

# Una più semplice procedura per la valutazione della risposta sismica delle strutture attraverso analisi statica non-lineare

M. Bosco<sup>1</sup>, A. Ghersi<sup>2</sup> e E.M. Marino<sup>3</sup>

**ABSTRACT:** Non-linear static procedures for the evaluation of the seismic response of structures have recently caught a great consensus among the scientific community. Their use is now allowed by many seismic codes. Many of the methods stipulated in the codes are based on the N2 method developed by Fajfar and require, as an intermediate step, the evaluation of an equivalent SDOF system. This makes the application of these methods rather complex. Other codes stipulate methods that do not require the evaluation of the equivalent SDOF system. These methods are more simple, but underestimate the seismic response with respect to the N2 method. This paper proposes a new non-linear static procedure for seismic analysis of structures which does not require the evaluation of the equivalent SDOF system. A wide parametric investigation demonstrates that the proposed method provides the same accuracy of the N2 method in the estimation of seismic response.

## 1 INTRODUZIONE

Per molti anni l'unica alternativa ai metodi lineari (analisi statica e modale) per l'analisi sismica delle strutture è stata l'analisi dinamica non lineare. Tale metodo, pur essendo quello che meglio consente di cogliere la risposta sismica delle strutture (a condizione di scegliere un'adeguata modellazione del comportamento ciclico non lineare degli elementi strutturali e di simulare correttamente l'eccitazione sismica), rimane ancora uno strumento accessibile solo a pochi specialisti del settore. Spinti dall'esigenza di valutare esplicitamente le deformazioni plastiche subite dagli elementi strutturali durante il sisma senza dover eseguire complesse ed onerose analisi dinamiche non lineari sono stati formulati i cosiddetti "metodi statici non lineari" per l'analisi sismica delle strutture. Nel presente articolo viene effettuata una analisi dei principali metodi proposti in letteratura e recepiti dalle norme sismiche, evidenziandone i pregi ma anche i limiti (bassa precisione dovuta ad una eccessiva semplificazione oppure macchinosità operativa). Si propone quindi un procedimento che unisce semplicità e precisione dei risultati e se ne mostra l'efficacia mediante un'ampia analisi parametrica.

## 2 I METODI STATICI NON LINEARI NELL'ANALISI SISMICA DELLE STRUTTURE

Tra i metodi statici non lineari presenti in letteratura, il "metodo dello spettro di capacità" (Freeman, 1998) e il "metodo N2" (Fajfar & Gaspersic, 1996; Fajfar, 1999) hanno conquistato negli anni un consenso sempre più ampio nella comunità scientifica, tanto che il loro uso è oggi consentito da diverse normative antisismiche (ad esempio Eurocodice 8, 2003; FEMA 356, 2000; FEMA 368, 2001; O.P.C.M. 3431, 2005). I due metodi ci-

---

<sup>1</sup> Dottore di Ricerca, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Catania

<sup>2</sup> Professore Ordinario, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Catania

<sup>3</sup> Dottore di Ricerca, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Catania

tati, nonostante le differenze concettuali che li distinguono, si articolano entrambi in due fasi fondamentali. La prima consiste nella determinazione della curva di prestazione, che descrive l'evoluzione della risposta strutturale all'aumentare dell'intensità dell'evento sismico. Ciò si ottiene attraverso un'analisi statica incrementale, nella quale l'intensità delle forze orizzontali agenti sulla struttura viene incrementata monotonicamente fino al raggiungimento di un assegnato stato limite (ad esempio il collasso della struttura). La seconda fase consiste nell'individuare sulla curva di prestazione il punto corrispondente alla risposta inelastica del telaio conseguente al PGA assegnato. Ciò è fatto attraverso lo studio di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF, Single Degree Of Freedom system) equivalente alla struttura reale a più gradi di libertà (MDOF, Multi Degree Of Freedom system). Se si usa il metodo dello spettro di capacità, tale sistema è elastico e caratterizzato da uno smorzamento fittizio, superiore a quello effettivo della struttura per tener conto dell'energia dissipata per isteresi; si tratta invece di un sistema inelastico quando si impiega il metodo N2. Nel seguito si analizza in dettaglio il metodo N2 così come è stato formulato dai suoi autori nonché come è stato rielaborato all'interno di vari codici antisismici.

