



Analisi critica dei metodi di analisi statica lineare e non lineare per la valutazione sismica di edifici esistenti in muratura

Serena Cattari^a, Alessio Cevasco^a, Sergio Lagomarsino^a, Salvatore Marino^a, Andrea Protelli^a

^a *Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale, Via Montallegro 1, 16145 Genova, Italia*

Keywords: Edifici esistenti in muratura; valutazione sismica globale; procedura statica lineare; procedura statica non lineare; incertezze di modellazione

ABSTRACT

L'analisi statica non lineare è ormai considerata una procedura di riferimento a livello professionale per la valutazione sismica di edifici esistenti in muratura, anche se l'uso di un'analisi non lineare comporta una sensibilità della risposta ai parametri di convergenza e, in alcuni casi, la non unicità della soluzione. Per queste ragioni l'analisi statica lineare avrebbe il vantaggio di una maggiore semplicità concettuale e della ripetibilità dei risultati, ma risulta molto spesso eccessivamente cautelativa. Nel 2018 sono stati pubblicati gli aggiornamenti delle Norme Tecniche per le Costruzioni e nel febbraio di quest'anno la Circolare esplicativa. Queste nuove normative hanno tenuto conto dei progressi della ricerca, favorendo la comprensione del comportamento meccanico della muratura. Lo scopo della presente ricerca è di analizzare criticamente i risultati derivanti dall'applicazione a semplici edifici in muratura dell'analisi statica lineare e di confrontarli con quelli dell'analisi statica non lineare, come definite nella nuova versione delle Norme Tecniche. Si discuterà inoltre come le differenti tessiture murarie (regolari e irregolari) e le diverse scelte di modellazione (effetto flangia, modellazione esplicita delle fasce di piano) possano influenzare i risultati delle analisi.

1 INTRODUZIONE

Nel gennaio del 2018 il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha approvato l'Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» (NTC 18), e nel febbraio di quest'anno è stata approvata la Circolare Applicativa (Circ. 19). Se confrontate con l'edizione precedente (NTC 08 e Circ. 09) si può osservare che sono state apportate modifiche significative ai metodi adottati per l'analisi sismica e per le verifiche di sicurezza degli edifici in muratura.

Lo scopo dell'articolo è applicare la procedura statica lineare, così come prevista nelle NTC 18 ai fini della verifica globale (i meccanismi locali non sono trattati nella presente ricerca) di edifici esistenti in muratura e poi confrontare questi risultati con quelli derivanti dall'analisi statica non lineare (analisi di *pushover*).

Le procedure sopra citate sono state applicate ad un semplice caso studio di tre piani fuori terra, rappresentativo delle costruzioni in muratura presenti in Italia. Il caso studio, descritto nella Sezione 3, è stato modellato usando l'approccio a

telaio equivalente, successivamente sono state indagate le conseguenze derivanti da diverse ipotesi: 1) modellare esplicitamente le fasce di piano oppure trascurarne il contributo (maschi connessi tra loro tramite bielle); 2) tenere conto o meno del contributo derivante dall'effetto flangia fra i muri ortogonali.

I risultati principali sono presentati nella Sezione 4, e sono in linea con quanto recentemente discusso in altre ricerche critiche nei confronti dell'analisi lineare se usata per la valutazione sismica di edifici esistenti in muratura (Manzini et al. 2018, Morandi et al. 2019). Si può osservare infatti che solo operando certe scelte di modellazione i risultati ottenuti dall'analisi lineare sono confrontabili con quelli dell'analisi statica non lineare, ancorché comunque più cautelativi. Tali ipotesi però sono poco corrispondenti con il comportamento reale, e questo rende l'analisi statica lineare puramente convenzionale.

