



Effetti della componente verticale del terremoto nelle murature: meccanismi di III modo ?

Fabrizio Comodini^a, Gianluca Fagotti^b, Marco Mezzi^c,

^a *Facoltà di Ingegneria, Università eCampus, Via Isimbardi 10, 22060 Novedrate (CO), Italy*

^b *Ufficio Speciale Ricostruzione – Regione Umbria, Via Romana Vecchia, 06034 Foligno (PG), Italy*

^c *Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università di Perugia, Via G. Duranti 93, 06125 Perugia, Italy*

Parole chiave: sisma verticale, meccanismi di collasso, area epicentrale, danneggiamento sismico, rischio sismico.

SOMMARIO

Le registrazioni accelerometriche effettuate nelle zone epicentrali in occasione del recente terremoto del Centro Italia (2016-17) mostrano componenti verticali di intensità elevata. Durante le operazioni di rilievo del danno post-sisma nelle zone epicentrali sono state osservate tipologie di danneggiamento diverse da quelle codificate in letteratura, con una modalità di collasso di macro elementi ascrivibile alla componente verticale del sisma. Nel lavoro vengono presentati alcuni di questi edifici caratterizzati dalla presenza di lesioni orizzontali, dal dislocamento dei livelli più alti, da lesioni verticali nei sottofinestra. I maschi murari si presentano integri senza le tipiche lesioni di taglio o pressoflessione ed i livelli più bassi sono esenti da danneggiamenti. Il quadro fessurativo ed i meccanismi di collasso associati non rientrano tra i classici meccanismi di I modo (fuori piano) e di II modo (nel piano) dei pannelli murari. Si ipotizza quindi la definizione di meccanismi di III modo caratterizzati dalla perdita di collegamento verticale di interi corpi strutturali. L'attivazione di questo tipo di meccanismi sembrerebbe escludere la formazione dei classici meccanismi di collasso su cui si basano le verifiche di capacità sismica delle strutture in muratura riportate nelle norme. Obiettivo dello studio è quello di riprodurre i comportamenti attraverso analisi lineari cinematiche semplificate su modelli di calcolo rispondenti al caso studio e di introdurre criteri per la individuazione e la verifica dei meccanismi di III modo introdotti, con ricadute anche normative e progettuali.

1 INTRODUZIONE

Attualmente la norma tecnica Italiana (NTC 2018), nel caso di analisi lineari, considera le componenti dell'azione sismica indipendenti tra loro e la componente verticale è da prendere in considerazione solo in alcuni casi specifici. Inoltre l'intensità della componente verticale è valutata come una frazione di quelle orizzontali. Infatti nel caso di edifici ordinari e senza particolari situazioni geometriche, la progettazione in condizioni sismiche delle strutture, avviene considerando esclusivamente la componente orizzontali del moto sismico. Le strutture di tipo ordinario, escludendo fenomeni di amplificazione locale, risultano più deboli ai carichi inerziali orizzontali e quindi più vulnerabili a queste componenti del moto sismico. Tuttavia molte esperienze (Broderick et al., 1994; Goltz, 1994; Elnashai et al., 1995; Youssef et al., 1995; Watanabe et al., 1998; Naeim et al., 2000; FEMA 355, 2000), hanno mostrato l'importanza delle componenti verticali del sisma nella modalità di danneggiamento di alcune tipologie strutturali

come gli edifici in muratura, chiese, capannoni industriali. I maggiori effetti della componente verticale del sisma sono stati registrati nelle zone epicentrali (zona di raggio 5 Km) dove le accelerazioni verticali hanno raggiunto, in alcuni casi, valori molto superiori alla gravità (Collier e Elnashai, 2001 ; Bouchon , 2000) . Nelle zone distanti dall'epicentro gli effetti della componente verticale si attenuano rispetto a quelli della componente orizzontale e pertanto influiscono in modo minore nella risposta sismica della strutture (Grimaz e Malisan , 2014). La presenza di una componente verticale rilevante può indurre cambiamenti significativi nel comportamento dinamico delle strutture (soprattutto se agisce in combinazione con la componente orizzontale). La componente verticale concentra la sua energia in una banda ad alta frequenza (Collier e Elnashai, 2001; Elnashai e Papazoglou, 1997) (comunemente superiore a 5 Hz), che generalmente coincide con il periodo del primo modo verticale di risposta delle strutture (sia per le strutture in cemento armato che in muratura) ciò implica una amplificazione significativa della risposta in direzione verticale e di conseguenza un

eventuale mutamento del tipo di danno atteso. L'azione della componente verticale del sisma, con verso opposto alla gravità, genera una riduzione dei carichi assiali statici e quindi in generale comporta una riduzione della capacità resistente a taglio e a flessione degli elementi strutturali. Anche la capacità di deformazione in campo plastico subisce una forte riduzione (Di Sarno et al.2012). Negli elementi di muratura la diminuzione dei carichi assiali comporta anche una riduzione della capacità resistente a taglio/scorrimento e flessione e questo può condurre a particolari modalità di collasso. Il sisma verticale può anche produrre un incremento della forza assiale sulle strutture verticali e per questo motivo sono previsti effetti particolari (Papazoglou e Elnashai, 1996; Di Sarno et al.,2012) soprattutto sugli elementi che hanno un carico statico iniziale maggiore. E' noto che i picchi di maggiore intensità della componente verticale si verificano in generale per frequenze diverse da quelle delle componenti orizzontali (Collier and Elnashai, 2001;Shreshta, 2009), pertanto l'effetto di amplificazione del danno si verifica solo quando la componente verticale agisce simultaneamente con la componente orizzontale del sisma.