## 2.1 Il metodo N2

Il nome del metodo sintetizza i suoi due aspetti peculiari. La sigla N2 indica, infatti, che il metodo è non lineare (N) ed utilizza "2" modelli di calcolo della struttura (il modello MDOF e quello SDOF). Le operazioni che si eseguono nell'applicazione del metodo N2 possono essere articolate nei passi di seguito descritti.

### a) Determinazione della curva di capacità del sistema SDOF equivalente

#### a1) Determinazione della curva di prestazione del sistema MDOF

La "curva di prestazione" rappresenta la relazione tra taglio alla base  $V_b$  e spostamento all'ultimo piano  $D$ , determinata eseguendo un'analisi statica incrementale. La distribuzione di forze  $F_i$  utilizzata nell'analisi è ottenuta moltiplicando un profilo di spostamenti  $\Phi$  per le masse di piano  $m_i$

$$F_i = m_i \Phi_i \quad (1)$$

Quando la risposta sismica dell'edificio è ben approssimata dal primo modo di vibrazione, il vettore  $\Phi$  potrà coincidere con la deformata di tale modo. Si consiglia però di ripetere la procedura utilizzando almeno due distinti profili di spostamento.

#### a2) Bilinearizzazione della curva di prestazione della struttura

La curva di prestazione viene trasformata in un legame elastico-perfettamente plastico, caratterizzato da una resistenza  $V_{b,y}$  ed uno spostamento di snervamento  $D_y$  attraverso relazioni di equivalenza.

#### a3) Passaggio da curva di prestazione del sistema MDOF alla curva di capacità del sistema SDOF equivalente

Assumendo che si deformi secondo la forma  $\Phi$ , l'edificio si assomiglia ad un oscillatore semplice con massa  $m^*$  pari a

$$m^* = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i}{\Phi_n} \quad (1)$$

e con rigidezza pari al rapporto tra taglio alla base e spostamento all'ultimo piano. Con riferimento al legame bilineare innanzi trovato, la rigidezza del tratto elastico  $K_s$  è pari al rapporto  $V_{b,y} / D_y$ . Il periodo  $T^*$  corrispondente è dunque

$$T^* = 2 \pi \sqrt{\frac{m^* D_y}{V_{b,y}}} \quad (2)$$

Si ricorda inoltre che il taglio alla base dovuto alle forze modali corrispondenti alla forma  $\Phi$  vale

$$V_b = m^* \Phi_n \Gamma S_{ae}(T) \quad (3)$$

ed il conseguente spostamento all'ultimo piano vale

$$D = \Phi_n \Gamma S_{de}(T) \quad (4)$$

dove  $S_{ae}$  è la pseudo-accelerazione spettrale,  $S_{de}$  è lo spostamento spettrale,  $\Gamma$  è il fattore di partecipazione modale

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (5)$$

Si trasforma quindi la curva di prestazione del sistema MDOF nella "curva di capacità" del sistema SDOF equivalente, che mette in relazione forze  $F^*$  e spostamenti  $D^*$

$$F^* = \frac{V_b}{\Phi_n \Gamma} \quad (6a)$$

$$D^* = \frac{D}{\Phi_n \Gamma} \quad (6b)$$

#### b) Determinazione della domanda di spostamento del sistema SDOF

La determinazione della risposta sismica del sistema SDOF è estremamente agevole quando il suo periodo è superiore a  $T_c$  (periodo di passaggio tra il campo a pseudo-accelerazione costante e quello a pseudo-velocità costante). In tal caso, infatti, si assume che lo spostamento del sistema sia pari a quello del sistema elastico di eguale periodo; pertanto  $D^*$  potrà essere desunto direttamente dallo spettro di risposta elastico. Nei casi in cui il periodo  $T^*$  risulta inferiore a  $T_c$ , invece, lo spostamento  $D^*$  è maggiore dello spostamento spettrale elastico  $S_{de}$  e può essere determinato amplificando quest'ultimo in funzione del fattore di riduzione delle forze sismiche  $R_\mu$  (rapporto tra la forza che il sistema SDOF subirebbe se rimanesse elastico e quella di plasticizzazione). In virtù di quanto detto, poiché i codici forniscono lo spettro in termini di pseudo-accelerazione spettrale, calcolato il valore di  $S_{ae}$ , si determina  $D^*$  con le seguenti relazioni

$$D^* = S_{de} = \frac{T^{*2}}{4\pi^2} S_{ae} \quad \text{se } T^* \geq T_c \quad (7a)$$

$$D^* = S_{de} \frac{1}{R_\mu} \left[ 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \quad \text{se } T^* < T_c \quad (7b)$$

