore passo verso la definizione di un metodo semplificato, ma maggiormente affidabile, per la predizione degli spettri di piano.

I risultati ricavati mediante analisi time-history non lineari su modelli pluripiano mostrano come la metodologia innovativa presentata sia potenzialmente promettente.

Parole chiave: Spettri di piano, non-strutturale, elemento strutturale secondario, accelerazioni di piano.

Abstract

The main results coming from a work presented at the Second International Workshop on Seismic Performance of Non-structural Elements (SPONSE) (Pavia, may 2015), focused on the prediction of acceleration demands on secondary structural and non-structural elements at different levels of a building, are summarized in this paper.

The seismic input for non-structural or secondary elements at different floor levels of a building is evaluated, in the modern seismic codes, through simplified methods. Although the use of simple analyses should be advocated in these cases, damage to both secondary structural and non-structural elements in recent earthquakes have highlighted that the current methods may result in wrong estimations. For this reason, an improved design procedure for such elements is needed, in order to take a step towards the formation of accurate but simplified methods of predicting floor spectra.

The results of non-linear time-history analyses of a series of multi-degree of freedom supporting structures indicate that the new methodology is valuable.

Keywords: Floor spectra, non-structural, secondary structural elements, floor accelerations.

1. Introduzione

Diversi terremoti, recenti e del passato⁴, hanno mostrato come perfino quando le moderne tecniche di progettazione in zona sismica permettono di limitare, se non di inibire, i danni alle strutture durante eventi molto intensi, il danneggiamento degli elementi secondari e non strutturali può essere molto importante sia a livello economico, sia in termini di perdite di vite umane. Per citare un esempio, durante il terremoto di Darfield

(Nuova Zelanda, 2010, M 7.1) la domanda sismica fu simile a quella imposta dalla norma per la condizione di stato limite ultimo nella regione di Christchurch, ma nonostante ciò le perdite totali furono stimate in 5 miliardi di dollari neozelandesi (The Treasury, Government of New Zealand 2011), fortunatamente senza che si registrassero vittime.

Per una buona progettazione degli elementi secondari e non strutturali è necessario controllare

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università degli studi di Pavia

² University of Washington at Seattle (USA)

³ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia

⁴ Fra i terremoti recenti, è significativo citare il Darfield Earthquake avvenuto nel settembre 2010 in Nuova Zelanda (Dhakal 2010), mentre fra quelli del passato, uno dei più rappresentativi è il Northridge Earthquake, che ha colpito gli Stati Uniti nel 1994 (Villaverde, 1997).

diverse variabili, in particolar modo le accelerazioni e le deformazioni imposte. Queste ultime possono essere limitate intervenendo sulla rigidità della struttura e adottando opportuni dettagli costruttivi, tenendo presente, però, che se una struttura è irrigidita, questa modificherà la propria risposta sismica, potenzialmente aumentando la domanda di accelerazione (che può essere a sua volta parzialmente limitata da una risposta duttile non lineare). In sostanza, il progettista si trova, in questo caso, a dover affrontare un tipico problema di compromesso in termini di rigidità: un suo incremento sarebbe utile per limitare la domanda in spostamento, mentre una sua riduzione permetterebbe di limitare quella in accelerazione.

Di solito, in fase di progettazione, la rigidità e la resistenza di un edificio sono imposti in modo tale da soddisfare i limiti di deformazione e spostamento richiesti dalla normativa. Gli spettri di piano, invece, sono valutati solo successivamente mediante metodi semplificati, al fine di quantificare la domanda (in termini di accelerazione di progetto) con cui dimensionare gli elementi secondari e quelli non strutturali. È da notare, però, che gli spettri in accelerazione hanno caratteristiche che poco si confanno ad una rappresentazione estremamente semplificata. Gli spettri alla base dell'edificio tendono ad essere differenti rispetto a quelli ai piani più alti della struttura (Figura 1), perché la risposta dinamica di quest'ultima filtra le differenti frequenze dell'eccitazione sismica, amplificando la domanda in specifici intervalli di periodo. Gli spettri ai

piani superiori, poi, non necessariamente hanno un contenuto in frequenza associato allo stesso intervallo di periodi di quelli del piano terra, poiché la risposta non lineare della struttura induce una traslazione delle frequenze (Figura 1).

I codici internazionali forniscono differenti indicazioni per la valutazione degli spettri di progetto sugli elementi non strutturali ai vari piani. Nel caso dell'Eurocodice 8, da cui il D.M. 14 gennaio 2008 trae ispirazione, la domanda di accelerazione S_a agente su un elemento non strutturale di un edificio pluripiano può essere ricavata dalla seguente equazione:

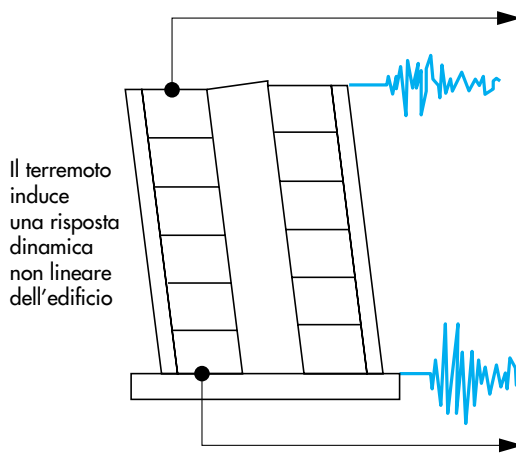
$$S_a = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{3 \cdot (1+z/H)}{1 + (1 - T_a/T_n)^2} - 0.5 \right) \geq a_g \cdot S \quad (1)$$

dove a_g è l'accelerazione di piano di progetto (espressa in g) per un sito roccioso, S è il fattore di correzione per differenti condizioni di suolo, z è la quota dell'elemento non strutturale misurata dal piano terra, H è l'altezza totale dell'edificio, T_a il periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale, T_n è il periodo associato al primo modo di vibrazione dell'edificio lungo la direzione di eccitazione.

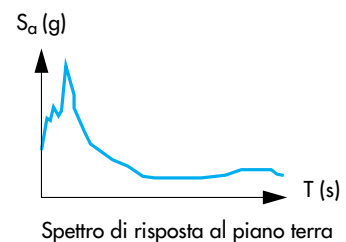
Tale equazione impone in corrispondenza della copertura (vale a dire per $T_a = T_n$) un'accelerazione di picco sull'elemento non strutturale pari a 5.5 volte la PGA (accelerazione di picco al suolo). Questa amplificazione è molto simile a quella imposta dalla normativa neozelandese, la quale però non la fa dipendere dal periodo di vibrazione della struttura, ma solo da quello dell'e-

Figura 1
Schematizzazione degli spettri di risposta al piano terra ed ai piani superiori.

L'eccitazione sismica ai piani alti è fortemente influenzata dalla risposta dinamica della struttura



L'eccitazione dinamica alla base dipende dalla pericolosità sismica locale e dalle condizioni di sito



lemento non strutturale (imponendo un valore di periodo massimo pari a 0.75 s). Questa impostazione trova riscontro nei risultati provenienti dalla ricerca di Drake and Bachman (1995), Rodriguez et al. (2000) e Shelton et al. (2002), i quali hanno mostrato come la domanda in accelerazione non è necessariamente dominata dal primo modo di vibrazione della struttura.

Secondo il codice statunitense (ASCE7-05, 2005), invece, il massimo livello di accelerazione in copertura può essere ricavato imponendo un fattore di amplificazione della PGA pari a 7.5, tagliando però le azioni di progetto approssimativamente in corrispondenza di un'amplificazione pari a 4 volte la PGA. In questo caso, inoltre, è da notare come la domanda in accelerazione sull'elemento non strutturale non dipenda né dal periodo della struttura, né da quello dell'elemento stesso, ma sia stimata suddividendo gli elementi in "flessibili" o "rigidi".

Il fatto che tre codici internazionali così importanti si basino su approcci completamente diversi, suggerisce, come prima considerazione, che nel migliore dei casi i modelli di riferimento siano piuttosto approssimati. Confrontandoli fra loro, sarebbe inoltre lecito attendersi che il modello più accurato sia quello adottato dall'Eurocodice 8, dato che tenta di quantificare la domanda in accelerazione quando i due periodi, dell'edificio e dell'elemento non strutturale, tendono ad essere uguali. Così, però, non è, anzi, è possibile dimostrare, come vedremo più avanti, che esistono alcuni casi in cui la stima dell'accelerazione sugli elementi non strutturali ai piani superiori è completamente errata.

