

Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura

A. Galasco e S. Lagomarsino

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Genova, Italy

A. Penna

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Italy

SOMMARIO: In questo lavoro viene presentata una nuova procedura per la modellazione e la simulazione della risposta sismica di edifici in muratura. Partendo da un modello di macroelemento in grado di descrivere il comportamento meccanico non lineare di un pannello in muratura nel proprio piano e dall'osservazione dei danni provocati agli edifici da passati terremoti è stato possibile realizzare modelli di pareti murarie, anche irregolari, e di interi edifici tridimensionali. Nella modellazione, oltre ai macroelementi, vengono introdotti elementi solaio deformabili ortotropi, cordoli e catene. Sia per i modelli di parete che di intero edificio vengono implementate analisi statiche incrementalì, analisi pushover, realizzate mediante un nuovo algoritmo, ed analisi dinamiche al passo in cui è possibile specificare l'input nelle tre componenti di accelerazione. Alcuni esempi illustrano possibili applicazioni della procedura.

ABSTRACT: A new procedure for modelling and seismic analysis of un-reinforced masonry buildings is here presented. A macro-element model, useful to describe the non-linear in-plane mechanical behaviour of masonry panels, and the assessment of damages on buildings due to past earthquakes are the bases on which models of masonry walls and whole three-dimensional buildings have been realized. Macro-element models are enriched by deformable orthotropic floor elements, beams and tie rods. Both for models of walls and of whole buildings, non-linear static analysis, pushover analysis, with a new algorithm, and non-linear dynamic analysis, with three components of acceleration, are implemented. Some examples show possible applications of the procedure.

1 INTRODUZIONE

Una panoramica sulle metodologie di modellazione ed analisi della risposta sismica delle costruzioni in muratura inizia necessariamente dai modelli più semplici forniti dalla scienza delle costruzioni: i meccanismi di collasso, di primo e secondo modo, possono essere studiati col metodo dell'analisi limite dell'equilibrio. Grazie all'ipotesi di non resistenza a trazione ed in genere all'approssimazione di infinita resistenza a compressione è possibile ricondurre la parete in muratura ad una catena cinematica di corpi rigidi in cui la configurazione del sistema è funzione di un'unica grandezza lagrangiana, lo spostamento di un punto. Ipotizzato il cinematicismo, dunque, il sistema si traduce in un sistema ad un grado di libertà equivalente in cui un moltiplicatore orizzontale statico dei carichi è calcolato in corrispondenza della soglia di attivazione del meccanismo. Tale moltiplicatore rappresenterebbe, sotto l'ipotesi di comportamento perfettamente rigido sino all'attivazione, il valore in unità di g dell'accelerazione orizzontale di collasso associata a quel meccanismo.

Nel caso di meccanismi di I modo (Giuffré, 1993) questo metodo porta a valutazioni accettabili della vulnerabilità (in particolare in relativo nella valutazione dell'efficacia di interventi di miglioramento sismico). Per i meccanismi di II modo (Como e Grimaldi, 1986) il metodo si di-

mostra invece eccessivamente cautelativo, riuscendo a cogliere solamente un limite inferiore di resistenza residua per la parete.

Il metodo POR (Tomazevic, 1978; Braga e Dolce, 1982), con le successive evoluzioni (Dolce, 1989; Fusier e Vignoli, 1993), propone invece un'analisi non lineare statica incrementale semplificata; nelle analisi si ipotizza un meccanismo di collasso di piano e la presenza di orizzontamenti rigidi. Tale metodo è utile nel caso del progetto di nuovi edifici o nella valutazione della vulnerabilità di costruzioni su cui siano stati eseguiti interventi di adeguamento sismico, ma non consente una affidabile valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti.

Un'alternativa a tale metodo, che rimuove alcune delle restrittive ipotesi dei metodi tipo POR, è rappresentata dai modelli a macroelementi: in questo caso le pareti vengono assimilate a telai equivalenti in cui elementi deformabili (maschi murari e fasce di piano) collegano nodi rigidi (porzioni di muratura in cui non si riscontra generalmente danneggiamento). Questi macroelementi sintetizzano danneggiamenti, rottura, scorrimenti e rotazioni in zone precostituite sulla base di assunzioni meccaniche ed implementazione di legami non lineari più o meno sofisticati. Generalmente questi modelli (Braga e Liberatore, 1991; D'Asdia e Viskovich, 1994; Gambarotta e Lagomarsino, 1996; Magenes e Della Fontana, 1998) consentono analisi non lineari incrementali a collasso di singole pareti o, più raramente, di interi edifici tridimensionali con orizzontamenti rigidi.

Per l'analisi di pareti è anche possibile ricorrere a modellazioni agli elementi finiti di dettaglio con legami costitutivi non lineari per il materiale muratura: prima della sperimentazione quasi statica sul prototipo di edificio in muratura in scala reale svoltasi a Pavia, ad esempio, è stata effettuata una blind prediction dei risultati nella quale sono stati utilizzati legami predefiniti in codici di calcolo (ANSYS, ADINA) e leggi costitutive appositamente studiate (Anthoine, Nappi e Papa, Gambarotta e Lagomarsino, 1994). Questi ed altri legami costitutivi sono disponibili per la modellazione continua del materiale muratura, ma questa strada appare destinata a restare un percorso di ricerca, che presenta oneri e complessità non compatibili con un'analisi statica di pareti all'analisi dinamica tridimensionale di interi edifici.

Un analogo discorso riguarda la modellazione discreta ad elementi distinti (Cundall, 1988; Hart et al., 1988), adeguata, almeno in linea di principio, per muratura a blocchi squadrate e di grande dimensione. Tuttavia, anche in questo caso, non si incontra l'esigenza sempre più emergente di disporre di un modello sintetico (tipicamente per macroelementi) che consenta l'analisi dell'intero edificio, considerando le effettive caratteristiche dei solai, anche in campo dinamico.

Nel presente lavoro viene illustrata una procedura a macroelementi basata sul modello di macroelemento pannello proposto da Gambarotta e Lagomarsino (1996) e qui implementato per analisi tridimensionali di edifici, con solai deformabili, per cui siano possibili anche analisi pushover e dinamiche al passo.

2 ANALISI A MACROELEMENTI DI PARETI MURARIE

Ogni generica parete con aperture viene suddivisa in maschi murari verticali ed architravi orizzontali (fasce di piano), collegati da zone rigide (figura 1). Infatti, l'osservazione dei danni subiti da pareti in muratura per azioni sismiche permette di rilevare come solo queste porzioni della parete siano tipicamente soggette a danneggiamento e rottura, mentre nelle zone di connessione tra fasce e maschi si riscontra generalmente l'assenza di meccanismi di fessurazione e sistematici fenomeni di danno: ciò consente di supporre che lo stato deformativo si mantenga sempre entro i limiti elastici e quindi, possa essere considerato trascurabile nella valutazione complessiva del comportamento della parete in cui sono determinanti le deformazioni non lineari delle altre parti.

L'individuazione delle porzioni rigide e degli elementi deformabili risulta immediata nel caso di pareti con distribuzione regolare delle aperture, ma è comunque possibile modellare anche situazioni più complesse ed irregolari.

Nella modellazione si tiene conto di disomogeneità o discontinuità significative nello spessore e nell'altezza dei maschi murari. Le catene sono modellate con elementi asta elastici non lineari reagenti solo a trazione. I cordoli sono modellati con elementi elastici trave.