#### c) Determinazione della risposta sismica del sistema MDOF

Nell'ultimo passo del procedimento, invertendo la relazione di trasformazione (6b) si determina lo spostamento massimo  $D$  registrato all'ultimo piano del sistema MDOF:

$$D = \Phi_n \Gamma D^* \quad (8)$$

La risposta sismica completa, in termini di sollecitazioni, spostamenti, deformazioni plastiche, ecc., è determinata come risultato fornito dall'analisi statica incrementale in corrispondenza di uno spostamento all'ultimo piano dell'edificio pari a  $D$ , o più precisamente come massimo registrato durante tutto il procedimento di carico, da 0 a  $D$ .

## 2.2 I metodi statici non lineari di normativa

I metodi statici non lineari oggi consentiti dalle normative per la valutazione della risposta sismica delle strutture si basano sostanzialmente sul metodo N2. Le differenze che si riscontrano tra questi sono essenzialmente dovute al diverso modo con cui il legislatore ha voluto rendere più agevole il loro impiego.

Il metodo statico non lineare proposto dall'O.P.C.M. 3431 segue abbastanza fedelmente la formulazione originaria del metodo N2 proposta da Fajfar (1999). In particolare l'ordinanza recepisce il procedimento descritto nel paragrafo precedente e stabilisce le condizioni di equivalenza per trasformare la curva di prestazione della struttura in un legame elastico-perfettamente plastico: il taglio di plasticizzazione  $V_{b,y}$  della bilatera è posto uguale al massimo valore del taglio alla base riscontrato durante l'analisi incrementale; lo spostamento al limite elastico si ottiene imponendo l'uguaglianza tra le aree sottese rispettivamente dalla curva di prestazione e dal bilatera. Si noti che tali prescrizioni non sono cogenti in quanto è consentito l'uso di criteri alternativi la cui affidabilità è comprovata da studi presenti in letteratura.

Il metodo per la valutazione del comportamento strutturale mediante analisi statica non lineare proposto nelle linee-guida per la riabilitazione di edifici esistenti comunemente denominate FEMA 356 (2000) si discosta apparentemente dal metodo N2 in quanto non prevede una esplicita definizione di un sistema SDOF equivalente.

Anche il metodo proposto dal FEMA 356 prevede la bilinearizzazione della curva di prestazione attraverso criteri di equivalenza. In particolare, la pendenza  $K_s$  del tratto elastico della bilatera si determina imponendo che esso intersechi la curva di prestazione in corrispondenza di un taglio pari al 60% del taglio di plasticizzazione; l'ordinata del tratto orizzontale si determina imponendo l'uguaglianza tra le aree sottese dalla bilatera e dalla curva di prestazione. Detti  $T_1$  e  $K_i$  rispettivamente il periodo fondamentale e la rigidezza tangente della struttura reale, si calcola il periodo fondamentale equivalente  $T_e$  (corrispondente alla rigidezza secante) mediante la relazione

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_i}{K_s}} \quad (9)$$

Si noti che, a parità di criterio di bilinearizzazione, tale periodo coincide con il periodo  $T^*$  definito dalla Eq. (2). Determinato  $T_e$ , lo spostamento massimo registrato all'ultimo piano del sistema MDOF si valuta mediante la relazione

$$D = \Phi_n \Gamma S_{ae} \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad \text{se } T_e \geq T_c \quad (10a)$$

$$D = \Phi_n \Gamma \frac{1}{R_\mu} \left[ 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_e} \right] S_{ae} \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad \text{se } T_e < T_c \quad (10b)$$

Sostituendo le Eq. (7a) e (7b) nell'Eq. (8) si ritrovano le Eq. (10a) e (10b). Pertanto il metodo proposto dal FEMA 356 utilizza implicitamente il sistema SDOF e quindi lo spostamento ottenuto coincide con quello fornito dal metodo N2 (nell'ipotesi che si utilizzino gli stessi criteri per la determinazione della bilatera).