2 ANALISI STATICA LINEARE E NON LINEARE SECONDO LE NUOVE NORME TECNICHE

Lo scopo di una valutazione sismica è quello di valutare se la capacità sismica di un edificio è più alta della domanda sismica nello specifico sito. L'analisi statica non lineare (trattata nella Sezione 2.2), ha come parametro di riferimento lo spostamento di un nodo di controllo o di una opportuna combinazione di nodi (perché sia rappresentativa della risposta strutturale), questo spostamento diventa quindi il riferimento della capacità globale dell'edificio analizzato. La verifica consiste nel valutare se la massima domanda di spostamento (tenendo conto delle non linearità nella risposta dell'edificio) è minore della capacità di spostamento. L'analisi statica lineare (Sezione 2.1) si basa invece su controlli in termini di forze (ottenute dallo spettro ridotto da un fattore di struttura q); in particolare si verifica che ogni elemento strutturale (maschi, e, se modellate esplicitamente, fasce di piano) non sia soggetto ad una sollecitazione maggiore della sua capacità di resistenza; a differenza dell'analisi statica non lineare, si tratta quindi di una verifica alla scala dell'elemento strutturale.

2.1 Analisi statica lineare

Applicando l'analisi statica lineare (ASL), la forza sismica totale agente su un edificio dipende dal periodo fondamentale di vibrazione dello stesso (T_1), per la direzione di analisi considerata, ed è calcolata usando la seguente formula:

$$F_b = \lambda m S_d(T_1) \quad (1)$$

dove $S_d(T_1)$ è l'accelerazione spettrale di progetto al periodo T_1 , m è la massa dell'edificio e λ è un coefficiente correttivo pari a 0.85 per gli edifici di almeno tre piani, per tenere in conto che in questi edifici la massa attivata dal primo modo è minore della massa totale dell'edificio.

Per quanto riguarda il periodo fondamentale T_1 , la precedente versione della normativa suggeriva di usare la seguente equazione:

$$T_1 = 0.05 H^{3/4} \quad (2)$$

dove H è l'altezza dell'edificio espressa in metri. Questa formula è stata sostituita nelle NTC 18 dalla seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad (3)$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione sismica dei carichi applicata nella direzione orizzontale. L'uso della Eq. (2) è stato poi reintrodotta in Circ. 19. In questa ricerca, ai fini di ridurre il numero di variabili, il periodo fondamentale T_1 è stato calcolato unicamente tramite l'analisi modale. Val la pena evidenziare comunque che usando la Eq. (3) si sono sempre ottenuti valori di T_1 significativamente minori rispetto a quelli ottenuti dall'analisi modale (da circa la metà fino ad un decimo del periodo del primo modo di vibrazione); l'Eq. (2) ha invece predetto con una certa precisione il periodo del primo modo nei modelli con le fasce di piano, mentre il periodo ottenuto dall'analisi modale negli altri modelli è risultato notevolmente maggiore (sovrastima fino al 50%).

Lo spettro di progetto, S_d si calcola a partire dallo spettro elastico introducendo il fattore di struttura q , che tiene conto della tipologia strutturale, del suo grado d'iperstaticità e , convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale (NTC 18). Come definito al §7.3.1 delle NTC 18, q è valutato per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), e nel caso di edifici esistenti in muratura ordinaria, nella sezione C8.5.5.1 in Circ. 19 si suggerisce di usare come valore massimo $q = 2\alpha_u/\alpha_1$, dove α_u "è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente" (NTC 18), mentre α_1 è "il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza (a pressoflessione o a taglio)" (NTC 18). Nel caso di costruzioni di muratura ordinaria, al §7.8.1.3 delle NTC 18, si suggerisce di adottare $\alpha_u/\alpha_1 = 1.7$.

Per quanto riguarda la distribuzione verticale delle forze da applicare alla struttura nelle NTC 18 non sono previste differenze rispetto alle NTC 08, sono stati introdotti invece dei significativi miglioramenti ai criteri di resistenza per gli elementi strutturali. Questi si trovano, per gli edifici esistenti al §C8.7.1.3.1.1. In particolare si distingue fra maschi e fasce di piano e se la muratura ha una tessitura regolare o irregolare.

