

# L'incompleta conoscenza nella valutazione sismica di edifici esistenti: definizione del fattore di confidenza attraverso analisi di sensibilità

Serena Cattari, Jamil Haddad, Sergio Lagomarsino

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale. Via Montallegro 1, 16145 Genova

*Keywords: fattore di confidenza, analisi di sensibilità, edifici esistenti, sicurezza sismica*

## ABSTRACT

Le procedure per la valutazione sismica degli edifici esistenti adottate nelle normative nazionali ed internazionali (NTC 2008, Eurocodice 8-3 2005, ASCE 41-13 2014) sono basate sull'uso del Fattore di Confidenza (FC) che, nell'ambito di un approccio semiprobabilistico, vuole tenere conto dell'incompleta conoscenza residua. L'attuale approccio è "rigido" poiché non consente di tenere conto delle specificità dei fabbricati di volta in volta in esame ed inoltre "convenzionale" poiché non consente di differenziare l'esito della valutazione della sicurezza quando gli approfondimenti eseguiti siano diversificati ma tali da produrre lo stesso valore del FC. In tale ambito, nell'articolo si propone, in primo luogo, l'uso standardizzato dell'analisi di sensibilità per indirizzare il piano delle indagini e una più efficace calibrazione del valore del FC ed, in secondo luogo, una differenziazione ed estensione dell'uso del concetto di FC per tenere conto delle diverse fonti di incertezza insite nella valutazione della sicurezza (di tipo aleatorio, epistemico e di modello), essendo ad oggi esplicitamente incluse solo quelle aleatorie. Al fine di validare le modifiche proposte, nell'articolo è illustrato un esempio applicativo su un edificio esistente in muratura per il quale il livello di sicurezza conseguito tramite l'approccio semiprobabilistico è confrontato con quello ottenibile tramite quello probabilistico.

## 1 INTRODUZIONE

Le procedure di valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti si contraddistinguono da quelle delle nuove costruzioni soprattutto in relazione alla necessità di affrontare il problema dell'incompleta conoscenza: *iniziale*, a monte del processo, e *residua*, a valle degli eventuali approfondimenti. Come noto, le procedure adottate nelle normative nazionali ed internazionali (Norme Tecniche delle Costruzioni 2008, Eurocodice 8-3 2005, ASCE 41-13 2014) sono basate sull'uso del Fattore di Confidenza (FC) applicato nell'ambito di un approccio semiprobabilistico. L'assegnazione di tale FC, consegue al raggiungimento di prefissati Livelli di Conoscenza (LC) stabiliti dalle norme in relazione a diversi livelli di approfondimento e indagini eseguite su aspetti specifici (geometria, proprietà meccaniche e dettagli costruttivi). La definizione di un opportuno piano delle indagini rappresenta lo strumento per affrontare

l'incompleta conoscenza *iniziale*, l'applicazione del FC, tipicamente ai parametri di resistenza, quello per affrontare quella *residua*.

L'applicazione di tale procedura ad edifici esistenti sia in cemento armato che muratura ha evidenziato forti criticità, denunciando peraltro come non sempre porti a risultati cautelativi (ad esempio in Franchin et al. 2010 e Tondelli et al. 2012).

Le criticità più significative identificate nell'attuale formato della procedura, che rispecchia anche quella adottata nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008), possono essere così sintetizzate: a) il conseguimento di un prefissato Livello di Conoscenza (LC1, LC2 o LC3), definito in modo globale per la struttura, si basa su criteri "standardizzati" e convenzionali (numero di prove, tipi di prove, etc.); b) il FC si applica ai parametri di resistenza del materiale, indipendentemente dalle cause della incompleta conoscenza e dal fatto che siano questi quelli maggiormente significativi per la valutazione della risposta; c) i valori assegnati a FC, in

funzione del Livello di Conoscenza raggiunto ( $FC=1.35/1.2/1$ , rispettivamente nei casi LC1/LC2/LC3), sono arbitrari e non tengono conto delle caratteristiche dell'edificio.

In tale contesto, si colloca il metodo proposto nel seguito (§2) che mira a superare queste incongruenze: i) introducendo in maniera codificata l'analisi di sensibilità come strumento essenziale per la comprensione del funzionamento strutturale ed una programmazione più efficiente del piano delle indagini; ii) estendendo l'uso del concetto di FC per tenere conto delle diverse fonti di incertezza insite nella valutazione della sicurezza.

Riguardo quest'ultime, come noto, le incertezze nella modellazione e valutazione della sicurezza sismica sono tipicamente di due distinte origini: aleatorie ed epistemiche. Le prime sono associate ad una imperfetta conoscenza del valore numerico dei parametri che entrano in gioco nel modello, valore intrinsecamente stocastico rappresentabile mediante variabile aleatoria o più semplicemente mediante una variabile intervallo caratterizzata dal valore minimo e massimo del dominio di ammissibilità. Un esempio tipico sono le proprietà meccaniche del materiale, definite usualmente sulla base di valori di riferimento e per i quali, attraverso le indagini, si mira a limitare la inevitabilmente grande incertezza. Le seconde invece si riferiscono ad aspetti non direttamente quantificabili attraverso un parametro, ma che nella maggior parte dei casi si riflettono nell'incertezza del comportamento strutturale conducendo a modelli della struttura alternativi. I dettagli costruttivi appartengono in genere a questa categoria, come ad esempio nel caso delle costruzioni in muratura: a) l'efficacia dell'ammorsamento tra due pareti ortogonali, difficilmente quantificabile in un parametro numerico da introdurre nel modello 3D dell'edificio, ma che può essere investigata analizzando le due condizioni limite (pannelli murari indipendenti o rigidamente connessi - "effetto flangia"); b) l'effetto delle tamponature; c) le caratteristiche dei diaframmi orizzontali. E' poi necessario considerare quelle di modello, intrinsecamente associate alla sua non completa capacità di descrivere la risposta della fabbrica.

Nella procedura proposta (per cui si veda anche Cattari et al. 2015) queste diverse fonti di incertezza sono esplicitamente considerate (di tipo aleatorio tramite  $FC_A$ , epistemico attraverso l'albero logico e di modello tramite  $FC_M$ ), essendo ad oggi esplicitamente incluse solo quelle aleatorie.

Al di là dell'apparente complesso formalismo, la proposta è orientata alla sua applicazione anche

in ambito professionale ritenendo che l'incremento di onere computazionale conseguente all'uso dell'analisi di sensitività sia del tutto giustificato dai benefici ottenibili in termini di affidabilità della valutazione della sicurezza e di ottimizzazione delle risorse e dell'impatto sulla costruzione.