Infine, nell'attuale quadro normativo internazionale, meritano una citazione le "Raccomandazioni per i regolamenti sismici per edifici di nuova realizzazione e per altre strutture" (denominate FEMA 368, 2001). Il metodo statico non lineare proposto in tale documento si distingue per la semplicità di applicazione rispetto alla formulazione classica del metodo N2, in quanto non prevede né la definizione di una bilatera equivalente alla curva di prestazione né quella di un sistema SDOF equivalente. Lo spostamento dell'ultimo piano è valutato a partire dallo spostamento modale corrispondente al primo modo di vibrazione della struttura (il commentario al FEMA 368 consente anche di utilizzare l'involuppo modale). Lo spostamento della struttura non lineare coincide con quello elastico nel caso in cui il periodo fondamentale  $T_1$  è superiore a  $T_c$ ; nel caso in cui  $T_1$  è inferiore a  $T_c$  è amplificato rispetto a tale valore mediante il coefficiente

$$C_i = \frac{1}{R_\mu} \left[ 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_1} \right] \quad (11)$$

essendo  $R_\mu$  il rapporto tra il taglio alla base che il sistema subirebbe se rimanesse elastico e quello di piena plasticizzazione. Si noti che la differenza sostanziale tra il coefficiente fornito dall'Eq. (11) e quello impiegato nel metodo N2 (Eq. 7b) consiste nell'uso di  $T_1$  in luogo di  $T^*$ .

### 3 IL METODO PROPOSTO

Ciascuno dei metodi statici non lineari proposti dalle normative antisismiche precedentemente descritti presenta degli aspetti migliorabili. La necessità di definire un sistema SDOF equivalente, richiesta dal metodo proposto dall'O.P.C.M. 3431, al pari di tutti i metodi che recepiscono il metodo N2 nella sua formulazione originaria, rende l'applicazione del metodo macchinosa e concettualmente poco intuitiva. Lo stesso vale per il FEMA 356, che utilizza il sistema SDOF in maniera implicita. Concettualmente più semplice è, invece, l'approccio proposto dal FEMA 368. In questo caso, però, non si tiene conto della riduzione di rigidità (e dunque dell'aumento di periodo) che nella formulazione classica del metodo N2 si ottiene per effetto della schematizzazione bilatera della curva di prestazione (paragrafo 2.1, punto a2). È dunque prevedibile che tale metodo sottostimi la risposta sismica della struttura rispetto al metodo N2.

Nel presente lavoro si propone una procedura applicativa dell'analisi statica non lineare che consente di ottenere gli stessi risultati forniti dal metodo N2 apportando adeguate correzioni agli spostamenti ottenuti mediante analisi modale del sistema reale, in modo da tener conto del comportamento non lineare della struttura. La procedura richiede i seguenti passi.

#### a) Determinazione del comportamento non lineare del sistema reale

##### a1) Determinazione della curva di prestazione del sistema reale

Come usualmente previsto da qualsiasi metodo statico non lineare, si effettua una analisi statica incrementale per determinare la relazione non lineare tra taglio alla base e spostamento del punto di riferimento in testa all'edificio; questa analisi può essere spinta fino al collasso della struttura.

##### a2) Trasformazione della curva di prestazione in un legame bilineare

Si determina, con gli usuali criteri, la relazione bilineare equivalente alla curva reale nel campo di spostamenti di interesse (il FEMA, ad esempio, suggerisce di considerare spostamenti fino al 150% di quello richiesto). Poiché in genere lo spostamento richiesto non è noto a priori può essere necessario procedere per via iterativa.

#### b) Determinazione dello spostamento richiesto per una assegnata accelerazione di picco del suolo PGA

##### b1) Determinazione dello spostamento elastico del punto di riferimento

Si valuta lo spostamento elastico  $D_{el}$  attraverso l'analisi modale della struttura reale, con spettro di risposta elastico scalato a PGA. Si può utilizzare lo spostamento corrispondente al modo di vibrazione predominante oppure quello fornito dall'involuppo degli spostamenti modali.