2.2 Analisi statica non lineare

Per svolgere un'analisi statica non lineare è necessario definire dei legami costitutivi per gli elementi strutturali (nel caso della muratura i maschi murari e, se presenti nel modello, le fasce di piano). Come già definito nelle NTC 08, anche per le NTC 18, per i maschi murari si suggerisce di adottare un legame elasto-plastico, ma in quest'ultima normativa, a differenza della precedente, sono suggeriti dei valori di *drift* ultimi per gli elementi strutturali per lo Stato Limite di Collasso (SLC), anziché per lo SLV. I valori di *drift* ultimo per i maschi murari sono stati incrementati quindi dallo 0.4% allo 0.5% e dallo 0.8% all'1% in caso di crisi per taglio e pressoflessione rispettivamente. Per quanto riguarda le fasce, al §C8.7.1.3.1.1 in Circ. 19, si suggerisce di adottare un legame elasto-plastico con *drift* ultimo pari al 2% nel caso di crisi per flessione, e un legame costitutivo multilineare che simula la riduzione di resistenza in corrispondenza di un *drift* pari allo 0.5% e una deformazione ultima pari all'1.5%, nel caso di crisi per taglio.

Definiti i legami costitutivi si svolge l'analisi di *pushover* vera e propria applicando almeno due diverse distribuzioni di forze (come definito al §7.3.4.2), e per ognuna di esse si otterrà una curva taglio-spostamento sulla quale individuare lo spostamento allo SLC, questo corrispondente allo spostamento per il quale la curva di *pushover* ha riduzione di resistenza del 15% rispetto al taglio massimo. Successivamente, lo spostamento allo SLV è pari a $\frac{3}{4}$ dello spostamento allo SLC.

2.3 Misura dell'intensità sismica adottata

I risultati derivanti dall'applicazione delle procedure statiche lineari e non lineari sono stati confrontati in termini di accelerazione massima al suolo (PGA in inglese) che è quindi la misura dell'intensità sismica (IM in inglese) adottata nella presente ricerca. In particolare l'obiettivo è valutare il valore di PGA che comporta il raggiungimento dello SLV. Si è scelto di confrontare le analisi statiche lineari con le non lineari in termini di SLV e non SLC perché, come anticipato, i fattori di struttura q adottati in NTC 18 si riferiscono allo SLV.

Per calcolare la massima PGA è prima necessario scegliere gli spettri di risposta. Nelle NTC 18 lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione è definito dalle seguenti equazioni:

$$0 < T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (4)$$

$$T_B < T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \quad (5)$$

$$T_C < T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \frac{T_C}{T} \quad (6)$$

dove a_g è la PGA, F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento orizzontale, e posto in questa ricerca pari a 2.5, i coefficienti S ed η sono stati posti entrambi pari ad 1 e i valori di T_B e T_C sono stati assunti pari a 0.15 s e 0.45 s rispettivamente (non ci sono mai stati casi per cui $T > T_D$).

Nel caso di analisi lineare, i valori della PGA ($a_{g,L}$) sono stati ricavati sostituendo nell'Eq. 1 le Eqq.4-6 e ricordando poi che $q=3.4$ e $\lambda = 0.85$ si ottiene:

$$0 < T \leq 0.15s$$

$$a_{g,L} = \frac{3.4F_b}{2.125m \left[\frac{T}{0.15} + \frac{1}{2.5} \left(1 - \frac{T}{0.15} \right) \right]} \quad (7)$$

$$0.15s < T \leq 0.45s$$

$$a_{g,L} = \frac{3.4F_b}{2.125m} \quad (8)$$

$$0.45s < T$$

$$a_{g,L} = \frac{3.4F_b}{2.125m \left(\frac{0.45}{T} \right)} \quad (9)$$

Nel caso di analisi statica non lineare la domanda di spostamento cambia se il periodo elastico del sistema bilineare ad un grado di libertà equivalente (T^*) è maggiore o minore di T_C , nello specifico, come riportato in Circ. 19:

$$T^* < T_C \quad d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \quad (10)$$

$$T^* > T_C \quad d_{\max}^* = d_{e,\max}^* \quad (11)$$

dove $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$ è il rapporto tra la forza elastica e la forza di snervamento del sistema bilineare ad un grado di libertà equivalente e $d_{e,\max}^*$ è la domanda di spostamento spettrale di un

sistema ad un grado di libertà con periodo T^* . Tenendo conto della relazione fra spostamenti e accelerazioni spettrali, si possono ricavare i valori di PGA nel caso di analisi non lineari ($a_{G,NL}$):

$$T^* < T_C$$

$$a_{g,NL} = \frac{F_y^*}{2.5m^*} \left[1 + \frac{4\pi^2}{0.45T^*} \left(\frac{d_{SLV}^* m^*}{F_y^*} - 1 \right) \right] \quad (12)$$

$$T^* > T_C \quad a_{g,NL} = \frac{4\pi^2}{0.45T^*} \frac{d_{SLV}^*}{2.5} \quad (13)$$

dove F_y^* ed m^* rappresentano il taglio corrispondente allo snervamento e la massa del sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà; d_{SLV}^* è lo spostamento corrispondente al raggiungimento dello SLV del sistema bilineare ad un grado di libertà equivalente. Le equazioni (12) e (13) valgono quando $q^* < 3$, poiché tuttavia non è ammesso avere valori di $q^* > 3$, in tal caso si fissa $q^* = 3$ e si può calcolare $a_{G,NL}$ come:

$$T^* < T_C \quad a_{g,NL} = \frac{3F_y^*}{2.5m^*} \quad (12)$$

$$T^* > T_C \quad a_{g,NL} = \frac{3F_y^* T^*}{1.125m^*} \quad (13)$$

3 STRATEGIA DI MODELLAZIONE ADOTTATA

Sia l'analisi statica lineare che la non lineare sono state applicate a un caso studio piuttosto semplice ma rappresentativo di molti edifici in muratura presenti in Italia. Questo modello base, chiamato *Modello 0* e rappresentato in Figura 1, è un edificio di tre piani, con muratura composta da laterizi pieni e malta di calce, presenta a tutti i livelli catene e solai rigidi, si giustifica così il tenere conto solo del comportamento globale e trascurare l'analisi dei meccanismi locali. Lo spessore dei muri esterni è di 48 cm al piano terra e di 36 cm agli altri due livelli, i muri interni hanno invece spessore pari a 24 cm per tutti i livelli; l'altezza d'interpiano è pari a 3.8 m al piano terra e 3.5 m per gli altri due livelli. La muratura ha peso specifico pari a 18 kN/m³ e i solai sono soggetti ad un carico permanente di 4.0 kN/m² per la copertura e di 2.5 kN/m² per gli altri livelli; i carichi variabili sono pari a 0.5 kN/m² per la copertura e 2 kN/m² per gli altri livelli.

È stata adottata la tecnica di modellazione a telaio equivalente e in particolare il software Tremuri (Lagomarsino et al. 2013). Ad ogni modo, siccome sia per i maschi che per le fasce sono stati usati i legami costitutivi previsti nella normativa vigente (come descritto nella Sezione 2), ci si aspetta una limitata influenza dovuta alla scelta del software (Cattari et al. 2019).

Val la pena evidenziare che per modellare un edificio in muratura sarebbe stato possibile usare anche un software agli elementi finiti, ad ogni modo, la normativa italiana definisce i criteri di resistenza alla scala di elemento strutturale (maschi e/o fasce murarie), quindi sarebbe comunque necessario definire sezioni significative a posteriori sulle quali effettuare le verifiche.