Lesioni e dissesti progressivi possono essere modellati attribuendo un danneggiamento iniziale nel corrispondente macroelemento: tale elemento manifesta così da subito una rigidezza ridotta e una resistenza degradata.

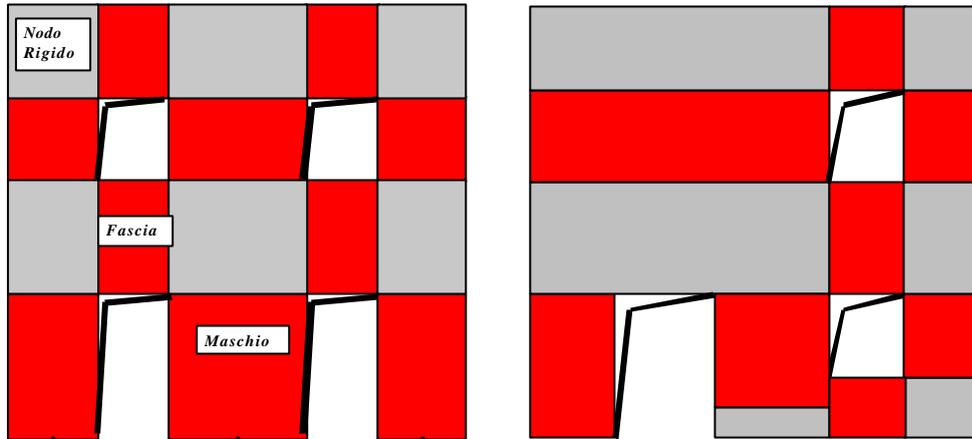


Figura 1- Esempi di modellazione di pareti murarie

2.1 Il macroelemento

La costruzione di un macroelemento rappresentativo di un intero pannello murario deve permettere la formulazione di equazioni d'equilibrio coinvolgendo un numero limitato d'incognite e deve poter rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie.

Il macroelemento proposto da Gambarotta e Lagomarsino (1996) considera un pannello di larghezza b e spessore s costituito di tre parti: la deformabilità assiale sia concentrata nei due elementi di estremità ① e ③ di spessore infinitesimo Δ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, mentre la deformabilità tangenziale sia situata nel corpo centrale ② di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente.

Il modello cinematico completo per il macroelemento deve, quindi, contemplare i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia ① e ②.

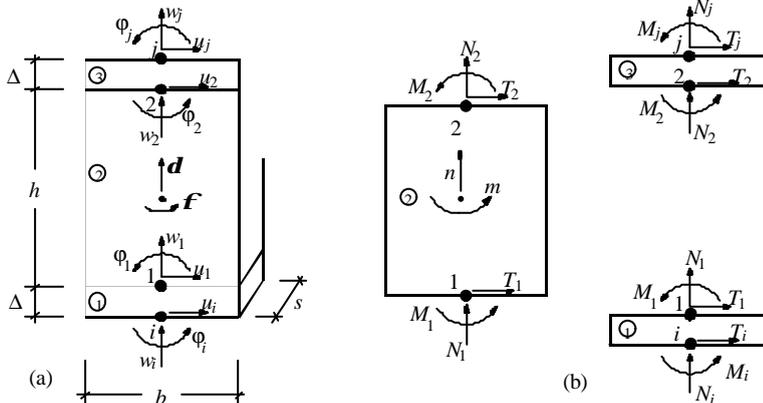


Figura 2 - Modello cinematico del macroelemento.

Le ipotesi di rigidità introdotte consentono di semplificare la cinematica del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza all'interno delle singole sottostrutture ①, ② e ③. Avendo indicato con w gli spostamenti assiali, con u quelli trasversali e con \mathbf{j} le rotazioni, si può affermare che $u_1 = u_i$; $u_2 = u_j$ (infatti i corpi ① e ③ hanno rigidezza a taglio infinita e spessore Δ tendente a zero) e $w_1 = w_2 = \delta$; $\phi_1 = \phi_2 = \phi$ (il corpo centrale è assialmente e flessionalmente rigido e δ, ϕ rappresentano rispettivamente lo spostamento assiale e la rotazione). Dal punto di vista cinematico il modello è quindi descritto da otto componenti di spostamento: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità ($u_i, w_i, \phi_i, u_j, w_j, \phi_j$) e le due componenti del macroelemento (δ e ϕ).

Il meccanismo di ribaltamento del pannello, favorito dall'assenza di una significativa resistenza a trazione del materiale, viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico unilatero nelle interfacce ① e ③: quando la risultante delle azioni esce dal nocciolo centrale d'inerzia la sezione si parzializza, normale e momento non sono più sollecitazioni disaccoppiate e si ha una relazione non lineare fra le grandezze cinematiche \mathbf{j} e w (figura 3).

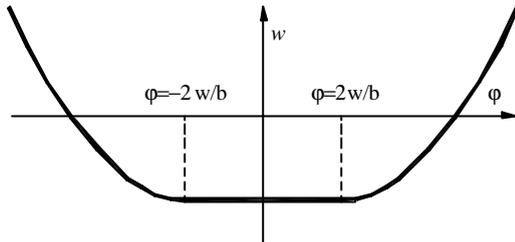


Figura 3 – Relazione non lineare fra spostamento assiale e rotazione dell'interfaccia.

Il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nel pannello (corpo ②); il modello di danneggiamento con attrito deriva da un'integrazione macroscopica del legame costitutivo puntuale proposto da Gambarotta-Lagomarsino (1997b). Le relazioni di legame correlano le componenti cinematiche u_i , u_j , ϕ , lo stato tensionale e le variabili interne del comportamento non lineare (il danneggiamento α e lo scorrimento plastico γ). Il modello è quindi in grado di descrivere gli effetti della fessurazione diagonale e degli scorrimenti che si attivano quando viene superata la condizione limite per attrito alla Coulomb e che producono degrado della rigidità, softening e dissipazione isteretica.

2.2 Analisi incrementalì

Il modello complessivo della parete è ottenuto assemblando i contributi di rigidità dei singoli macroelementi, aggiungendo i cordoli e le catene.

Nell'assemblaggio si tiene conto della presenza di blocchi rigidi, in corrispondenza dei nodi, con un'opportuna matrice di estremo rigido. Considerati tutti i contributi, la parete è descritta dalle componenti di spostamento nei nodi (3 per ognuno) e negli elementi (2 per ognuno), dalle variabili di danneggiamento e scorrimento (2 per elemento) che tengono memoria degli effetti permanenti dei cicli di carico precedenti.

La natura non lineare del legame richiede passi incrementali di analisi, con una classica procedura iterativa di convergenza mediante l'algoritmo di Newton-Raphson. Il programma di calcolo in cui è implementato l'algoritmo è pensato per eseguire analisi incrementalì, sia in controllo di forze che di spostamento.

2.3 Analisi pushover

Nell'ambito dell'analisi sismica risulta utile, anche con riferimento alle più recenti normative internazionali (ATC 40), eseguire analisi incrementalì con prefissata distribuzione di forze. Tuttavia, essendo le costruzioni in muratura caratterizzate da danneggiamento con perdita di resistenza (softening), l'analisi con forze incrementalì non riesce in genere a cogliere il tratto successivo al punto limite: utile per controllare la duttilità. Operando con un normale controllo di spostamenti è invece impossibile mantenere la prefissata distribuzione di forze tipica di un'analisi statica equivalente.

La cosiddetta "analisi pushover", per la quale una prefissata distribuzione di forze viene mantenuta inalterata anche dopo il punto limite di rottura, richiede un controllo misto forze-spostamenti, in genere complesso dal punto di vista computazionale.