Al fine di una sua validazione, il metodo è stato applicato ad un caso studio in muratura (§3) simulando i risultati ottenuti nel caso di due diversi livelli di conoscenza dell'edificio e confrontandoli con quelli forniti da un'analisi totalmente probabilistica (§4), mediante la costruzione numerica di curve di fragilità ed il calcolo della probabilità di occorrenza degli stessi, attraverso l'integrale di convoluzione della pericolosità e della vulnerabilità.

## 2 PRINCIPI METODOLOGICI DELLA PROCEDURA PROPOSTA

Rispetto alle procedure attualmente proposte nelle normative a carattere nazionale ed internazionale basate sull'uso del FC, gli aspetti più innovativi della procedura proposta sono quelli dell'introduzione nel processo di valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti: 1) dell'uso codificato dell'analisi di sensibilità; 2) delle diverse fonti di incertezza (aleatorie, epistemiche, di modello) in modo esplicito. In particolare, l'analisi di sensibilità è indirizzata a:

- identificare i parametri che maggiormente influenzano la risposta strutturale, per indirizzare poi le indagini e approfondire la conoscenza solo dove è "rilevante";
- superare la scelta convenzionale e a priori del parametro (o set di parametri) cui applicare il FC;
- definire il valore di FC tenendo conto della effettiva variabilità dei parametri in esame, della loro sensibilità e dell'incompleta conoscenza residua.

A tal fine, il professionista deve in primo luogo individuare i parametri ed i dettagli costruttivi caratterizzati da incertezza, stimando per ciascuno di essi: nel caso delle incertezze aleatorie (indicate come  $X_k$ , con  $k=1..N$ ), intervalli plausibili del loro valore medio (tramite un limite inferiore e superiore, senza necessariamente attribuirgli un significato statistico); nel caso di quelle epistemiche (indicate come  $Y_j$  con  $j=1..M$ ), possibili alternative di modellazione (enumerate tramite  $q=1..m_j$ ). L'analisi di sensibilità, come meglio descritto al §2.1, diventa poi lo strumento

essenziale per la comprensione del funzionamento strutturale e la programmazione delle indagini diagnostiche e approfondimenti.

Il metodo anziché condurre all'attribuzione di un LC globale della struttura (come adottato nelle procedure proposte nelle normative), passa a Livelli di Conoscenza  $LC_k$  (o  $LC_j$ ) associati ad ogni singolo parametro  $k$  (o gruppo di parametri) o fattore  $j$ . Tale livello di conoscenza è graduato su tre livelli (LCL, LCM e LCH, rispettivamente basso, medio e alto). A livello globale viene invece definito un nuovo indicatore RU (*Residual Uncertainty*), che tiene in conto in modo combinato del livello di conoscenza e della sensibilità di ciascun parametro.

La sensibilità è valutata rispetto ad un indicatore della risposta strutturale (*SPI-Structural Performance Indicator*). In particolare, come SPI è adottato il valore massimo della misura d'intensità (*IM-Intensity Measure*) compatibile con il soddisfacimento di prefissati stati limite (SL), indicato nel seguito come  $IM_{PL}$  (o  $PGA_{SL}$ , qualora si assuma come misura di intensità l'accelerazione di picco al suolo PGA). Tale grandezza può essere computata attraverso le procedure statiche nonlineari basate sull'uso di spettri ridotti secondo l'approccio sovrasmorzato o anelastico.

Il metodo, in analogia con il formato attuale, assume che, per ogni modello considerato, una stima attendibile della sicurezza sismica possa essere eseguita attribuendo a tutti i parametri il valore medio stimato, ad eccezione del parametro rispetto al quale la risposta manifesta la maggiore sensibilità, per il quale è assunto un valore modificato attraverso il  $FC_A$ . Tuttavia tale valore non è assunto a priori ma calcolato in modo tale da collocarsi all'interno dell'intervallo plausibile inizialmente definito, in modo da ottenere una capacità sismica minore di quella corrispondente al valore medio, tanto più a favore di sicurezza quanto più è grande l'incertezza residua al termine delle indagini.

Nel caso invece di incertezze epistemiche, a priori non ha senso applicare FC ad un parametro che non è ad essa correlato. La strada più corretta è eseguire, attraverso la tecnica dell'albero logico, valutazioni con modelli alternativi, attribuendo a ciascuna una probabilità soggettiva che ne quantifichi l'attendibilità. In presenza di diverse incertezze epistemiche, la ramificazione delle possibili alternative sfocia in un certo numero di corrispondenti modelli, ciascuno caratterizzato dalla propria credibilità (Figura 1). La somma delle probabilità soggettive associate a ciascun ramo è pari a 1 e la stima della sicurezza

può essere ottenuta attraverso una media pesata delle valutazioni eseguite su ciascun ramo.

Infine, le considerazioni – tipicamente di carattere qualitativo – sulla non completa capacità del modello di calcolo a descrivere la risposta della fabbrica possono essere quantificate in un fattore di confidenza  $FC_M$ , applicato direttamente alla capacità. Si noti che di fatto quest'ultimo approccio è già adottato, dalla Circolare 617 (2009), nel caso dei meccanismi locali per le costruzioni in muratura, per il quali si riconosce che non avrebbe senso applicare FC alle proprietà dei materiali. Inoltre, tale concetto è esplicitamente introdotto anche nelle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale (2011) al paragrafo 2.2. L'introduzione di un fattore di confidenza che tenga in conto delle incertezze di modellazione è stato recentemente proposto anche in Rota et al. (2014), nell'ambito tuttavia di una procedura che ancora applica il fattore di confidenza associato alle variabili aleatorie a priori ai soli parametri meccanici. Qualora le incertezze di tipo epistemico non siano approfondite mediante l'uso di modelli alternativi il loro effetto potrà essere alternativamente ricompreso, in maniera approssimata, nell'assegnazione opportuna di  $FC_M$ . L'uso dei fattori di confidenza introdotti ( $FC_A$ ,  $FC_M$ ) e della combinazione degli esiti dei modelli alternativi adottati è formalizzato più nel dettaglio al §2.2.

La Figura 1 illustra i passi in cui si articola la procedura, che possono essere quindi così sintetizzati:

- Conoscenza preliminare: finalizzata ad acquisire i dati necessari per potere avviare una modellazione preliminare della struttura ed identificare le fonti di incertezza (epistemiche e aleatorie) che interessano il caso in esame.
- Esecuzione delle analisi di sensitività e attribuzione delle classi di sensitività (SC- Sensitivity Class) attraverso opportune valutazioni di carattere quantitativo. Sulla base delle SC, selezione dei parametri cui applicare il  $FC_A$ .
- Pianificazione ed esecuzione degli approfondimenti tramite le indagini diagnostiche sulla base dei risultati delle analisi di sensitività. Lo scopo ultimo è quello di confermare o aggiornare i valori assegnati alle variabili aleatorie e quello di attribuire una opportuna probabilità soggettiva a quelle epistemiche (qualora si adotti la tecnica dell'albero logico).

- Valutazione della sicurezza finale attraverso l'analisi statica nonlineare eseguita sul modello (o i modelli, nel caso di uso dell'albero logico) nel quale è applicato ad un "parametro" il  $FC_A$ . Combinazione dei modelli alternativi (se adottati) e applicazione di  $FC_M$  per pervenire al valore di  $IM_{PL}$  finale.

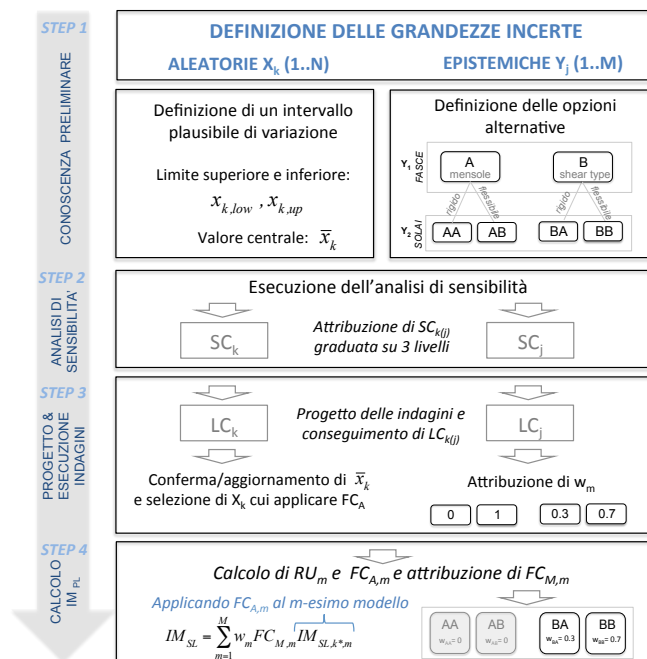


Figura 1. Schema logico della procedura proposta

## 2.1 Esecuzione dell'analisi di sensibilità e definizione del piano delle indagini

Lo scopo principale dell'analisi di sensibilità, da eseguirsi attraverso analisi statiche nonlineari (pushover), è l'identificazione dei parametri aleatori e dei fattori epistemici che maggiormente influenzano la capacità sismica dell'edificio, tra quelli selezionati nella fase 1 (Figura 1). In particolare, per ciascun m-esimo modello (in funzione dei fattori  $Y_j$  identificati), devono essere eseguite  $2N+1$  analisi:

- la prima adottando come riferimento per tutti i parametri aleatori il valore medio plausibile  $\bar{X}_k$  (valore centrale dell'intervallo);
- nelle altre  $2N$  analisi mantenendo tutti i suddetti parametri al loro valore centrale dell'intervallo, ad eccezione di un parametro (o gruppo di parametri) per il quale è assunto il limite inferiore ( $X_{k,low}$ ) o superiore ( $X_{k,up}$ ) dell'intervallo.

L'esecuzione di un'analisi pushover presuppone la scelta di diverse combinazioni e condizioni di carico, in relazione a: 1)

distribuzione di forze; 2) direzione dell'azione sismica (X o Y); 3) il verso di tale azione (positivo o negativo); 4) l'eccentricità accidentale in ciascuna direzione (usualmente definita nelle normative come il 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione ortogonale a quella di analisi). Sebbene nella verifica di sicurezza finale tutte le diverse opzioni dovranno essere considerate (come esplicitamente richiesto dalla norma), al fine di limitare l'onere computazionale dell'analisi di sensibilità è possibile selezionare la condizione più gravosa (o un numero di limitato di queste) attraverso un confronto tra le capacità ottenute assumendo i valori medi plausibili.

Se si considera il generico stato limite SL, per il generico m-esimo modello (fattore epistemico), la sensibilità della capacità sismica alla k-esima variabile aleatoria è valutata a partire dalle PGA (assunta a titolo di esempio come IM nel seguito) che portano al raggiungimento di SL nel caso in cui a questa sia attribuito il limite inferiore o superiore del relativo intervallo ( $PGA_{SL,k-low}$  e  $PGA_{SL,k-up}$ ). Definito il valore minimo della capacità:

$$PGA_{SL,k,min} = \min(PGA_{SL,k-low}, PGA_{SL,k-mean}, PGA_{SL,k-up}) \quad (1)$$

dove  $PGA_{SL,k-mean}$  è il valore ottenuto con tutte le variabili che assumono il valore centrale dell'intervallo, è possibile stimare la sensibilità della risposta alla variabile k attraverso la variabile:

$$\Delta_{SL,Xk} = \frac{PGA_{SL,mean} - PGA_{SL,k,min}}{PGA_{SL,mean}} \quad (2)$$

Per quanto riguarda la sensibilità ai diversi fattori  $Y_j$  che generano l'albero logico, nel caso in cui ciascun fattore sia caratterizzato da due opzioni alternative (A o B), essa può essere rappresentata dalla variabile:

$$\Delta_{SL,Yj} = 2 \frac{\left| \text{mean}(PGA_{SL,mean,j=A}) - \text{mean}(PGA_{SL,mean,j=B}) \right|}{\text{mean}(PGA_{SL,mean,j=A}) + \text{mean}(PGA_{SL,mean,j=B})} \quad (3)$$

dove  $\text{mean}(PGA_{SL,mean,j=A})$  è la media tra i valori della capacità ottenuta nei diversi rami dell'albero logico che presentano l'opzione  $j=A$ , assumendo i valori centrali per le variabili aleatorie  $X_k$ . Per ulteriori dettagli si rimanda anche a Cattari et al. (2015).

Una volta calcolati, a partire dai risultati dell'analisi di sensibilità, gli indicatori di sensibilità di tutte le variabili aleatorie  $\Delta_{SL,Xk}$  e dei fattori epistemici  $\Delta_{SL,Yj}$ , è possibile attribuire a ciascuno di essi la classe di sensibilità SC, in

modo da suddividere le variabili nelle tre classi (SCL, SCM e SCH). A tal fine devono essere scelte due soglie, che possono fare riferimento a opportune frazioni del valore massimo del parametro di sensibilità (tenendo comunque presente anche alcuni valori di riferimento assoluti). E' opportuno far notare che i parametri di sensibilità associati a ciascuna variabile aleatoria sono diversi per ciascun ramo dell'albero logico.

L'attribuzione di una classe di sensibilità a ciascuna variabile aleatoria e fattore epistemico consente di individuare le indagini più utili, concentrandosi sui parametri che producono maggiore incertezza sulla valutazione della sicurezza, ovvero quelli con classi SCH e SCM. Sulla base delle indagini di approfondimento pianificate ed eseguite è quindi possibile attribuire un Livello di Conoscenza (LC) differenziato a ciascun parametro ( $LC_k$  o  $LC_j$ ), piuttosto che genericamente riferito alla conoscenza dell'edificio nel suo complesso.

Il risultato delle nuove indagini può portare a:

- nel caso delle variabili aleatorie  $X_k$ , confermare o aggiornare il valore medio plausibile da adottare nella verifica di sicurezza finale (si assume implicitamente, ma senza necessità di una diretta stima, che a seguito di queste indagini l'intervallo inizialmente assunto possa essere in una certa misura ridotto);
- nel caso dei fattori epistemici  $Y_j$ , acquisire informazioni ed indizi utili a scegliere il modello più affidabile tra quelli alternativi inizialmente ipotizzati o, quanto meno, attribuire a ciascuno di essi una probabilità soggettiva  $w_{Y_j,q}$  ( $\sum_{q=1}^{m_j} w_{Y_j,q} = 1$ ), relativa alla diversa affidabilità di ciascuna scelta.

Quindi le incertezze residue sono trattate: 1) attraverso l'applicazione del fattore di confidenza  $FC_A$ , per le variabili aleatorie ( $X_k$ ); 2) tramite la tecnica dell'albero logico, nel caso dei fattori di incertezza epistemica ( $Y_j$ ).

## 2.2 Definizione del fattore di confidenza e valutazione della sicurezza sismica

Per ciascun parametro, la differenza tra il livello associato alla sensibilità ed il livello di conoscenza fornisce un numero, da 0 a 2 (nel caso in cui la differenza porti ad un numero negativo, questo è posto uguale a 0), che quantifica l'incompleta conoscenza residua a

valle dell'approfondimento delle indagini. Esso è indicato come  $RU$  (*Residual Uncertainty*) e computato quindi come:

$$RU_k = SC_k - LC_k \geq 0$$

$$RU = \max(RU_k) \quad (k = 1, \dots, N) \quad (4)$$

dove alle variabili  $SC_k$  e  $LC_k$  sono attribuiti i valori numerici 1, 2 e 3 in corrispondenza dei livelli basso (L), medio (M) e alto (H), rispettivamente. I parametri che presentano  $RU_k=0$  sono quelli per i quali la conoscenza è completa (LCH) o comunque, se incompleta, non hanno significativa influenza sulla risposta. Nel caso invece in cui  $RU_k$  assuma il valore 1 o 2, ciò significa che le indagini eseguite non sono state sufficienti a ridurre in modo completo la sensibilità a quel parametro, ovvero permane, nonostante l'approfondimento delle indagini, una incertezza residua sulla valutazione della sicurezza (relativamente alla capacità dell'edificio). In tutti i casi è comunque necessario applicare un FC nella verifica, che va applicato al parametro  $k^*$ , scelto tra i parametri per i quali  $RU_k$  è massimo e, possibilmente, con  $SC_k=3$  (SCH); nel caso in cui il parametro  $k^*$  non sia in classe di sensibilità alta (SCH), al valore di  $RU$  si aggiunge 1 ( $RU^*=RU+1$ ).

La verifica è eseguita attraverso l'analisi con un modello nel quale a tutti i parametri sono attribuiti i valori centrali  $X_{K,mean}$ , mentre al parametro che presenta la maggiore incertezza residua ( $k^*$ ) è assegnato il seguente valore, modificato attraverso FC:

$$X_{k^*} = FC X_{k^*,mean}$$

$$FC = \frac{1}{3} \left[ 2 - RU^* + (RU^* + 1) \frac{X_{k^*,min}}{X_{k^*,mean}} \right] \quad (5)$$

dove  $X_{k^*,min}$  è il valore estremo dell'intervallo del parametro  $k^*$  che produce il valore minimo della  $PGA_{SL}$  (a seconda dei casi l'estremo superiore  $X_{k^*,up}$  o inferiore  $X_{k^*,low}$ ). Con tale modello si valuta  $PGA_{SL,k^*}$  da confrontarsi, per la verifica, con la  $a_g$  di riferimento nel sito, valutata nel sito in esame per quello SL ed in funzione della vita nominale e della classe d'uso.

Nel caso in cui nella valutazione si volessero considerare incertezze epistemiche, attraverso la tecnica dell'albero logico, la valutazione viene eseguita analogamente per ciascun ramo. Ovviamente in ciascun ramo sarà necessario eseguire una specifica analisi di sensibilità e valutare il corrispondente parametro di riferimento  $k^*$  e  $FC_{A,m}$ .

Il valore finale di  $PGA_{SL}$  si ottiene quindi dalla seguente relazione:

$$PGA_{SL} = \sum_{m=1}^M w_m FC_{M,m} PGA_{SL,k^*,m} \quad (6)$$

dove:  $w_m$  rappresenta il peso di ciascun ramo dell'albero logico, ottenuto dal prodotto dei pesi associati alle opzioni che definiscono i diversi fattori  $Y$  di incertezza epistemica nel  $m$ -esimo ramo;  $FC_{M,m}$  rappresenta l'incertezza di modello associata a ciascun ramo. Tale valore assume valori minori di uno quando il modello non è a favore di sicurezza, o maggiori nel caso in cui si sia certi l'edificio abbia un comportamento migliore di quello fornito dal modello (questa scelta può essere adottata dal professionista solo se accuratamente motivata).

Qualora non si trattino le incertezze epistemiche attraverso la tecnica dell'albero logico evidentemente la sommatoria dell'Equazione (6) è estesa ad un unico esito. In questo caso l'incertezza di modello rappresenta una soluzione approssimata per quantificare il ruolo delle incertezze non riconducibili ad un parametro aleatorio. Nei casi in cui più modelli siano presi in considerazione, l'incertezza sul singolo modello può essere nella maggior parte dei casi trascurata.

### 3 APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA AD UN CASO STUDIO IN MURATURA

La procedura descritta al §2, che in linea di principio è applicabile evidentemente a qualunque tipologia strutturale, è stata applicata a un caso studio costituito da un edificio in muratura di tre piani (Figura 2).

I dati geometrici sono stati ricavati da un edificio esistente sito in San Felice sul Panaro colpito dall'evento del 2012 che ha esibito una risposta sismica globale con danni nel piano delle pareti senza l'attivazione di alcun meccanismo locale. L'analisi della risposta sismica di tale fabbricato e la sua simulazione numerica attraverso l'approccio di modellazione a telaio equivalente è stata già precedentemente affrontata in Cattari e Lagomarsino (2013a), cui si rimanda.

Il modello è stato realizzato adottando il programma di calcolo Tremuri (Lagomarsino et al. 2013) e simulando la risposta dei pannelli murari tramite un modello a trave nonlineare basato su legami multilineari a base fenomenologica (Figura 3) che consentono di descrivere il degrado della rigidità (nella fase iniziale) e quello della resistenza (attraverso progressive cadute associate al raggiungimento di prefissate soglie di drift). I parametri che descrivono l'evoluzione in fase nonlineare possono essere differenziati al variare di diverse

modalità di collasso (taglio, pressoflessione, mista) e del tipo di elemento (maschio, fascia). Per una descrizione più dettagliata si rimanda a Cattari e Lagomarsino (2013b).

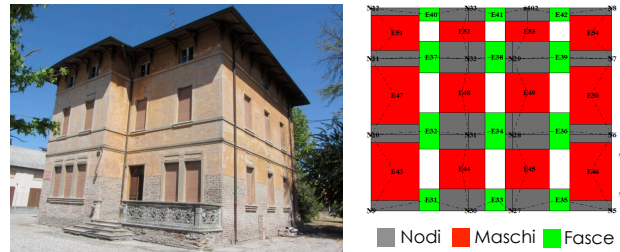


Figura 2. Vista dall'esterno dell'edificio esistente selezionato come caso studio ed idealizzazione in telaio

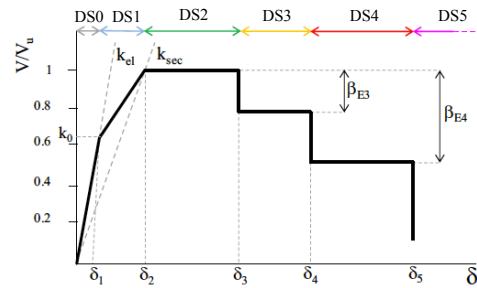


Figura 3. Legame costitutivo adottato per i pannelli murari

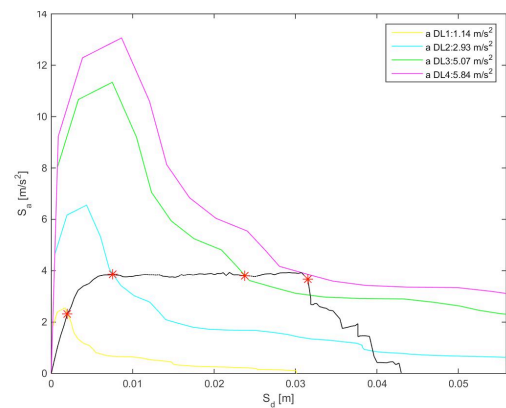


Figura 4. Calcolo della  $PGA_{SL}$  secondo il CSM

Le analisi statiche nonlineari sono state eseguite nelle due direzioni,  $X$  e  $Y$ , e per ciascuna nei due versi, positivo e negativo con distribuzione di forze proporzionale alle masse. Tale scelta deriva dalle evidenze delle precedenti simulazioni numeriche svolte sulla struttura anche in campo dinamico nonlineare che avevano evidenziato come tale distribuzione risultasse più attendibile nei confronti della risposta sismica effettiva. Come misura di intensità è stata adottata la  $PGA$  e conseguentemente come  $SPI$  i valori corrispondenti al soddisfacimento di prefissati stati limite ( $PGA_{SL}$ ). In particolare sono stati considerati quattro  $SL$ , che corrispondono allo stato limite di Operatività (1-O), Danno (2-D), Salvaguardia della Vita (3-SV) e Collasso (4-CO), rispettivamente. Essi sono stati definiti attraverso l'approccio multiscala proposto in Lagomarsino e Cattari (2015); un approccio analogo è stato recentemente proposto anche nel

documento CNR DT 212 (2013). Il calcolo di  $PGA_{SL}$  è stato effettuato ricorrendo al Capacity Spectrum Method (CSM, Freeman 1998), con alcune modifiche proposte in Lagomarsino e Cattari (2015).

Nel seguito, per ragioni di brevità, si illustra l'applicazione della procedura con riferimento alla trattazione delle sole variabili aleatorie, rimandando a quelle di carattere epistemico a Cattari et al. (2015). Riguardo a queste ultime, erano stati investigati: l'effetto flangia (associato alla qualità della connessione tra le pareti interne ed esterne, assunto nel seguito efficace); l'altezza dei maschi murari per la idealizzazione in telaio equivalente (risultata in questo caso poco influente, giustificato dalla regolarità della disposizione delle aperture). In particolare, sono state identificate dieci variabili (o gruppi di variabili) di tipo aleatorio:

- $X_1$  – proprietà meccaniche del materiale muratura. E' un gruppo comprendente il modulo elastico  $E$ , il modulo di taglio  $G$ , la resistenza media a taglio della muratura  $\bar{f}_{vm0}$ , il coefficiente di attrito equivalente  $\bar{\mu}$ , la resistenza a compressione  $f_m$ . In particolare, nel caso della modalità di rottura a taglio l'introduzione di tali grandezze riflette l'adozione del criterio di resistenza proposta da Mann e Muller (1980) per l'interpretazione della modalità di rottura per fessurazione diagonale ritenuto più rappresentativo per la muratura in esame in mattoni pieni e malta di calce.
- $X_2$  – parametri che regolano il degrado della rigidezza elastica iniziale. E' un gruppo comprendente i parametri  $k_0$  (che definisce il valore del taglio per cui inizia il degrado di rigidezza normalizzato al taglio ultimo) e  $k_{in}$  (che definisce il rapporto tra la rigidezza iniziale e quella secante) (Figura 3).
- $X_3$ ,  $X_4$  e  $X_5$  rigidezza dei solai intermedi, copertura e scale rispettivamente. Esse sono costituite da tre variabili indipendenti rappresentate dal modulo di taglio equivalente  $G_{solaio}$  delle lastre ortotrope che simulano la risposta dei solai (adottando una lastra di spessore convenzionale  $t=4$  cm). Tale grandezza è infatti quella che incide maggiormente sulla risposta strutturale regolando la redistribuzione delle azioni tra le pareti in fase lineare e nonlineare.

- $X_6$  – legame costitutivo maschi: è un gruppo comprendente i *drift* corrispondenti ai diversi livelli di danno ( $\theta_{M3}$ ,  $\theta_{M4}$ ,  $\theta_{M5}$ ) e le percentuali di resistenza residua dopo la caduta ( $\beta_{M3}$ ,  $\beta_{M4}$ ), differenziati inoltre per le due modalità di collasso a taglio e pressoflessione;
- $X_7$  – Legame costitutivo fasce: è un gruppo comprendente i *drift* corrispondenti ai diversi livelli di danno ( $\theta_{F3}$ ,  $\theta_{F4}$ ,  $\theta_{F5}$ ) e la percentuale di resistenza residua dopo la caduta ( $\beta_{F3}$ ,  $\delta_{F4}$ );
- $X_8$ ,  $X_9$  e  $X_{10}$  – masse dei solai intermedi, della copertura e del vano scale, rispettivamente. Sono tre variabili indipendenti che includono il carico permanente e accidentale (fattorizzato).

La Tabella 1 riassume l'intervallo plausibile e il valore centrale assunto per ciascuna di esse.

Tabella 1. Intervallo plausibile assunto per le variabili aleatorie

$X_k$		$X_{k,low}$	$X_{k,up}$	$\bar{x}_k$
$X_1$	$E$ [MPa]	600	1350	975
	$G$ [MPa]	200	450	325
	$\bar{f}_{vm0}$ [MPa]	0.1	0.1875	0.14375
	$\bar{\mu}$	0.333	0.5625	0.44775
	$f_m$ [MPa]	2.4	6	4.2
$X_2$	$k_0$	0.5	0.75	0.625
	$k_{in}$	0.889	1.51	1.2
$X_3$	$G_{solaio,eq}$ [MPa]	1250	12500	6875
$X_4$	$G_{tetto,eq}$ [MPa]	100	1000	550
$X_5$	$G_{scale,eq}$ [MPa]	1250	12500	6875
$X_6$ ( $X_7$ )	$\theta_{M,T3}$ ( $\theta_{F,T3}$ )	0.00229 (0.00153)	0.00371 (0.00247)	0.003 (0.002)
	$\theta_{M,T4}$ ( $\theta_{F,T4}$ )	0.00392 (0.00453)	0.00608 (0.00747)	0.005 (0.006)
	$\theta_{M,T5}$ ( $\theta_{F,T3}$ )	0.00562 (0.0151)	0.00838 (0.02489)	0.007 (0.02)
	$\theta_{M,PF3}$ ( $\theta_{F,PF3}$ )	0.00459 (0.00153)	0.00741 (0.00247)	0.006 (0.002)
	$\theta_{M,PF4}$ ( $\theta_{F,PF4}$ )	0.00783 (0.00453)	0.01216 (0.00747)	0.01 (0.006)
	$\theta_{M,PF5}$ ( $\theta_{F,T3}$ )	0.01204 (0.0151)	0.01796 (0.02489)	0.015 (0.02)
	$\beta_{M,T3}$ ( $\beta_{F,T3}$ )	0.6 (0.3)	0.8 (0.7)	0.7 (0.5)
	$\beta_{M,T4}$ ( $\beta_{F,T4}$ )	0.25 (0.3)	0.55 (0.7)	0.4 (0.5)
	$\beta_{M,PF4}$ ( $\beta_{F,PF4}$ )	0.8 (0.3)	0.9 (0.7)	0.85(0.5)
	$X_8$	$p_{solaio}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	201	299
$X_9$	$p_{tetto}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	120	180	150
$X_{10}$	$p_{scale}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	201	299	250

La variazione piuttosto significativa associata alla rigidezza dei solai riflette l'incertezza associata non solo alle proprietà

meccaniche del materiale ma anche alla qualità del collegamento con le pareti perimetrali che può incidere in misura significativa sulla risposta. Gli intervalli di variazione dei parametri meccanici della muratura sono stati definiti a partire dai valori proposti nella Circolare Applicativa n°617 (2009) delle NTC 2008 (Tabella C8A.2.1- Appendice C8A). La variazione assunta è più ampia di quella proposta in tale tabella poiché è stato tenuto in conto anche l'effetto dei coefficienti correttivi della Tabella C8A.2.2, in particolare relative alla qualità della malta (pari a 1.5). Tale scelta riflette un grado maggiore di incertezza legato anche alla proprietà meccaniche di tale elemento costituente. Gli intervalli di variazione delle grandezze che regolano le cadute di resistenza e i drift limite assunti per la fasce e i maschi sono stati calibrati sulla base dei dati di riferimento disponibili in letteratura. Le incertezze sui carichi dei solai riflettono quelle sulle finiture ed, ad esempio, lo spessore del massetto di completamento nel caso dei solai intermedi e del vano scale.

### 3.1 Impiego dei risultati dell'analisi di sensibilità per la definizione del piano delle indagini e del fattore di confidenza

E' stata eseguita l'analisi di sensibilità come illustrato in §2.1. In particolare, l'attribuzione della classe di sensibilità è stata definita secondo i seguenti criteri (per ciascuno SL e direzione):

- computato il valore massimo di  $\Delta_{SLk}$  si determinano due prime soglie di riferimento pari a  $\Delta_{SLk}/3$  e  $2\Delta_{SLk}/3$ ;
- la classe di sensibilità bassa (SCL) è assegnata quando  $\Delta_{SLk}$  risulta minore di  $\Delta_{SLk}/3$  e comunque minore di una soglia convenzionale pari a 0.05;
- la classe di sensibilità alta (SCH) è assegnata quando  $\Delta_{SLk}$  risulta maggiore di  $2\Delta_{SLk}/3$  o comunque maggiore di una soglia convenzionale pari a 0.15;

La Tabella 2 sintetizza le classi di sensibilità attribuite, a titolo di esempio in corrispondenza di due SL e della direzione X. In generale, anche sulla base dei risultati ottenuti, si osserva quanto segue.

La risposta è piuttosto sensibile ai parametri meccanici (gruppo  $X_1$ ), in particolare per gli SL 3 e 4, per i quali in un caso (SL4 - Y) incide anche il legame costitutivo adottato per i maschi. Il ruolo delle legame costitutivo assunto per le fasce è piuttosto significativo in particolare per gli SL 1 e 2. Questo risultato appare ragionevole poiché il ruolo delle fasce incide soprattutto in una fase iniziale della risposta, mentre nella fase finale

(associata al degrado del taglio globale) conta di più la risposta dei maschi. La rigidità dei solai ha una media sensibilità in generale sullo SL1, che risulta per questo stato limite alta solo per la direzione Y nel caso di quella del tetto. L'incertezza sulle masse ha una sensibilità media o bassa, a parte il caso dello SL1 i direzione Y dove quella delle scale ha una sensibilità alta.

Tabella 2. Classi di sensibilità attribuite (analisi in direzione X) e livello di conoscenza pianificato per ogni variabile aleatoria

$X_k$	SC		$LC_k$	$RU_k$
	SL1	SL4		
$X_1$ - materiali	H	H	H	0
$X_2$ - degrado rig.	L	L	M	0
$X_3$ - rigidità solai	M	L	M	0
$X_4$ - rigidità tetto	L	L	M	0
$X_5$ - rigidità scale	M	L	M	0
$X_6$ - maschi	L	M	L	2
$X_7$ - fasce	H	L	L	1+1
$X_8$ - masse solai	M	L	H	0
$X_9$ - masse tetto	M	L	H	0
$X_{10}$ - masse scale	L	L	H	0

A seguito dell'analisi di sensibilità si pianifica il piano delle indagini attribuendo uno specifico  $LC_k$  ad ogni variabile (Tabella 2); tale attribuzione tiene conto dell'esito delle analisi nelle due direzioni e della SC risultante al variare dei diversi SL.

Considerata l'alta sensibilità del gruppo 1, relativo alle proprietà meccaniche della muratura, si propone di conseguire un livello alto di conoscenza. In questo caso, esso può essere raggiunto attraverso tecniche di indagine che forniscano dei parametri meccanici diretti ma che al contempo non siano eccessivamente invasive, quali ad esempio il martinetto piatto doppio ed eventualmente delle prove di caratterizzazione dei singoli costituenti (malta e mattoni) attraverso il prelievo di campioni. La muratura che caratterizza il fabbricato è infatti molto omogenea in tutte le sue aree e per quella di mattoni e malta di calce esistono molti studi e dati di riferimento in letteratura utili anche a supportare le evidenze di un numero più limitato di prove.

I dati ricavati dal martinetto piatto doppio possono essere utili anche per avere delle informazioni sulla propensione del materiale al degrado della rigidità (utile per il gruppo 2), anche se con un grado di affidabilità minore (poiché sulla risposta alla scala del pannello incidono anche altri fattori, quali ad esempio la modalità di collasso prevalente).



In alcuni casi, se pure in presenza solo di una media sensibilità, si è deciso di optare comunque per un livello alto di conoscenza poiché poco oneroso farlo (in termini di costi e invasività): è questo il caso delle masse dei solai.

Nel caso invece dei legami costitutivi delle fasce, che pure hanno alta sensibilità si assume di non potere incrementare in maniera significativa la conoscenza. Sebbene infatti ulteriori accertamenti sulla tipologia di architrave, la sua efficacia e la qualità dell'ingranamento nelle sezioni di estremità potrebbero essere effettuati, si assume che informazioni più dettagliate potrebbero essere acquisite solo a valle di prove di carattere decisamente invasivo. In funzione dei  $LC_k$ , ne consegue un RU finale tramite la (4) pari a 2. Tenendo conto delle classi di sensitività risultanti e delle incertezze residue, il  $FC_A$  è applicato (ad esempio per quanto riguarda la direzione X): al gruppo  $X_7$  nel caso dei SL 1 e 2 (compreso tra 0.6 e 0.765); al gruppo  $X_1$  nel caso di SL3 (compreso tra 0.857 e 0.915); al gruppo  $X_6$  nel caso di SL4 (compreso tra 0.763 e 0.941). Di  $FC_A$  è fornito un intervallo poiché, come discusso al §2.1 il valore dipende anche dall'intervallo plausibile definito per ciascuna variabile.

## 4 VALIDAZIONE DELLA PROCEDURA

### 4.1 Approccio metodologico adottato

L'approccio adottato per una prima validazione della procedura proposta consiste nella costruzione di curve di fragilità mediante l'esecuzione di analisi statiche nonlineari attraverso le quali calcolare la probabilità totale di raggiungimento di prefissati stati limite, da confrontare con quella ottenibile attraverso l'approccio basato sull'uso dei FC. A tal fine è stato simulato il raggiungimento di due diversi livelli di conoscenza sulla struttura caratterizzati da diverse dispersioni delle variabili aleatorie: il primo è associato al livello di conoscenza di partenza della struttura (per il quale per tutte le 10 variabili si assume LCL); il secondo è coerente con il livello di conoscenza programmato come in §3.1.

L'approccio adottato richiede quindi l'attribuzione per ciascuna delle variabili (o gruppi) aleatorie considerate di una opportuna distribuzione di probabilità e dei relativi parametri che la caratterizzano (in questo caso assunte come delle lognormali, ad eccezione delle soglie di drift e delle cadute di resistenza dei legami multilineari – gruppi  $X_6$  e  $X_7$  – assunte

come delle beta). Le dispersioni delle variabili sono modificate nel caso del secondo percorso di conoscenza al fine di tenere conto dell'approfondimento della conoscenza per alcune variabili. Associate le distribuzioni di probabilità, si passa alla generazione Monte Carlo di un numero "sufficiente", dal punto di vista statistico, di modelli: nel caso in esame ne sono stati generati 100 (per ciascuno dei due percorsi di conoscenza). Per ciascuno poi si sono eseguite le analisi statiche nonlineari su ciascuno dei modelli per le due direzioni (X e Y) ed i due versi (positivo e negativo) e rielaborati i dati al fine di calcolare i corrispondenti valori di  $PGA_{SL}$  (come in introdotto al §2.1). Sulla base di quest'ultimi si è proceduto alla costruzione delle curve di fragilità corrispondenti per ciascuna direzione e SL; in particolare esse sono ottenute prendendo per ciascun modello la  $PGA$  minore tra quelle ottenute nei due versi e mettendo in ordine crescente i valori così ottenuti, per i 4 SL.

Infine si è proceduto al confronto del livello di sicurezza ottenuto dall'approccio probabilistico e quello deterministico basato sull'uso del fattore di confidenza. A tale fine la probabilità di occorrenza di ciascuno SL, ottenuta considerando incerte sia la domanda che la capacità e computato numericamente sulla base delle curve di fragilità ottenute, è confrontata con la probabilità di occorrenza del terremoto che porta allo stesso SL di una struttura "deterministica", nella quale ad uno dei parametri è applicato FC. Per il calcolo della probabilità è stata assunta una curva di hazard descritta dalla usuale legge lineare nel piano logaritmico.

### 4.2 Calcolo della probabilità di occorrenza e confronto con la procedura deterministica

La Figura 5 illustra, per la direzione Y, le curve di fragilità numeriche risultanti dai due percorsi di conoscenza simulati. La Figura 6 mostra, le curve di fragilità numeriche dei 4 SL ed i valori di  $PGA_{SL}$ , adottando i parametri centrali degli intervalli dei parametri (linee verticali in nero) o applicando FC al parametro che presenta la maggiore incertezza residua (linee verticali dello stesso colore della curva di fragilità dello stesso SL). Passando dal primo al secondo percorso di conoscenza si osserva un effetto più significativo per lo SL3 e SL4. Ciò è dovuto al fatto che SL1 e SL2 sono molto sensibili ai legami assunti per le fasce, per i quali tuttavia è assunto non sia possibile migliorare in misura significativa la conoscenza (Tabella 2). Nel caso invece degli SLU, l'approfondimento della conoscenza sulle proprietà meccaniche ha una

incidenza maggiore. La Tabella 3 mostra sinteticamente i risultati della validazione in termini di: dispersione delle curve di fragilità fittate da lognormali su quelle numeriche ( $\beta$ ); probabilità di occorrenza ( $\lambda_{SL}$  e  $\lambda_{SL,FC}$ ); valore della PGA associato al 50% percentile oppure come ottenuto dall'applicazione del FC ( $PGA_{FC}$ ); frattile associato a  $PGA_{FC}$  sulla curva di fragilità. Si osserva come la procedura proposta conduce a risultati conservativi, ottenuti sistematicamente per tutti gli SL considerati.

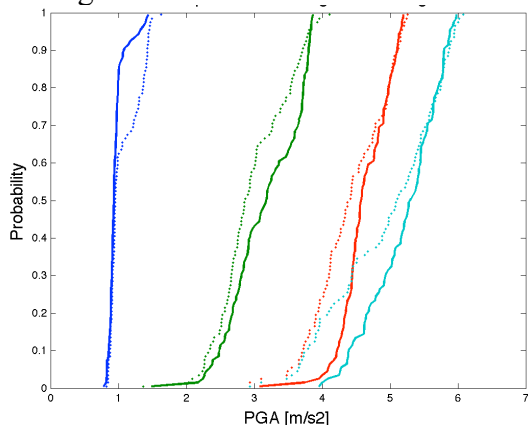


Figura 5. Curve di fragilità ottenute (con linea tratteggiata quelli del percorso a minore conoscenza) in direzione Y

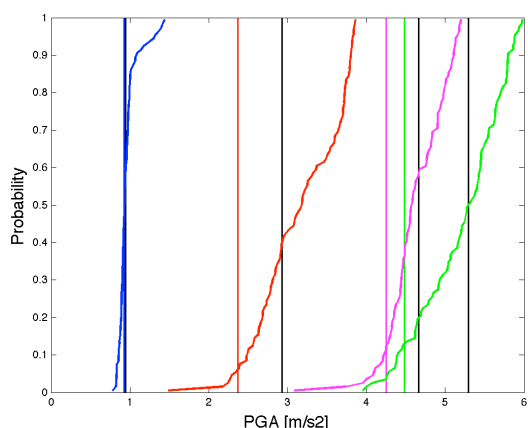


Figura 6. Dir. Y-percorso più approfondito della conoscenza: valutazione deterministica nelle curve di fragilità

Tabella 3. Sintesi dei risultati della validazione (i valori si riferiscono al secondo percorso di conoscenza)

Grandezza computata	SL4 – SL di Collasso (1°/2° percorso conoscenza)	
	Dir.X	Dir.Y
$PGA_{50}$ [m/s <sup>2</sup> ]	4.137/4.302	5.097/5.177
$\beta$	0.21/0.10	0.17/0.10
$\lambda_{SL}$ ( $\times 10^{-3}$ )	2/1.4	1/0.8
$PGA_{FC}$ [m/s <sup>2</sup> ]	3.006/3.835	4.022/4.483
$\lambda_{SL,FC}$ ( $\times 10^{-3}$ )	3.2/1.7	1.5/1.2
Frattile $PGA_{FC}$	17/16%	19/13%

## RINGRAZIAMENTI

Questa ricerca è stata finanziata dal Progetto esecutivo DPC-ReLUIIS III 2014 nell'ambito del

Progetto Speciale RS11 – *Trattamento delle incertezze nella valutazione degli edifici esistenti* (Coordinatori: Proff. G. Monti e G. Quaranta).

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ASCE/SEI 41-13 2014. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, ISBN 978-0-7844-7791-5
- Cattari, S., Lagomarsino, S. 2013a. Analisi non lineari per la simulazione del danno di un fabbricato in San Felice sul Panaro (Emilia, 2012), Atti del XV Convegno ANIDIS “L’Ingegneria Sismica in Italia”, Padova.
- Cattari, S., Lagomarsino, S. 2013b. Masonry structures, pp.151-200, in : Developments in the field of displacement based seismic assessment, Edited by T. Sullivan and G.M.Calvi, Ed. IUSS Press (PAVIA) and EUCENTRE, pp.524.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., Bosiljkov, V., D’Ayala, D. 2014. Sensitivity analysis for setting up the investigation protocol and defining proper confidence factors for masonry buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13**(1), 129-151.
- CEN 2005 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - *Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, Brussels, Belgium.
- CNR-DT212 2013. Istruzioni per la valutazione affidabilistica delle sicurezza sismica costruzioni esistenti, *Consiglio Nazionale delle Ricerche*, Roma.
- Circolare Esplicativa 617, 2009. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circ. C.S.LI.Pp. No. 617 2/2/2009.
- Franchin, P., Pinto, PE., Pathmanathan, R. 2010. Confidence factor?, *Journal of Earthquake Engineering*, **14**:989–1007.
- Freeman SA 1998. The capacity spectrum method as a tool for seismic design, Proc. 11th European Conference of Earthquake Engineering, Paris, France.
- Lagomarsino, S., Cattari, S. 2015. PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13** (1), 13-47.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. 2013. TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, **56**, pp. 1787-1799.
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate con le Norme Tecniche delle Costruzioni 2008, 2011. DPM 9/02/2011. G.U. no. 47, 26/02/2011 (suppl. ord. no. 54).
- NTC 2008. Norme tecniche per le costruzioni, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Decreto del 14 Gennaio 2008, G.U. S.O. n.30, 4 Febbraio.
- Rota, M., Penna, A., Bracchi, S., Magenes, G. 2014. Seismic assessment of masonry buildings considering different uncertainties, *Proc. of 9<sup>th</sup> SAHC conference*, Mexico City, 2014.
- Tondelli, M., Rota, M., Penna, A., Magenes, G. 2012. Evaluation of Uncertainties in the Seismic Assessment of Existing Masonry Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, **16**(S1):36–64.