Nella letteratura scientifica esistono molti altri approcci per la valutazione degli spettri di piano, come per esempio Igusa and Der Kiureghian (1985), Villaverde (2004), Taghavi and Miranda (2006), Kumari and Gupta (2007), Menon and Magenes (2008). Fra questi, il metodo di

Taghavi and Miranda (2006) è molto promettente, ma necessita di analisi relativamente avanzate. La metodologia semi-empirica proposta da Menon and Magenes (2008) è più semplice e ha dimostrato di fornire confortanti predizioni della domanda fuori piano nel caso di pareti in muratura, ma necessita di svariate equazioni e coefficienti appositamente calibrati, tanto da renderla poco fruibile nel caso venisse applicata a differenti tipologie.

La maggior parte degli approcci presenti in letteratura, in aggiunta, non prende in considerazione il caso dell'influenza di differenti livelli di smorzamento elastico sugli spettri di piano.

2. Difetti nel metodo dell'Eurocodice 8: un esempio di valutazione dello spettro in copertura

L'inefficacia che in alcuni casi caratterizza il modello su cui è basato l'Eurocodice 8 può essere dimostrata mediante un esempio pratico. Ipotizziamo di valutare l'accelerazione in copertura di due strutture in calcestruzzo armato, rispettivamente di 8 e 20 piani, in cui l'azione sismica è sopportata interamente da setti reagenti lungo il proprio piano (Figura 2).

Si ipotizza, inoltre, che le azioni di progetto sono calcolate, in accordo con le indicazioni dell'Eurocodice 8, per uno spettro di Tipo 1, accelerazione di picco al suolo $a_g = 0.4 \text{ g}$ e suolo di tipo C. La resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo è $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, quella a snervamento dell'acciaio $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$.

Fissata l'altezza interpiano pari a 3 m, i setti portanti in c.a. sono dimensionati con uno spessore di 25 cm e larghezze di 8 m (edificio di 8 piani) e di 10 m (edificio di 20 piani). La percentuale di armatura prevista è in ogni caso minima ($\rho = 0.5\%$). Si ipotizza che sia assicurato un buon livello di dettaglio per quanto riguarda la dispo-

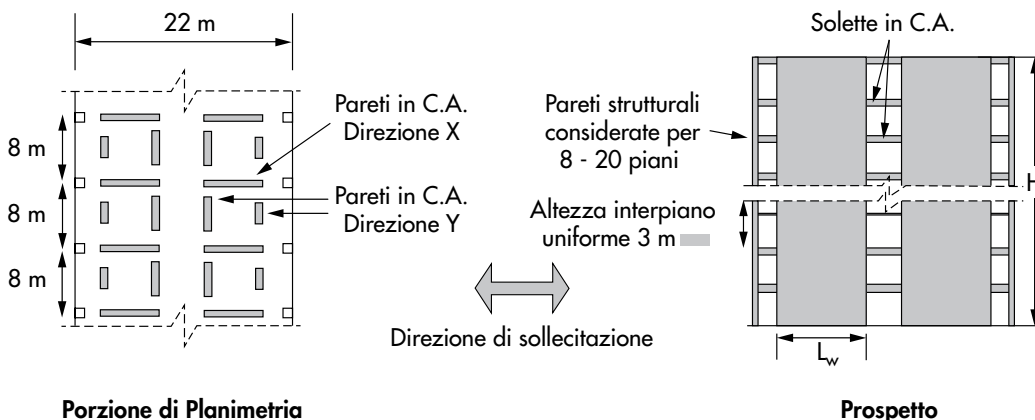


Figura 2
Pianta tipo e vista in elevazione della struttura di riferimento.

sizione delle armature, in modo tale da conferire una risposta duttile dei muri.

Il carico assiale alla base ed il relativo momento resistente nei due casi sono rispettivamente $N_{S8} = 3200$ kN, $M_{R8} = 25540$ kN e $N_{S20} = 8800$ kN, $M_{R20} = 63070$ kN.

Come primo passo per dimostrare l'inefficacia del metodo dell'Eurocodice 8, è stato realizzato un modello mediante elementi di tipo Giberson e cerniere plastiche caratterizzate dalla legge di Takeda modificata (Otani, 1981) all'interno del codice di calcolo Ruaumoko (Carr, 2009). Per tenere conto della presenza di sezioni fessurate, la rigidezza flessionale e a taglio è stata ridotta del 50%. Quest'ultima ipotesi, seppur non precisa, è comunque in accordo con la normativa di riferimento. L'analisi modale lungo la direzione x di Figura 2 (per semplicità l'unica direzione considerata anche nelle successive analisi) ha fornito i seguenti valori dei periodi di vibrazione delle strutture:

- edificio di 8 piani:
 $T_1 = 0.557$ s; $T_2 = 0.100$ s; $T_3 = 0.042$ s;
- edificio di 20 piani:
 $T_1 = 2.310$ s; $T_2 = 0.380$ s; $T_3 = 0.140$ s.

Il secondo passo è consistito nella valutazione degli spettri in copertura. Per questo motivo sono state effettuate analisi di tipo time-history sui modelli bidimensionali a masse concentrate, caratterizzati dai valori di resistenza flessionale alla base precedentemente indicati. Il comportamento ciclico degli elementi è stato rappresentato considerando:

- a) un incrudimento post-snervamento della rigidezza momento-curvatura pari a 0.025 e 0.030 rispettivamente per l'edificio di 8 piani e quello di 20 piani;
- b) l'approccio di Emori and Schonbrich (1978) con coefficienti pari a 0.00 e 0.50 per i rami di carico e scarico;

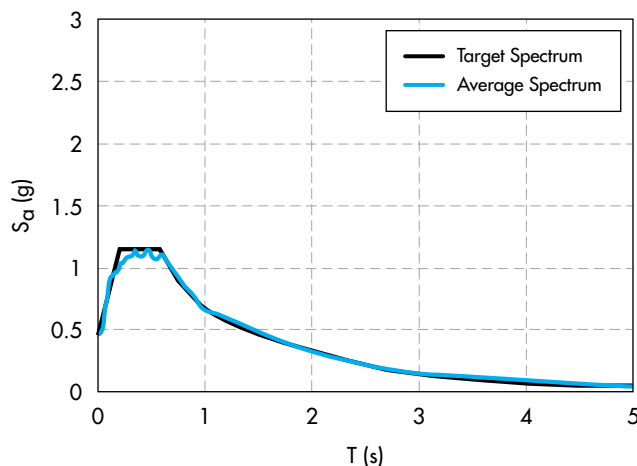
- c) una lunghezza di cerniera plastica in accordo con Paulay and Priestley (1992).

Le analisi, in particolare, sono contraddistinte da un passo d'integrazione di 0.001 s e da uno smorzamento proporzionale alla rigidezza tangente secondo Rayleigh, di valori pari a 3% e 5% rispettivamente per il primo ed il secondo modo di vibrare. Si ipotizzano inoltre diaframmi infinitamente rigidi, muri resistenti solo lungo il proprio piano e incastrati alla base (fondazioni rigide). Le analisi sono effettuate in direzione x (Figura 2), applicando 47 accelerogrammi (Tabella A1 in Appendice) con magnitudo compresa fra 5.5 e 7.9 (magnitudo media 6.6 e distanza epicentrale 34 km), il cui spettro medio corrisponde a quello di tipo 1 definito dall'Eurocodice 8 per suolo C (Figura 3). Gli accelerogrammi sono stati selezionati dal database della rete dei laboratori universitari italiani Reluis (www.reluis.it), dal PEER strong motion database (<http://peer.berkeley.edu/nga/>) e dal New Zealand GeoNet Strong Motion Data ftp website (<ftp://ftp.geonet.org.nz/strong/processed/Proc>). Sono investigati i casi di valori dell'accelerazione di picco al suolo (PGA) pari a 0.2 g e 0.4 g.

Una volta determinata la storia di accelerazione in copertura per ogni accelerogramma, il corrispondente spettro è stato calcolato per via numerica (Chopra, 2000) mediante il post-processore di Ruaumoko (Carr, 2009) per due differenti valori di smorzamento (2% e 5%).

I confronti fra gli spettri così calcolati e quelli determinati in accordo con le differenti normative internazionali sono rappresentati nelle Figure 4 e 5. È da notare che lo spettro relativo all'Eurocodice 8 è stato valutato mediante l'Equazione 1 in funzione del rapporto fra il periodo dell'elemento non strutturale T_a e quello della struttura T_n ed è caratterizzato, quindi, da un'amplificazione massima in corrispondenza di $T_a/T_n = 1$.

Figura 3
Spettro medio dei 47 accelerogrammi selezionati confrontato con quello di tipo 1 dell'Eurocodice per suolo C.