A tal fine è stato sviluppato ed implementato un algoritmo efficace allo scopo. Esso si basa sulla trasformazione del problema del push-over in un'analisi in controllo di spostamento su un solo grado di libertà, ma su un sistema modificato tramite un'opportuna ridefinizione della matrice di rigidità.

Si consideri per semplicità un generico sistema elastico, descritto da n gradi di libertà, di cui i primi m liberi ed i rimanenti vincolati; si prescinda da storie di carico precedenti, in vista di una

applicazione in termini incrementali. Il problema dell'analisi push-over può essere ricondotto a quello di imporre un campo di forze, rappresentativo dell'azione sismica, scalato attraverso un moltiplicatore \mathbf{I} , che evolve nel corso dell'analisi e tale da indurre uno specifico spostamento ad una delle coordinate libere.

La procedura consiste nello scegliere uno dei gradi di libertà liberi e controllarne lo spostamento. Senza perdere di generalità si consideri sia m tale grado di libertà e sia \bar{x} il valore dello spostamento da imporre.

Il sistema risolvete risulta dunque

$$\begin{cases} k_{1,1}x_1^L + \dots + k_{1,m-1}x_{m-1}^L + k_{1,m}\bar{x} + k_{1,m+1}x_{m+1}^V + \dots + k_{1,n}x_n^V = \mathbf{I}f_1 \\ k_{2,1}x_1^L + \dots + k_{2,m-1}x_{m-1}^L + k_{2,m}\bar{x} + k_{2,m+1}x_{m+1}^V + \dots + k_{2,n}x_n^V = \mathbf{I}f_2 \\ \dots \dots \dots \\ k_{m,1}x_1^L + \dots + k_{m,m-1}x_{m-1}^L + k_{m,m}\bar{x} + k_{m,m+1}x_{m+1}^V + \dots + k_{m,n}x_n^V = \mathbf{I}f_m \\ k_{m+1,1}x_1^L + \dots + k_{m+1,m-1}x_{m-1}^L + k_{m+1,m}\bar{x} + \dots + k_{m+1,n}x_n^V = f_{m+1}^V \\ \dots \dots \dots \\ k_{n,1}x_1^L + \dots + k_{n,m-1}x_{m-1}^L + k_{n,m}\bar{x} + \dots + k_{n,n}x_n^V = f_n^V \end{cases} \quad (1)$$

e, sottraendo da ciascuna delle prime $m-1$ righe la riga m moltiplicata per f_i/f_m , dove l'indice i indica la riga in esame, si ha:

$$\begin{cases} k_{1,1}x_1^L - \frac{f_1}{f_m}k_{m,1}x_1^L + \dots + k_{1,m}\bar{x} - \frac{f_1}{f_m}k_{m,m}\bar{x} + \dots - \frac{f_1}{f_m}k_{m,n}x_n^V = \mathbf{I}\left(f_1 - \frac{f_1}{f_m}f_m\right) = 0 \\ k_{2,1}x_1^L - \frac{f_2}{f_m}k_{m,1}x_1^L + \dots + k_{2,m}\bar{x} - \frac{f_2}{f_m}k_{m,m}\bar{x} + \dots - \frac{f_2}{f_m}k_{m,n}x_n^V = \mathbf{I}\left(f_2 - \frac{f_2}{f_m}f_m\right) = 0 \\ \dots \dots \dots \\ k_{m,1}x_1^L + \dots + k_{m,m-1}x_{m-1}^L + k_{m,m}\bar{x} + k_{m,m+1}x_{m+1}^V + \dots + k_{m,n}x_n^V = \mathbf{I}f_m \\ k_{m+1,1}x_1^L + \dots + k_{m+1,m-1}x_{m-1}^L + k_{m+1,m}\bar{x} + \dots + k_{m+1,n}x_n^V = f_{m+1}^V \\ \dots \dots \dots \\ k_{n,1}x_1^L + \dots + k_{n,m-1}x_{m-1}^L + k_{n,m}\bar{x} + \dots + k_{n,n}x_n^V = f_n^V \end{cases} \quad (2)$$

In questa maniera il moltiplicatore \mathbf{I} compare solo nella m -esima equazione ed è possibile risolvere il problema così modificato operando in controllo di spostamento. Il sistema risolvete, in termini matriciali, è dunque rappresentabile come

$$\begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{K}}_{LL} & \tilde{\mathbf{K}}_{LI} & \tilde{\mathbf{K}}_{LV} \\ \mathbf{K}_{IL} & \mathbf{K}_{II} & \mathbf{K}_{IV} \\ \mathbf{K}_{VL} & \mathbf{K}_{VI} & \mathbf{K}_{VV} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x}_L \\ \bar{x} \\ \mathbf{x}_V \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{I}f_m \\ \mathbf{f}_V \end{Bmatrix} \quad (3)$$

in cui i termini tildati indicano l'avvenuta sottrazione della riga m , la matrice $\tilde{\mathbf{K}}_{LI}$ è in realtà un vettore di $m-1$ righe ed una colonna, la matrice \mathbf{K}_{IL} un vettore di una riga e $m-1$ colonne, il termine \mathbf{K}_{II} corrisponde allo scalare $k_{m,m}$.

Il sistema ottenuto dalle prime $m-1$ righe è

$$\tilde{\mathbf{K}}_{LL}\mathbf{x}_L + \tilde{\mathbf{K}}_{LI}\bar{x} + \tilde{\mathbf{K}}_{LV}\mathbf{x}_V = \mathbf{0} \quad (4)$$

ovvero, con $\mathbf{x}_V = \mathbf{0}$,

$$\mathbf{x}_L = -\tilde{\mathbf{K}}_{LL}^{-1}\tilde{\mathbf{K}}_{LI}\bar{x} \quad (5)$$

e, noti gli spostamenti delle $m-1$ coordinate libere, si ritrovano le altre grandezze incognite

$$\mathbf{I} = \frac{1}{f_m} (\mathbf{K}_{IL} \mathbf{x}_L + k_{m,m} \bar{x}) \quad (6)$$

$$f_V = \mathbf{K}_{VL} \mathbf{x}_L + \mathbf{K}_{VI} \bar{x}$$

Nell'ottica di dover operare in campo non lineare è necessario riformulare il problema in termini incrementali, ovvero, assegnato un incremento al grado di libertà di controllo, determinare l'incremento da attribuire alle altre coordinate libere in modo che le forze si incrementino in rapporto prefissato. La formulazione già descritta vale a patto di sostituire a forze e spostamenti i loro incrementi.

A titolo di esempio si consideri un semplice sistema costituito da tre maschi murari di uguali caratteristiche, impilati e collegati da nodi rigidi vincolati a momento e si supponga di applicare nei nodi un campo "triangolare" di forze orizzontali sino a collasso. Tale situazione è rappresentativa di un edificio a tre piani, per il quale ciascuno dei tre maschi rappresenta la rigidezza e la resistenza a taglio, nell'ipotesi di un meccanismo di collasso di piano.

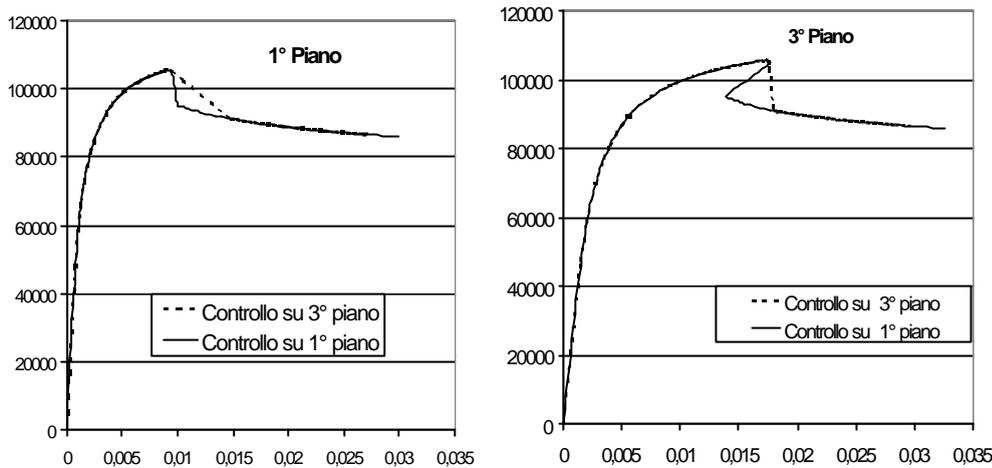


Figura 4 – Taglio alla base – spostamento.

Se si sceglie di controllare lo spostamento del primo piano si può riscontrare un meccanismo tipo snap-back del terzo piano: raggiunta la massima resistenza, per far sì che il rapporto fra la forza applicata in sommità ed al primo piano rimanga nel rapporto stabilito il terzo piano deve arretrare (vedi figura 4). Controllando invece lo spostamento del terzo piano non sarebbe stato possibile cogliere questo effetto, ma si sarebbe direttamente passati ad una fase successiva.

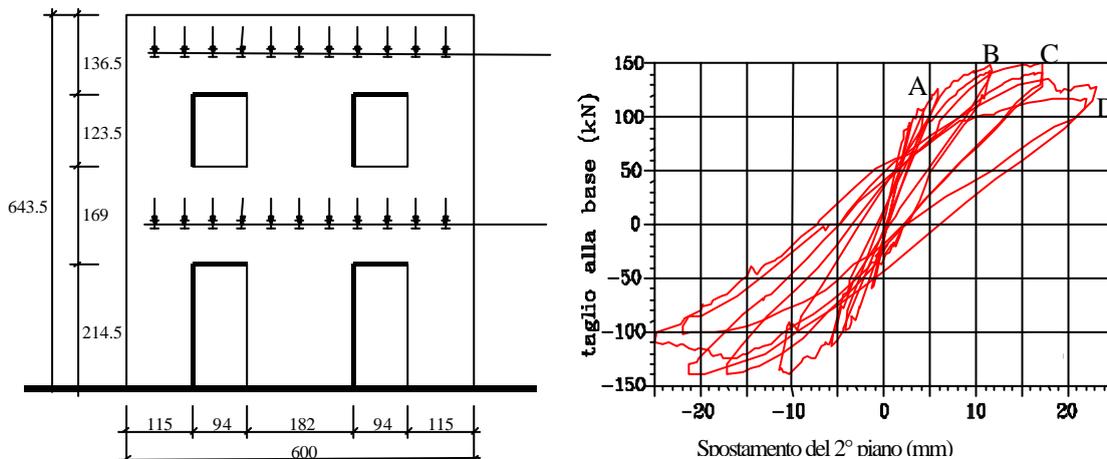


Figura 5 – "Parete D" (door wall) di Pavia. (Magenes e Calvi, 1997).

Al fine di una verifica della validità di questo modello a macroelementi, si è preso in considerazione il caso studio sperimentale del prototipo di edificio in muratura, in scala reale, provato,

nell'ambito di un vasto programma di ricerca CNR-GNDT, presso il Dipartimento di Meccanica Strutturale dell'Università di Pavia (Magenes e Calvi, 1997). Si fa riferimento, in particolare, alla parete denominata "parete D" ("door wall"): essa si sviluppa su due piani, inframmezzati da solai realizzati con profili metallici isolati, ha larghezza di base 6 m ed 4,4 m (figura 5). Si è considerato inoltre un carico aggiuntivo di 248.4 kN sul primo solaio e di 263.8 kN sul secondo. La prova ciclica quasi-statica è stata effettuata imponendo gli spostamenti orizzontali dei due orizzontamenti (controllando lo spostamento del secondo ed incrementando il primo in modo da applicare forze uguali).

La parete, regolare e non ammortata al resto dell'edificio, è stata agevolmente modellata grazie alla procedura descritta in precedenza con 9 nodi, 10 macroelementi (di cui 6 maschi murari e 4 fasce di piano) e 4 elementi trave di limitata rigidità flessionale per simulare l'effetto dei solai e dei profili metallici usati per la prova.

La simulazione numerica, in cui è stato possibile imporre direttamente forze uguali di piano mediante l'algoritmo di pushover, giunge a risultati, in termini di curva ciclica (figura 7) forza - spostamento, in buon accordo con i valori sperimentali.

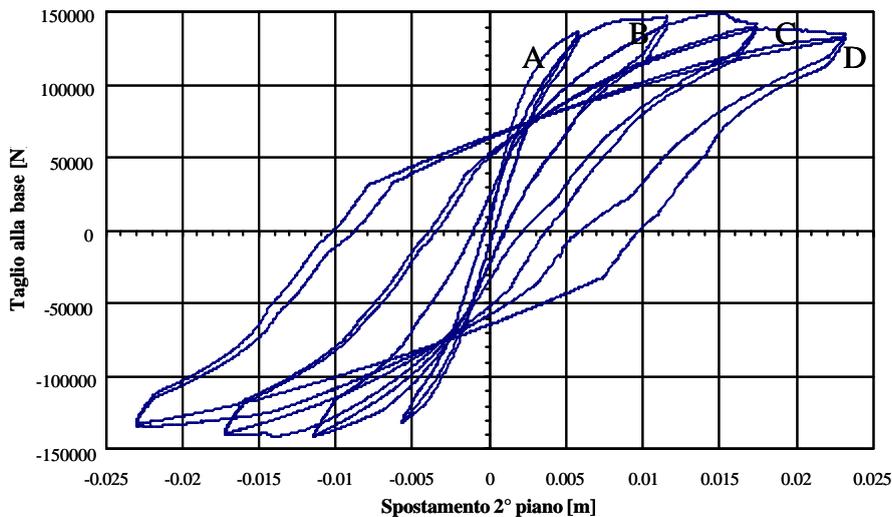


Figura 6 – Curva forza-spostamento ciclica ottenuta con il modello numerico

Il modello numerico è inoltre riuscito a cogliere i meccanismi di collasso e il grado di danneggiamento dei singoli macroelementi: seguono i raffronti al termine del ciclo B e D (figura 7).