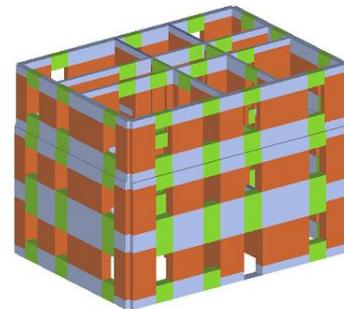
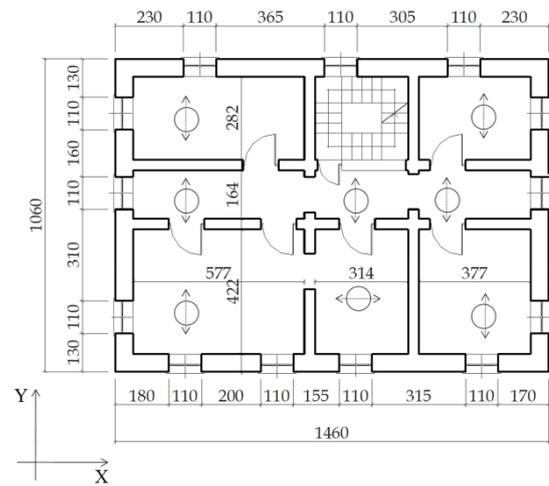


Figura 1. Geometria del Modello 0: pianta (misure in cm) e vista 3D con evidenziata la modellazione a telaio equivalente (maschi murari in arancione, fasce di piano in verde e nodi rigidi in grigio).

Così come nella precedente versione, anche nelle nuove NTC 18 non sono presenti indicazioni specifiche sul tenere o meno conto dell'effetto flangia, inoltre, così come nelle NTC 08 si lascia libero il progettista di scegliere se modellare o meno le fasce di piano. A partire dal Modello 0 sono stati quindi definiti tre ulteriori modelli, per un totale di quattro modelli analizzati. Le caratteristiche dei modelli sono riassunte nella Tabella 1.

Tabella 1. Caratteristiche principali dei modelli analizzati.

	Presenza fasce	Presenza effetto flangia	Periodo 1° modo [s]
Modello 0	X	X	0.30
Modello 1	X		0.33
Modello 2		X	0.50
Modello 3			0.64

Per tutti i modelli riassunti della Tabella 1 sono stati adottati due tipi di muratura: uno con tessitura *regolare* (reg) ed uno con tessitura *irregolare* (irr), al fine di studiare come i diversi criteri di resistenza proposti nella normativa influenzino la risposta globale dell'edificio. La Tabella C8.5.I presente in Circ. 19 suggerisce dei valori di riferimento da adottare per i parametri meccanici della muratura. Fra le diverse tipologie di muratura presenti nella tabella è stata scelta la muratura in mattoni pieni e malta di calce perché è una tipologia muraria per la quale sono presenti valori di riferimento per le caratteristiche meccaniche per entrambe le tipologie di muratura (regolare ed irregolare). I valori di riferimento adottati per i casi studio analizzati sono sintetizzati in Tabella 2.

Tabella 2. Parametri meccanici adottati per i casi studio analizzati.

Resistenza media a compressione		3.45 MPa
Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali	Muratura irregolare	0.09 MPa
	Muratura regolare	0.20 MPa
Modulo di elasticità normale		1500 MPa
Modulo di elasticità tangenziale		500 MPa
Peso specifico medio		18 kN/m ³

Infine, come mostrato nella Fig. 1, la maggior parte dei solai scarica sulle pareti in direzione X, quindi i maschi nella direzione Y, in particolare all'ultimo livello, sono soggetti ad uno sforzo assiale molto basso. È stato quindi deciso che una piccola porzione del peso dei solai (10%) scarichi anche sulle pareti in direzione Y. Questa scelta è stata necessaria perché altrimenti i maschi all'ultimo livello, nella sezione di sommità, avrebbero avuto una capacità prossima a zero, e quindi applicando l'analisi lineare sarebbe stato raggiunto il collasso già per valori molto bassi di azione orizzontale. Questa scelta è anche coerente dal punto di vista strutturale, infatti, soprattutto per la presso-flessione, i maschi sono soggetti ad un incremento di sforzo assiale a causa della

deformazione impedita (ipotesi di solai rigidi sia nel piano che fuori dal piano).

4 DISCUSSIONE DEI RISULTATI

Come anticipato nella Sezione 2, il confronto fra l'analisi statica lineare (ASL) e la statica non lineare (ASNL) è stato condotto in termini di IM, nello specifico è stata valutata l'accelerazione massima al suolo che porta al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita.

Si riportano in Tabella 3 i risultati dell'ASL, distinguendo quelli che tengono conto dell'analisi dei soli maschi murari da quelli che tengono conto delle sole fasce di piano, il risultato finale sarà poi il minimo dei due. Analogamente, in Tabella 4 si riportano i risultati derivanti dall'ASNL. In questo caso i risultati sono differenziati per le due distribuzioni di forze adottate: proporzionale alle masse (unif.), e triangolare invertita (triang.); anche in questo caso il valore finale sarà il minimo fra i due.

Dall'analisi dei risultati derivanti dall'ASL si può osservare che in molti casi non c'è differenza fra gli IM calcolati nei modelli con muratura regolare e quelli con muratura irregolare. Questo significa che per quei modelli ha dominato il meccanismo di presso-flessione che ha lo stesso criterio di resistenza per le due tipologie di muratura. Si può osservare inoltre che si ha anche un caso dove il valore della PGA è pari a zero. Questo significa che almeno un elemento (e in particolare per il caso in analisi si parla di una fascia di piano) è stato soggetto ad una sollecitazione superiore alla sua resistenza già come conseguenza dell'applicazione dei soli carichi gravitazionali.

Tabella 3. Valori di PGA che comportano il raggiungimento dello SLV adottando l'ASL, valori in m/s².

	Muratura regolare		Muratura irregolare	
	Maschi	Fasce	Maschi	Fasce
Modello 0	0.63	0.54	0.63	0.18
Modello 1	0.49	0.21	0.49	0
Modello 2	0.26	-	0.36	-
Modello 3	0.9	-	0.9	-

Tabella 4. Valori di PGA che comportano il raggiungimento dello SLV adottando l'ASNL, valori in m/s^2 .

	Muratura regolare		Muratura irregolare	
	Triang.	Unif.	Triang.	Unif.
Modello 0	1.51	1.84	2.29	2.70
Modello 1	1.84	1.64	2.47	2.95
Modello 2	1.59	2.36	2.43	2.40
Modello 3	2.18	2.03	1.94	2.01

Si può osservare inoltre che applicando l'ASL i valori di IM sono significativamente bassi: lo SLV si raggiunge infatti sempre per valori di PGA inferiori ad $1 m/s^2$. I valori di IM più alti sono stati ottenuti con il Modello 3 che però è anche quello più "lontano" dalla realtà, infatti non ha le fasce di piano e non si tiene conto dell'effetto flangia fra le pareti ortogonali. Una possibile spiegazione di questo comportamento sta nel periodo fondamentale di questi modelli, infatti il Modello 3 è quello che ha il periodo più alto (0.64 s, Tabella 1) e significativamente maggiore di T_c , non si trova quindi nel *plateau* dello spettro di risposta in accelerazione, ma nella fase discendente.

Nelle Figure 2 e 3, sono confrontati graficamente i risultati presenti nelle Tabelle 3 e 4, nello specifico, per ogni modello, e per ogni tipologia muraria è riportato il minimo IM presente nelle tabelle. Dall'analisi delle figure si può apprezzare la significativa differenza fra l'ASL e l'ASNL. Inoltre, da confronto fra la Figura 2 e la Figura 3 si può osservare che gli IM più alti si ottengono per i modelli con muratura irregolare anziché con muratura regolare. Questa risposta, che può sembrare non coerente con quanto ci si potrebbe aspettare, deriva dal fatto che in presenza di muratura regolare è necessario implementare anche la verifica per taglio scorrimento che solitamente è la più critica.

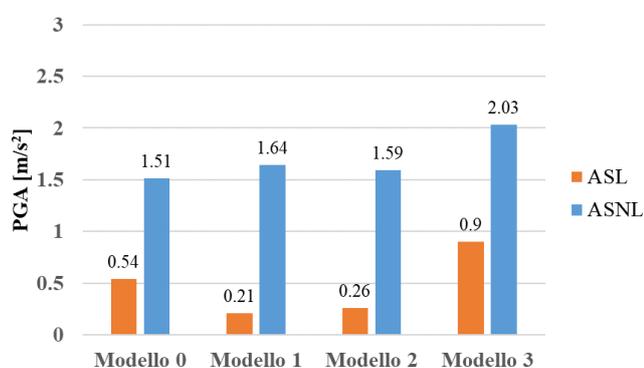


Figura 2. Confronto fra i valori di IM ottenuti al raggiungimento dello SLV applicando l'ASL e l'ASNL per i modelli con muratura regolare.

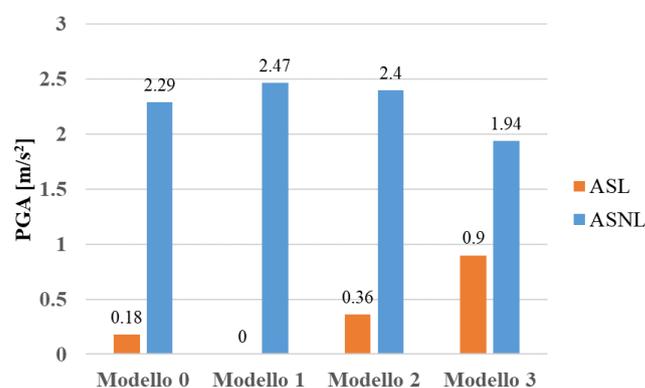


Figura 3. Confronto fra i valori di IM ottenuti al raggiungimento dello SLV applicando l'ASL e l'ASNL per i modelli con muratura irregolare.

5 CONCLUSIONI

Dall'analisi dei risultati derivanti dall'applicazione dell'analisi statica lineare (ASL) e dell'analisi statica non lineare (ASNL) su un edificio relativamente semplice di tre piani in muratura, regolare sia in pianta che in altezza, si è potuto osservare che, nonostante le migliorie introdotte nelle nuove norme tecniche, soprattutto in termini di criteri di resistenza, l'ASNL fornisce valori di IM decisamente maggiori rispetto all'ASL che continua quindi a risultare decisamente conservativa. In particolare, non considerando il caso dove applicando l'ASL un modello raggiunge la crisi già a causa dell'applicazione del peso proprio, l'ASNL attribuisce all'edificio in analisi una capacità da due a più di dieci volte maggiore rispetto all'ASL, ed è opportuno sottolineare che questi risultati non sono stati ottenuti a valle di un'applicazione rigorosa di quanto adottato nella nuova normativa (in termini di legami costitutivi e criteri di resistenza per definire gli stati limite). I risultati sono sintetizzati nella Tabella 5 nella quale i valori di accelerazione massima al suolo sono evidenziati da dei colori corrispondenti a quelli presenti nella "Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale" elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Figura 4). Si può osservare che utilizzando l'ASL l'edificio analizzato in questo articolo risulterebbe verificato solo in una parte minoritaria del territorio nazionale.

Questo accade perché l'ASL effettua verifiche locali sui singoli elementi strutturali e non è quindi in grado di simulare il meccanismo di collasso globale dell'edificio nonché il rapporto α_u/α_1 che

nel caso della muratura può essere anche molto alto. Nella pratica questo comporta quindi un maggior impegno sia di progettazione che economico per riuscire ad ottenere l'adeguamento sismico di edifici esistenti, che saranno conseguentemente soggetti ad interventi più invasivi.

Tabella 5. Confronto fra i valori di PGA che comportano il raggiungimento dello SLV adottando l'ASL e l'ASNL.

		$a_{g,L}$ [g]	$a_{g,NL}$ [g]
Modello 0	Reg	0.055	0.154
	Irr	0.018	0.233
Modello 1	Reg	0.021	0.167
	Irr	0.000	0.252
Modello 2	Reg	0.027	0.162
	Irr	0.037	0.245
Modello 3	Reg	0.092	0.207
	Irr	0.092	0.198

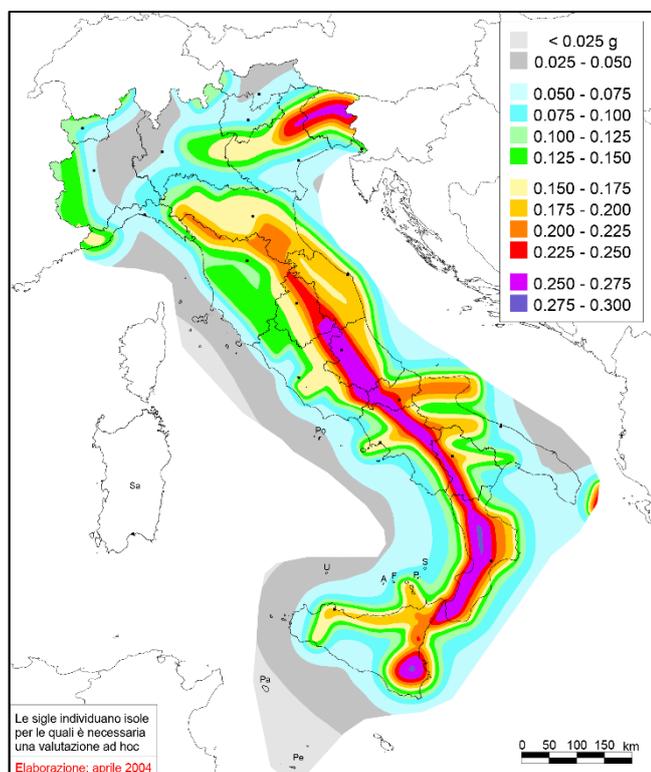


Figura 4. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>.

RINGRAZIAMENTI

Questa ricerca è stata finanziata dal Progetto esecutivo RELUIS-DPC 2019 WP10 – *Contributi normativi relativi a costruzioni esistenti in muratura* (Coord. Prof. G.Magenes) (www.reluis.it), supportato dal Dipartimento di Protezione Civile.

BIBLIOGRAFIA

- Cattari, S., Ottonelli, D., Degli Abbatì, S., Magenes, G., Manzini, C.F., Morandi, P., Spacone, E., Camata, G., Marano, C., Calìò, I., Pantò, B., Cannizzaro, F., Occhipinti, G., Calderoni, B., Cordasco, E.A., De Miranda, S., Castellazzi, G., D'altri, A.M., Saitta, A., Talledo, D., Berto, L., 2019. Uso dei codici di calcolo per l'analisi statica nonlineare di edifici in muratura: confronto dei risultati ottenuti con diversi software su un caso studio reale. XVIII Convegno ANIDIS. 15-19 Settembre, Ascoli Piceno.
- Circ. 2009. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circ. C.S.LL.PP. No. 617 del 2/2/2009: Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008. G.U.S.O. n.27 del 26/2/2009, No. 47.
- Circ. 2019. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circ. C.S.LL.PP. No. 7 del 21/1/2009: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018. G.U.S.O. n.5 del 11/2/2019, No. 35.
- 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**, 1787-1799.
- Manzini, C.F., Magenes, G., Penna, A., Da Porto, F., Camilletti, D., Cattari, S., Lagomarsino, S., 2018. Masonry Italian Code-Conforming Buildings. Part 1: Case Studies and Design Methods, *Journal of Earthquake Engineering*, **22**, NO S.2, 54-73.
- Morandi, P., Manzini, C.F., Magenes, G., 2019. Application of seismic design procedures on three modern URM buildings struck by the 2012 Emilia earthquakes: inconsistencies and improvement proposals in the European codes, *Bulletin of Earthquake Engineering*, in stampa.
- NTC 2008, 2008. Decreto Ministeriale 14/1/2008: Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U.S.O. n.30 del 4/2/2008.
- NTC 2018, 2018. Decreto Ministeriale 17/1/2008: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, G.U.S.O. n.8 del 20/2/2008.