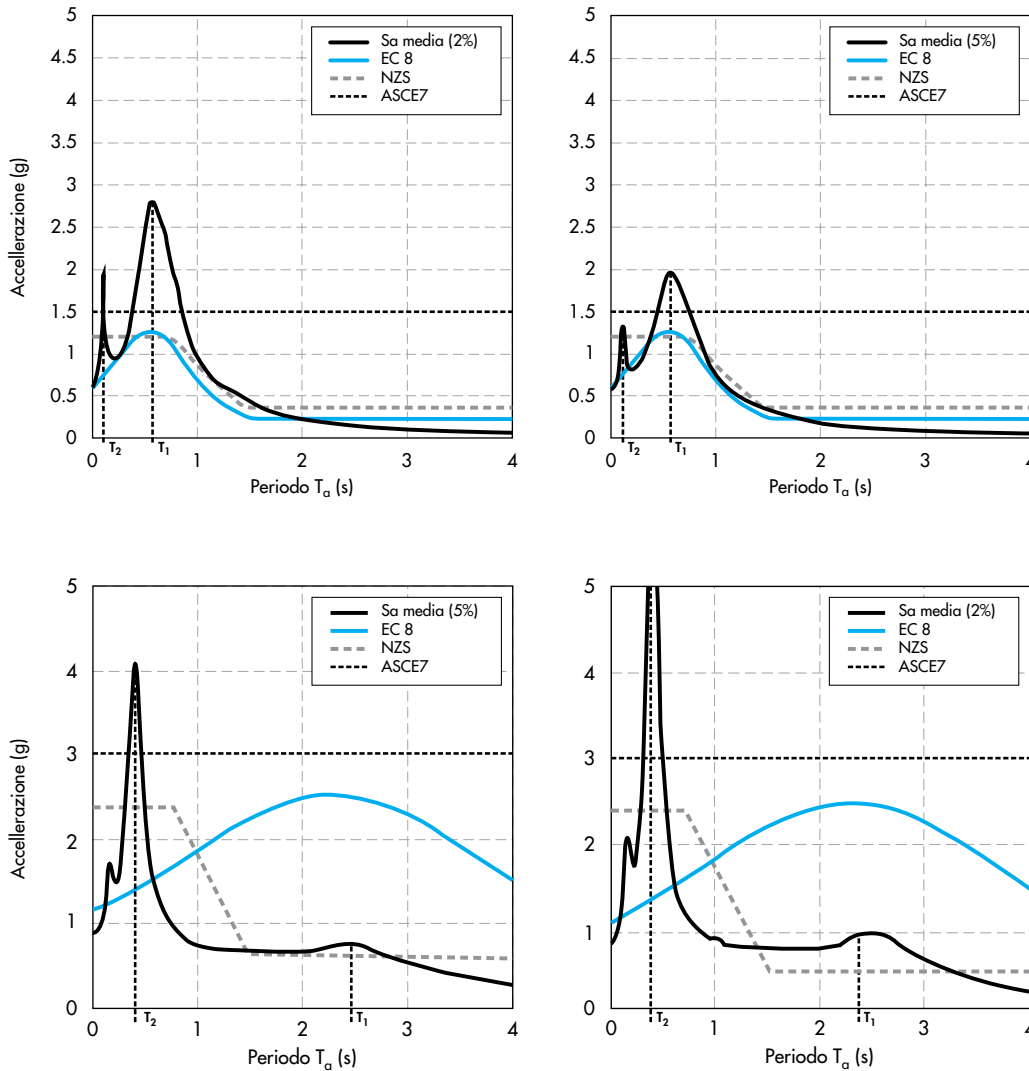


Figura 4
Confronto fra gli spettri in copertura, al 2% (sinistra) e 5% (destra) di smorzamento, ricavati dalle analisi time-history sull'edificio di 8 piani con PGA = 0.2 g e quelli calcolati in accordo con i metodi della normativa europea (Eurocodice 8), neozelandese (NZS 1170.5) e americana (ASCE7-05).

Figura 5
Confronto fra gli spettri in copertura, al 2% (sinistra) e 5% (destra) di smorzamento, ricavati dalle analisi time-history sull'edificio di 20 piani con PGA = 0.4 g e quelli calcolati in accordo con i metodi della normativa europea (Eurocodice 8), neozelandese (NZS 1170.5) e americana (ASCE7-05).

Lo spettro previsto dalla normativa americana (ASCE) dipende invece dal tipo di elemento non strutturale, ma non dal periodo, per cui in questo lavoro si è fatto riferimento al caso maggiormente conservativo; una scelta simile è stata adottata anche per lo spettro della normativa neozelandese (NSZ1170), che dipende da differenti variabili. Nelle sopraccitate figure, T1 e T2 sono i primi due periodi di vibrazione della struttura analizzata.

Confrontando i risultati è possibile affermare quanto segue.

- Le normative internazionali considerate sottostimano sensibilmente l'ampiezza dei picchi degli spettri in copertura; questo aspetto è importante anche nel caso in cui sia circoscritto ad un ristretto intervallo di periodi, data la difficoltà di stimare il reale periodo di vibrazione degli elementi non strutturali.
- L'amplificazione spettrale dipende fortemente dallo smorzamento degli elementi non strutturali, come si può notare confrontando i

risultati al 2% e al 5% di smorzamento. Questo aspetto non è tenuto in conto da alcuna normativa.

- Limitatamente al caso di struttura di 20 piani, l'andamento dello spettro dell'Eurocodice 8 non coglie quello reale. Questa discrepanza è dovuta al fatto che il codice europeo tiene conto di amplificazioni legate al solo primo modo di vibrare, per cui rischia di fallire quando l'effetto dei modi alti diventa importante.
- L'andamento dello spettro definito dal codice statunitense (ASCE) è indipendente dal periodo di vibrazione, per cui ha la tendenza a sottostimare l'ampiezza per periodi bassi e a sovrastimarla nel caso di periodi alti.
- Il codice neozelandese (NSZ1170) predice l'andamento dello spettro in modo abbastanza soddisfacente, ma tende comunque a sottostimarne l'ampiezza per bassi valori di periodo e trascura l'effetto dello smorzamento elastico degli elementi non strutturali.

In definitiva, dai risultati ottenuti per i due casi esaminati di strutture a 8 e a 20 piani, si è riscontrato come il metodo proposto dall'Eurocodice 8 per il calcolo delle accelerazioni di piano da utilizzare come input per la progettazione di elementi non strutturali sia inefficace, poiché non è conservativo per bassi valori di periodo e può sottostimare la reale amplificazione di oltre il 100%.

3. Parametri che influenzano gli spettri di piano

Dopo aver introdotto, nell'esempio precedente, alcune variabili in grado di influenzare sensibilmente le caratteristiche degli spettri di piano, in questo paragrafo si esamina più in dettaglio il fenomeno fisico.

È opportuno precisare che la seguente trattazione si basa su due ipotesi semplificative importanti: la prima riguarda il fatto che la risposta della struttura si considera indipendente dalla risposta degli elementi non strutturali (in sostanza si ipotizza che la massa degli elementi portati sia trascurabile rispetto a quella della struttura che li supporta); la seconda ipotesi consiste nell'assumere che gli orizzontamenti siano assimilabili a diaframmi infinitamente rigidi in piano.

Prendiamo in considerazione il caso dell'amplificazione dinamica in corrispondenza della copertura di un edificio dovuta a una forzante armonica. L'amplificazione massima DAF_a dell'accelerazione in condizioni di risonanza (cioè nel caso in cui il periodo della forzante sia uguale al periodo di vibrazione della struttura) può essere valutata con la formula (Thomsen and Dahleh, 1998; Chopra, 2001):

$$DAF_a = 1/(2\xi) \tag{2}$$

dove ξ è lo smorzamento elastico della struttura. Questo approccio impone, in sostanza, che in condizioni di risonanza la massima amplificazione possa essere limitata solamente dallo smorzamento della struttura. È lecito attendersi, pertanto, un certo livello di conservatività se esaminiamo il caso di strutture soggette a scuotimento sismico, poiché quest'ultimo non è in grado di imporre un'eccitazione armonica di durata infinita. Tale aspetto è evidenziato in Tabella 1, in cui le amplificazioni calcolate con la formula (2) sono confrontate con quelle ricavate dalle analisi time-hi-

story per il caso dell'edificio di 20 piani. Si può notare come l'Equazione 2, sovrastimi significativamente la reale amplificazione, in particolare per bassi valori di smorzamento ed indipendentemente dalla PGA di progetto di riferimento.

Si potrebbe pensare che sia più coerente ed efficace rappresentare l'amplificazione dinamica ai piani mediante ulteriori parametri, come per esempio:

- 1) il rapporto fra il periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale e quello della struttura supportante;
- 2) la durata dello scuotimento sismico (o, in alternativa, il numero di cicli a cui è soggetta la struttura durante il terremoto);
- 3) la regolarità in ampiezza dell'eccitazione sismica. In effetti, però, tutti questi parametri, ad eccezione del primo, sono difficili da stimare e questo spiega il motivo per cui i codici internazionali si affidino a differenti approcci empirici.

È interessante notare, in ogni caso, che trasformando l'Equazione 2 in:

$$DAF_a = 1/(\xi^{1/2}) \tag{3}$$

È possibile ottenere una stima notevolmente migliorata dell'amplificazione massima (ultima colonna in Tabella 1), sempre attraverso la dipendenza dal solo smorzamento elastico. L'Equazione 3 è qui presentata solo per mostrare come sia effettivamente possibile migliorare le valutazioni fatte attraverso approcci semplificati, ma non può essere considerata definitiva in quanto necessita di essere validata attraverso una procedura rigorosa.

4. Proposta e validazione di un nuovo metodo per strutture assimilabili ad un oscillatore semplice

Nell'ambito di strutture assimilabili ad un oscillatore semplice, ipotizziamo ora di rimuovere la prima ipotesi del paragrafo precedente e di valutare, quindi, l'andamento degli spettri sugli elementi supportati in funzione delle caratteristiche di questi ultimi.

Nel caso di elementi molto rigidi e di massa trascurabile, cioè aventi un periodo di vibra-

Tabella 1 - Confronto fra le amplificazioni massime valutate mediante le Equazioni 2 e 3 con quelle ricavate dalle analisi time-history

Elastic damping	PGA 0.2 g	PGA 0.4 g	PGA 0.8 g	Equazione 2	Equazione 3
2%	6.24	5.57	4.73	25	7.07
5%	4.40	4.00	3.41	10	4.47
10	3.16	2.87	2.53	5	3.16

zione tendente a zero, l'accelerazione che essi subiranno sarà praticamente pari a quella della struttura supportante. Una stima approssimata di tale accelerazione può essere dedotta dall'Equazione 4, basata sulla massima resistenza della struttura:

$$a_{\max} = V_b / M = V_y (1 + r (\mu - 1)) / M \quad (4)$$

dove V_b è il massimo taglio resistente alla base, V_b è quello corrispondente allo snervamento, r è il fattore di incrudimento post-elastico (tipicamente 0.05 per strutture in c.a.), μ è la duttilità e M è la massa della struttura.

Nel caso generale, l'accelerazione massima su di un elemento non strutturale, per $T_a = T_n$ (dove T_a è il periodo dell'elemento e T_n quello della struttura) è, quindi, pari a a_{\max} calcolata mediante l'Equazione 4 moltiplicata per l'amplificazione dinamica (Equazione 3).

Con il progredire del danneggiamento, una volta superata la condizione di snervamento, la struttura risponderà in modo marcatamente non lineare ed il periodo aumenterà in funzione dello spostamento massimo raggiunto. In ogni caso si può assumere, in prima approssimazione, che la domanda di accelerazione sugli elementi non strutturali si possa valutare con il metodo sopra descritto fintanto che $T_a \leq T_e$. Quest'ultimo rappresenta il periodo effettivo della struttura e potrà essere calcolato come:

$$T_e = T_n \mu^{1/2} \quad (5)$$

Dove μ è la domanda di duttilità in spostamento della struttura supportante. Questa equazione è basata sull'ipotesi di incrudimento trascurabile e sulle seguenti due osservazioni:

- 1) la rigidità efficace è pari a quella iniziale moltiplicata per la duttilità;
- 2) il periodo di vibrazione è proporzionale all'inverso della radice quadrata della rigidità (Priestley et al., 2007). In letteratura esistono formulazioni differenti per la determinazione del periodo (fra di esse: Priestley et al., 2007; e Menon & Magenes, 2008), ma quella qui proposta è probabilmente la più semplice e tende a sovrastimare solo leggermente il periodo effettivo (per esempio: 5% nel caso di strutture in c.a. con una domanda di duttilità $\mu = 3$).

Al di là delle problematiche riguardanti il periodo, occorrerebbe tenere conto della variabilità dell'accelerazione in funzione del rapporto fra i periodi dell'elemento non strutturale e della struttura e del valore dello smorzamento, tenendo inoltre conto del fatto che il terremoto, come già detto, non è in grado di applicare una forzante armonica di durata infinita.

Nel caso di strutture assimilabili ad un oscillatore semplice, si propone la seguente formulazione per la costruzione degli spettri:

$$\begin{cases} a_m = \frac{T_a}{T_y} \cdot [a_{\max} (DAF_{\max} - 1)] + a_{\max} & \text{per } T_a < T_n \\ a_m = a_{\max} DAF_{\max} & \text{per } T_n \leq T_a \leq T_e \\ a_m = a_{\max} DAF & \text{per } T_a > T_e \end{cases} \quad (6)$$

dove a_m è la coordinata spettrale in accelerazione per l'elemento supportato di periodo T_a , a_{\max} è l'accelerazione massima della struttura supportante, T_n e T_e sono rispettivamente il periodo iniziale e quello efficace della struttura, DAF è il fattore di amplificazione dinamica in condizioni sismiche dato dall'Equazione 7, con $\beta = T_e/T_a$ e ξ lo smorzamento (DAF_{\max} è l'amplificazione dinamica massima ottenuta imponendo la condizione $\beta = 1.0$ nell'Equazione 7, oppure ottenuta direttamente dall'Equazione 3).

$$DAF = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{1}{\beta}\right)^2 + \xi}} \quad (7)$$

Occorre notare che la valutazione della domanda di duttilità è relativamente semplice nel caso si adotti un approccio progettuale basato sugli spostamenti (Direct displacement-based procedure, come raccomandato in Priestley et al., 2007). Se, invece, è utilizzato un approccio progettuale basato sulle forze, la valutazione della domanda di duttilità è più difficoltosa, oltre che meno accurata (si veda ancora Priestley et al., 2007). Si potrebbe, comunque, fare riferimento ad un procedimento un po' meno diretto, in cui la duttilità è valutata in via approssimata in base al valore del fattore di riduzione delle forze. Facciamo un esempio pratico ipotizzando di avere a che fare con una struttura in c.a. alta 3.00 m il cui periodo di vibrazione stimato sia $T_n = 0.215$ s ed il fattore di struttura sia pari a $q = 4.50$. Ipotizziamo ora che il progettista abbia dimensionato gli elementi strutturali e le armature seguendo il metodo di progetto basato sulle forze, comunemente utilizzato dai codici. A questo punto il taglio resistente alla base V_y così determinato corrisponderà ad una frazione del peso della struttura, diciamo $V_y = 0.22 M g$, dove M è la massa sismica e g l'accelerazione di gravità. Inserendo questa informazione nell'Equazione 4 (con $r = 0.05$) e assumendo la domanda di duttilità pari al valore del fattore di struttura ($\mu = 4.00$), è possibile stimare l'accelerazione in copertura come $a_{\max} = 0.22 [1 + 0.05 (4.50 - 1)] g = 0.2585 g$. Utilizzando l'Equazione 5, il periodo efficace risulterà pari a $T_e = T_n \mu^{1/2} = 0.456$ s.

A questo punto il progettista possiede tutte le informazioni necessarie per valutare, tramite le Equazioni 6 e 7, gli spettri in copertura in funzione delle caratteristiche degli elementi non strutturali. Nella sottostante Figura 5 è riportato, come semplice validazione preliminare, un confronto fra gli spettri in copertura al 2%, 5%, 10% e 20% di smorzamento predetti mediante l'Equazione 6 e quelli ottenuti invece effettuando analisi time-history non lineari su di un oscillatore semplice di periodo 0.557 s utilizzando gli accelerogrammi descritti nel paragrafo precedente (il cui spettro medio è indicato in Figura 3).

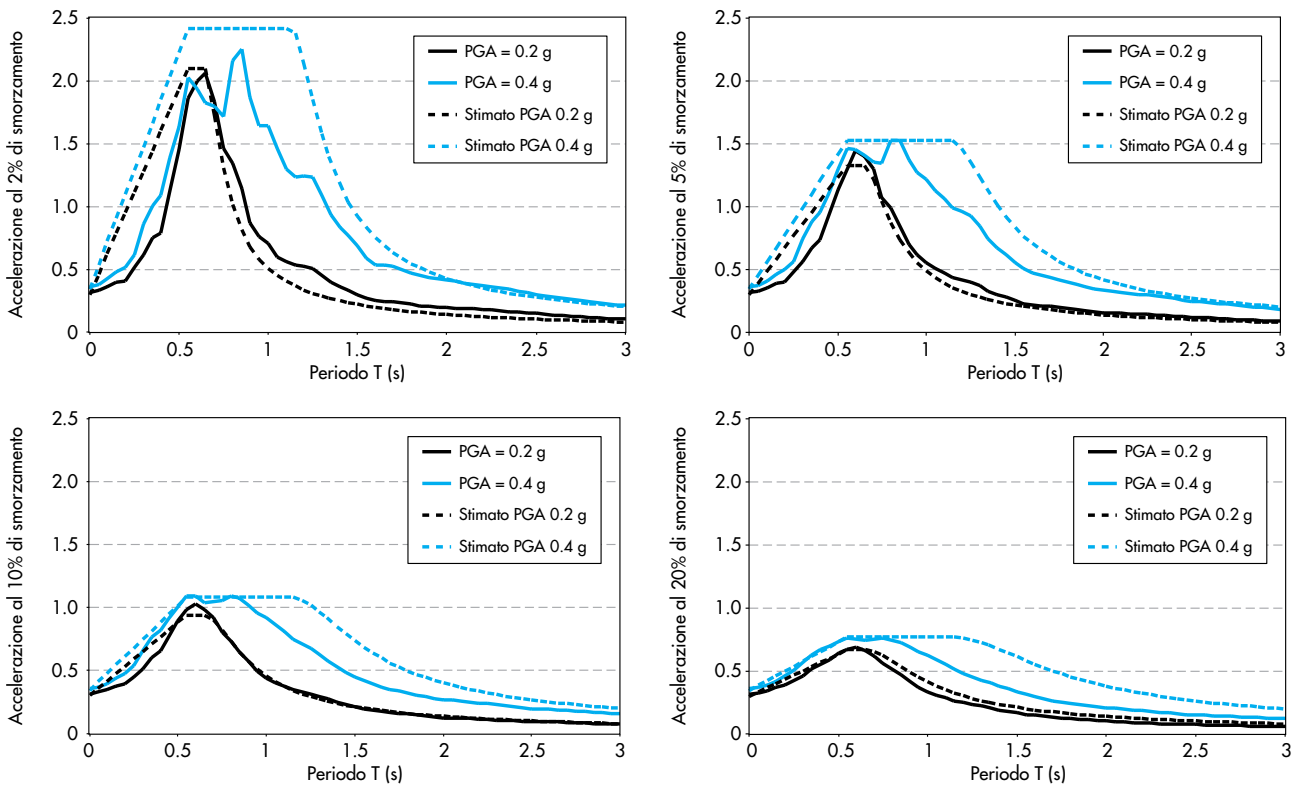
4.1 Effetti della durata e della distanza

Finora è stato descritto come l'accelerazione spettrale massima ai piani dipenda anche dalle caratteristiche di smorzamento degli elementi non strutturali attraverso il fattore di amplificazione dinamica (Equazione 7). Il metodo risolutivo proposto (Equazione 6), però, potrebbe essere sensibile anche alle caratteristiche dello scuotimento al suolo. Per questo motivo, sono state condotte due ulteriori serie di analisi, la prima mediante un set di accelerogrammi (Tabella A2 in Appendice) di lunga durata, calcolata mediante SeismoSignal (Seismosoft, 2011) come l'intervallo di tempo in cui è accumulato il 95% dell'Intensità di Arias, la seconda con accelerogrammi di tipo "near field" caratterizzati da impulsi di velocità (Tabella A3 in Appendice).

Nel caso della prima serie di analisi, quindi, l'oggetto dello studio è l'effetto dovuto alla lunga durata degli accelerogrammi. Ci si aspetta, in linea del tutto generale, che il fattore di amplificazione dinamica possa essere modificato sostanzialmente, dato che la struttura è soggetta ad un elevato numero di cicli e la probabilità che si sviluppi una risposta in condizioni di risonanza aumenta. Questa possibilità è stata investigata sottoponendo ad analisi time-history non lineari con gli accelerogrammi di Tabella A2 sette oscillatori semplici contraddistinti dai seguenti valori di periodo di vibrazione: 0.3, 0.6, 1.2, 1.8, 2.4, 3 e 3.6 s. La valutazione di più periodi è necessaria poiché gli effetti studiati possono essere più rilevanti nell'intorno di alcuni periodi piuttosto che di altri. La modellazione delle strutture è stata effettuata con le stesse modalità delle precedenti analisi, descritte nella prima parte di questo articolo (paragrafo 2).

Con la seconda serie di analisi, invece, è studiato l'effetto che gli impulsi di velocità hanno nei confronti del valore dell'amplificazione dinamica. Il set di accelerogrammi utilizzato rientra nel contesto di un lavoro condotto da Baker (2007) ed è caratterizzato da periodi di pulsazione compresi fra 1.00 e 2.00 s. Anche in questo caso, poiché l'effetto sul fattore di amplificazione dinamica può essere maggiormente rilevante per alcuni periodi di vibrazione, sono stati analizzati gli stessi sette oscillatori semplici sopraccitati.

Figura 5
Confronto fra gli spettri in copertura al 2%, 5%, 10% e 20% di smorzamento predetti mediante l'Equazione 6 e quelli ottenuti dalle analisi time-history non lineari (Figura 3) di un oscillatore semplice di periodo 0.557 s.



Gli spettri in copertura sono stati determinati per quattro diversi valori di smorzamento: 2%, 5%, 10% e 20%.

Alcuni risultati discendenti dalle due serie di analisi appena descritte sono riassunti in Figura 6. In particolare, è mostrato l'andamento del fattore di amplificazione dinamica in funzione dello smorzamento per i seguenti quattro casi:

- 1) predizione mediante il metodo proposto;
- 2) predizione secondo EC8;
- 3) analisi con accelerogrammi di lunga durata;
- 4) analisi con accelerogrammi di tipo "near field". Il fattore di amplificazione è calcolato, nel caso dell'EC8, dividendo l'accelerazione spettrale sull'elemento non strutturale per il valore dell'accelerazione al piano.

Dai risultati ottenuti si possono formulare alcune considerazioni.

- L'andamento osservato in Figura 6 è un po' in contrasto con quanto ci si potesse attendere per quanto riguarda la lunga durata degli accelerogrammi e, di conseguenza, l'imposizione di un maggior numero di cicli. Si nota, infatti, che l'effetto sull'incremento del fattore di amplificazione dinamica è riscontrabile per bassi valori di smorzamento fino a circa il 10%, ma non è così rilevante come atteso. Gli autori giustificano questo risultato con il fatto che non solo il numero di cicli influenza il valore del fattore di amplificazione dinamica, ma anche la regolarità dell'ampiezza di eccitazione riveste un ruolo fondamentale. Per esempio, alcuni cicli di ampiezza costante potrebbero causare maggiori effetti di un numero di cicli doppio ma di ampiezza variabile e, probabilmente, questo è quanto successo nel caso esaminato. Questo punto necessita di essere maggiormente approfondito.
- Dopo un esame molto dettagliato, si è riscontrato che gli accelerogrammi caratterizzati da impulsi di velocità producono alcuni effetti nel caso di strutture supportanti aventi

periodi simili a quelli degli impulsi, in particolare nel caso di bassi valori di smorzamento elastico. Per alti valori di smorzamento, invece, gli effetti sono trascurabili.

5. Estensione al caso di strutture pluri-piano a più gradi di libertà

Uno dei metodi più comuni nell'ambito del progetto di strutture in zona sismica è, in accordo con i codici nazionali ed internazionali, l'utilizzo delle analisi mediante spettro di progetto, grazie al quale si determinano sia le azioni di progetto, sia la domanda di spostamento. Il primo passaggio di questo metodo consiste nel definire le masse e le rigidità della struttura per fare un'analisi agli autovalori da cui poter ricavare le informazioni riguardanti le caratteristiche dei modi di vibrazione. In particolare, le informazioni più importanti riguardano i periodi e le forme modali associate. I periodi sono utilizzati, insieme allo spettro di accelerazioni di progetto, per determinare i coefficienti di accelerazione per ciascun modo. Le forme modali individuano le masse eccitate da ciascun modo e, moltiplicate per i coefficienti di accelerazione, consentono di valutare i tagli modali alla base. Questi tagli sono a loro volta distribuiti lungo l'altezza dell'edificio in modo proporzionale alla forma modale e alla distribuzione di massa e consentono di calcolare la risposta elastica di ciascun modo. Le componenti modali, quindi, devono essere combinate fra loro mediante un prefissato criterio, SRSS oppure CQC (Chopra, 2000), in modo da ottenere le azioni di progetto sulla struttura e gli spostamenti associati alla risposta elastica.