##### b2) Correzione dello spostamento elastico

Si tiene conto sia della differenza tra rigidità tangente  $K_i$  e rigidità secante  $K_s$  (corrispondenti alla pendenza della tangente iniziale alla curva di prestazione ed alla pendenza del primo tratto della bilineare) che del possibile incremento di spostamento dovuto alla plasticizzazione della struttura. La prima richiede di moltiplicare lo spostamento  $D_{el}$  per il rapporto tra lo spostamento spettrale corrispondente al periodo equivalente  $T_e$ , valutato mediante l'Eq. (9), e lo spostamento corrispondente al periodo fondamentale  $T_1$ . La seconda richiede di tener conto del fattore di riduzione  $R_\mu$ , rapporto tra il taglio alla base

che il sistema subirebbe se rimanesse elastico (fornito dall'analisi modale) e quello di piena plasticizzazione. Si ha così

$$D = D_{el} \frac{S_{de}(T_e)}{S_{de}(T_1)} \quad \text{se } T_e \geq T_c \text{ o } R_\mu \leq 1 \quad (12a)$$

$$D = D_{el} \frac{S_{de}(T_e)}{S_{de}(T_1)} \frac{1}{R_\mu} \left[ 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_e} \right] \quad \text{se } T_e < T_c \text{ e } R_\mu > 1 \quad (12b)$$

Poiché il metodo proposto prevede lo studio di un solo modello strutturale, mediante analisi statica non lineare incrementale e analisi modale con spettro di risposta, questo approccio può essere denominato "metodo N1".

L'approccio descritto al punto b) prevede di determinare lo spostamento corrispondente ad un assegnato PGA. La procedura può anche essere facilmente invertita, per calcolare l'accelerazione di picco al suolo corrispondente ad un qualsiasi punto  $(D, V_b)$  della curva di prestazione.

Si osservi innanzitutto che, fissato il punto, è definito il campo di spostamenti di interesse e quindi il legame bilineare che approssima la curva di prestazione ed il periodo  $T_e$ , senza necessità di iterazioni. Si noti inoltre che, effettuata l'analisi modale con un qualsiasi valore di PGA, spostamenti e tagli corrispondenti ad altri valori di PGA possono essere ricavati con una semplice proporzione, perché si tratta di un'analisi elastica.

Il procedimento inverso è concettualmente immediato: le (12) consentono di ricavare  $D_{el}$  in funzione di  $D$  e di  $R_\mu$  e quindi il valore di PGA corrispondente. Il fattore  $R_\mu$  non è però noto a priori, essendo il rapporto tra il taglio alla base fornito dall'analisi modale per il valore di PGA che si sta cercando ed il taglio ultimo della bilineare. Il procedimento è dunque ancora una volta iterativo, se  $T_e < T_c$  e  $R_\mu > 1$ .

La corrispondenza tra i valori di spostamento di ciascun punto della curva di prestazione ed i valori di accelerazione di picco al suolo che li determinano è biunivoca. È quindi possibile rappresentare la curva di prestazione impiegando per l'asse delle ascisse una doppia scala, riferita sia agli spostamenti che alle accelerazioni di picco al suolo così come mostrato in Figura 1a; questa modalità di rappresentazione fornisce un chiaro quadro dell'impegno plastico della struttura al crescere dell'accelerazione sismica ed è particolarmente utile per controllare il raggiungimento di diversi obiettivi prestazionali, come richiesto dalle moderne filosofie di progettazione. È anche possibile mostrare direttamente la relazione biunivoca tra accelerazione sismica e spostamento della struttura ed evidenziare su di essa i livelli prestazionali (Fig. 1b). Tale figura consente un'applicazione grafica del metodo proposto. In particolare assegnato il livello di prestazione richiesto si può determinare la PGA corrispondente che deve essere superiore a quella specificata dalle norme; viceversa, è possibile determinare lo spostamento ottenuto per la PGA assegnata dalle norme che deve essere inferiore a quello corrispondente al livello di prestazione richiesto.

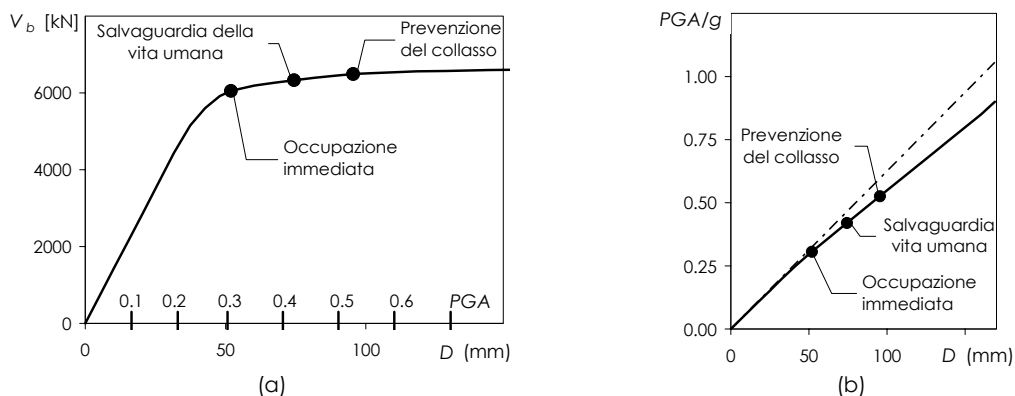


Figura 1. a) Rappresentazione della curva di prestazione con doppia scala. b) Relazione tra spostamenti della curva di prestazione e accelerazioni di picco al suolo