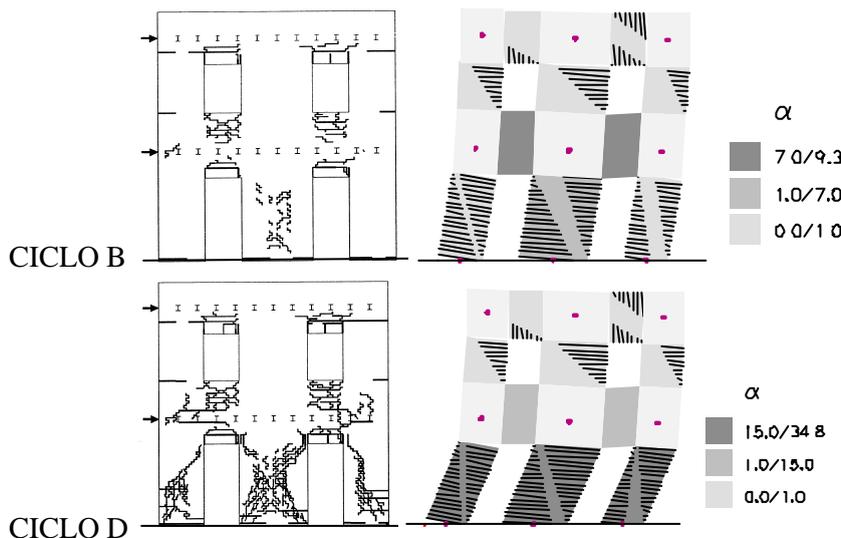


Figura 7 - Confronto fra i danneggiamenti del modello reale e a macroelementi (il tratteggio indica la parziale delle sezioni, i toni di grigio il campo di valori della funzione di danneggiamento α)

2.4 Analisi dinamica

Mediante la modellazione a macroelementi è possibile sviluppare l'analisi dinamica delle pareti, previa ripartizione delle masse strutturali nei nodi del modello.

L'analisi numerica viene condotta mediante il metodo di integrazione di Newmark, la cui formulazione originale è stata rivista in termini incrementali per poter eseguire la procedura di convergenza iterativa non lineare con metodo di Newton-Raphson.

Vengono considerati gli effetti di smorzamento viscoso mediante una matrice di smorzamento alla Rayleigh:

$$D = a_0 M + a_1 K \quad (7)$$

Una prima verifica dell'affidabilità delle analisi dinamiche si è ottenuta studiando un sistema ad un solo grado di libertà (costituito da un unico macroelemento): si è verificata la correttezza del periodo proprio e dello smorzamento viscoso studiando le vibrazioni libere del sistema; per evidenziare i differenti meccanismi di collasso (rottura a taglio – ribaltamento) si sono presi in esame due pannelli, uno più tozzo e l'altro più snello. Essi hanno entrambi dimensione 1 m di base e, rispettivamente 1.35 m e 2 m di altezza, con carico verticale pari a 150 kN.

La risposta ciclica dà mostra (figura 8) di una rottura a taglio con degrado ed isteresi per il pannello tozzo ed un comportamento elastico non lineare (ribaltamento di estremità) nel caso del pannello snello.

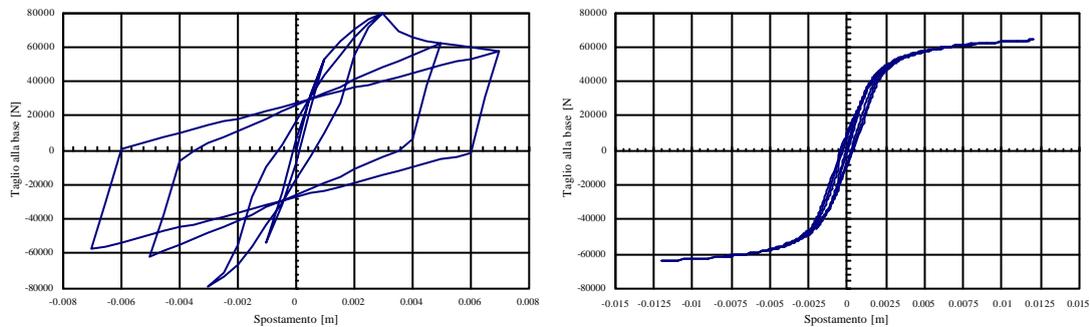


Figura 8 – Risposta ciclica: pannello 'tozzo' (sinistra) e pannello 'snello' (destra)

L'analisi delle vibrazioni libere del pannello snello mostra cicli a periodo più lungo, nel caso di parzializzazione delle sezioni di estremità. Nel pannello tozzo si possono verificare spostamenti orizzontali residui se si parte da una condizione danneggiata.

La procedura fornisce soluzioni molto accurate sia in termini di smorzamento in vibrazioni libere (assenza di smorzamento numerico) sia come risposta forzata con eccitazione armonica. Nel caso si consideri l'effetto delle vibrazioni in direzione verticale, che si attivano anche in presenza di sola eccitazione orizzontale quando il pannello ribalta (vedi fig. 9), si determinano variazioni istantanee della componente verticale che quindi modificano anche la risposta orizzontale del pannello.

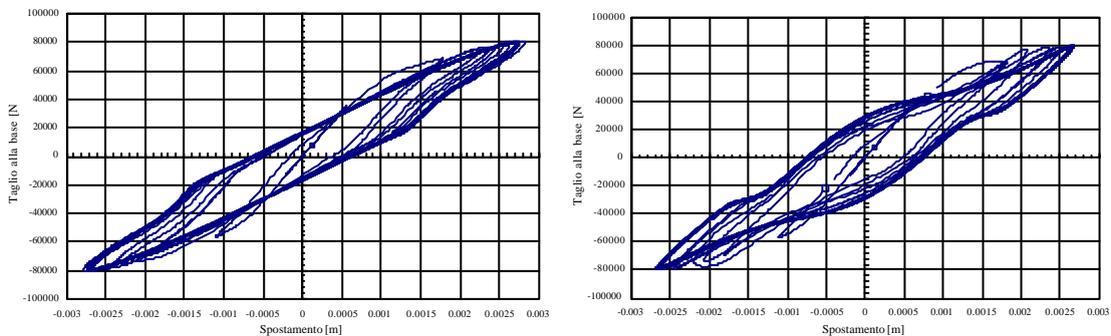


Figura 9 – Risposta dinamica con eccitazione orizzontale armonica: trascurando (a sinistra) o considerando (a destra) l'effetto sulla risposta orizzontale delle vibrazioni verticali indotte

3 MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE A MACROELEMENTI

La modellazione dell'intero edificio implementata muove da alcune ipotesi sul funzionamento strutturale delle costruzioni in muratura, frutto di esperienze, osservazione del comportamento di edifici reali, prove sperimentali ed analisi numeriche in grado di simularle.

Dalle ipotesi sono derivate alcune scelte operative, che hanno portato a prevedere di tenere conto o di trascurare, in sede di modellazione, i fenomeni che si ritiene possano in qualche modo influenzare la risposta sismica.

Le prime ipotesi riguardano l'identificazione, all'interno della costruzione in muratura, della struttura resistente ai carichi verticali ed orizzontali: gli elementi strutturali che tipicamente si trovano in un edificio murario sono pareti ed orizzontamenti.

Le pareti hanno il ruolo di elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali che di quelli orizzontali; agli orizzontamenti (solai, volte, coperture) invece si riconosce il ruolo di riportare alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza.

Nei riguardi delle azioni orizzontali si è ritenuto di trascurare il contributo resistente della parete in direzione ortogonale al proprio piano, data la notevole flessibilità. I meccanismi di collasso fuori piano non sono quindi modellati, ma questo non rappresenta un limite in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti di cui, con opportuni accorgimenti ed interventi puntuali, si può limitare decisamente l'insorgenza.

Analogamente non viene simulata la risposta flessionale dei solai, significativa per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta globale; i carichi sui solai sono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di orditura e delle aree di influenza. Il solaio contribuisce invece come lastra dotata di opportuna rigidezza di piano.

La struttura risulta così dall'assemblaggio di strutture piane, le pareti e gli orizzontamenti, entrambe prive di rigidezza flessionale fuori dal piano.

Stabilito un riferimento globale unico per il modello dell'edificio, vengono introdotti i riferimenti locali di ciascuna parete: si assume che le pareti giacciono in un piano verticale e si localizza la loro traccia in pianta attraverso le coordinate di un punto della parete, rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano globale (X,Y,Z) , e l'angolo formato con l'asse X .

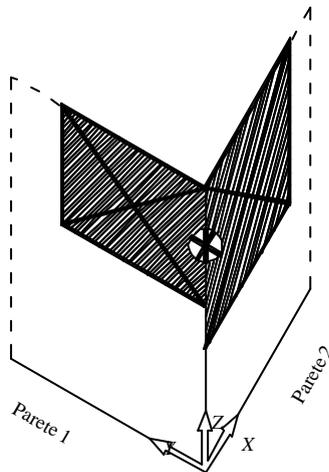


Figura 10 - Schema di nodo tridimensionale

Le pareti possono essere connesse le une alle altre ed ai solai attraverso nodi, rappresentativi di situazioni quali cantonali e martelli, a cinque gradi di libertà $(u_x, u_y, u_z, rot_x, rot_y)$ nel riferimento globale individuati dalla quota Z e, per quanto riguarda le coordinate X e Y , dall'intersezione di due pareti o dall'estremo di una. Il grado di libertà di rotazione, intorno all'asse verticale Z , corrisponderebbe a rigidezze flessionali fuori piano delle pareti e torsionali nel piano dei solai.

Per meglio procedere all'assemblaggio dei macroelementi ed agevolare la modellazione si ipotizza il nodo tridimensionale come costituito da due nodi bidimensionali virtuali coincidenti in corrispondenza delle pareti incidenti: ciascuno di essi ha un proprio baricentro, giacente nel piano della parete di appartenenza, proprie massa ed inerzia, ed eventualmente una propria geometria. Ovviamente le pareti incidenti non sono necessariamente orientate secondo gli assi

ometria. Ovviamente le pareti incidenti non sono necessariamente orientate secondo gli assi globali XY : si applica pertanto una matrice di passaggio che riporta le coordinate dei nodi fittizi alle coordinate dell'effettivo nodo tridimensionale.

La modellazione della parete può così ancora avvenire nel piano, recuperando quanto descritto nel paragrafo precedente. I nodi che appartengono ad una sola parete rimangono bidimensionali, ovvero mantengono solo 3 gradi di libertà anziché 5.

I solai, modellati come elementi finiti membrana ortotropi a 3 o 4 nodi, sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1 . E_2 è il modulo elastico in direzione perpendicolare all'orditura, mentre ν è il coefficiente di Poisson e $G_{1,2}$ il modulo di elasticità tangenziale. E_1 ed E_2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine $G_{1,2}$ rappresenta invece la rigidezza a taglio del solai nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti.

Le analisi implementate sono le stesse del sistema bidimensionale, ma vengono generalizzate ed adattate al caso tridimensionale.

L'analisi pushover tridimensionale consente di cogliere l'effetto dell'accoppiamento dovuto alla rigidezza solai e di valutare il comportamento torsionale dell'edificio.

Si è reso necessario, a causa delle ipotesi semplificative illustrate in precedenza, costruire una nuova matrice di inerzia in cui i contributi alla massa dei nodi a tre gradi di libertà in direzione ortogonale alle pareti di appartenenza sono riportati ai nodi a cinque gradi di libertà.

La costruzione della matrice d'inerzia inizia dall'assemblaggio di quelle delle singole pareti e tiene conto della massa (propria e portata) trasferita dai solai, coerentemente con il proprio verso di orditura, ai nodi (bi o tridimensionali) con un'eventuale eccentricità orizzontale nel piano della parete. Anche la massa dei nodi e la quota parte di massa degli elementi incidenti può presentare, nel piano della parete, eccentricità verticali ed orizzontali.

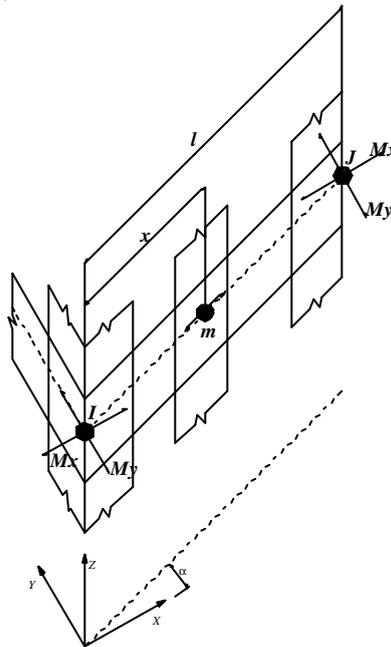


Figura 11 – Trasferimento ai nodi 3d della massa nodale in direzione ortogonale alla parete

Poiché i nodi bidimensionali sono privi di gradi di libertà ortogonali al piano della parete di appartenenza, nel calcolo delle masse viene trasferita la quota di massa nodale in tale direzione ai nodi tridimensionali vicini, in proporzione alla mutua distanza ed in modo che la massa complessiva del sistema nelle direzioni X ed Y sia coerente. Nel modello vengono cioè considerate due distinte masse nodali nelle due direzioni orizzontali per i nodi tridimensionali. Con riferimento alla figura 11, i termini di massa nodale del nodo I si ottengono dalle seguenti relazioni:

$$M_x^I = M_x^I + m(1 - |\cos \mathbf{a}|) \frac{l-x}{l}$$

$$M_y^I = M_y^I + m(1 - |\sin \mathbf{a}|) \frac{l-x}{l}$$
(8)

Questa soluzione ha permesso così di implementare analisi statiche con componenti di accelerazione nelle tre direzioni principali ed analisi dinamiche al passo anch'esse con la possibilità di specificare contemporaneamente tre componenti di input nelle tre direzioni.

4 ESEMPI DI ANALISI DI EDIFICI

Quali applicazioni della procedura precedentemente illustrata, vengono presentate analisi pushover e dinamiche di un prototipo di edificio in muratura di due piani costituito da quattro pareti, diverse fra loro per geometria e caratteristiche meccaniche, e di due solai. Il modello strutturale è così realizzato mediante l'individuazione di 22 nodi (14 bidimensionali e 8 tridimensionali) e l'assemblaggio di 32 macroelementi e di 2 elementi solaio a 4 nodi.

4.1 Analisi pushover

L'edificio, la cui geometria è riportata in figura 12, è stato sollecitato da un campo di forze di eguale intensità applicate in corrispondenza degli spigoli dei due solai; controllando lo spostamento dello spigolo della parete 2 in corrispondenza del primo piano, si è spinto l'edificio fino al raggiungimento di una condizione di collasso d'insieme.

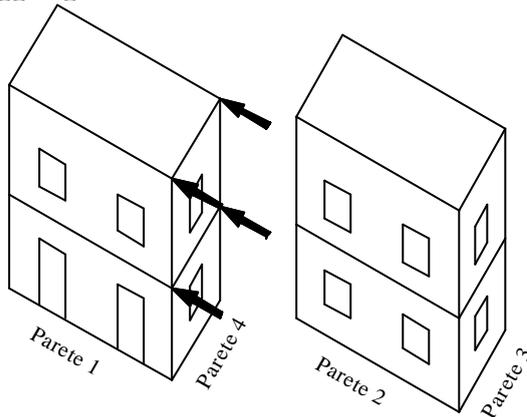


Figura 12 – Edificio scatolare a due piani.

Per evidenziare come la rigidezza dei solai influisca sulla resistenza globale dell'insieme, si è utilizzato in una prima analisi un solaio con elevato modulo elastico tangenziale G (assimilabile cioè ad un solaio infinitamente rigido), in una seconda un solaio con un modulo minore (solaio deformabile). Si è scelto di modellare la parete 1 in modo che fosse più deformabile, ma anche più resistente.

I grafici riportati in figura 14 mostrano, nei due casi di orizzontamenti rigidi e deformabili, come a curve pushover delle due pareti longitudinali simili nelle due configurazioni corrisponda, per effetto del diverso accoppiamento dovuto ai solai, una risposta globale dell'edificio estremamente differente.

Nel secondo caso, in particolare, si nota come l'analisi pushover abbia evidenziato un fenomeno tipo snap-back: una volta raggiunta la resistenza massima la parete 2 degrada perdendo resistenza; l'algoritmo dell'analisi pushover impone che la forza agente sulle due pareti sia uguale e questo fa sì che la parete 1, subendo un decremento di sollecitazione, manifesti anche una riduzione dello spostamento.

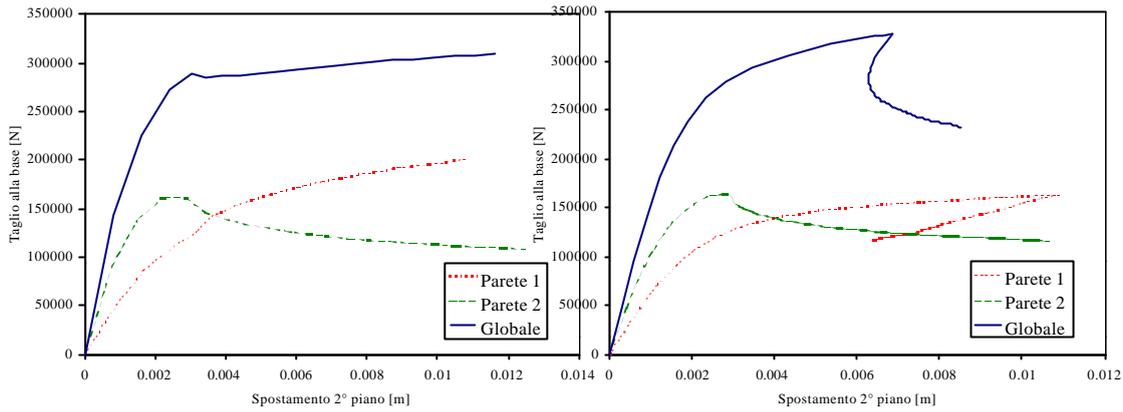


Figura 14 – Andamento taglio alla base – spostamento in sommità solai rigidi (sinistra) e deformabili

Confrontando la resistenza complessiva dell'insieme si nota come la struttura con solaio rigido limitando la deformazione nella parete 1 sovraccarica la parete mandandola a collasso; viceversa il sistema più deformabile riesce ad esprimere una resistenza maggiore poiché le pareti si comportano in modo pressochè indipendente, tuttavia, una volta giunta a collasso la parete 2 si innesca lo snap-back con progressivo degradamento della resistenza.

Il meccanismo di collasso mostrato dalla parete 2 è chiaramente un meccanismo di piano debole, senza evidenti deformazioni nelle fasce tra le finestre, mentre la parete 1, pur avendo un meccanismo di collasso analogo, manifesta vistose deformazioni delle architravi (figura 15).

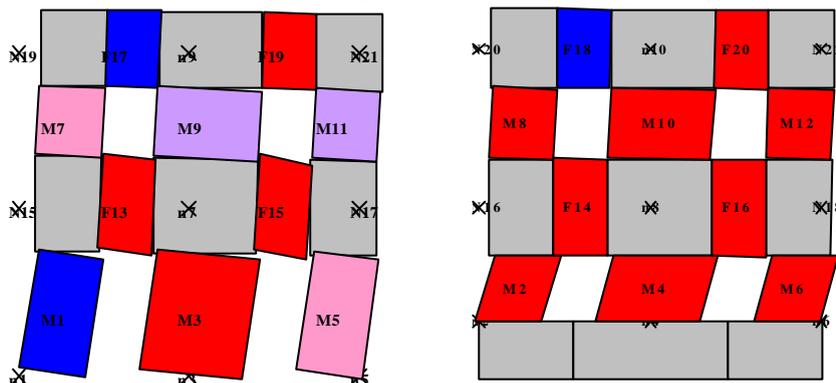


Figura 15– Deformata a collasso delle pareti 1 (sinistra) e 2 (destra)

Osservando la deformazione in pianta (figura 16), si può inoltre notare come, solo nel caso di orizzontamenti rigidi, si possa apprezzare un comportamento torsionale dell'edificio nel suo complesso dovuto ad una irregolare distribuzione di rigidità tra le pareti perimetrali.

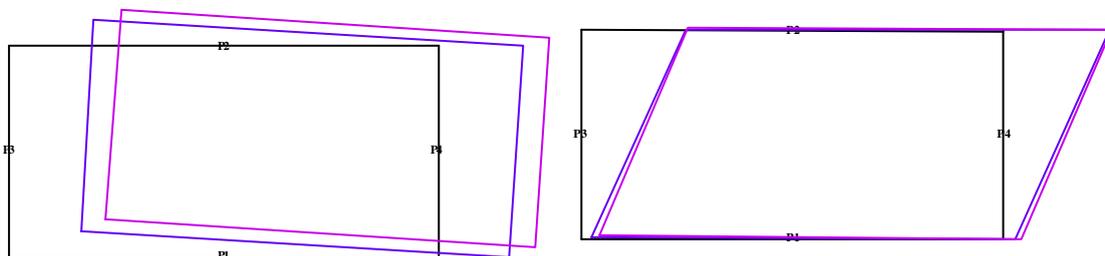


Figura 16 – Vista aerea della deformata dell'edificio: solai rigidi (sinistra) e solai deformabili (destra)

4.2 Analisi dinamica

Per il prototipo di edificio dell'esempio precedente, nel caso di orizzontamenti rigidi, è stata inoltre condotta un'analisi dinamica al passo utilizzando come input, nella stessa direzione in cui è stata condotta l'analisi pushover, un accelerogramma sintetico, compatibile con lo spettro di risposta EC8, scalato ad un valore massimo di accelerazione del terreno di 0.3 g (figura 17).

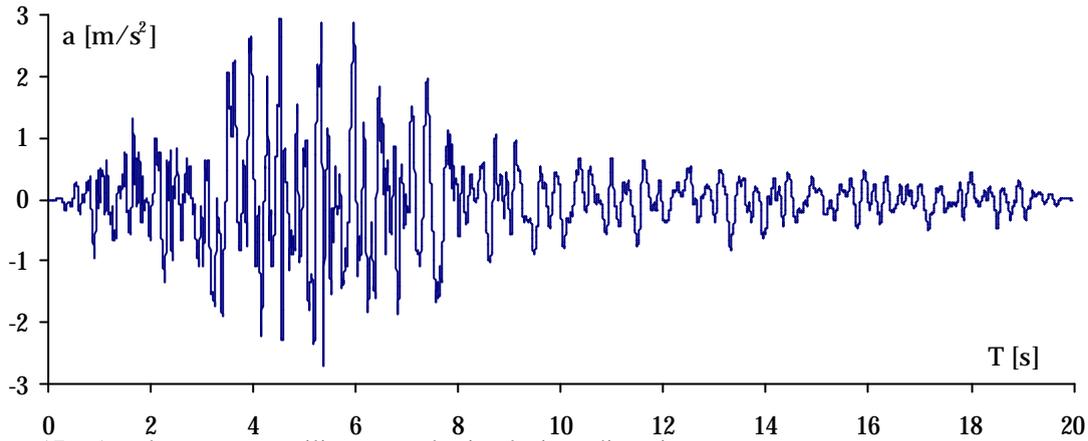


Figura 17 – Accelerogramma utilizzato per la simulazione dinamica

Il grafico riportato in figura 18 mostra la risposta dinamica del sistema, in termini di storie di spostamento orizzontale in sommità alle pareti 1 e 2, eccitato dalla componente di accelerazione in direzione longitudinale all'edificio.

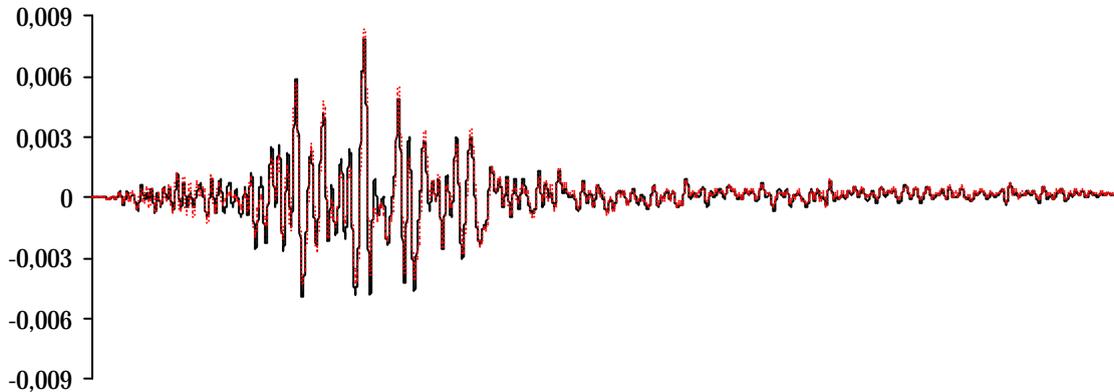


Figura 18 – Time-history di spostamento in sommità alle pareti 1 (continua) e 2 (tratteggiata)

In termini di curve forza-spostamento per le pareti 1 e 2, la risposta dinamica evidenzia, a fronte di valori massimi di forza e spostamento simili, comportamenti ciclici e dissipativi molto diversi: la parete 2, in cui si manifesta diffusamente danneggiamento a taglio dei macroelementi, ha un comportamento isteretico con cicli ampi, mentre la parete 1, inizialmente più deformabile e con meccanismi di rocking nei maschi del piano terra, ne è sostanzialmente priva.

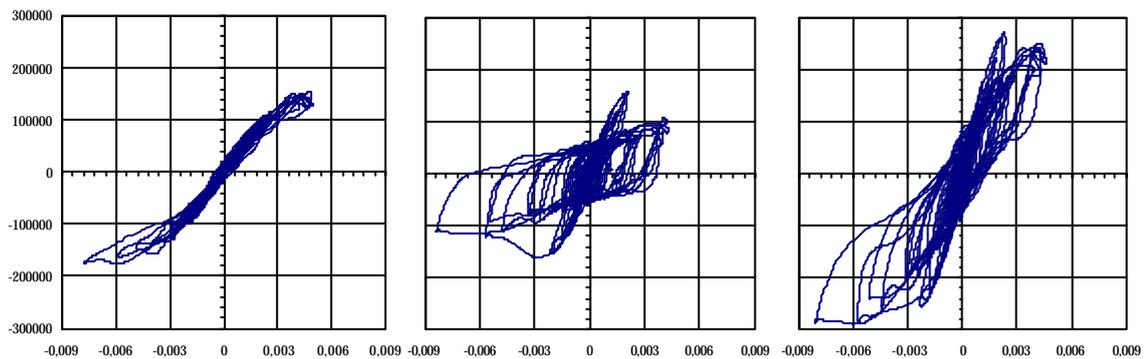


Figura 19 – Curva dinamica taglio alla base-spostamento in sommità: parete 1, parete 2 e globale

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Abrams D.P., 1997, Response of unreinforced masonry buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 1, 1.
- Abrams D.P., Calvi G.M. (eds.), 1994, *Proc. of the US-Italy workshop on Guidelines for seismic evaluation and rehabilitation of unreinforced masonry buildings*, Technical Report NCEER-94-0021, Pavia.
- Anthoine A., 1995, Derivation of the in-plane characteristics of masonry through homogenization theory, *Int. J. Solids Structures*, 32, 2.
- Anthoine A., Magonette G., Magenes G., 1995, Shear compression testing and analysis of brick masonry walls, *Proc. of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna.
- Braga F., Dolce M., 1982, Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici, *Proc. 6th I.B.Ma.C.*, Roma.
- Braga F., Liberatore D., 1991, Modeling of seismic behaviour of masonry buildings, *Proc. 9th I.B.Ma.C.*, Berlino.
- Brencich A., Lagomarsino S., 1997, Un modello a macroelementi per l'analisi ciclica di pareti murarie, *Atti dell'8^o Convegno Nazionale ANIDIS*, Taormina.
- Brencich A., Penna A., 1999, Una procedura a macroelementi per l'analisi sismica di pareti in muratura con orizzontamenti in cemento armato, *Atti del 9^o Convegno Nazionale ANIDIS*, Torino.
- Como M., Grimaldi A., 1986, A new method on the lateral strength evaluation of masonry walls and buildings, *Proc. of the 8th European Conference on Earthquake Engineering*, LNEC, Lisbon.
- Cundall P.A., 1998, Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part I: A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 25, pp. 107-116.
- D'Asdia P., Viskovic L., 1994, L'analisi sismica degli edifici in muratura, *Ingegneria Sismica*, XI, 1.
- Fusier F., Vignoli A., 1993, Proposta di un metodo di calcolo per edifici in muratura sottoposti ad azioni orizzontali, *Ingegneria Sismica*, X, 1.
- Gambarotta L., Lagomarsino S., 1996, Sulla risposta dinamica di pareti in muratura, in Gambarotta L. (ed.) *La meccanica delle murature tra teoria e progetto*, *Atti del Convegno Nazionale*, Messina.
- Gambarotta L., Lagomarsino S., 1997a, Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26.
- Gambarotta L., Lagomarsino S., 1997b, Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26.
- Giuffrè A. (ed.), 1993, *Sicurezza e conservazione dei centri storici in zona sismica. Il caso di Ortigia*, Laterza, Bari.
- Hart R.D., Cundall P.A., Lemos J.V., 1998, Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part II: Mechanical calculations, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 25, pp. 117-125.
- Lourenço P.B., 1996, *Computational strategies for masonry structures*, PhD Thesis, TU Delft.
- Magenes G., 2000, A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings, *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland.
- Magenes G., Calvi G.M., 1997, In-plane seismic response of brick masonry walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26.
- Magenes G., Della Fontana, 1988, Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings, *Proc. of the British Masonry Society*, 8, pp. 190-195.
- Magenes G., Kingsley G.R., Calvi G.M., 1995, Static testing of a full scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response, in *Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype*, Report 3.0 CNR-GNDT Numerical Prediction of the experiment: 1.1 – 1.41.
- Page A.W., 1978, Finite element model for masonry, *J. Struct. Div.*, ASCE, 104, 8.
- Pande G.N., Middleton J., Kralj (eds.), 1997, *Computer methods in structural masonry* – 4, Firenze.
- Tomazevic M., 1978, Computation of the shear resistance of masonry buildings, in *The seismic resistance of masonry buildings*, Report, 1, ZRMK, Lubiana.