IL metodo dello spettro di risposta è solitamente utilizzato per il progetto degli elementi principali, ma non per quello degli elementi non strutturali, in quanto questi ultimi non sono usualmente modellati quando si effettua un'analisi agli autovalori e, di conseguenza, non ne vengono determinate, attraverso tale metodo, le sollecitazioni e

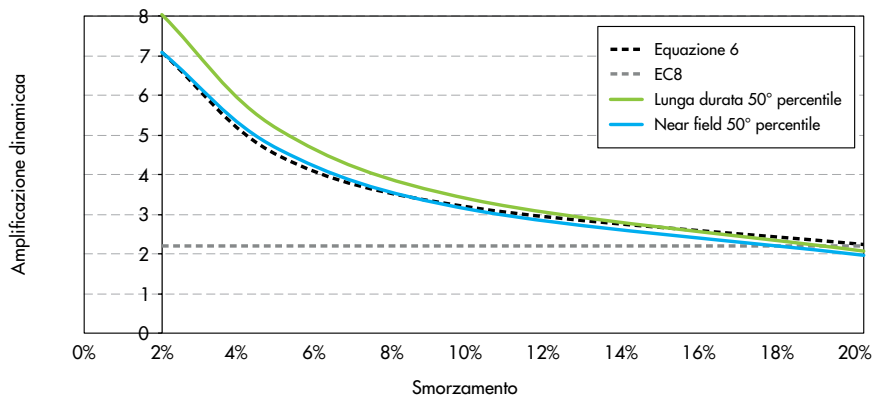


Figura 6
Confronto del fattore di amplificazione dinamica calcolato mediante:
1) predizione con metodo proposto;
2) predizione secondo EC8;
3) analisi con accelerogrammi di lunga durata;
4) analisi con accelerogrammi di tipo "near field".

la domanda di spostamento. L'unica informazione ricavabile riguarda il valore delle accelerazioni ai piani. Tale metodo, tuttavia, fornisce utili informazioni sulle componenti modali, le quali, grazie alla proprietà di ortogonalità dei modi, possono essere valutate separatamente e combinate fra loro.

Tenendo in mente quanto scritto sopra, si propone di estendere il metodo per il calcolo degli spettri di risposta sugli elementi non strutturali al caso di sistemi a più gradi di libertà (MDOF) nel seguente modo (Calvi & Sullivan, 2014).

- 1) Si effettua l'analisi dinamica della struttura principale in modo da determinare i principali periodi di vibrazione, le masse associate e le relative forme modali.
- 2) Gli spettri di risposta ai piani associati a ciascun modo possono essere calcolati separatamente mediante il sistema di Equazioni 6.
- 3) Gli spettri così determinati sono incrementati mediante il fattore di amplificazione dinamica combinati con lo stesso criterio di combinazione dei modi (e.g. SRSS oppure CQC) al fine di ottenere lo spettro di risposta effettivo sugli elementi non strutturali di un determinato piano.
- 4) Il punto precedente si applica solo ai piani alti. Per quanto riguarda i piani inferiori il metodo richiede alcuni aggiustamenti. Affinché un segnale in accelerazione venga filtrato, infatti, occorre che la frequenza naturale del filtro sia più bassa di quella del segnale. In caso contrario la funzione risultante avrà ampiezza costante pari a 1.

Per quanto scritto nel precedente punto (4), le domande di accelerazione nell'intervallo di periodi medio-brevi sono filtrate solo dai primi modi di vibrazione. Quelle associate a periodi più alti, sebbene non filtrate, possono avere in ogni caso effetti significativi anche ai piani bassi, trasferendo però le domande di accelerazione inalterate. Questa ipotesi è supportata dai risultati di varie ricerche, come per esempio Rodriguez et al. (2002) e Garcia et al. (2010), che hanno investigato le problematiche delle accelerazioni di piano in sistemi MDOF, e da Pennucci et al. (2011), che hanno presentato una esaustiva discussione sulla risposta dinamica di sistemi pluripiano a muri portanti in c.a.

Rodriguez et al. (2002) affermano che le accelerazioni ai piani più bassi di una struttura sono fortemente influenzate dalle caratteristiche della componente orizzontale del moto al suolo, ma non forniscono una spiegazione. Pennucci et al. (2011) suggeriscono che la discrepanza fra analisi lineari di tipo time-history (LTH) e analisi mediante spettro di risposta (RSA) è sostanzialmente da imputare al criterio utilizzato per la combinazione dei modi. Tutto questo fa effettivamente pensare a un filtro limitato da parte dei modi alti,

per cui in questo lavoro si propone di calcolare gli spettri ai piani inferiori della struttura come una curva di involucro degli spettri ai piani ottenuti in accordo con il precedente punto (3) e lo spettro di risposta alla base della struttura.

Per valutare opportunamente l'ampiezza degli spettri ai piani è fondamentale stimare il valore più appropriato del coefficiente di amplificazione dinamica. Per fare questo occorre considerare separatamente gli effetti dei vari modi schematizzando il sistema MDOF come un insieme equivalente di sistemi SDOF. È da notare che per un dato modo i fattori di amplificazione sono gli stessi per tutti i piani. Nel caso di un progetto preliminare, inoltre, è già stato indicato durante l'esposizione del metodo sui sistemi schematizzabili come oscillatori semplici (paragrafo 4) che la massima amplificazione dinamica può essere considerata indipendente dalle proprietà dei singoli SDOF e fatta dipendere dal valore dello smorzamento. Una maggiore dispersione rispetto alla predizione numerica è riscontrabile per bassi valori di smorzamento, mentre scostamenti modesti sono associati a valori di smorzamento elevati.

Nonostante il metodo precedentemente proposto per il caso di un oscillatore semplice sia efficace anche per i sistemi a più gradi di libertà, sempre che di questi ultimi vengano valutati separatamente i singoli modi, si propone di seguito un aggiustamento la cui formulazione è basata sui risultati ottenuti da uno studio specifico condotto sui sistemi pluripiano (Calvi & Sullivan, 2014). L'aggiustamento consiste in un nuovo sistema di equazioni (Eq. 8) da utilizzare limitatamente ai soli periodi brevi, in sostituzione del sistema di Equazioni 6:

$$\left\{ \begin{array}{l} DAF_{\max} = \frac{C_1}{\left(C_3 - \frac{T_y}{T_B}\right) \cdot \xi \cdot C_2} \quad \text{per } 0 \leq T_a < T_B \\ DAF_{\max} = \frac{C_1}{\xi \cdot C_2} \quad \text{per } T_a \geq T_B \end{array} \right. \quad (8)$$

Dove $C_1 = 1.0$, $C_2 = 0.5$, $C_3 = 1.79$ e $T_B = 0.3$ s. È da notare che il valore del coefficiente C_3 è stato impostato in modo tale che l'amplificazione per $T_y = 0$ s sia pari a 2.5 quando lo smorzamento elastico vale 5%.

Nel lavoro di Calvi & Sullivan (2014) sono state calcolate amplificazioni dinamiche apparenti sia per accelerogrammi di lunga durata, sia per accelerogrammi caratterizzati da impulsi di velocità. I risultati ottenuti indicano che la lunga durata non influisce in modo significativo sull'amplificazione dinamica, mentre un effetto maggiore è dovuto agli impulsi di velocità. Tuttavia si ritiene che, limitatamente alle valutazioni preliminari, il

metodo proposto sia sufficientemente affidabile senza ulteriori accorgimenti.

È da notare che la tesi di un metodo per cui fosse necessario costruire gli spettri di progetto amplificando o l'accelerazione di picco al suolo oppure l'accelerazione di picco ai piani era stato già sostenuta in passato. Biggs (1971), per esempio, ha proposto coefficienti di amplificazione dinamica di tipo empirico sulla base di analisi time-history condotte su di un caso-studio specifico (sistema a due gradi di libertà) sottoposto a quattro accelerogrammi. Purtroppo tale metodo non è stato generalizzato applicandolo ad un numero significativo di casi. Nonostante questo, però, il lavoro di Biggs (1971) ha il pregio di aver riconosciuto per primo, così come è stato riconosciuto nel presente articolo, che gli spettri di piano dovrebbero essere calcolati considerando anche gli effetti dello smorzamento elastico degli elementi non strutturali supportati, così come l'influenza dei differenti modi di vibrazione.

6. Conclusioni

In questo articolo è stato evidenziato come sia necessario fare riferimento a nuovi metodi maggiormente affidabili rispetto a quanto proposto nei codici normativi per la valutazione dello spettro di risposta per la progettazione di elementi non strutturali lungo i piani di un edificio. Dopo aver messo in luce alcuni difetti dei metodi adottati dai codici internazionali, è stato descritto un metodo proposto da Sullivan et al. (2013) limitatamente al caso di strutture schematizzabili come oscillatori semplici (SDOF), validato attraverso tre set composti da un significativo numero di accelerogrammi di caratteristiche differenti (normale durata, lunga durata, near-field con impulsi di velocità). Il metodo permette di valutare gli spettri in copertura per differenti valori di periodo di vibrazione della struttura e l'amplificazione massima sugli elementi non strutturali anche in funzione del loro livello di smorzamento, oltre che del rapporto fra i periodi degli elementi e della struttura. Di tale metodo è stata successivamente descritta la

possibile estensione al caso di sistemi a più gradi di libertà (MDOF) proponendo di schematizzare gli effetti sulla struttura attraverso la combinazione degli effetti dovuti ai singoli modi (Calvi & Sullivan, 2014). Il nuovo metodo in sostanza dapprima scala le componenti di accelerazione ottenute dall'analisi modale mediante fattori empirici di amplificazione dinamica, che sono determinati in funzione del periodo della struttura e del periodo e del livello di smorzamento degli elementi non strutturali. Le domande di accelerazione di ciascun modo considerato sono combinate mediante un prefissato criterio (e.g. SRSS) in modo da fornire gli spettri di piano ai livelli superiori. Ai piani inferiori, invece, dato il segnale in accelerazione in ingresso subisce un filtraggio minore, gli spettri di piano sono determinati come inviluppo dei massimi fra lo spettro di risposta alla base e gli spettri di piano ottenuti utilizzando il metodo utilizzato per i piani alti. I risultati ottenuti dalla procedura di validazione descritta in dettaglio in (Calvi & Sullivan, 2014) hanno permesso di dimostrare come il metodo sia efficace per sistemi MDOF rispondenti in campo elastico.

Se l'applicabilità al solo caso di risposta elastica del sistema MDOF può essere un limite, il metodo proposto può risultare particolarmente utile nella pratica professionale quando occorre valutare il possibile livello di danneggiamento degli elementi non strutturali in corrispondenza di uno stato limite di servizio, per il quale è generalmente attesa una risposta elastica della struttura supportante.

In ogni caso la ricerca futura dovrebbe essere indirizzata verso lo sviluppo di un metodo che risulti efficace anche quando si intende esplorare una risposta non lineare del sistema.

Ringraziamenti

Il set di accelerogrammi di lunga durata riportato in Tabella A2 in Appendice è stato fornito da Elisa Zuccolo, Carlo Lai e Hossein Agha Beigi. Gli accelerogrammi di tipo near-field descritti in Tabella A3 sono stati selezionati da Lunio Iervolino.

Bibliografia

- ASCE/SEI 7-05 (2005) - Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, 388.
- Baker J.W. (2007) - Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis, B. Seismol. Soc. Am., 97(5), 1486-1501.
- Biggs J.M. (1971) - Seismic response spectra for equipment design in nuclear power plants, Proceeding of the 1st International Conference Struct. Mech. React. Techn., Berlin, Paper K4/7.
- Calvi P.M., Sullivan T.J. (2014) - Estimating floor spectra

- in multiple degree of freedom systems, Earthquakes and Structures, Vol. 6, No. 7, 17-38 DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2014.6.7.017>
- Carr A.J. (2009) - Ruaumoko3D - A program for inelastic time-history analysis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
- CEN EC8 (2004) - Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistant structures, EN-1998-1:2004: E, Comité Européen de Normalization, Brussels, Belgium.
- Chopra A.K. (2000) - Dynamics of structures, Pearson Education, USA.
- Dhakar R.P. (2010) - Damage to non-structural compo-

nents and contents in the 2010 Darfield earthquake", *B. Earthq. Eng.*, 43(4), 404-411.

Drake R.M., Bachman R.E. (1995) - Interpretation of instrumented building seismic data and implications for building codes, SEAOC.

Emori K., Schnobrich W.C. (1978) - Analysis of reinforced concrete frame-wall structures for strong motion earthquakes, *Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.434*, University of Illinois, Urbana, Illinois.

Garcia R., Sullivan T.J., Della Corte G. (2010) - Development of a displacement-based design method for steel frame-RC wall buildings, *J. Earthq. Eng.*, 14(2), 252-277.

Igusa T., Der Kiureghian A. (1985) - Generation of floor response spectra including oscillator-structure interaction, *Earthq. Eng. Struct. D.*, 13(5), 661-676.

Kumari R., Gupta V.K. (2007) - A modal combination rule for peak floor accelerations in multistoried buildings, *ISET J. Earthq. Technol.*, 44(1), 213-231.

Menon A., Magenes G. (2008) - Out-of-plane seismic response of unreinforced masonry definition of seismic input, *Research Report ROSE - 2008/04*, IUSS Press, Pavia, Italy, 269.

NZS1170.5:2004 (2004) - Structural design actions Part 5 : Earthquake actions - New Zealand, Standards Council of New Zealand.

Otani S. (1981) - Hysteretic models for reinforced concrete for earthquake analysis, *J. Fac. Architect.*, 36(2), 125-159.

Paulay T., Priestley M.J.N. (1992) - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons, Inc., New York.

Pennucci D., Sullivan T.J., Calvi G.M. (2011) - Performance-Based Seismic Design of Tall RC Wall Buildings, *Research Report ROSE 2011/02*, IUSS Press, Pavia, Italy, 319 pages.

Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007) - Direct displacement-based seismic design, IUSS Press, Pavia, Italy, 720.

Rodriguez M., Restrepo J.I., Carr A.J. (2000) - Earthquake resistant precast concrete buildings: Floor accelerations in buildings, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Research Report 2000-6.

Rodriguez M.E., Restrepo J.I., Carr A.J. (2002) - Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings, *Earthq. Eng. Struct. D.*, 31(3), 693-718.

Seismosoft (2011) - SeismoSignal - A computer program for signal processing of strong-motion data, available from URL: <http://www.seismosoft.com>.

Shelton R.H., Park S.G., King A.B. (2002) - Earthquake response of building parts, *Proceedings of NZ Society for Earthquake Engineering Annual Conference*.

Sullivan T.J., Calvi P.M., Nascimbene R. (2013) - Towards improved floor spectra estimates for seismic design, *Earthq. Struct.*, 4(1), 109-132, DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2013.4.1.109>.

Taghavi S., Miranda E. (2006) - Seismic demand assessment on acceleration-sensitive building non-structural components, *Proceedings of the 8th National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California, USA.

The New Zealand Treasury (2011) - Budget economic and fiscal update 2011, ISBN: 978-0-478-37812-2 (Online) <http://purl.oclc.org/nzt/b-1381>.

Thomson W.T., Dahleh M.D. (1998) - Theory of vibration with applications, Fifth Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey 07458, U.S., 524.

Villaverde R. (1997) - Seismic design of secondary structures: state of the art, *J. Struct. Eng.-ASCE*, 123(8), 1011-1019.

Villaverde R. (2004) - Seismic analysis and design of non-structural elements, in *Earthquake engineering from engineering seismology to performance-based design*, (Eds) Y. Bozorgnia, V.V. Bertero, CRC Press, 19-48.

Appendice

Tabella A1 – Caratteristiche accelerogrammi paragrafo 2

ID	Accelerogramma	Anno	Mw	Stazione di registrazione	Dist. epicentrale (km)	Fattore di scala	Durata (s)
1	Adana	1998	6.3	ST549	30	4.84	10.74
2	Izmit	1999	7.6	ST772	20	1.59	12.88
3	FriuliAftershock	1976	6	ST33	9	12.35	15.4
4	Alkion	1981	6.6	ST122	19	1.44	10.54
5	Dinar	1995	6.4	ST271	8	1.88	8.7
6	LazioAbruzzoAftershock	1984	5.5	ST152	24	1.7	10.75
7	IzmitAftershock	1999	5.8	ST3272	26	8.81	15.84
8	Northridge	1994	6.69	LA-Pico&Sentous	27.8	4.27	15.36
9	Kobe,Japan	1995	6.9	Shin-Osaka	19.1	2.18	13.32
10	Friuli,Italy	1976	6.5	Codroipo	33.3	6.18	18.7
11	ImperialValley	1979	6.53	Delta	22	1.56	54.95
12	Chi-Chi,Taiwan	1999	6.2	TCU112	43.5	12.26	30.12
13	Chi-Chi,Taiwan	1999	6.2	CHY047	38.6	4.13	17.28
14	Coalinga	1983	6.36	CantuaCreekSchool	23.8	2.04	12.5
15	Chi-Chi,Taiwan	1999	6.3	CHY025	39.1	25.19	12.66
16	Chi-Chi,Taiwan	1999	6.3	CHY036	45.1	2.91	24.42
17	Chi-Chi,Taiwan	1999	6.3	TCU059	46.7	5.53	29.3
18	Chi-Chi,Taiwan	1999	6.3	TCU108	41.3	7.99	18.14
19	Chi-Chi,Taiwan	1999	6.3	TCU123	38.3	5.5	16.75
20	MorganHill	1984	6.19	HollisterDiffArray#3	26.4	6.27	20.9

ID	Accelerogramma	Anno	Mw	Stazione di registrazione	Dist. epicentrale (km)	Fattore di scala	Durata (s)
21	MorganHill	1984	6.19	HollisterDiffArray#4	26.4	5.69	22.2
22	MorganHill	1984	6.19	HollisterDiffArray#5	26.4	6.25	21
23	ChalfantValley	1986	6.19	Bishop-LADWPSouthSt	14.4	2.62	11.17
24	SuperstitionHills	1987	6.54	BrawleyAirport	17	4.48	13
25	SuperstitionHills	1987	6.54	KornbloomRoad(temp)	18.5	3.77	13.84
26	SuperstitionHills	1987	6.54	PoeRoad(temp)	11.2	1.73	13
27	Spitak,Armenia	1988	6.77	Gukasian	24	3.21	11.05
28	LomaPrieta	1989	6.93	Fremont-EmersonCourt	39.7	3.91	14.12
29	LomaPrieta	1989	6.93	GilroyArray#2	10.4	1.66	13.15
30	LomaPrieta	1989	6.93	GilroyArray#4	13.8	1.88	17.87
31	LomaPrieta	1989	6.93	HallsValley	30.2	4.43	13.65
32	LomaPrieta	1989	6.93	HollisterDiff.Array	24.5	1.7	10.07
33	BigBear	1992	6.46	SanBernardino-E&Hosp.	34.2	4.48	25.87
34	Northridge-01	1994	6.69	Camarillo	34.8	3.71	12.66
35	Northridge-01	1994	6.69	Hollywood-WilloughbyAve	17.8	2.56	17.6
36	Northridge-01	1994	6.69	LA-BaldwinHills	23.5	2.72	14.52
37	Northridge-01	1994	6.69	LA-CenturyCityCCNorth	15.5	2.22	32.44
38	Denali,Alaska	2002	7.9	R109(temp)	43	6.5	23.69
39	Chi-Chi,Taiwan	1999	7.62	TCU085	58	5.8	19.97
40	Chi-Chi,Taiwan	1999	7.62	TAP065	122	6.1	23.4
41	Chi-Chi,Taiwan	1999	7.62	KAU003	114	5.2	59.98
42	Darfield,NZ	2010	7.1	RataPeats(RPZ)	93	13.4	24.36
43	LomaPrieta	1989	6.93	So.SanFrancisco,SierraPt.	63	7.2	12.14
44	LomaPrieta	1989	6.93	So.SanFrancisco,SierraPt.	63	6.8	9.54
45	Irpinia,Italy-01	1989	6.9	Auletta	10	7.9	18.96
46	Northridge-01	1994	6.69	Sandberg-BaldMtn	42	6.2	15.92
47	Northridge-01	1994	6.69	AntelopeButtes	47	12.7	15.16

Tabella A2 – Caratteristiche accelerogrammi paragrafo 4.1 – lunga durata

ID	Accelerogramma	Anno	Mw	Stazione di registrazione (g)	PGA (s)	Durata (s)	Durata efficace
1	Chile,NS	2010	8.8	ColegioSanPedro	0.65	101	36
2	Chile,NS	2010	8.8	ColegioSanPedro	0.61	101	36
3	Sumatra,NS	2007	8.4	SikuaiIsland,WestSumatra	0.04	129	47
4	Sumatra,EW	2007	8.4	SikuaiIsland,WestSumatra	0.04	129	47
5	Chile,NS	1985	8	Llolleo	0.71	116	37
6	Chile,EW	1985	6.9	Llolleo	0.71	116	37
7	Mexico,EW	1985	8.3	SCT	0.17	180	38
8	Mexico,NS	1985	8.3	SCT	0.11	180	38
9	Japan,EW	2011	9	IWT008	0.33	300	79
10	Japan,NS	2011	9	IWT008	0.25	300	79
11	Japan,EW	2011	9	MYG011	0.68	300	105
12	Japan,NS	2011	9	MYG011	0.92	300	10

Tabella A3 – Caratteristiche accelerogrammi paragrafo 4.1 – near source,impulsi di velocità

ID	Accelerogramma	Anno	Mw	Stazione di registrazione (s)	Periodo di pulsazione
1	MammothLakes-10	1983	5.34	ConvictCreek	1.55
2	MorganHill	1984	6.19	HollisterDiffArray#1	1.28
3	MorganHill	1984	6.19	HollisterDiffArray#6	1.24
4	Kobe	1995	6.90	Takatori	1.62
5	Kobe	1995	6.90	Takarazuka	1.43
6	CoyoteLake	1979	5.74	GilroyArray#6	1.21
7	SierraMadre	1991	5.61	SanMarino-SWAcademy	1.04
8	SierraMadre	1991	5.61	LA-CityTerrace	1.18
9	SanFernando	1971	6.61	PacoimaDam(upperleftabut)	1.6
10	SanFernando	1971	6.61	LakeHughes#1	1.15
11	SanFernando	1971	6.61	LakeHughes#4	1.05
12	N.PalmSprings	1986	6.06	NPALMSRP.O.	1.38
13	Northridge-01	1994	6.69	RinaldiReceivingSta	1.23
14	IrpiniaEq.	1980	6.90	BagnoliIrpinio	1.76
15	Northridge	1994	6.7	CenturyCityLACCNorth	1.62
16	Northridge	1994	6.7	LADam	1.65

Gli Autori

Tim Sullivan

È Professore Associato presso il Dipartimento di Civil and Natural Resource Engineering dell'Università di Canterbury in Nuova Zelanda. In precedenza è stato ricercatore presso l'Università degli Studi di Pavia e coordinatore dell'area di ricerca "Metodi di Progettazione" della Fondazione Eucentre di Pavia.

Ha ottenuto la laurea in ingegneria civile all'Università di Canterbury in Nuova Zelanda ed ha conseguito i titoli di master e dottorato in ingegneria sismica presso la ROSE School di Pavia. Dal 1998 ha maturato una notevole esperienza in campo professionale lavorando in Nuova Zelanda, Germania e Gran Bretagna su progetti internazionali tra cui la Macau Tower (alta 338m), la Taiwan High Speed Railway Viaduct, la Almaty Tower (alta circa 220 m).

È membro della New Zealand Earthquake Engineering Society. Fa inoltre parte del Comitato Editoriale della rivista internazionale "Earthquakes and Structures" ed è membro del collegio docenti della ROSE School (presso l'Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia). Nel 2012 è stato premiato con il Plinius Medal dall'European Geosciences Union per i suoi contributi nel campo del rischio sismico.

I suoi principali interessi di ricerca sono i fondamenti della progettazione e la valutazione sismica del comportamento delle strutture.

Paolo Martino Calvi

Laureatosi presso il Dipartimento di Meccanica Strutturale dell'Università di Pavia nel 2010, ha ottenuto un Dottorato di Ricerca al Department of Civil Engineering dell'Università di Toronto (Canada) discutendo una tesi su "A Theory for the Shear Behaviour of Cracks Providing a Basis for the Assessment of Cracked Reinforced Concrete Structures" (Relatori: Prof. Michael P. Collins e Evan C. Bentz).

Attualmente è Assistant Professor presso il Department

of Civil and Environmental Engineering dell'University of Washington, Seattle (WA, USA). Ha collaborato come Post-Doctoral Researcher con il Prof. André Filiatrault presso il Department of Civil, Structural and Environmental Engineering dell'Università di Buffalo (SUNY).

Davide Bolognini

È un ingegnere strutturista, laureatosi nel 1997 presso l'Università degli Studi di Pavia con una tesi riguardante la valutazione del fattore di struttura di edifici in muratura armata. Ha coordinato l'area di ricerca "Strutture prefabbricate" presso la Fondazione Eucentre di Pavia fino al 2012 ed è redattore della rivista Progettazione Sismica dal 2008.

Esperto di problematiche di progettazione, verifica e valutazione della vulnerabilità di strutture prefabbricate in zona sismica, ha partecipato a progetti di ricerca universitari e ha proposto e coordinato lavori di ricerca per Enti e Aziende, in particolare progettando prove sperimentali cicliche su muro di contrasto di sistemi strutturali in scala reale e ridotta di differenti tipologie, materiali e sistemi di rinforzo.

In passato ha acquisito esperienza nella programmazione applicata allo sviluppo di codici per l'analisi strutturale dinamica ad elementi finiti in campo non lineare di strutture in muratura armata, pilastri in c.a. rinforzati con FRP e connessioni monolitiche equivalenti di elementi prefabbricati.

Relatore e organizzatore di corsi di aggiornamento per professionisti su progettazione e verifica di strutture prefabbricate in zona sismica, è autore e relatore di articoli scientifici su rivista e a congresso e revisore per Engineering Structures, Journal of Structural Engineering, Materials and Design, Progettazione Sismica.

È stato un componente del Gruppo di Lavoro istituito con Decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile del 5 marzo 2012 rep. 827 per la Compilazione della Scheda di Valutazione di Danno e Agibilità Post-Sisma per Edifici a Struttura Prefabbricata o di Grande Luce (GL-AeDES).