#### 4 VALIDAZIONE DEL METODO PROPOSTO

Al fine di valutare l'efficacia del metodo proposto nel prevedere la risposta sismica delle strutture, si è condotta un'estesa campagna di indagini numeriche su un campione costituito da 108 telai in acciaio a nodi rigidi. Ciascuno di questi presenta campate aventi la medesima luce (4.50 m o 5.50 m), altezze degli interpiani uguali (3.00 m) ed è progettato con il metodo descritto in Ghersi et al. (1999). Le travi sono realizzate con profili IPE e le colonne con profilati HEB. I telai esaminati differiscono per il numero di piani (3, 6 e 9 piani), per il numero di campate (1, 3 e 5 campate), per la resistenza delle travi, per la luce delle travi nonché per l'entità dei carichi verticali. Una descrizione dettagliata di tali sistemi si trova in Marino et al. (1999). Il campione di telai considerato copre un intervallo di periodi molto ampio, ben rappresentativo dei periodi delle strutture reali. Il periodo fondamentale dei telai considerati, infatti, varia tra un minimo di 0.48 s ed un massimo di 2.20 s.

Per ogni telaio è stata determinata la domanda sismica attraverso il metodo statico non lineare dell'O.P.C.M. 3431, quello del FEMA 368 e quello proposto, usando una distribuzione di forze proporzionali a quelle del primo modo; lo spostamento richiesto è stato valutato a partire dagli spostamenti del primo modo, sia per il FEMA 368 che per il metodo proposto. L'azione sismica considerata è caratterizzata dallo spettro di risposta elastico proposto dall'Eurocodice 8 per suolo di classe C e da un valore di PGA pari a 0.35 g. Il metodo proposto dall'O.P.C.M. 3431, che sostanzialmente coincide con la formulazione originaria del metodo N2, è qui assunto come metodo di riferimento. Il confronto tra i risultati ottenuti per mezzo dei metodi di analisi presi in considerazione è stato effettuato in termini di spostamento richiesto in sommità del sistema reale. Tale confronto è illustrato in Figura 2 attraverso diagrammi che riportano sull'asse delle ascisse i valori ottenuti con il metodo dell'O.P.C.M. 3431 e sull'asse delle ordinate quelli forniti dal metodo del FEMA 368 (Fig. 2a) e da quello proposto (Fig. 2b). In ciascuna figura, i punti che ricadono sulla bisettrice indicano che il metodo ivi considerato (FEMA 368 o metodo proposto) e quello proposto dall'O.P.C.M. 3431 forniscono risultati uguali, mentre quelli che ricadono al di sopra o al di sotto della bisettrice sono rappresentativi di casi in cui il metodo considerato è rispettivamente più o meno conservativo di quello dell'O.P.C.M. 3431.

I risultati rappresentati in Figura 2a mostrano che il metodo proposto dal FEMA 368 sottostima la domanda di spostamento rispetto al metodo dell'O.P.C.M. 3431. Ciò accade perché il periodo fondamentale  $T_1$  del telaio considerato seguendo le indicazioni del FEMA 368 è minore di quello del sistema SDOF equivalente  $T_e$  utilizzato dall'O.P.C.M. 3431. È comunque interessante osservare che lo scarto tra gli spostamenti ottenuti con i due metodi è contenuto per tutti i telai considerati. Il metodo proposto,