Tuttavia per comprendere meglio gli effetti del sisma verticale sulla risposta degli edifici è necessario osservare le modalità di danneggiamento rilevate negli edifici posti nelle vicinanze dell'epicentro di un evento sismico. Nel presente lavoro vengono illustrate ed analizzate le modalità di danneggiamento di alcuni edifici ubicati nella frazione di San Pellegrino di Norcia zona epicentrale del terremoto del Centro Italia del 2016.

2 ANALISI DEL DANNEGGIAMENTO POST- SISMA CENTRO ITALIA DEL 30 OTTOBRE 2016

L'analisi del danneggiamento è un elemento fondamentale per comprendere gli effetti del sisma sugli edifici. La comunità scientifica e professionale è abituata ad analizzare le tipologie di danno secondo procedure e metodologie ormai consolidate e riconosciute dalle normative tecniche. Spesso però l'applicazione di procedure consolidate non consente un'analisi realistica di fenomeni che hanno prodotto effetti "non comuni". L'evento sismico del Centro Italia del 30 Ottobre 2016 ha evidenziato in alcuni fabbricati in muratura ordinaria, anche di recente costruzione, un meccanismo di danneggiamento

non ricompreso tra quelli sino ad oggi codificati. Gli autori hanno condotto un'accurata valutazione di questo tipo di danno, su alcuni edifici situati nella frazione di San Pellegrino limitrofa al centro di Norcia. Alcuni esempi sono mostrati nelle Figura 1, Figura 2, Figura 3.



Figura 1. Quadro di danneggiamento edificio A



Figura 2. Particolare danneggiamento edificio A



Figura 3. Quadro di danneggiamento edificio B

È evidente che sugli edifici illustrati nelle Figura 1, Figura 2, Figura 3, non è possibile individuare i classici meccanismi di I Modo, fuori dal piano e di II Modo, nel piano dei pannelli murari (NTC, 2018). Gli autori ritengono che la singolarità del quadro fessurativo sia riconducibile ad azioni sismiche verticali, ben superiori ai valori di norma, che hanno prodotto un decremento dei carichi assiali statici dei piani superiori, tali da produrre una riduzione repentina della resistenza allo scorrimento della muratura in corrispondenza del solaio di interpiano favorendo quindi l'attivazione

di un meccanismo di slittamento orizzontale sottoposto all'azione delle accelerazioni orizzontali. Le lesioni verticali in corrispondenza dei sottofinestra, sono verosimilmente causate da variazioni dinamiche dei carichi assiali, di diversa entità, tra i maschi e gli adiacenti elementi di sottofinestra. Ponendo attenzione ai quadri fessurativi, oltre a poter verificare che non si riscontrano apprezzabili lesioni riconducibili ai meccanismi "classici" sopra citati, è anche evidente che ai piani inferiori il quadro di danneggiamento è quasi inesistente.

Questa situazione è in contrasto con le classiche modalità di danneggiamento attese per le strutture in muratura e sottoposte ad azioni sismiche, le quali prevedono stati di sollecitazione e quindi di danno più gravosi ai piani inferiori. È evidente che, nel caso specifico, gli effetti dell'amplificazione locale dell'azione sismica verticale abbiano influito sulla risposta sismica globale della struttura. Lo studio di tali effetti non può però essere ricondotto ad una perdita di resistenza diffusa della muratura valutata attraverso le relazioni di verifica a taglio e a pressoflessione fornite dalle norme. La perdita della capacità sismica globale dell'edificio per effetto dell'attivazione del meccanismo rilevato, (Figura 1, Figura 2, Figura 3) non può essere riprodotta con i classici modelli numerici agli elementi finiti anche se dotati di legami costitutivi del materiale che tengano conto della riduzione della resistenza a taglio della muratura per effetto delle decompressioni generate dal sisma verticale. Infatti operando, per esempio, una analisi dinamica non lineare su un modello numerico sottoposto ad azioni cicliche alternate e simultanee della componente verticale e orizzontale, si può valutare che l'alternanza repentina del verso di applicazione del sisma verticale produrrebbe una oscillazione della resistenza a taglio intorno al valore ottenuto per carichi verticali statici. Da questo risulta che i cicli forza-spostamento, rappresentati della capacità sismica della struttura, subiscono variazioni marginali rispetto a quelli elaborati con la sola componente orizzontale del sisma (Lagomarsino, 2019). L'approccio più corretto sembra essere quello dell'analisi cinematica con valutazione della progressiva perdita di vincolo in corrispondenza della soluzione di continuità tra maschi murari (di muratura ordinaria) ed il sottostante cordolo di piano. Dove lo slittamento globale del corpo rigido analizzato deve essere inteso come sommatoria

degli istantanei slittamenti che si verificano sotto specifiche condizioni e combinazioni delle componenti del sisma.

2.1 Analisi dell'azione sismica di sito – Sisma 30 Ottobre 2016.

Nell'ambito del presente lavoro si è proceduto ad una analisi comparativa dei valori spettrali delle componenti sismiche rispettivamente generate dalle registrazioni accelerometriche dell'evento sismico del Centro Italia del 30 Ottobre 2016 con quelle fornite dalla norma Italiana. L'analisi è stata eseguita tenendo conto dei dati registrati dalla RAN (Rete accelerometrica nazionale). La RAN, è una rete di monitoraggio che registra la risposta del territorio italiano al terremoto, in termini di accelerazioni del suolo. Nel comune di Norcia sono presenti due stazioni della RAN, la NRC e la NOR. Nel caso specifico il confronto è stato operato con i dati ottenuti dalla stazione NCR in quanto ha registrato valori più elevati rispetto alla stazione NOR.

In Figura 4 sono illustrati i confronti tra i valori spettrali delle componenti orizzontali ottenute dalle registrazioni dei canali HGE e HGN (NCR - 30 Ottobre 2016) con quelle fornite dalle norme tecniche. Quest'ultime valutate sia per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) che di collasso (SLC).

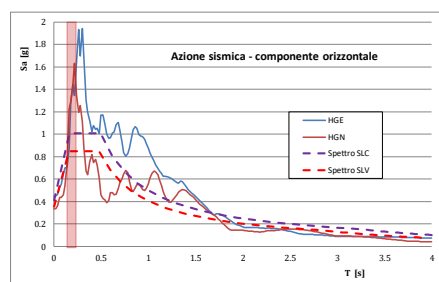


Figura 4. Confronto valori spettrali componenti orizzontali

Dalla Figura 4 si nota che gli spettri dei canali HGE e HGN della stazione NRC nell'intorno dei periodi tipici di strutture in muratura a due/tre piani, per un range che va da 0,15 s a 0,35 s eccedono gli spettri elastici di norma (SLV e SLC). Nello specifico lo spettro del canale HGE presenta un picco massimo pari a 1,93 g in corrispondenza di un periodo di 0,26 secondi mentre lo spettro del canale HGN ha un valore massimo di pseudo accelerazione pari a 1,63 g per un periodo di 0,22 secondi.

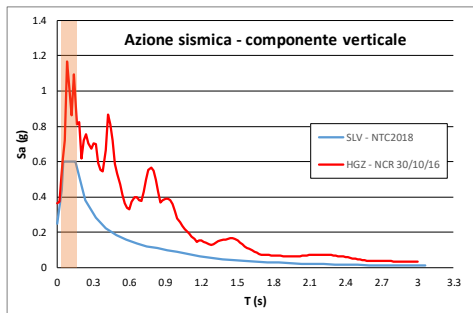


Figura 5. Confronto valori spettrali componente verticale

In Figura 5 è illustrato il confronto tra i valori spettrali delle componenti verticali anche in questo caso ottenuti rispettivamente dalle registrazioni accelerometriche (NCR 30 ottobre 2016) e dalle norme per lo Stato limite di salvaguardia della vita. Nel range di periodi di interesse che vanno da 0.02 sec a 0.1 sec lo spettro del canale HGZ raggiunge un picco massimo pari 1.18 g.

Il confronto delle intensità spettrali mostrato nei grafici di Figura 4 e Figura 5 dimostrano come la azione sismica registrata nelle zone epicentrali possa essere notevolmente superiore rispetto all'azione sismica fornita dalla norma per gli stati limite di riferimento.

3 ANALISI CINEMATICA

3.1 Criterio di rottura della muratura per taglio/scorrimento

Alcune tipologie di danno rilevate, sugli edifici posti vicino all'epicentro del terremoto di Norcia, mostrano un meccanismo di scorrimento a corpo rigido degli ultimi piani. E' possibile notare come i maschi e le fasce murarie non presentino le classiche lesioni associate alla rottura della muratura per taglio o pressoflessione. Dall'esame visivo del quadro di danneggiamento appare evidente uno scorrimento complessivo degli elementi verticali ed orizzontali senza danneggiamento locale a carico degli stessi, ad eccezione dei sottofinestra. Infatti quest'ultimi presentano delle linee di frattura verticali in corrispondenza dell'innesto dei maschi murari.

Gli autori ritengono che l'attivazione del meccanismo globale di piano sia stato possibile per effetto della formazione di linee di scorrimento orizzontali nelle zone di minor resistenza. Le zone di minor resistenza sono individuabile nell'interfaccia solaio-muratura o cordolo-muratura. Come è noto la resistenza della muratura allo scorrimento può essere identificata attraverso il criterio di Mohr - Coulomb. Il criterio di resistenza di assume che

uno stato di tensione in un punto sia di rottura se esiste una giacitura per quel punto sulla quale la tensione tangenziale τ e la tensione normale σ soddisfano la relazione :

$$|\tau| = \tau_0 + \sigma \cdot \tan \phi \quad (1)$$

Essa si basa sull'osservazione che la tensione tangenziale che produce lo scorrimento di due parti di un solido su una giacitura (cioè che produce la rottura con spostamento relativo parallelo alla giacitura) ha un certo valore in assenza di tensione normale, diminuisce all'aumentare della tensione normale di trazione e si incrementa all'aumentare della tensione normale di compressione sulla giacitura stessa, seguendo una legge simile a quella dell'attrito tra due superfici.

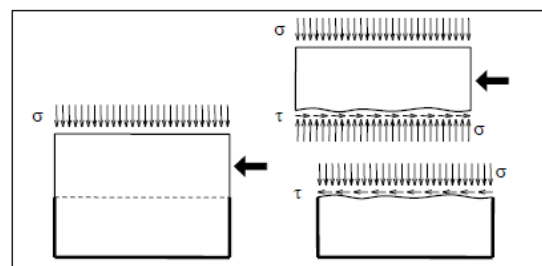


Figura 6. Meccanismo di rottura per taglio/scorrimento

La condizione di rottura espressa dalla (1) dipende da due parametri che sono la coesione τ_0 e l'angolo di attrito ϕ . Questi possono essere espressi in funzione della resistenza a trazione f_c e della resistenza a compressione f_t che si determinano mediante prove di trazione e di compressione mono assiale. Con semplici considerazioni geometriche sulla costruzione di Figura 7 si ottiene che sussistono le relazioni:

$$\begin{cases} \tau_0 = \frac{\sqrt{f_c \cdot f_t}}{2} \\ \tan \phi = \frac{f_c - f_t}{2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_t}} \end{cases} \quad (2)$$

All'atto della rottura la tensione applicata è pari alla resistenza a trazione del materiale, pertanto il cerchio di Mohr che rappresenta lo stato tensionale di qualunque punto del campione all'atto della rottura interseca l'asse delle σ in corrispondenza di f_t (Figura 6).

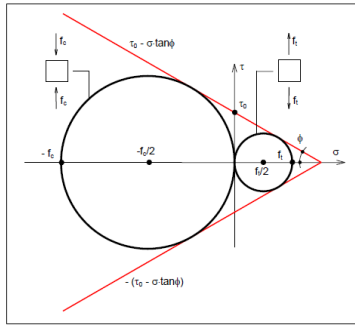


Figura 7. Rappresentazione del criterio di Mohr-Coulomb

Assumendo che il legame costitutivo delle potenziali superfici di scorrimento della muratura abbiano un comportamento che segue il criterio di Mohr-Coulomb si può descrivere il quadro di danneggiamento, riscontrato negli edifici di Norcia, nel seguente modo. Nel caso specifico, nel sito in oggetto sono state registrate componenti verticali del sisma di elevate intensità agenti contemporaneamente ad elevate componenti orizzontali. Quando la componente verticale del sisma agisce con verso opposto alla gravità comporta una diminuzione repentina delle tensioni verticali e quindi della resistenza allo scorrimento della muratura ed in alcuni istanti produce tensioni verticali superiori alla resistenza a trazione della muratura, annullando completamente per alcuni istanti la resistenza allo scorrimento. Tale effetto combinato con l'azione orizzontale del sisma provoca una serie di scorrimenti istantanei dell'intero piano dell'edificio. Lo scorrimento si definisce discontinuo in quanto il verso dell'azione sismica verticale è alternato e solo quando è diretto verso l'alto produce una diminuzione di resistenza allo scorrimento o addirittura l'annullamento della stessa, quando invece è diretto come la gravità le tensioni verticali aggiuntive aumentano la resistenza allo scorrimento. Tuttavia un aumento eccessivo delle tensioni normali di compressione può portare il raggiungimento della resistenza a compressione della muratura provocando delle lesioni verticali sugli elementi sismoresistenti.

3.2 Meccanismo di III modo

Gli autori ritengono che un adeguato approccio per lo studio del meccanismo denominato di III modo sia quello dell'analisi cinematica.

L'analisi cinematica lineare permette di valutare il moltiplicatore orizzontale α_0 che porta all'attivazione del meccanismo di danno, attraverso l'applicazione del principio dei lavori virtuali (P.L.V.) per corpi rigidi.

Di seguito viene illustrata la procedura con riferimento ad un singolo maschio murario, mentre

nei paragrafi successivi verranno illustrati i risultati numerici relativi ad un caso studio. In generale l'espressione che esprime l'applicazione del P.L.V. è la seguente:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (3)$$

dove:

P_i è la forza peso applicata al baricentro del blocco.

P_j è la forza peso dei carichi portati che la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i .

$\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'j-esimo peso P_j .

$\delta_{y,j}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i , assunto positivo se diretto verso l'alto.

F_h è la generica forza esterna

δ_h è lo spostamento virtuale del punto di applicazione dell'h-esimo peso F_h .

L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

Nel caso specifico la forza esterna che si oppone allo slittamento del corpo rigido è rappresentata dalla forza di resistenza a taglio/scorrimento ipotizzata applicata alla base dello stesso. Tale ipotesi è confermata dall'osservazione del quadro di danneggiamento in cui si nota che le superfici di frattura con conseguente slittamento del blocco in muratura si sono generate alla base dei maschi murari nell'interfaccia muratura-solaio.

E' necessario specificare che nel caso di primo distacco la resistenza allo scorrimento è caratterizzata dal coefficiente di attrito apparente funzione del rapporto tra tensione tangenziale e tensione normale agenti sulla superficie di scorrimento. Una volta attivato il meccanismo lo scorrimento sarà governato da una resistenza funzione dell'attrito dinamico. Tuttavia nella presente trattazione, in via semplificata, la forza resistente allo scorrimento è valutata come prodotto della resistenza superficiale a taglio/scorrimento, valutata secondo il criterio di

Mohr-Coulomb, e dell'area di contatto, quest'ultima assunta pari alla area di base del maschio murario. Questa assunzione è valida secondo l'ipotesi in cui la sezione di base non sia parzializzata dalla pressoflessione.

La relazione (3) può essere riscritta per il caso specifico del meccanismo denominato di III modo rappresentato in Figura 8 per un solo maschio murario .

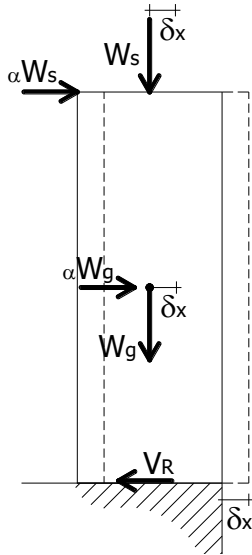


Figura 8. Meccanismo di III modo – singolo maschio

Dove i simboli hanno il seguente significato :

W_g è la forza peso applicata al baricentro del blocco.

W_s è la forza peso dei carichi portati che la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera forza orizzontale sugli elementi del corpo rigido.

δ_x è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j

V_R è la forza orizzontale resistente allo scorrimento funzione della tensione verticale e calcolata nel seguente modo :

$$V_R(\sigma_n) = f_{vm}(\sigma_n) \cdot A_s \quad (4)$$

dove :

A_s è la superficie di scivolamento, assunta pari a tutta l'area di contatto di base fra il corpo rigido ed il piano di scorrimento. Tale assunzione è valida sotto l'ipotesi di pressoflessione nulla a carico dell'elemento verticale.

$f_{vm}(\sigma_n)$ è la resistenza media a taglio/scorrimento calcolata secondo il criterio di Mohr- Coulomb

$$f_{vm} = f_{vm,0} + \sigma_n \cdot \tan g(\phi) \quad (5)$$

σ_n è la tensione normale agente sul piano di slittamento calcolata come :

$$\sigma_n = \frac{(W_g + W_s) \pm E_v}{A_s} \quad (6)$$

e

$\tan g(\phi)$ è il coefficiente di attrito, di seguito denominato anche con il simbolo μ .

con

E_v = forza sismica verticale parametrica. Con segno negativo quando applicata con verso opposto alla gravità.

Pertanto l'effetto della componente verticale del sisma sulla resistenza a scorrimento del corpo rigido viene considerata introducendo una forza verticale parametrica crescente linearmente.

Applicando l'espressione del P.L.V. al caso specifico si ottiene :

$$\alpha_0 (W_g + W_s) \delta_x - V_R f(\sigma_n) \delta_x = 0 \quad (7)$$

da cui si ricava l'espressione di α_0 moltiplicatore delle forze orizzontali che potrebbero attivare il meccanismo di slittamento:

$$\alpha_0 = \frac{V_R f(\sigma_n)}{(W_g + W_s)} \quad (8)$$

Noto il moltiplicatore α_0 per condurre le verifiche nei confronti dell'accelerazione di domanda attesa è necessario determinare la massa partecipante al meccanismo M^* e l'accelerazione sismica spettrale a^*_0 . Il meccanismo di slittamento orizzontale di un corpo rigido presuppone uno spostamento δ_x uguale per tutti i punti di applicazione delle forze. Pertanto si può assumere che la massa partecipante sia quella associata alla totalità dei pesi verticali.

$$M^* = \frac{(W_g + W_s)}{g} \quad (9)$$

di conseguenza si può calcolare la frazione di massa partecipante e^* :

$$e^* = \frac{gM^*}{(W_g + W_s)} \quad (10)$$

E' quindi possibile calcolare l'accelerazione spettrale a^*_0 con la seguente relazione :

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (11)$$

L'accelerazione sismica spettrale a_0^* dovrà essere opportunamente ridotta tramite il fattore FC per tenere conto del Livello di Conoscenza raggiunto. Se il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematiso è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Un'approssimazione accettabile consiste nel verificare la seguente condizione :

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \psi(Z) \lambda}{q} \quad (12)$$

dove:

$S_e(T_1)$: è la pseudo accelerazione calcolata con riferimento allo spettro elastico definito dalle NTC oppure allo spettro elastico di sito ottenuto da registrazioni accelerometriche, in funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento V_R , calcolato per il periodo T_1 ;

$T = 0,05 \cdot H^{3/4}$: è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata. Il periodo di vibrazione può essere determinato in modo più rigoroso attraverso un'analisi modale preliminare condotta sull'intero edificio.

$\psi(Z)$: è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z) = Z / H$, dove H è l'altezza totale dell'edificio rispetto alla fondazione; Z è l'altezza, rispetto alla fondazione, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura:

γ : è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N / (2N+1)$), con N numero di piani dell'edificio.

q : è il fattore di struttura il cui valore dipende dallo stato limite di riferimento con cui si eseguono le verifiche.

3.3 Caso studio

Di seguito viene presentato un caso studio riguardante l'applicazione dell'analisi cinematica secondo le modalità esposte al paragrafo precedente. Il caso studio riguarda in particolare un allineamento esterno posto all'ultimo livello di un edificio che si sviluppa con tre piani fuori terra. L'edificio in esame è realizzato in muratura di pietra tufacea, solai di interpiano in latero cemento e solaio di copertura in legno. Sono presenti cordoli di piano in c.a. a tutti i livelli compresa la copertura. L'identificazione della porzione oggetto di analisi è meglio specificata nella Figura 9.

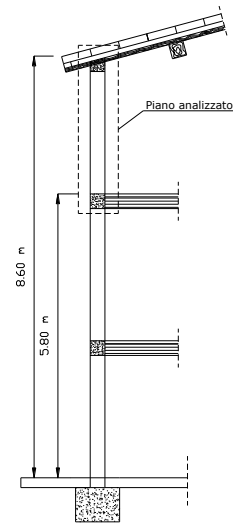


Figura 9. Individuazione dell'allineamento caso studio

Nella Tabella 1 sono elencate le caratteristiche meccaniche assunte per la muratura tufacea, ottenute a partire dai dati della norma tecnica Italiana .

Tabella 1. Caratteristiche meccaniche muratura

f_m	f_{vk0}	E	G	f_{tm}	W
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
1.40	0.028	4500	1350	0.0017	12

I valori medi delle resistenze sono stati successivamente divisi per il fattore di confidenza FC=1.35 corrispondente ad un livello di conoscenza LC1. I risultati dell'analisi modale condotta sull'intera struttura hanno consentito di stimare i periodi principali di vibrazione che sono riepilogati nella Tabella 2

Tabella 2. Riepilogo analisi modale

1° Modo	2° Modo	3° Modo	6° Modo
Traslazione	Traslazione	Rotazione	Traslazione
Asse X	Asse Y	Asse Z	Asse Z
0.15 sec.	0.12 sec.	0.10 sec.	0.035 sec.

Nella Figura 10 è rappresentato lo schema dell'allineamento oggetto di valutazione. L'intera parete è stata suddivisa in blocchi rigidi elementari, ciascuno soggetto al peso proprio W_g , ai carichi strutturali portati W_s e alla forza resistente allo scorrimento V_R (σ_n). I blocchi soggetti alla reazione V_R (σ_n) sono quelli a contatto con la linea di scorrimento.

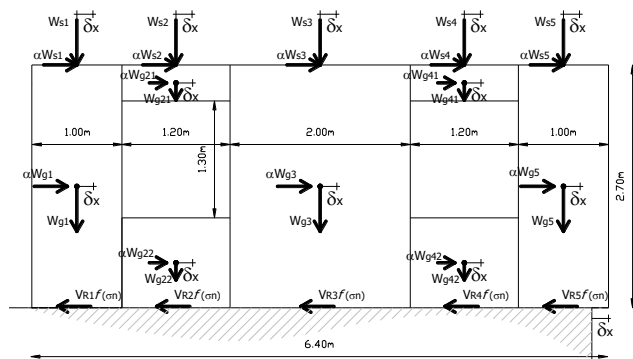


Figura 10. Schema allineamento caso studio

Applicando l'espressione (5) per il caso studio (Figura 10) si può ottenere il moltiplicatore di collasso α_0 dei carichi orizzontali relativo al meccanismo di slittamento, con ipotesi di superficie di scorrimento posta alla base del terzo piano. La forza di resistenza allo scorrimento varierà in funzione delle tensioni normali agenti nell'interfaccia pareti-solaio-cordolo. Per ogni blocco elementare a contatto con la superficie di slittamento le tensioni normali variano in funzione dei carichi gravitazionali e della forza sismica agente. Per quest'ultima è stato considerato il verso di applicazione opposto alla gravità in quanto favorevole ai fini della determinazione del minor moltiplicatore di collasso. L'azione sismica verticale viene riprodotta attraverso l'attribuzione dell'accelerazione verticale ag_v/g in modo incrementale crescente. La forza sismica equivalente verticale E_v si ottiene quindi moltiplicando l'accelerazione ag_v/g per la massa associata a ciascun blocco elementare.

Nella Figura 11 sono mostrati i grafici del moltiplicatore di collasso α_0 in funzione del fattore ω quest'ultimo ottenuto come rapporto tra l'azione sismica complessiva $\Sigma E_{v,i}$ e la somma dei carichi gravitazionali $W_{g,i}$ e $W_{s,i}$, di cui l'espressione :

$$\omega = \frac{\sum E_{v,i}}{\sum W_g + W_s} \quad (13)$$

Le curve mostrate in figura 11 sono ottenute per tre diversi valori del coefficiente di attrito (μ), e rispettivamente per 0.4, 0.3 e 0.2.

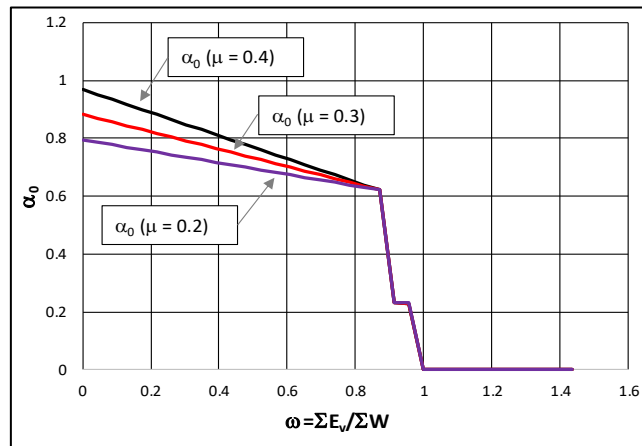


Figura 11. Grafici del moltiplicatore di collasso α_0 in funzione del fattore ω per diversi coefficienti di attrito μ .

I valori di $\mu=0.3$ e 0.2 , inferiori rispetto al valore 0.4 indicato dalla norma, sono stati adottati per simulare una superficie di slittamento con scarso attrito. Questa situazione può verificarsi quando la prima fila di muratura non presenta un adeguato spessore di malta, oppure quest'ultima non è adeguatamente aderente al cordolo di piano. Come si può osservare dalla Figura 11 il moltiplicatore di collasso α_0 decresce in modo inversamente proporzionale al fattore ω . Questo significa che al crescere dell'azione sismica verticale le forze orizzontali che produrrebbero lo slittamento sono minori. L'andamento del moltiplicatore di collasso segue sostanzialmente la legge di Mohr-Coulomb con cui è stata valutata l'entità della forza di resistenza V_R (σ_n). Infatti il primo tratto del grafico decresce in funzione dell'attrito e delle tensioni normali, ma quando le tensioni normali di trazione raggiungono valori tali da annullare i carichi gravitazionali, la resistenza allo scorrimento è affidata alla sola coesione (f_{vk0}) della muratura. Quest'ultima procede rapidamente al valore nullo per piccoli incrementi della tensione verticale di trazione. Per valori di $\omega > 1$ la forza di resistenza allo scorrimento si annulla in quanto le tensioni normali sono uguali o superiori alla resistenza trazione della muratura e lo slittamento può avvenire per forze orizzontali di piccola entità. Un andamento particolare del grafico si registra per valori prossimi ad $\alpha_0 = 0.2$. Questo è dovuto al fatto che agli elementi di sottofinestra è associata una minore massa sismica rispetto ai maschi murari, pertanto a parità di accelerazione verticale si determina una minore decompressione assiale il cui effetto si riflette sulla relativa forza resistente allo scorrimento. Nella Figura 12 è illustrato il grafico dell'andamento dell'accelerazione di capacità a_0^* calcolata secondo la relazione (11) e per un coefficiente di attrito $\mu=0.4$. L'andamento dell'accelerazione di capacità è illustrato in funzione del parametro ω .

Sullo stesso grafico è possibile indicare l'accelerazione di domanda $a_{H,D}$ calcolata con la relazione (12) con riferimento allo spettro di sito, ottenuto dalle registrazioni accelerometriche della stazione NCR per l'evento del 30 Ottobre 2016, e del periodo di vibrazione della struttura nella direzione dell'allineamento (Tabella 2). Per valutare l'esito delle verifiche è stato definito l'indicatore ξ dato dal rapporto fra l'accelerazione di capacità a_0^* e quella di domanda $a_{H,D}$, ed è esplicitato con la seguente espressione :

$$\xi = \frac{a_0^*}{a_{H,D}} \quad (14)$$

Per valori di $\xi > 1$ la verifica è soddisfatta, viceversa la capacità sarà inferiore alla domanda. Dal grafico in Figura 12 si può osservare che in assenza di sisma verticale l'indicatore ξ è maggiore di uno, pertanto il meccanismo di slittamento non si attiva. Sullo stesso grafico si può stimare l'accelerazione di capacità in corrispondenza della componente sismica verticale di domanda. La forza sismica verticale di domanda è stata calcolata in funzione del periodo di traslazione verticale dell'intera struttura (Tabella 2) con riferimento allo spettro di sito generato dalle registrazioni accelerometriche della stazione NCR dell'evento del 30 ottobre 2016 . Il rapporto della componente verticale con i carichi gravitazionali conduce ad $\omega=0.6$. Per questo valore di ω l'indicatore ξ è minore dell'unità e quindi il meccanismo si attiva per un'accelerazione inferiore a quella di domanda.

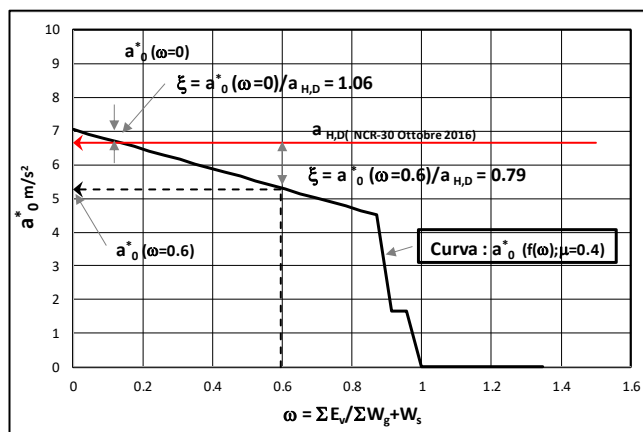


Figura 12. Grafico dell'accelerazione di capacità a_0^* in funzione del fattore ω , dell'accelerazione di domanda (spettro generato da registrazioni accelerometriche) per $\omega=0$ e per $\omega=0.6$.

Lo stesso tipo di grafico (Figura 13) può essere tracciato con riferimento alle azione sismiche di norma con riferimento allo SLV e per $q=1$.

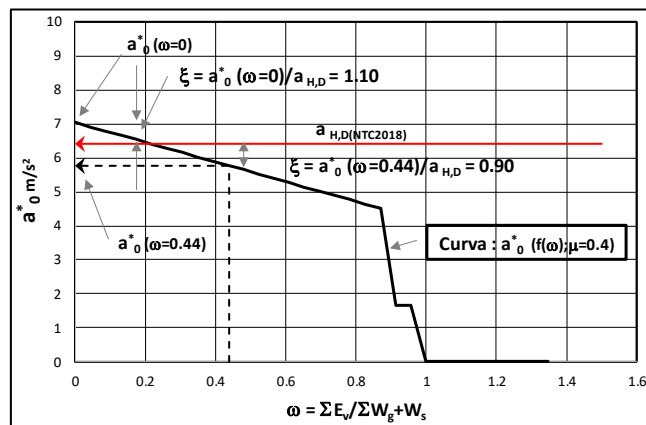


Figura 13. Grafico dell'accelerazione di capacità a_0^* in funzione del fattore ω , dell'accelerazione di domanda (spettro di norma) per $\omega=0$ e per $\omega=0.4$.

Dal grafico di figura 13 si può osservare che sebbene la componente verticale dello spettro di norma sia inferiore a quella ottenuta dalle registrazioni di sito , la verifica di attivazione del meccanismo, anche se di poco, non risulta soddisfatta. Questo risultato mostra che il meccanismo di III modo, per alcuni tipi edifici e per i valori dell'azioni sismiche fornite dalla norma (inferiori a quelle epicentrali), potrebbe rappresentare un elemento di vulnerabilità da non sottovalutare in fase di progettazione.

Un possibile presidio per il contenimento degli effetti di decompressione prodotti dal sisma verticale può essere quello dell'inserimento di elementi verticali resistenti a trazione e collegati ai cordoli di piano (Figura 14). Gli elementi verticali possono essere del tipo : tiranti in acciaio, nastrature in materiale composito o pilastri in c.a. In questo ultimo caso si può configurare una struttura in muratura confinata inserita nell'ultima revisione delle norme tecniche tra le possibili tipologie strutturali da impiegare in zona sismica . E' sempre possibile ottenere una protezione totale degli edifici in muratura anche esistenti attraverso l'inserimento dell'isolamento sismico (Mezzi et al, 2011).

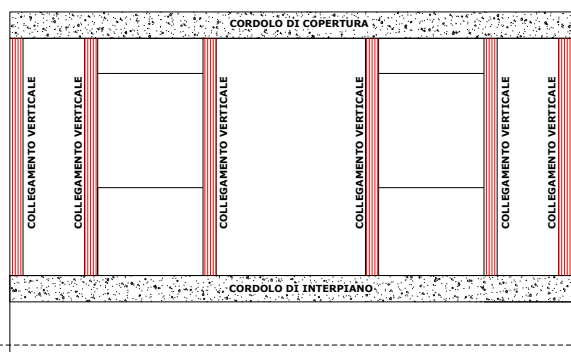


Figura 14. Schema di intervento con collegamenti verticali

4 CONCLUSIONI

Nelle zone epicentrali di un evento sismico le accelerazioni al suolo e le relative componenti spettrali risultano molto più alte di quelle fornite dalle norme tecniche per gli stati limiti prestazionali di riferimento. La combinazione delle componenti sismiche orizzontali e verticali di elevata intensità possono generare meccanismi di collasso non riconducibili a quelli codificati come di I e II modo.

In particolare dall'analisi del danneggiamento degli edifici posti in prossimità dell'epicentro di Norcia è stato possibile riscontrare meccanismi di slittamento a corpo rigido degli ultimi piani, la cui attivazione è scaturita dagli effetti della componente verticale del sisma agente con accelerazioni di elevata intensità. L'effetto di compressione del sisma verticale è tanto maggiore quanto minori sono i pesi dell'organismo strutturale. Nel presente lavoro gli autori hanno illustrato l'applicazione di un possibile approccio per la valutazione del moltiplicatore di collasso delle forze orizzontali, in funzione della forza sismica verticale, tali da attivare il meccanismo analizzato. Le analisi condotte attraverso la cinematica del meccanismo consentono di ottenere l'accelerazione capacitiva in funzione della tensione normale agente sui singoli maschi da confrontare con l'accelerazione di domanda attesa per il sito specifico. Infine gli autori individuano come presidio idoneo a contenere o eliminare l'attivazione di tali meccanismi, l'inserimento di collegamenti verticali capaci di assorbire gli effetti del sisma verticale contenendo la decompressione della muratura.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Bouchon M., Gaffet S., Cornou C., Dietrich M., Glot J.P., Courboulex F., Caserta A., Cultrera G., Marra F. And Guiguet R.; 2000: Observations of vertical ground accelerations exceeding gravity during the 1997 Umbria Marche (central Italy) earthquakes. *J. Seismol.*, 4, 517-523.
- Broderick, B.M., Elnashai, A.S., Ambraseys, N.N., Barr, J.M., Goodfellow, R.G. and Higazy, E.M. (1994). The Northridge (California) Earthquake of 17 January 1994: Observations, Strong Motion and Correlative Response Analysis. *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Research Report No. ESEE 94/4, Imperial College, London.
- Collier C.J. and Elnashai A.S.; 2001: A procedure for combining vertical and horizontal seismic action effects. *J. Earthq. Eng.*, 5, 521-539.
- Di Sarno L., Elnashai A.S. and Manfredi G.; 2010: Seismic response of RC members subjected to the 2009 L'Aquila (Italy) near-field earthquake ground motions. Report No. 01-2010. Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, U.S.A.
- Elnashai A.S. and Papazoglou A.J.; 1997: Procedure and spectra for analysis of RC structures subjected to strong vertical earthquake loads. *J. Earthq. Eng.*, 1, 121-155.
- Elnashai, A.S., Bommer, J.J., Baron, I., Salama, A.I. and Lee, D. (1995). Selected Engineering Seismology and Structural Engineering Studies of the Hyogo-ken Nanbu (Kobe, Japan) Earthquake of 17 January 1995. *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Report No. ESEE/95-2, Imperial College, London
- Federal Emergency Management Agency (2000). State of Art Report on past performance of steel moment frame buildings in earthquakes. Report No. FEMA 355E. Washington, D.C., USA
- Goltz, J.D. (1994). The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: General Reconnaissance Report. National Centre for Earthquake Engineering Research, Report No. NCEER-94-0005, Buffalo
- Grimaz S. and Malisan P. ; (2014): Near field domain effects and their consideration in the international and Italian seismic codes. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata* Vol. 55, n. 4, pp. 717-738;
- Lagomarsino S.; 2019: Gli effetti delle accelerazioni verticali su un edificio in muratura in caso di terremoto. Seminario : Studio e progettazione del miglioramento delle strutture esistenti in fase di quiete sismica e in fase sismica, La Spezia. <https://youtu.be/ye5otuliznk> sito di Ingenio, categoria Scienze e Tecnologie.
- Mezzi M, Comodini F, Rossi L (2011). Base Isolation Option for the Full Seismic Protection of an Existing Masonry School Building. 13th Int. Conf. on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. CIVIL-COMP PROCEEDINGS, Stirlingshire :B.H.V. Topping, Civil-Comp Press, ISBN: 978-1-905088-47-8, ISSN: 1759-3433, Chania, Crete, Greece, 2011, doi: 10.4203/ccp.96.72
- Naeim, F., Lew, M., Huang, C.H., Lam, H.K. and Carpenter, L.D. (2000). The performance of tall buildings during the 21 September 1999 Chi-Chi earthquake Taiwan. *The Structural Design of Tall Buildings*, 9(2), 137-160.
- NTC2018, Norme tecniche per le costruzioni, *D.M. 16 Gennaio 2018*;
- Papazoglou A.J. and Elnashai A.S.; 1996: Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 25, 1109-1137.
- Shrestha S.; 2009: Vertical ground motions and its effect on engineering structures: a state-of-the-art review. In: *Proceeding of International Seminar on Hazard Management for Sustainable Development in Kathmandu, Nepal*, 29-30 November 2009.
- Youssef, N.F.G., Bonowitz, D. and Gross, J.L. (1995). A survey of steel moment-resisting frame buildings affected by the 1994 Northridge earthquake. Report No. NISTR 56254, National Institute for Science and Technology, Gaithersburg, Maryland, USA.
- Watanabe, E., Sugiura, K., Nagata, K. and Kitane, Y. (1998). Performances and damages to steel structures during 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. *Engineering Structures*, 20(4-6), 282-290.