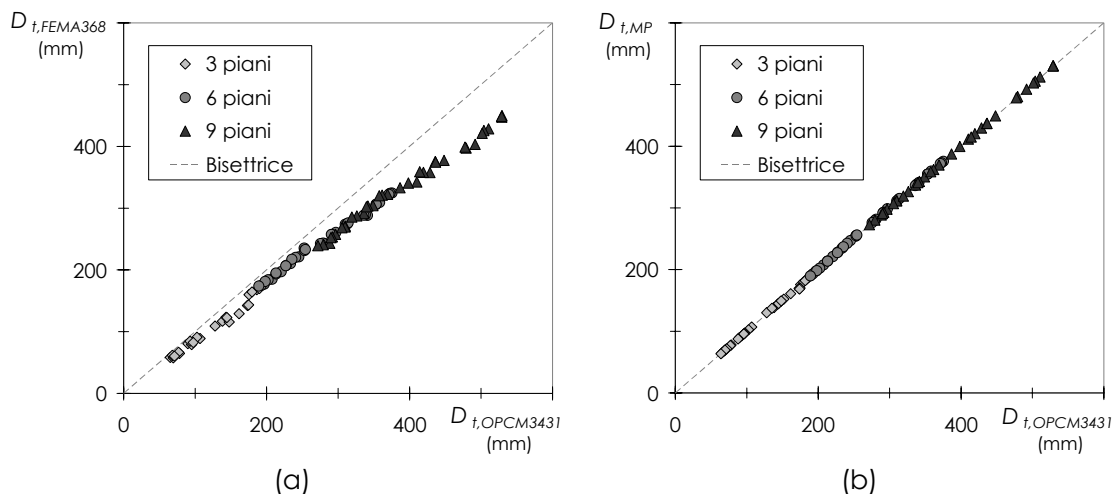


Figura 2. Confronto tra domande di spostamento in sommità determinate: (a) con O.P.C.M. 3431 e FEMA368, (b) con O.P.C.M. 3431 ed il metodo proposto

invece, pur non richiedendo la definizione di un sistema SDOF equivalente (analogamente al FEMA 368), corregge la risposta modale del telaio corrispondente al suo primo modo di vibrazione tenendo conto della differenza tra  $T_1$  e  $T_e$  e produce, così, risultati più precisi. L'addensamento dei punti sulla bisettrice del diagramma di Figura 2b dimostra che il metodo proposto fornisce in tutti i casi analizzati risultati sostanzialmente coincidenti con quelli ottenuti attraverso il metodo dell'O.P.C.M. 3431.

## 5 CONCLUSIONI

Il metodo proposto per la valutazione del comportamento sismico di una struttura mediante analisi statica non lineare si differenzia dal metodo N2 perché determina la richiesta di spostamento a partire dai risultati forniti da un'analisi modale elastica, senza ricorrere al passaggio ad un sistema a un grado di libertà. Le analisi svolte mostrano che questa impostazione fornisce sostanzialmente gli stessi risultati del metodo N2, con una maggiore chiarezza e semplicità applicativa. La possibilità di rappresentare la curva di prestazione con una doppia scala di riferimento (spostamenti ed accelerazione sismica) o mediante un diagramma spostamenti-accelerazioni, evidenziata nell'articolo, consente una visualizzazione più immediata e completa del comportamento non lineare della struttura.

## 6 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

CEN, 2003. "Draft n. 6 of EuroCode 8: Design provisions for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings". European Committee for Standardization, Bruxelles.

Fajfar, P., Gaspersic, P. 1996. "The N2 method for the seismic damage analysis of rc buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 25, pp. 31-46: John Wiley & Son, Ltd.

Fajfar, P. 1999. "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, pp. 979-993: John Wiley & Son, Ltd.

Freeman, S.A. 1998. "The capacity spectrum method as a tool for seismic design". Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Parigi, Francia.

Federal Emergency Management Agency. 2000. FEMA 356 "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Washington, D.C., Stati Uniti.

Federal Emergency Management Agency. 2001. FEMA 368 "NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures", Washington, D.C., Stati Uniti.

Gherzi A., Marino E. e Neri F. 1999. "A simple procedure to design steel frames to fail in global mode". Proc. of the 6th International Colloquium on Stability & Ductility of Steel Structures, Timisoara, Romania.

Marino E.M., Neri F., Rossi P.P. 1999. "A design procedure for steel frames with rigid connections". Proc. of the Conference Eurosteel '99, Praga, Repubblica Ceca.

O.P.C.M. 3431, 2005. Norme tecniche per il progetto la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici. Roma.

## RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato sviluppato nell'ambito del programma di ricerca dal titolo "Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici esistenti in c.a." (ReLUIs, linea n. 2) finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile.