

## 1. INTRODUZIONE

*Guido Magenes*

L'analisi non lineare statica riveste per diversi motivi una notevole importanza nell'ambito dello studio della risposta sismica delle strutture. In primo luogo, si può banalmente osservare che la capacità di modellare in modo soddisfacente la risposta ad azioni statiche monotone è un presupposto fondamentale per aspirare allo studio della risposta ciclica o dinamica. Ma al di là di queste considerazioni, si osserva come l'analisi non lineare statica equivalente al sisma sia riconosciuta da diversi anni ormai come un efficace strumento di previsione approssimata della risposta sismica delle strutture, qualora siano verificate alcune ipotesi.

In ambito nazionale, l'introduzione a livello normativo di metodi di analisi statica non lineare per gli edifici in muratura risale alla fine degli anni Settanta, quando, a seguito degli eventi sismici del Friuli, fu introdotto nelle normative tecniche (DT2, 1978 [20]) il metodo POR proposto da Tomaževic (1978 [39]). L'attuale normativa sismica nazionale (D.M. 16/1/96, [16]) tuttora prevede metodi di verifica statica equivalente con ipotesi di comportamento non lineare. Il panorama normativo internazionale attuale vede diverse proposte di utilizzo dell'analisi non lineare statica (denominata "push analysis" o "pushover analysis"). Alcune normative recenti prevedono procedure anche piuttosto articolate, in cui non ci si limita a considerare solamente il problema della sicurezza a collasso, ma si considerano diversi stati limite di danno o "livelli prestazionali" (si citano a questo proposito i documenti FEMA 273 [21] e ATC 43 [4]). E' evidente quindi come la disponibilità di modelli sufficientemente affidabili per l'analisi non lineare statica sia un tema di grande interesse applicativo.

Il nostro Paese è stato ed è tuttora sede di numerosi e qualificati studi nell'ambito della modellazione delle strutture murarie, in particolare in ambito sismico. Negli ultimi venti anni sono stati proposti numerosi modelli per il calcolo della risposta sismica di pareti murarie e di edifici, a diversi livelli di dettaglio e con diversi presupposti teorici. La diversità dei presupposti teorici è spesso conseguenza della grande varietà degli oggetti che vengono studiati: quando si parla di murature si intendono forme costruttive che possono differire considerevolmente per materiali, tessitura, concezione d'insieme del sistema strutturale e dettagli costruttivi. Non è quindi realistico pensare di individuare un unico modello di assoluta applicabilità e validità generale. Tuttavia si ritiene che sia necessario ed opportuno individuare alcuni elementi fondamentali che dovrebbero esser comuni a tutti i modelli per poter, se non altro, scongiurare errori macroscopici nella previsione della risposta, e consentirne l'utilizzo in un campo sufficientemente ampio di applicazioni pratiche.

In questa monografia si presenta un metodo per l'analisi statica non lineare di edifici in muratura soggetti ad azioni orizzontali sviluppato presso l'Unità di Ricerca dell'Università di Pavia. L'esposizione del metodo viene preceduta da una discussione introduttiva su alcuni argomenti che si ritengono rilevanti al fine di una

corretta modellazione. Il metodo proposto viene definito “semplificato” in quanto si basa su una modellazione per macroelementi. Tale approccio mira a contenere il numero dei gradi di libertà del problema e a semplificare il processo di preparazione dei dati di ingresso e di lettura ed interpretazione dei risultati, in modo da consentire l’analisi di interi edifici. Alla descrizione del metodo (denominato SAM) segue l’applicazione del metodo ad alcuni casi studio, fra i quali due edifici della città di Catania. Ove possibile, i risultati di tali applicazioni vengono discussi anche a fronte dei risultati ottenuti con altri metodi di analisi.

Il metodo proposto mira alla valutazione della risposta globale degli edifici, in cui il meccanismo resistente è governato dalla risposta nel piano delle pareti, senza considerare eventuali meccanismi di collasso associati alla risposta dinamica fuori dal piano. La verifica di tali meccanismi va svolta con altri metodi che non sono oggetto di discussione in questa sede. Si ricorda a tale proposito che l’analisi globale di un edificio assume significato quando i meccanismi di rottura per ribaltamento fuori dal piano (meccanismi cosiddetti di “primo modo”, Giuffrè , 1993 [25]) sono prevenuti da opportuni dettagli strutturali quali la presenza di catene e/o cordolature.

Nello sviluppo del metodo sono stati presi in considerazione alcuni requisiti ritenuti irrinunciabili per un modello di calcolo non lineare, ancorché semplificato, a fronte delle ricerche sperimentali e numeriche finora svolte. Tali requisiti vengono qui elencati.

- Il modello deve prevedere tutti i principali meccanismi di rottura degli elementi strutturali, sia in muratura che di altra natura (es. cordoli in c.a.). Ad ogni meccanismo di rottura deve essere associato un opportuno criterio di resistenza sufficientemente approssimato.
- Gli equilibri locali e globali devono essere rispettati. Questo requisito, assieme al precedente, ha lo scopo di ridurre al minimo la possibilità di ottenere soluzioni grossolanamente errate in termini di resistenza ultima della struttura.
- Deve essere raggiunto un giusto compromesso fra il livello di dettaglio e la semplicità d’uso e di lettura ed interpretazione ingegneristica dei risultati.
- Deve esserci la possibilità di definire in modo abbastanza agevole delle soglie significative di danneggiamento degli elementi (basate ad esempio su misure di deformazione). Questo requisito prevede l’applicazione del metodo nell’ambito dei più moderni approcci di verifica basati sugli stati limite prestazionali (performance-based assessment).

Il metodo si basa su una formulazione a telaio equivalente. Questo tipo di idealizzazione è tutt’altro che nuova nel panorama dei metodi di analisi di edifici in muratura, tuttavia si ritiene che non si siano finora pienamente approfondite tutte le possibilità di tale approccio nel campo non lineare. Nonostante tale formulazione possa sembrare molto rozza, essa si è rivelata molto efficace nel conseguire una serie di risultati di interesse applicativo. Inoltre, il metodo nasce da una elaborazione ed

uno sviluppo di alcuni concetti presenti nei metodi basati sul “meccanismo di piano” (POR e derivati), e quindi da tempo familiari a molti progettisti.

L'applicazione parametrica del modello ha consentito di porre in evidenza alcuni importanti aspetti relativi alla modellazione non lineare degli edifici in muratura, e di trarre alcune conclusioni rilevanti sia per le applicazioni che per i necessari sviluppi futuri della ricerca in questo settore.



## 2. CONSIDERAZIONI SULLA MODELLAZIONE DELLA RISPOSTA DI ELEMENTI MURARI E DI PARETI AD AZIONI NEL PIANO

*Guido Magenes*

Nel premettere alcune considerazioni generali sul problema della modellazione non lineare di elementi murari e pareti soggette ad azioni nel piano, si intende focalizzare l'attenzione principalmente su quei modelli che, grazie ad un onere computazionale ridotto, consentono l'analisi di interi edifici, e che per brevità si denominano come modelli "semplificati", anche se in alcuni casi i presupposti teorici o l'implementazione possono essere tutt'altro che semplici. Si resterà quindi nell'ambito della macromodellazione, in cui lo scopo è di cogliere con sufficiente accuratezza il comportamento di macroelementi (pannelli) semplici, mediante i quali è possibile valutare la risposta globale della struttura.

Nel panorama piuttosto articolato dei modelli per l'analisi non lineare di edifici in muratura si ritiene che sia possibile individuare alcuni criteri di classificazione.

Una prima distinzione individua i modelli basati sull'**analisi limite** (Como e Grimaldi, 1985, [25], Abruzzese et al., 1992, [2]), in cui ci si limita al calcolo del carico di collasso e del relativo meccanismo. In tali modelli non si studia la deformabilità della struttura in fase elastica e post-elastica, in quanto ci si riconduce in sostanza ad uno studio di equilibri e cinatismi di corpi rigidi.

In alternativa a questo approccio di calcolo si trova una ampia casistica di modelli che considerano deformazioni in campo elastico, eventualmente seguite da deformazioni anelastiche. Nell'ambito di questa più ampia famiglia di modelli, si possono successivamente individuare modelli che mantengono una modellazione **bidimensionale** dei pannelli murari, in alternativa ad una modellazione **monodimensionale**, in cui si ipotizza di isolare degli elementi murari (maschi, fasce) idealizzabili come travi tozze con comportamento non lineare oppure come bielle (puntoni).

Nel caso dei modelli di tipo bidimensionale si nota come un ingrediente fondamentale della modellazione sia considerato il comportamento monolatero (o "no tension") del materiale che conferisce quindi una rigidità variabile all'elemento, in funzione dello stato di sollecitazione. Per comportamento monolatero si intende l'ipotesi di resistenza a trazione nulla, che può essere di tipo generalizzato (non si ammette trazione in qualunque giacitura) oppure limitato a giaciture particolari (orientate come i letti di malta). L'implementazione della condizione di "no tension" avviene quindi utilizzando tecniche che modificano la geometria degli elementi, al fine di eliminare le zone in trazione (D'Asdia e Viskovic, 1994, [18], Fig. 1), oppure mediante una opportuna formulazione del campo di sforzi all'interno del pannello (Braga e Liberatore, 1990, [8], Fig. 2).

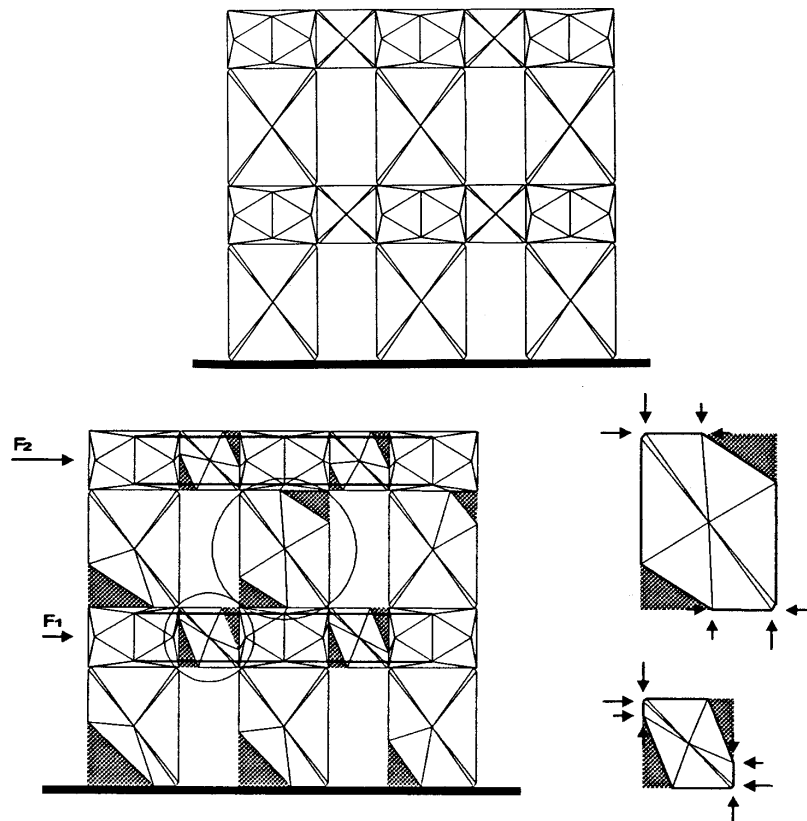


Fig. 1 - Modello con elementi a geometria variabile (D'Asdia e Viskovic, 1994).

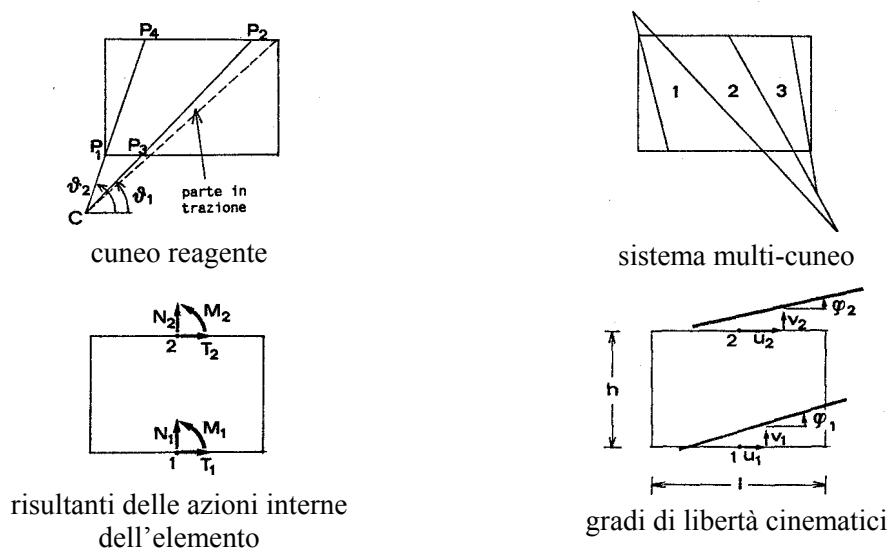


Fig. 2 - Modello a macroelementi con campo di sforzi "no tension" (Braga e Liberatore, 1990).

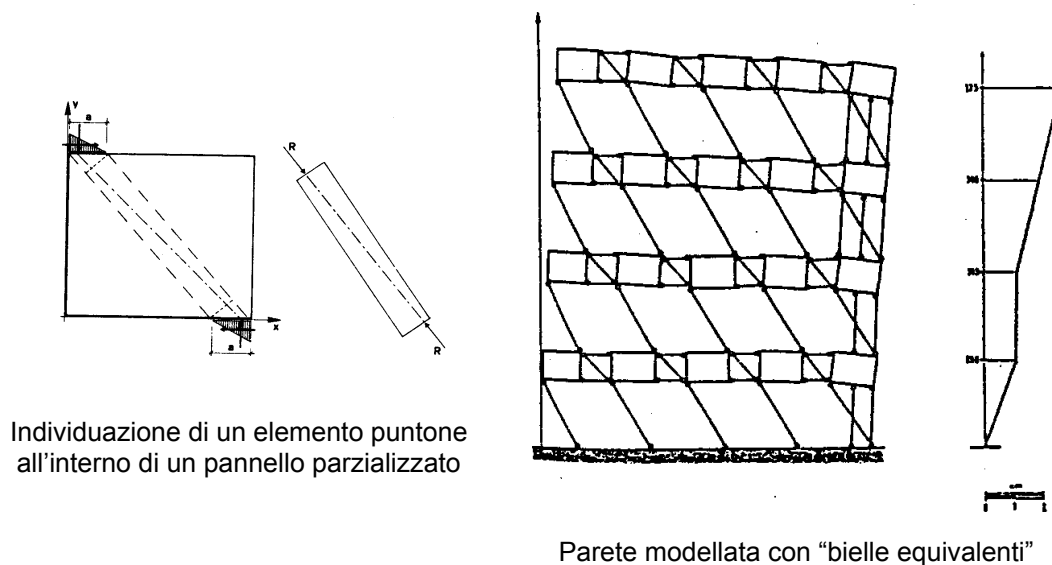
Considerando i due modelli appena citati, si nota che nelle zone compresse ovvero “reagenti” degli elementi vengono mantenute delle relazioni costitutive di tipo elastico lineare. Per tener conto di eventuali meccanismi di rottura quali ad esempio quelli legati allo schiacciamento della muratura compressa è quindi necessario introdurre delle verifiche sui valori massimi delle tensioni di compressione. Come si discuterà nelle pagine immediatamente seguenti, anche i meccanismi di rottura per taglio richiedono dei controlli sulle tensioni, in quanto l’ipotesi di comportamento no-tension non è necessariamente cautelativa nei confronti di tali meccanismi. Nei due modelli citati si utilizzano quindi dei criteri di verifica della resistenza nei confronti di alcuni possibili meccanismi di rottura delle parti reagenti, e l’analisi viene interrotta se uno dei criteri risulta violato.

Nel caso dei modelli con elementi monodimensionali la classe dei modelli basati sull’idealizzazione a biella o a puntone (Calderoni et al., 1987 e 1989, [12][13]) si propone di modellare la porzione reagente del pannello murario mediante un elemento biella la cui inclinazione e la cui rigidezza riproducano in media il comportamento del pannello (Fig. 3). Poichè al crescere della parzializzazione consegue una variazione delle proprietà geometriche della biella equivalente (inclinazioni, dimensioni della sezione), anche questi metodi sono classificabili come “a geometria variabile”. La crisi dei singoli pannelli è associata al raggiungimento di una configurazione limite di equilibrio oppure alla rottura per compressione del puntone.

L’altra classe di modelli con elementi monodimensionali fa uso di elementi trave con deformazione a taglio. In questo ambito sono stati proposti sia elementi a rigidezza variabile (basata sul calcolo in sezione parzializzata, Braga e Dolce, 1982 [7]) che elementi a rigidezza costante in fase elastica, a cui segue una fase di deformazione plastica (Tomaževic, 1978 [39], Dolce, 1989 [19], Tomaževic e Weiss, 1990 [41]). In quest’ultimo caso la nonlinearietà del comportamento è innescata dal raggiungimento di una condizione limite di resistenza. Gran parte dei metodi basati sul “meccanismo di piano” (fra cui il POR) rientrano in questa classe di modelli.

Un ulteriore importante elemento di distinzione fra i metodi consiste nel numero dei possibili meccanismi di comportamento anelastico, ed in particolar modo dei meccanismi di rottura dei singoli elementi e del complesso strutturale, di cui si discuterà più in dettaglio nei capitoli seguenti. E’ appena il caso di ricordare, a titolo esemplificativo, il noto caso del metodo POR i cui limiti principali, nella sua versione originale (Tomaževic, 1978 [39] e DT2, 1978 [20]), consistevano:

- a) nel considerare i maschi murari come unica sede di deformazioni e di rotture, senza valutare l’eventualità della rottura di altri elementi quali le fasce;
- b) nell’ipotizzare un solo possibile meccanismo di rottura dei maschi murari (rottura per taglio con fessurazione diagonale), trascurando le rotture per ribaltamento o per scorrimento.



Individuazione di un elemento puntone all'interno di un pannello parzializzato

Parete modellata con "bielle equivalenti"

Fig. 3 - Modellazione dei pannelli parzializzati mediante puntoni equivalenti (Calderoni, Pagano et al., 1987 e 1989).

Successive proposte di miglioramento del metodo (Dolce, 1989[19], Tomaževic e Weiss, 1990 [41]) hanno ovviato all'inconveniente b) in maniera piuttosto agevole introducendo opportuni criteri di rottura aggiuntivi. Tuttavia non è stato possibile ovviare in modo soddisfacente al limite a), come conseguenza di un altro fondamentale limite del metodo, relativo al modello strutturale d'insieme. Difatti il modello è basato sull'ipotesi di "meccanismo di piano" ed esegue una analisi non lineare taglio-spostamento separatamente per ogni interpiano. Tale approccio, che semplifica enormemente i calcoli, non può tuttavia prendere in considerazione il problema del calcolo delle sollecitazioni delle fasce se non facendo eventualmente ricorso a calcoli molto approssimati (Braga e Dolce, 1982 [7], Fusier e Vignoli, 1993 [22]). Tra l'altro, un'analisi taglio-spostamento interpiano richiede che vengano avanzate delle ipotesi sul grado di vincolo esistente alle estremità dei maschi. Tale grado di vincolo dipende dalla rigidità e dalla resistenza degli elementi orizzontali di accoppiamento (fasce murarie e/o cordoli in c.a.), che sono sollecitati in modo crescente al crescere delle forze sismiche orizzontali, e che quindi sono suscettibili di fessurazione o rottura. E' evidente che questi fenomeni possono essere valutati in maniera sufficientemente accurata solamente con una analisi globale della parete multipiano o dell'edificio.

L'analisi globale dell'edificio è inoltre l'unica possibilità per evitare violazioni degli equilibri globali e locali: è stato posto in evidenza in più sedi come una analisi separata piano per piano non possa rendere conto delle variazioni di azione assiale nei maschi murari al crescere delle forze sismiche, che possono influire sulla rigidità ma soprattutto sulla resistenza dei maschi murari.



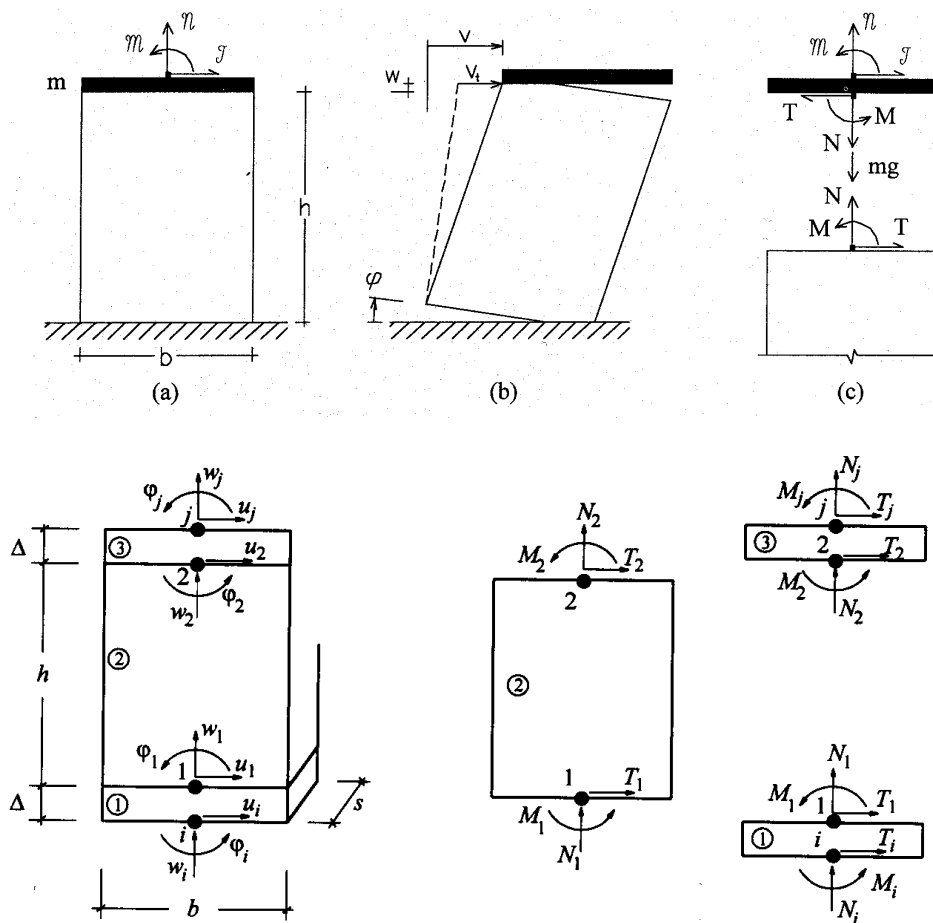


Fig. 4 - Modello a macroelementi proposto dai ricercatori dell'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino, 1996, Brencich e Lagomarsino, 1997 e 1998).

Una discussione a parte merita infine il metodo proposto dai ricercatori dell'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino, 1996 [23], Brencich e Lagomarsino, 1997 e 1998 [10][11]). Il modello si distingue dai modelli finora citati in quanto, sebbene possa essere utilizzato per l'analisi nonlineare statica, esso mira alla modellazione del comportamento ciclico delle pareti in muratura. Trattandosi di un modello a macroelementi, esso ha quindi il grande pregio di consentire analisi dinamiche con un onere computazionale relativamente ridotto. In base ai criteri finora discussi, la classificazione del modello non risulta immediata. Di fatto, le grandezze cinematiche e statiche utilizzate per la formulazione dell'elemento consistono in spostamenti e rotazioni nodali e in azioni risultanti  $M$ ,  $T$ ,  $N$  (Fig. 4), che quindi richiamano i modelli monodimensionali. Tuttavia, l'introduzione di gradi di libertà interni all'elemento e di opportune considerazioni sui cinematicismi di

ribaltamento o “rocking” e di taglio-scorrimento conferiscono un carattere di “bidimensionalità” all’elemento, che sembra quindi riprodurre in modo efficace e sintetico le caratteristiche più importanti della risposta non lineare dei pannelli murari. Attualmente il limite del metodo consiste nella necessità di una calibrazione a posteriori dei parametri del legame costitutivo per ottenere risultati confrontabili con la sperimentazione o con metodi di analisi più raffinati. Ciononostante, la capacità di riprodurre la risposta ciclica (e quindi i fenomeni di dissipazione per isteresi dell’energia ad essa associati) rende il metodo uno strumento utile e versatile sia nella ricerca che nelle applicazioni pratiche.

Esaurita questa sintetica carrellata sui diversi approcci alla macromodellazione, si ritiene opportuno a questo punto affrontare una discussione di maggior dettaglio su alcuni aspetti relativi alla modellazione della risposta non lineare dei “macroelementi”, in particolare di maschi e fasce murarie.

## **2.1 Maschi murari soggetti ad azioni sismiche: modelli teorici ed evidenze sperimentali**

Il problema della risposta di un maschio murario soggetto all’azione sismica viene studiato sperimentalmente utilizzando prevalentemente due configurazioni-tipo di prova, rappresentate in Fig. 5.

Nella prima configurazione (indicata con la lettera a), il maschio è soggetto ad un carico verticale distribuito di risultante  $P$ , applicato alla sommità, mantenuto costante e centrato. Successivamente viene applicato uno spostamento monotono o ciclico in testata che genera una forza tagliante  $V$ , mantenendo la base superiore del muro libera di ruotare. La trasmissione del carico verticale e della forza tagliante al pannello in muratura viene solitamente realizzata tramite una traversa rigida che consente la distribuzione degli sforzi sulla lunghezza del muro.

La seconda configurazione (indicata con la lettera b) prevede invece che la traversa superiore trasli rigidamente senza ruotare, realizzando così una condizione di “doppio incastro” che porta le risultanti di compressione alla base superiore ed inferiore ad avere eccentricità di segno opposto, crescenti al crescere della forza tagliante  $V$ . Sebbene si sia affermato che la seconda configurazione approssimi meglio le condizioni di sollecitazione di un maschio murario in un edificio, in realtà le condizioni di vincolo effettive possono essere molto varie, con situazioni intermedie alle due e addirittura con eccentricità dello stesso segno alle basi superiore ed inferiore.

La fenomenologia della risposta in termini di curve taglio-spostamento in entrambi i casi vede due fondamentali tipi di comportamento, uno associato alla rottura “per tensioni normali” (ribaltamento e/o schiacciamento della muratura compressa), e uno associato a meccanismi di rottura per taglio. E’ opportuno sottolineare che mentre in murature realizzate con malta di qualità non particolarmente scadente la rottura per ribaltamento vede solitamente la formazione di una fessura orizzontale alla base del pannello con relativo ribaltamento dell’intero

pannello, in assenza di malta (muratura a secco) si ha il ribaltamento di una parte del muro individuata da una linea la cui inclinazione è legata alla forma dei conci e alla loro tessitura (Fig. 6, Giuffré et al., 1994, [26]).

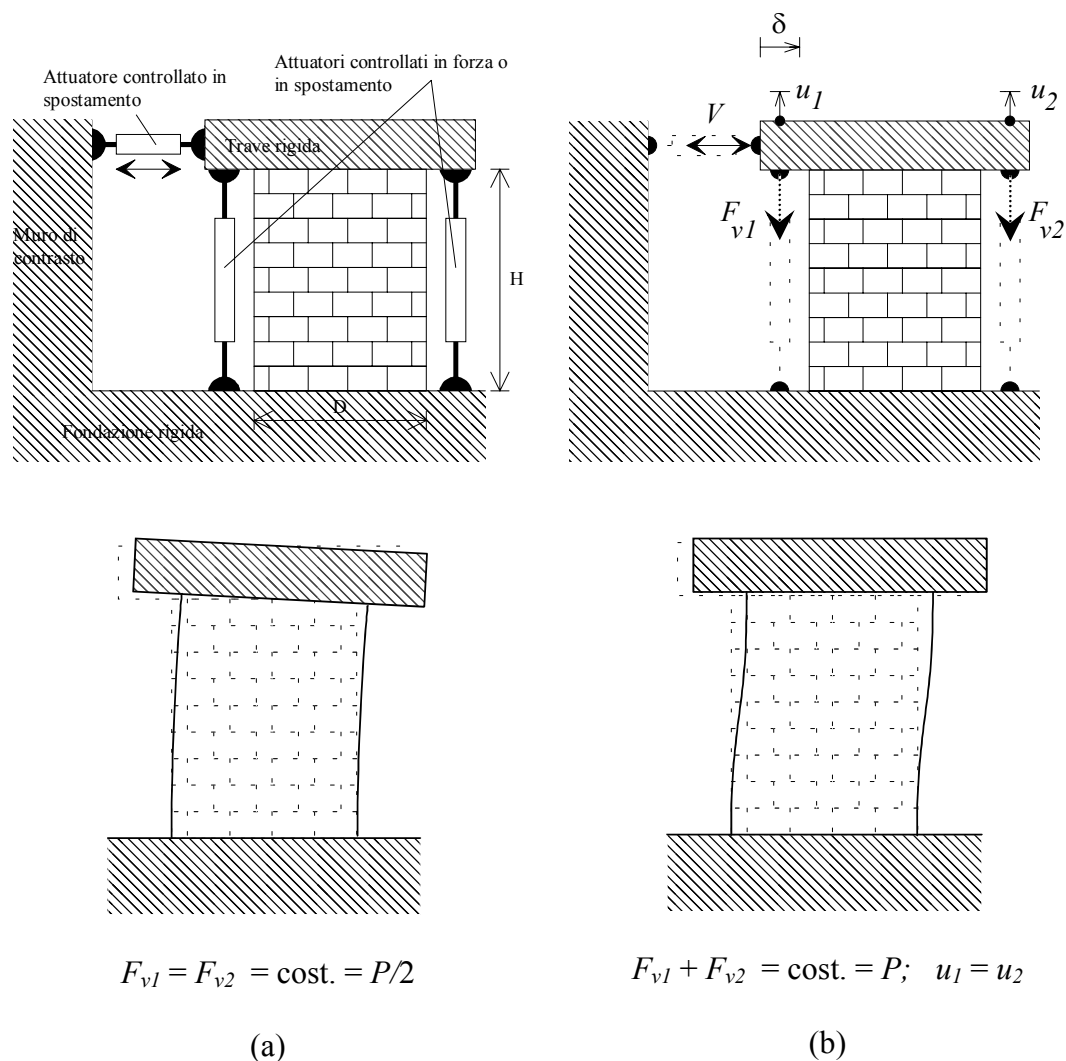


Fig. 5 - Tipiche configurazioni di prova di pannelli murari.

Fra i meccanismi di rottura per taglio si suole distinguere un meccanismo di scorrimento lungo linee di frattura orizzontali (classicamente lungo i giunti orizzontali se si è in presenza di murature con conci o mattoni regolari), e un meccanismo di rottura con fessurazioni diagonali che si sviluppano in modo abbastanza esteso lungo l'altezza del pannello. Tali fessure diagonali possono

interessare prevalentemente i giunti oppure i conci a seconda della resistenza relativa dei giunti e dei conci e a seconda del livello di compressione media applicata.

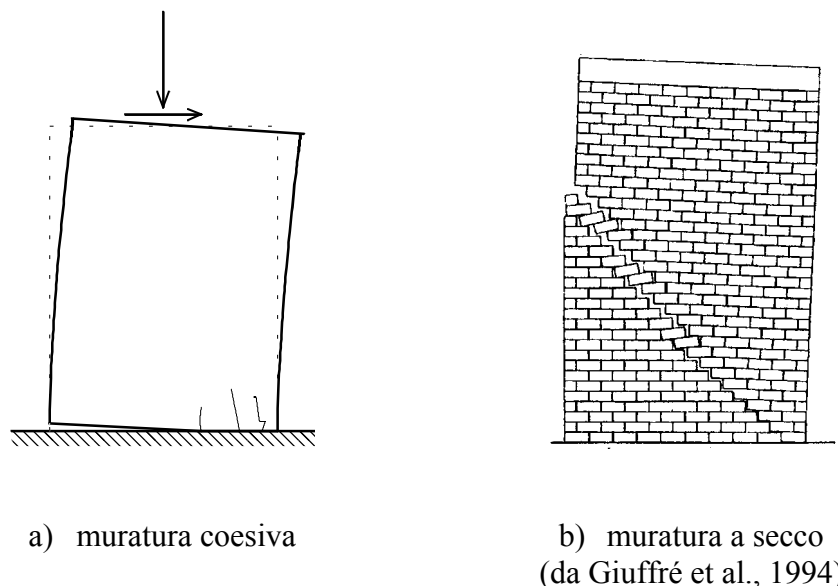


Fig. 6 - Diverse modalità di rottura per ribaltamento.

Sia nel caso di una risposta dominata da una rottura per ribaltamento o pressoflessione, che da una rottura per taglio, la risposta in termini di curva  $V-\delta$  è fortemente non lineare. In Fig. 7 si riportano due esempi sperimentali del possibile comportamento ciclico di pannelli in muratura di mattoni pieni provati secondo lo schema di Fig. 5b (Anthoine et al., 1995 [3]). Considerando l'involuppo dei cicli, in entrambi i casi esiste un breve tratto iniziale ad andamento lineare, dal quale ci si scosta al crescere del taglio. Tale deviazione dal comportamento lineare è dovuta principalmente alla parzializzazione delle sezioni, in conseguenza della trascurabile resistenza a trazione dei letti di malta, nonché ad un progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche dovute alle sollecitazioni di taglio e compressione nelle porzioni reagenti.

Il meccanismo di rottura per ribaltamento (Fig. 7, caso A) mostra un involucro con andamento quasi asintotico e cicli di isteresi con bassa dissipazione, mentre il meccanismo di rottura per taglio (Fig. 7, caso B) è caratterizzato da un involucro che presenta un valore massimo, corrispondente approssimativamente alla formazione di fessure diagonali visibili, seguito da un ramo decrescente. Il ramo decrescente è associato alla progressione del sistema di fessure diagonali incrociate, che porta ad una progressiva disarticolazione del pannello. Nel caso in cui si esegua una prova

monotona la pendenza del ramo decrescente della curva tende  $V$ - $\delta$  ad essere minore che nel caso ciclico.

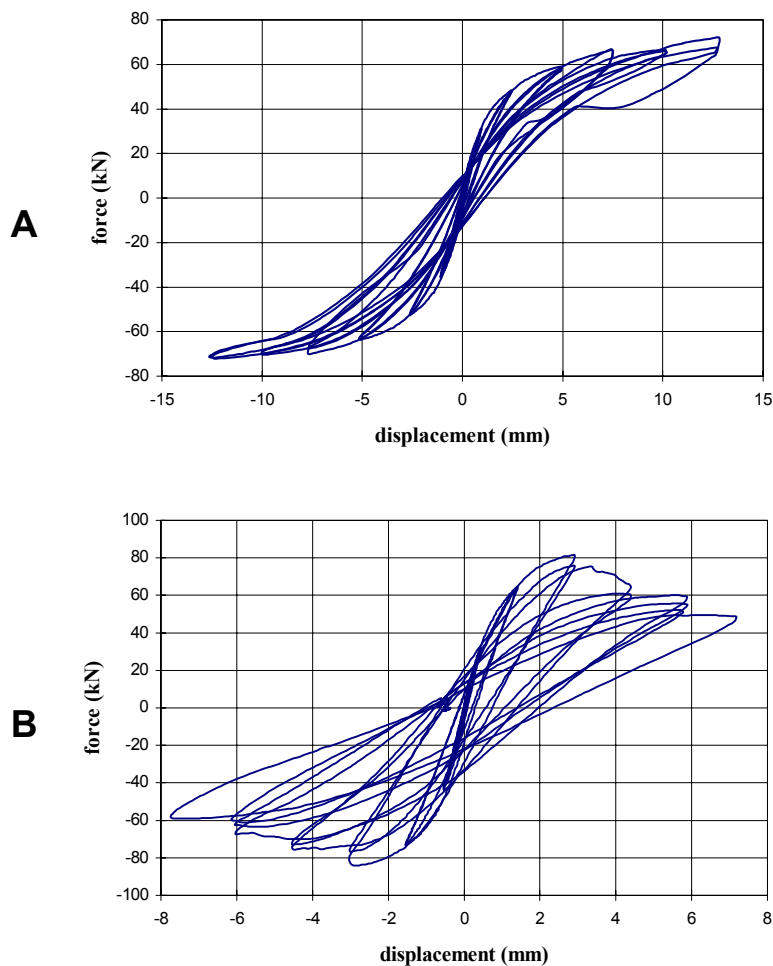


Fig. 7 - Risposta ciclica di pannelli soggetti a prova secondo la procedura di figura 1b (Anthoine et al., 1995). Caso A: rottura per ribaltamento. Caso B: rottura per taglio con fessurazione diagonale.

Se ci si pone nella prospettiva di modellare anche in modo semplificato le risposte appena descritte, si possono individuare tre fenomeni fondamentali da riprodurre:

1. la resistenza del pannello, intesa come valore massimo del taglio resistente  $V_{max}$ ;
2. la deformabilità del pannello prima di raggiungere  $V_{max}$ ;
3. la deformabilità del pannello dopo il raggiungimento di  $V_{max}$ .

Questa schematizzazione è certamente grossolana, ma risulta utile se messa in relazione con i modelli sopra discussi al punto 1.1.

### 2.1.1 Resistenza dei maschi murari

Il calcolo della resistenza del pannello va discusso in relazione al meccanismo di rottura associato. Si discuteranno in questa sede criteri di resistenza espressi in termini di forze e momenti risultanti, quindi idonei all'uso in modelli a macroelementi, dove lo stato tensionale del macroelemento è solitamente descritto in tali termini.

La resistenza a **presso-flessione o ribaltamento** può essere descritta con diversi approcci che portano comunque a risultati nella sostanza equivalenti. Se per semplicità si suppone di trascurare il peso proprio del muro rispetto alla forza normale  $P$ , e si considerano delle condizioni al contorno quali quelle di Fig. 8, con  $|e_{inf}| \geq |e_{sup}|$ , il valore di  $V_{max}$  è definito dalla condizione di schiacciamento della muratura compressa alla base inferiore del pannello:

$$V_{max} \cdot H_0 = P \cdot e_{inf} = M_u = \frac{P \cdot D}{2} \left( 1 - \frac{p}{\kappa f_u} \right) \quad (1)$$

dove  $D$  è la lunghezza della sezione normale del maschio,  $t$  lo spessore,  $p = P/Dt$  la compressione verticale media sulla sezione dovuta alla forza assiale  $P$ ,  $f_u$  è la resistenza a compressione della muratura, e  $\kappa$  è un coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa. L'altezza  $H_0$  corrispondente alla distanza della base dalla sezione di "momento nullo" coincide evidentemente con  $H$  nel caso di Fig. 5 (a) e con  $H/2$  nel caso di Fig. 5 (b). Se si suppone la muratura infinitamente resistente a compressione la (1) si trasforma nella condizione di ribaltamento di un blocco rigido:

$$V_{max} \cdot H_0 = \frac{P \cdot D}{2} \quad (2)$$

Sia la (1) che la (2) possono essere corrette facilmente per tener conto del peso proprio del pannello. E' stato mostrato (Como e Grimaldi, 1985, [15]) come un'espressione in tutto equivalente alla (2) possa anche essere ottenuta come soluzione di un problema di analisi limite qualora si consideri un cinematismo a collasso quale quello di Fig. 9 (a), con  $0 \leq \theta \leq \arctg(H/D)$ . Per tenere conto della resistenza finita a compressione del materiale è possibile ipotizzare un cinematismo come in Fig. 9 (b), riconducendosi in sostanza al risultato ottenibile con la (1). Nel lavoro citato di Como e Grimaldi la soluzione equivalente alla (2) è ottenuta partendo dall'ipotesi di comportamento monolatero (non resistente a trazione) del materiale. In tal caso, affinché la (2) sia valida è necessario ipotizzare la presenza di un

confinamento laterale alle basi superiore ed inferiore, che escluda meccanismi simili a quelli riportati in Fig. 9 (c) e (d), associati a disarticolamenti della muratura. Questi meccanismi “locali” sono stati rilevati da Giuffrè et al. (1994 [26]) su pannelli di muratura assemblata a secco. In questi casi, la presenza dell’attrito fra i blocchi fa sì che i moltiplicatori a collasso delle forze orizzontali associati ai meccanismi di Fig. 9 (c) e (d) siano sensibilmente più bassi rispetto al caso in cui sia presente un elemento di contenimento alla base superiore (quale una trave di ripartizione), ma non siano tuttavia nulli, come invece risulterebbe dall’applicazione integrale dell’ipotesi di comportamento monolatero.

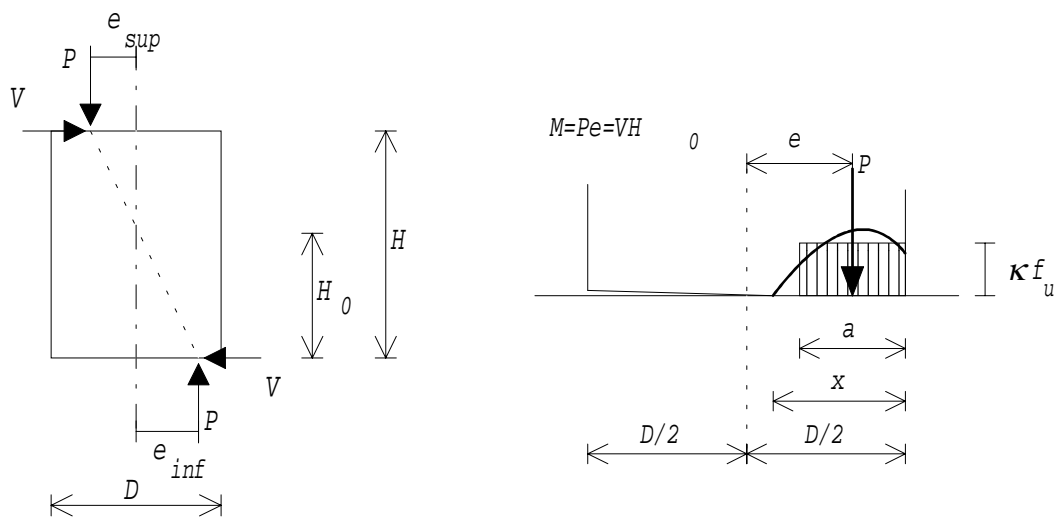


Fig. 8 - Calcolo semplificato della resistenza a pressoflessione o a ribaltamento.

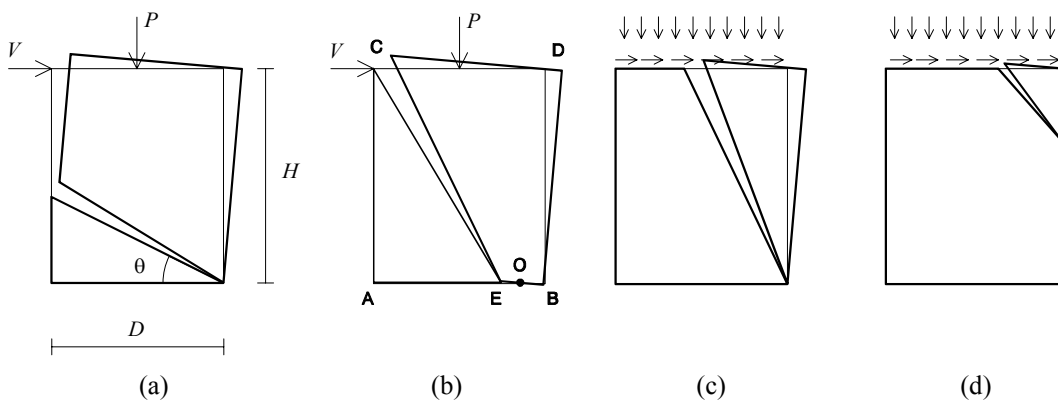


Fig. 9 - Analisi limite: cinematici di collasso nel caso di rottura per ribaltamento.

D'altra parte, con tale ipotesi, gran parte dei problemi statici associati alle azioni sismiche non ammettono neppure soluzione, a meno che non si introducano particolari ipotesi di vincolo o elementi resistenti a trazione (catene). È inoltre estremamente importante sottolineare il fatto che sebbene i cinematismi di ribaltamento di Fig. 9 (a) e (b) possano richiamare alla mente una rottura per taglio, soprattutto nel caso in cui la linea di distacco approssimi la diagonale del pannello ( $\theta \cong \arctg(H/D)$ ), la resistenza ad essi associata non ha nulla a che fare con una rottura per taglio propriamente detta, che è nella maggior parte dei casi governata da meccanismi di diversa natura, anche nel caso di muratura a secco (scorrimenti che chiamano in causa resistenze attritive).

Nella valutazione della **resistenza a taglio** è opportuno distinguere fra rottura per fessurazione diagonale e rottura per scorrimento. Nel primo caso uno dei criteri più noti è quello proposto dai ricercatori sloveni. Nei primi anni Settanta Turnšek e Cacovic (1971, [42]) ipotizzarono che la rottura per taglio con fessurazione diagonale avvenga quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite  $f_{tu}$ , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura. Si assume quindi che, relativamente allo stato limite di rottura per taglio con fessurazione diagonale, l'anisotropia della muratura possa essere trascurata, con il notevole vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza ( $f_{tu}$  per l'appunto).

Supponendo in prima istanza che il pannello sia sufficientemente snello da poter essere assimilato ad un solido di De Saint Venant, il criterio si traduce nella seguente espressione della resistenza a taglio:

$$V_u = \frac{f_{tu} dt}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} ; \quad \sigma_m = \frac{N}{dt} \quad (3)$$

con  $b=1.5$ . Successivamente, per applicare la (3) anche a pannelli tozzi fu proposto di utilizzare valori di  $b$  variabili con il rapporto di forma  $h/d$  del pannello (Turnšek e Sheppard, 1978 [43]). Un criterio approssimato è stato proposto da Benedetti e Tomazevic (1984, [5]) con  $b = 1.5$  per  $h/d \geq 1.5$ ,  $b = 1$  per  $h/d \leq 1.5$ , e  $b = h/d$  per  $1 < b < 1.5$ . Questa formulazione, che è stata utilizzata nei metodi POR e derivati, riproduce in maniera sufficientemente accurata la dipendenza della resistenza a taglio dal carico assiale su pannelli soggetti a prove di taglio in cui viene mantenuto il parallelismo delle basi superiore e inferiore del pannello, cioè con condizioni di vincolo di doppio incastro rotazionale, a cui corrisponde idealmente la condizione  $M_{sup} \cong M_{inf}$ . Esistono tuttavia alcuni dubbi sulla sua validità al variare del rapporto di forma dei muri e delle condizioni di vincolo, soprattutto quando la muratura abbia un carattere chiaramente anisotropo, come ad esempio nel caso di murature di mattoni in laterizio con malta relativamente debole (Magenes e Calvi, 1997, [32]). I riscontri sperimentali su cui si è basata la proposta non vedono inoltre la presenza significativa di rotture per scorrimento, per le quali si ritiene debba essere considerata una opportuna formulazione.



La tradizionale alternativa all'approccio basato sulla resistenza a trazione convenzionale è l'approccio "alla Coulomb". In questo caso la resistenza a taglio della muratura viene espressa nella forma:

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (4)$$

in cui gli sforzi  $\tau$  e  $\sigma$  possono avere diverso significato a seconda dell'impostazione del criterio. Secondo l'impostazione seguita da gran parte delle normative sulla muratura (si vedano a tal proposito l'Eurocodice 6 [14] o il più recente D.M. sulle murature [17]), la resistenza a taglio della muratura è espressa come resistenza a taglio unitaria moltiplicata per l'area reagente del muro (zona compressa calcolata nell'ipotesi di materiale non reagente a trazione).

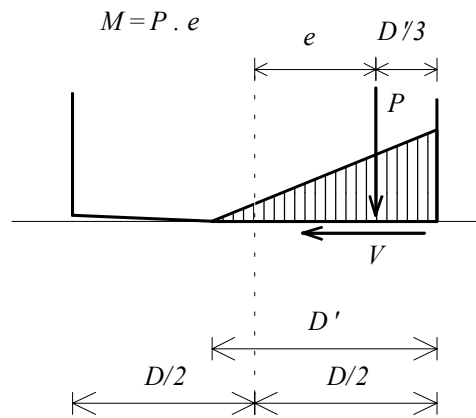


Fig. 10 - Ipotesi per il calcolo della lunghezza reagente nel caso di compressione eccentrica.

Nel calcolo della resistenza a taglio unitaria si sostituisce allo sforzo normale  $\sigma$  la compressione media della zona reagente. Posta quindi  $D'$  la lunghezza della zona reagente di una sezione soggetta ad una azione assiale  $P$  con eccentricità  $e > D/6$ , si ha che, nell'ipotesi di distribuzione lineare delle compressioni (Fig. 10), vale la relazione:

$$D' = \beta \cdot D = 3 \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_V \right) \cdot D = 3 \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{V}{P} \frac{H_0}{D} \right) \cdot D \quad (5)$$

in cui si introduce il rapporto di taglio  $\alpha_V = M/V D$ , con  $M = P \cdot e$ . Quindi la resistenza a taglio può essere calcolata come:

$$V_d = \beta Dt \cdot \left( c + \mu \frac{P}{\beta Dt} \right) = \beta Dt \cdot \left( c + \mu \frac{p}{\beta} \right) = Dt \cdot \left( \frac{1.5c + \mu p}{1 + 3 \frac{c \alpha_V}{p}} \right) \quad (6)$$

La (6) sembra tuttavia più adatta a descrivere una rottura per scorrimento che per fessurazione diagonale, in quanto, considerando a titolo di esempio un pannello sollecitato come in Fig. 5 (b), l'equazione prevederebbe sempre e comunque la rottura nelle sezioni più parzializzate, cioè quelle alla testa e al piede, e non al centro del pannello, come invece riportato nelle prove sperimentali. La (6) andrebbe quindi considerata in aggiunta alla (3), e non in alternativa. In un lavoro di Magenes e Calvi [32] dedicato alla muratura di mattoni si pone in evidenza come effettivamente lo scorrimento e la fessurazione diagonale al centro del pannello siano due meccanismi alternativi di rottura per taglio, ai quali è possibile associare due criteri di resistenza distinti. Nel lavoro citato, per la rottura con fessurazione diagonale si propone:

$$V_{max} = Dt \tau_u \quad (7)$$

con  $\tau_u = \min(\tau_{ws}; \tau_b)$

$$\tau_{ws} = \frac{c + \mu p}{1 + \alpha_V} \quad (7a)$$

$$\tau_b = \frac{f_{bt}}{2.3 \cdot (1 + \alpha_V)} \sqrt{1 + \frac{p}{f_{bt}}} \quad (7b)$$

La relazione (7a) corrisponde alla fessurazione diagonale per cedimento dei giunti di malta,  $c$  e  $\mu$  sono i parametri di resistenza (coesione ed attrito),  $p = P/Dt$  la compressione media e  $\alpha_V = M/VD$  il rapporto di taglio. La relazione (7b) corrisponde alla fessurazione diagonale per rottura dei mattoni, in cui  $f_{bt}$  è la resistenza a trazione dei mattoni.

La validità della (7a) e della (7b) è stata verificata per valori di  $\alpha_V \leq 1.0$  (per valori superiori del rapporto di taglio tendono comunque a prevalere altri meccanismi di rottura). Si ritiene che per valori del rapporto di taglio superiori a 1.0 la (7a) e la (7b) tendano a diventare eccessivamente cautelative al crescere di  $\alpha_V$ , e sulla base delle esperienze riportate nel seguito di questo rapporto si suggerisce di porre comunque  $\alpha_V \neq 1.0$ . Nel lavoro di Magenes e Calvi si mostra come l'utilizzo delle relazioni (7) unitamente alla (6) riesca a coprire i meccanismi di rottura per taglio

(fessurazione diagonale e scorrimento) in modo soddisfacente. Si sottolinea come questo tipo di formulazione sia stato sviluppato per una muratura in mattoni caratterizzata da tessitura e giunti regolari e possa non essere appropriato per murature irregolari. In questo secondo caso, il ricorso al criterio espresso dalla (3) è ancora una scelta accettabile per le applicazioni, in alternativa alla (7).

La discussione dei criteri di resistenza a taglio è un'occasione per riprendere alcune considerazioni in merito alle relazioni che sussistono fra eventuali ipotesi di comportamento monolatero o "no-tension" del materiale e la resistenza a taglio.

Si consideri uno stato tensionale caratterizzato dalla sola esistenza di uno sforzo principale di compressione con una certa inclinazione  $\alpha$ , compatibile con l'ipotesi di comportamento monolatero (Fig. 11a) e si supponga che il materiale muratura sia caratterizzato da un dominio di resistenza esprimibile nel sistema di riferimento  $x$ - $z$  del materiale (Fig. 11b) come:

$$\tau \leq c + \mu \cdot \sigma_z \quad (8)$$

La trasformazione di coordinate che lega le componenti degli sforzi nei due sistemi di riferimento è:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_c \cdot \cos^2 \alpha \\ \tau &= \sigma_c \cos \alpha \cdot \sin \alpha \end{aligned} \quad (9)$$

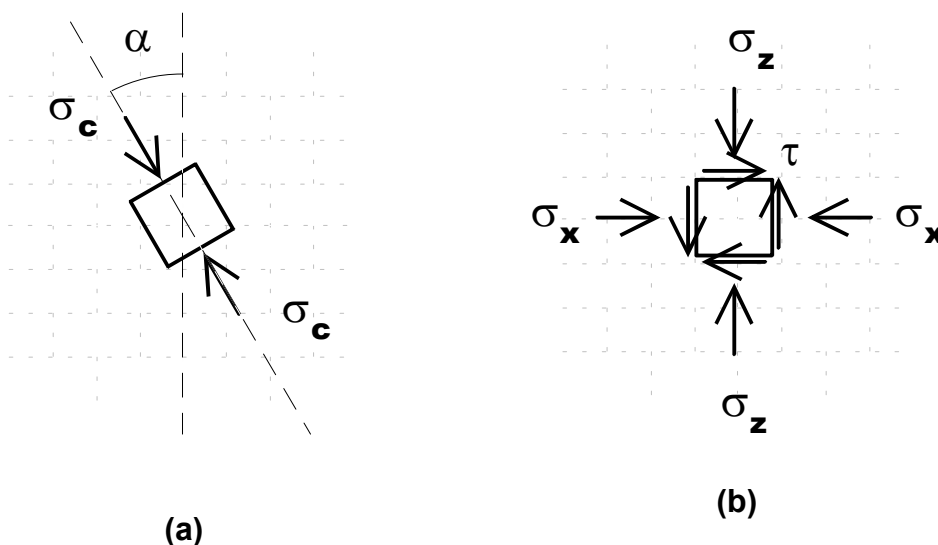


Fig. 11 - Stato di sforzo compatibile con l'ipotesi di comportamento monolatero nel sistema di riferimento principale (a) e nel sistema di riferimento del materiale (b).

Perché sia rispettato il dominio di resistenza espresso dalla (8) deve dunque essere, sostituendo le (9) nella (8):

$$\sigma_c \leq \frac{c}{\cos\alpha \cdot (\sin\alpha - \mu \cos\alpha)} \quad (10)$$

Si nota quindi che, in generale, l'assunzione di comportamento monolatero non comporta necessariamente il rispetto dei criteri di resistenza a taglio del materiale, quale sarebbe ad esempio un criterio associato alla rottura per scorrimento dei giunti orizzontali. Analogamente, limitare la tensione principale di compressione  $\sigma_c$  ad un valore inferiore alla resistenza a compressione monoassiale  $f_u$  misurata in direzione normale ai letti di malta non garantisce nei confronti della rottura per taglio: la (10) può comportare limiti notevolmente inferiori. Supponendo, ad esempio, dei valori abbastanza comuni per una muratura di mattoni quali  $f_u = 6$  MPa,  $c = 0.15$  MPa,  $\mu=0.5$  e ipotizzando  $\alpha=30^\circ$  allora la (10) fornisce  $\sigma_c \leq 2.59$  MPa, valore ben inferiore a  $f_u$ . D'altra parte numerosi lavori sperimentali hanno posto in evidenza come, anche in stati di sforzo monoassiali, la resistenza a compressione sia funzione della direzione dello sforzo rispetto alla giacitura dei letti di malta. L'ipotesi di comportamento monolatero quindi, sebbene possa idealizzare in maniera efficace alcuni aspetti del comportamento meccanico della muratura, di per se stessa non esaurisce le modalità di rottura della muratura, e richiede l'introduzione di appositi modelli per i meccanismi di rottura per taglio e scorrimento.

Dal punto di vista dei modelli semplificati queste considerazioni portano ad alcune conseguenze rilevanti. Con riferimento all'uso dei modelli sopra menzionati basati sull'analisi limite, è necessario tenere presente che, in generale, un maschio murario può rompersi per taglio per valori anche sensibilmente inferiori a quanto ottenuto secondo i meccanismi di Fig. 9a e b. Con riferimento alla Fig. 9b, è infatti possibile che sul tratto E-O-B la muratura non possieda la resistenza a taglio sufficiente per trasmettere il taglio  $V$  associato al meccanismo ipotizzato. Se è certamente vero che il ribaltamento è il meccanismo dominante in murature con bassi valori di compressione verticale quali potrebbero esservi al piano più alto di un edificio, al crescere della compressione verticale i meccanismi di scorrimento e taglio diventano via via più significativi, e non si può prescindere da una formulazione specifica, anche approssimata, della resistenza associata a questi meccanismi. Un possibile approccio coerente sarebbe definire un dominio di resistenza a compressione monoassiale dipendente dall'angolo  $\alpha$  esistente fra la compressione principale e la normale ai letti di malta. Se ci si limita all'ambito della macromodellazione, si ritiene che una valida alternativa sia quella di effettuare delle verifiche sulle risultanti delle azioni interne del macroelemento, utilizzando criteri di resistenza analoghi a quelli descritti precedentemente nelle equazioni da 3 a 7.

La consapevolezza dei limiti del modello monolatero risale al XVIII secolo (si ricordano i lavori di Couplet e Coulomb sugli archi in muratura, in cui si discute della possibilità di scorrimento dei conci, Heyman, 1997 [28]), e quindi i concetti

appena espressi non costituiscono assolutamente una novità nell'ampio contesto della statica delle strutture murarie. Il problema di fondo è discernere se e quando alcuni fenomeni possano essere considerati trascurabili o meno nella creazione di un modello, e il panorama dei modelli reperibili in letteratura, alcuni dei quali citati in questo capitolo introduttivo, vede diverse posizioni in merito. Si ritiene che le applicazioni presentate e discusse in questa monografia possano fornire un contributo ad una migliore comprensione del problema.

### ***2.1.2 Deformabilità dei maschi murari***

Si consideri dapprima il problema della deformabilità del pannello prima del raggiungimento della resistenza ( $V < V_{max}$ ). Se si assume che l'unico fenomeno significativo sia costituito dalla parzializzazione del maschio ovvero dal comportamento monolatero, è evidente che solo i modelli che riproducono esplicitamente questo tipo di comportamento riescono a cogliere gli elementi fondamentali della risposta, con la progressiva diminuzione della rigidità al crescere della forza orizzontale  $V$ . Un modello che idealizza il maschio murario come un modello monodimensionale di tipo "trave con deformazione a taglio" con comportamento elasto-plastico (come nel metodo POR) inevitabilmente riproduce in maniera molto rozza e solo "in media" il comportamento deformativo, e non solo per quel che riguarda la legge  $V$ - $\delta$ . Infatti una rottura per ribaltamento di un pannello tende a sviluppare un campo di spostamenti con significative componenti verticali. Tale comportamento è anche osservabile sperimentalmente ed è comprensibile qualora si pensi al cinematismo di corpo rigido di Fig. 9. Rispetto al caso rigido, la deformabilità del materiale reale può ridurre in parte le componenti verticali di spostamento, che comunque possono rivestire una certa rilevanza in alcuni contesti (ad esempio in presenza di tiranti verticali). Questo aspetto della risposta è comunque tanto meno rilevante quanto più elevata è la compressione media nel maschio, ovvero quanto minore è la parzializzazione.

Per quel che riguarda il comportamento post-picco, una modellazione semplificata può seguire due approcci. Il primo è quello di assumere un comportamento fragile ovvero di postulare che nel momento in cui si raggiunga una qualunque condizione di rottura individuata da uno dei criteri sopra elencati si abbia il "collasso" del pannello, ovvero la resistenza del pannello si abbatta a zero. Tale approccio semplifica la modellazione ed è sicuramente a favore di sicurezza, ma sembra molto penalizzante. Sicuramente una rottura per ribaltamento nel piano consente lo sviluppo di spostamenti orizzontali molto elevati, ma anche nel caso di rottura per taglio il degrado di resistenza dell'involucro ciclico  $V$ - $\delta$  presenta una certa gradualità, tale da indurre a parlare (impropriamente) di "duttilità" della muratura. Emblematico è l'approccio dei metodi di tipo POR, in cui la lunghezza del ramo plastico della legge  $V$ - $\delta$  che caratterizza il maschio murario tiene conto di una parte della deformazione pertinente al ramo di softening. Si assume cioè che il "collasso" del pannello possa essere associato alla condizione in cui il valore del

taglio resistente letto sull'inviluppo sperimentale dei cicli degrada oltre un certo limite, espresso come percentuale del taglio massimo. Questa definizione convenzionale di collasso si richiama a un criterio accettato anche per altri tipi di strutture, quali quelle in acciaio o cemento armato. Considerare parte della deformabilità post-picco consente di tener maggiormente conto delle capacità di redistribuzione interna delle azioni in sistemi che possono essere fortemente iperstatici, e che possono quindi trarre notevoli vantaggi da tale redistribuzione. Per restare nell'ambito dei metodi di tipo POR, la deformazione o più precisamente lo spostamento ultimo è tradizionalmente definito in termini di "duttilità" ovvero come multiplo dello spostamento al limite elastico. Recentemente è stato osservato come, nel caso di rottura per taglio, sembra che sia possibile associare lo spostamento ultimo al raggiungimento di una deformazione angolare ultima (o "drift" ultimo, Magenes e Calvi, 1997 [32]). Questo secondo approccio avrebbe il notevole vantaggio di svincolare la previsione della effettiva capacità di deformazione ultima della struttura dall'accuratezza con cui si modella la rigidezza "elastica" iniziale.

L'approccio in duttilità infatti comporta che, supposto di prevedere con sufficiente accuratezza la resistenza, qualunque errore di previsione della rigidezza elastica iniziale si riflette sullo spostamento ultimo, in quanto esso è multiplo dello spostamento al limite elastico ( $\delta_u = \mu \cdot \delta_y$ ).

## **2.2 Fasce murarie soggette ad azioni sismiche: modelli teorici ed evidenze sperimentali**

Il titolo di questo sottocapitolo, ricalcato su quello precedente relativo ai maschi, sembrerebbe significare che per le fasce esista una analoga disponibilità di studi teorici e sperimentali. In realtà il comportamento delle fasce murarie non è stato studiato, soprattutto sperimentalmente, con la stessa attenzione che è stata dedicata ai maschi. Ciò può essere in parte dovuto al fatto che sono i montanti murari il sistema "principale" di resistenza al sisma e ai carichi verticali. Tuttavia, la funzione strutturale delle fasce è tutt'altro che secondaria in quanto, fornendo l'accoppiamento fra i montanti murari, possono influenzare considerevolmente il meccanismo di risposta di una parete multipiano. Tale influenza è tanto maggiore quanto maggiore è il numero di piani di un edificio, come risulterà confermato dalle analisi presentate in questo rapporto.

Lo stato di sollecitazione generato in una fascia dall'azione sismica è analogo a quello riportato in Fig. 12. Il comportamento meccanico di una fascia potrebbe essere studiato analogamente a quello di un maschio, tenendo però presente alcune differenze importanti:

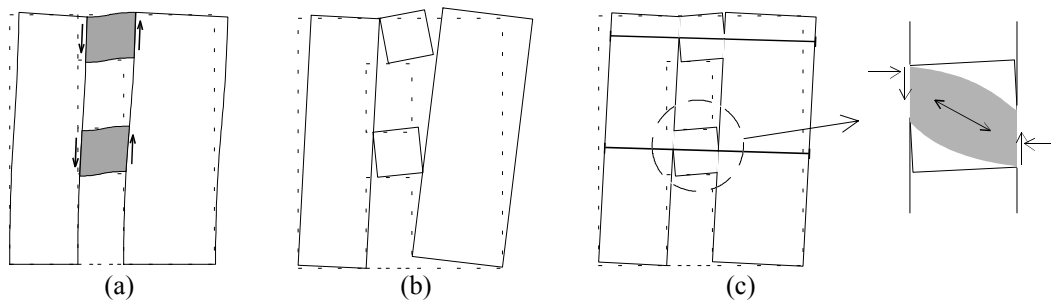
- nel caso di murature regolari (ad es. murature di mattoni o a conci squadrati e regolari) l'orientamento dei letti è parallelo all'asse dell'elemento, che è orizzontale;

- l'azione assiale (risultante di compressione parallela all'asse orizzontale) dovuta ai soli carichi da gravità è solitamente bassa se non nulla.

Se una muratura è a tessitura regolare e ben organizzata con conci ben ammortati, la resistenza a taglio è principalmente funzione della compressione normale ai letti e, in misura minore, della compressione in direzione parallela ai letti stessi. Quindi, essendo nella sostanza trascurabile la compressione normale ai letti di una fascia al di sotto delle aperture, la resistenza a taglio di una fascia può essere molto bassa ed è principalmente funzione della coesione offerta dal legante. La resistenza a trazione della muratura in direzione parallela ai letti può essere invece maggiore di quella ortogonale ai letti, ma comunque non di entità tale da renderla affidabile per la resistenza a flessione della fascia stessa.

Se una muratura è invece di tipo irregolare e mal organizzata, il materiale tende ad avere un comportamento pressoché isotropo, e quindi in linea di principio la fascia può essere trattata come un maschio ruotato di 90°.

L'accoppiamento che può essere fornito dalle fasce è principalmente funzione della compressione a cui esse sono soggette in direzione orizzontale. Solo questa compressione infatti fornisce la resistenza "flessionale" che impedisce l'attivazione del meccanismo di ribaltamento riportato in Fig. 12b. È quindi molto importante la presenza di elementi resistenti a trazione disposti al livello delle fasce stesse, quali catene o cordoli in c.a., che si oppongono a tale meccanismo. Difatti, il meccanismo di Fig. 12b genera una dilatazione globale della parete in senso orizzontale.



*Fig. 12 - Risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico.*

Le catene o i cordoli, opponendosi a questa dilatazione (Fig. 12c), generano un incremento di compressione delle fasce, che aumenta la resistenza a flessione delle stesse, e instaura un meccanismo a puntone inclinato che garantisce l'accoppiamento dei montanti murari. In queste condizioni i meccanismi possibili di rottura delle fasce sono due:

- rottura per compressione eccessiva nel puntone inclinato, (analogo ad una rottura per pressoflessione di un maschio);
- rottura per taglio.

In linea teorica, per entrambi i meccanismi si possono adottare criteri di rottura analoghi a quelli proposti per i maschi murari. E' bene sottolineare che comunque non si è a conoscenza di studi sperimentali orientati a valutare in modo approfondito la resistenza, il comportamento deformativo e la capacità dissipativa delle fasce murarie soggette a sollecitazioni di tipo sismico. Questa situazione rende quindi anche impossibile una discussione approfondita sul comportamento deformativo in fase pre- e post-picco, se non facendo ricorso ad analogie, peraltro non controllate sperimentalmente, con i maschi. Come si riferirà nel seguito di questo rapporto, i risultati della macromodellazione possono essere sensibili alle ipotesi di comportamento delle fasce (duttili? - fragili?), e si pone quindi la necessità di costruire una base di dati sperimentale minima a supporto della modellazione.



### 3. DESCRIZIONE DEL METODO SAM E PRIME APPLICAZIONI

*Guido Magenes*

Il metodo è stato sviluppato, tenendo conto dei requisiti elencati nell'Introduzione, dapprima per pareti multipiano caricate nel proprio piano, e successivamente è stato esteso a problemi tridimensionali. Il metodo, nella sua attuale versione, utilizza diverse ipotesi formulate in un metodo proposto da Magenes e Calvi nel 1996 [33] (di cui si è mantenuto l'acronimo SAM). Tale metodo era stato pensato per l'analisi di pareti piane e proponeva un algoritmo implementabile anche in un foglio elettronico. Tuttavia, i limiti riscontrati nei tentativi di applicazione di tale approccio all'analisi di strutture di una certa dimensione e complessità hanno portato alla ricerca di una implementazione diversa, più efficiente dal punto di vista computazionale. Le idee che stavano alla base del modello sono state quindi riformulate ed implementate come subroutines di un programma di calcolo strutturale nonlineare (Magenes e Della Fontana, 1998 [34]).

Per l'illustrazione del modello si faccia riferimento in prima istanza al problema di una parete multipiano in muratura con aperture, caricata nel piano, soggetta a carichi verticali costanti e a forze orizzontali crescenti applicate al livello dei solai, secondo una distribuzione assegnata. Se la geometria della parete e delle aperture è sufficientemente regolare, è possibile idealizzare una parete muraria mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale), elementi nodo (Fig. 13). Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio ("beam-column") deformabili assialmente e a taglio. Se si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia.

#### 3.1 L'elemento maschio murario

Si suppone che un elemento maschio sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita, e di due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento (Fig. 14). L'altezza della parte deformabile o «altezza efficace» del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce (1989) in [19], per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo. Il comportamento dell'elemento maschio viene supposto elasto-plastico con limite in deformazione. Si suppone cioè che il maschio abbia comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura. La matrice di rigidezza in fase elastica assume la forma consueta per elementi di telaio con deformazione a taglio, e risulta determinata una volta definiti il modulo di Young  $E$ , il modulo  $G$ , e la geometria della sezione.

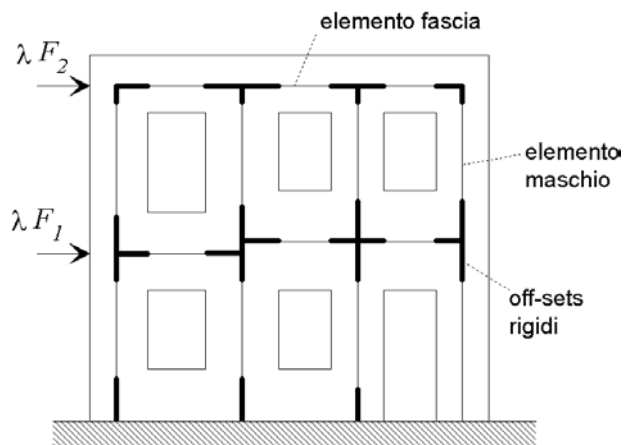


Fig. 13 - Schematizzazione a telaio equivalente di una parete caricata nel piano.

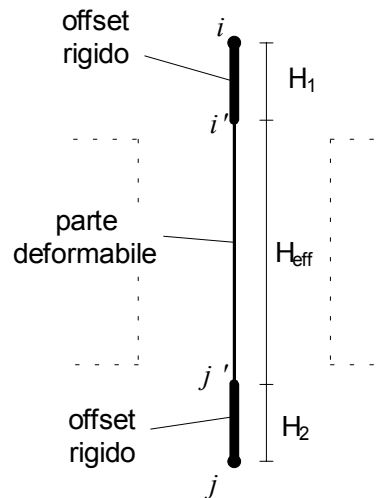
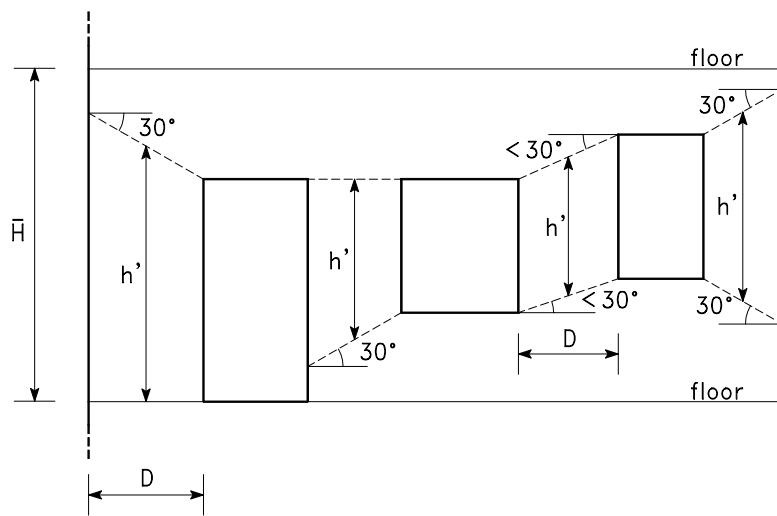


Fig. 14 - L'elemento maschio murario.



$$H_{\text{eff}} = h' + \frac{1}{3}D(\bar{H} - h')/h' \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$

Fig. 15 - Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989).

I meccanismi di rottura previsti sono i seguenti:

**Rottura per pressoflessione o ribaltamento.** Avviene quando il momento flettente  $M$  in una delle sezioni estreme della parte deformabile del maschio  $i'-j'$  raggiunge il valore ultimo, corrispondente allo schiacciamento della zona compressa della sezione, calcolato secondo l'espressione (1) della sezione 2.2, in cui si è posto  $\kappa = 0.85$ . Nella sezione in cui viene raggiunto il momento ultimo viene introdotta una cerniera plastica (con ipotesi di comportamento perfettamente plastico).

**Rottura per taglio con fessurazione diagonale.** Avviene quando il taglio  $V$  nel maschio raggiunge il valore ultimo  $V_u$ . Nella presente implementazione del metodo si utilizzano i criteri di rottura proposti da Magenes e Calvi (1997) per la muratura di mattoni [32]. Il taglio ultimo è inteso quindi come il minore fra due valori associati rispettivamente alla fessurazione diagonale per cedimento dei giunti di malta, e alla fessurazione diagonale per rottura dei conci. Si è posto  $V_u = 0.9 V_{max}$ , con  $V_{max}$  espresso dalle relazioni (7) del paragrafo 1.2. Nel caso di muratura di altra natura  $V_u$  può essere valutato con altri criteri di resistenza opportuni (ad esempio il criterio di Turnšek e Sheppard, 1980 [43]).

Nel caso di rottura per taglio, si suppone che nell'elemento abbiano luogo deformazioni taglianti plastiche come illustrato in Fig. 16, in cui viene posto un limite alla deformazione angolare  $\theta = \varphi + \gamma$  (chord rotation), oltre il quale la resistenza si annulla. La deformazione angolare  $\theta$  è espressa come somma della deformazione flessionale  $\varphi$  e di quella a taglio  $\gamma$  (Fig. 17).

Come si può notare, il modello di comportamento elasto-plastico con limite in deformazione praticamente coincide con le ipotesi adottate nei metodi di tipo POR. In questi metodi il modello bilineare adottato tende a riprodurre in modo approssimato l'involuppo che si ottiene da prove sperimentali cicliche (Fig. 18), e lo spostamento ultimo viene associato al raggiungimento di un opportuno degrado della resistenza. Tale limite è comunemente espresso in termini di duttilità ultima. L'introduzione di un limite di deformazione angolare  $\theta_u$  in sostituzione di un limite in duttilità trae le sue origini dal lavoro già citato di Magenes e Calvi [32] in cui si è notato che pannelli murari con diversi rapporti di forma portati a rottura per taglio tendono a presentare una dispersione molto contenuta della deformazione angolare ultima, ed una dispersione molto maggiore della duttilità ultima in spostamento. Per tali muri, provati mantenendo il parallelismo fra la base superiore ed inferiore, la deformazione angolare sopra riportata coincide con il "drift" ovvero con il rapporto fra lo spostamento orizzontale  $\delta$  e l'altezza del muro  $H$  (si confrontino la Fig. 17 e la Fig. 19). In base a quanto proposto in [32] nelle elaborazioni numeriche descritte in questa monografia si assume che il limite  $\theta_u$  sia pari allo 0.5%.

**Rottura per taglio-scorrimento.** Si assume che la rottura del maschio per scorrimento avvenga lungo un letto di malta in corrispondenza di una delle sezioni estreme  $i'$  o  $j'$  della parte deformabile.

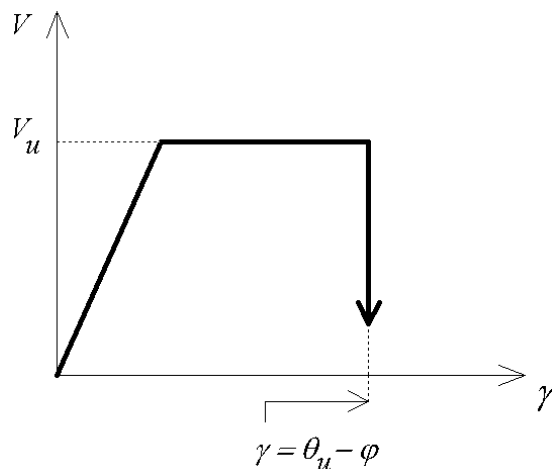


Fig. 16 - Comportamento anelastico dell'elemento maschio nel caso di rottura per taglio.

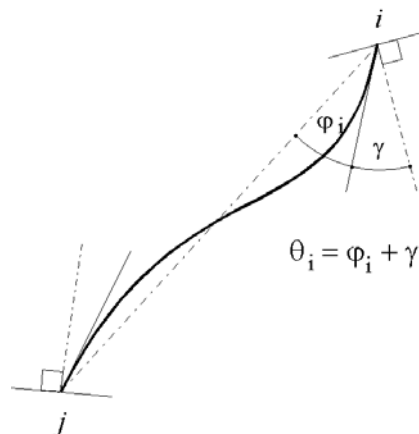


Fig. 17 - Deformazioni angolari pertinenti all'estremo i di un elemento «beam-column».

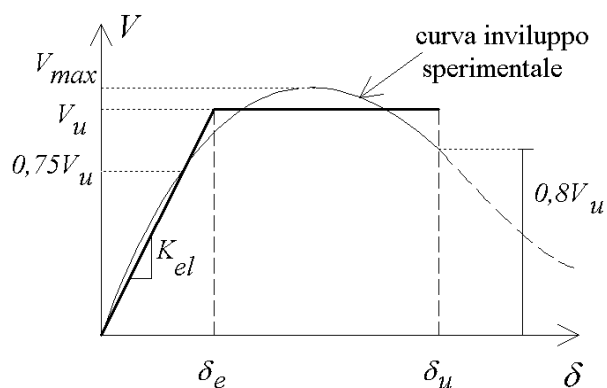


Fig. 18 - Interpolazione dell'involuppo sperimentale taglio-spostamento di un pannello murario mediante una bilatera.

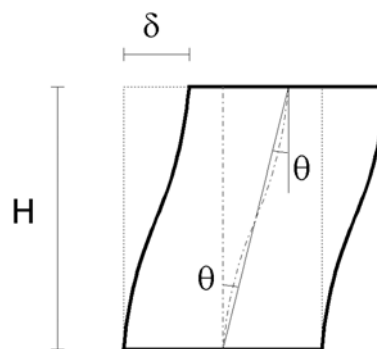


Fig. 19 - In una prova a taglio su pannello murario in cui si mantiene il parallelismo delle basi si ha che:  $\theta_i = \theta_j = \theta = \delta / H$ .

Il criterio di rottura è espresso dall'equazione (6) del capitolo 1.2, applicato a ciascuna delle sezioni estreme. La deformazione anelastica associata alla rottura per scorrimento viene modellata in maniera analoga alla rottura per fessurazione diagonale, con una deformazione a taglio plastica che si sviluppa come riportato in Fig. 16.

I criteri di rottura sono formulati in modo tale per cui all'annullarsi della compressione verticale si annulla sia la resistenza a flessione che la resistenza allo scorrimento. In aggiunta a ciò, si suppone anche che la rigidità assiale del maschio si annulli in caso di deformazione di trazione, per cui l'azione assiale può assumere

solo valori positivi (se di compressione) o nulli. Il maschio con azione assiale nulla risulterà quindi completamente scarico da ogni tipo di sollecitazione.

### 3.2 L'elemento fascia muraria

L'elemento fascia è formulato in maniera analoga all'elemento maschio, ma con alcune differenze. Vengono mantenuti gli offset rigidi, individuando quindi una lunghezza efficace dell'elemento. Nel caso di aperture allineate verticalmente (Fig. 20, caso a) le analisi comparative finora svolte indicano che si ottengono buoni risultati assegnando una lunghezza efficace pari alla luce libera delle aperture. Non si sono ancora svolte al momento analisi con aperture non allineate verticalmente, per le quali si può pensare, in fase preliminare, di assumere una lunghezza efficace come indicato in Fig. 20, caso b. Per l'elemento fascia si distinguono due possibili meccanismi di rottura: per pressoflessione e per taglio.

**Rottura per pressoflessione.** Il momento limite è espresso come nell'elemento maschio. Nella sezione in cui viene raggiunto il momento ultimo viene introdotta una cerniera plastica (con ipotesi di comportamento perfettamente plastico).

**Rottura per taglio.** La resistenza a taglio della fascia viene espressa con criteri simili a quelli utilizzati per l'elemento maschio, tenendo conto però della diversa giacitura dei letti di malta rispetto alla linea d'asse dell'elemento e considerando che la compressione normale ai letti di malta al di sotto delle aperture è praticamente nulla. Nell'implementazione corrente la resistenza a taglio è definita da  $V_u = Dt \cdot c$  ovvero dal prodotto della coesione per l'area della sezione della fascia, in cui si è indicata con  $D$  l'altezza della fascia e  $t$  lo spessore. Al fine di tener conto della possibilità di un comportamento maggiormente fragile delle fasce, la deformazione anelastica associata alla rottura per taglio prevede una deformazione plastica a taglio costante a cui segue un degrado di resistenza ad un valore  $\alpha V_u$ , una volta superato un valore limite di deformazione angolare  $\gamma_1$  (Fig. 21). A tale degrado segue poi l'annullamento del taglio resistente per deformazioni angolari superiori al limite  $\gamma_2$ . La possibilità di assegnare in ingresso i valori dei parametri  $\alpha$ ,  $\gamma_1$ ,  $\gamma_2$ , consente di riprodurre comportamenti marcatamente fragili, ottenibili ad esempio facendo coincidere  $\gamma_1$  con il limite elastico (Fig. 22), oppure più duttili e simili quindi al comportamento dei maschi, ponendo  $\alpha = 1$ .

Il modello così descritto è stato implementato modificando opportunamente alcune routines del codice di calcolo non lineare ANSR-I (Mondkar e Powell, 1975) [38].

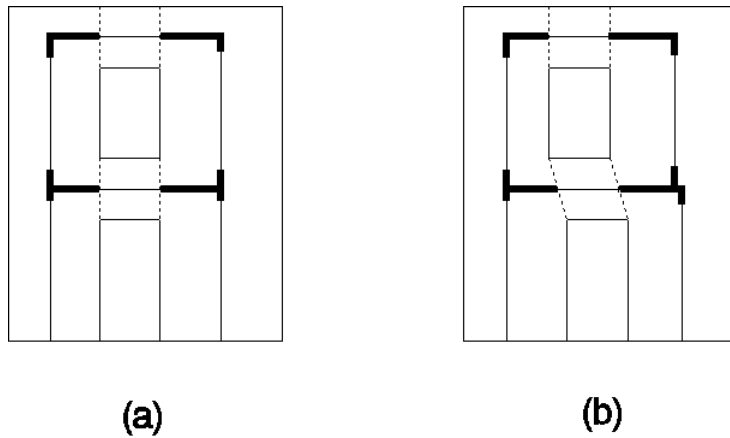


Fig. 20 - Definizione della lunghezza efficace delle fasce.

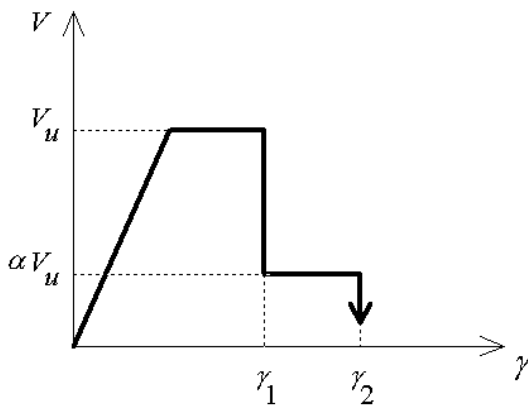


Fig. 21 - Comportamento elasto-plastico-fragile di un elemento fascia.

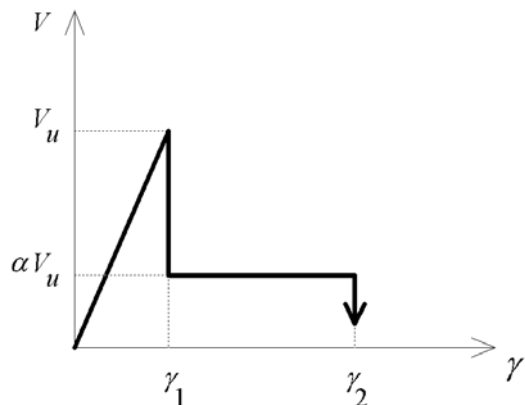


Fig. 22 - Comportamento elasto-fragile di un elemento fascia.

### 3.3 Estensione al caso di edifici reali

Per poter applicare il metodo al caso di edifici reali è stato necessario risolvere due problemi fondamentali che consistono nella eventuale presenza di elementi strutturali diversi dalla muratura (ad esempio catene in acciaio o cordoli in cemento armato) e nella modellazione tridimensionale dell'edificio.

Per quel che riguarda la presenza di eventuali catene il codice di calcolo consente di introdurre elementi truss elastoplastici con nodi posizionati in prossimità degli ancoraggi di testata.

Per quel che riguarda eventuali cordolature in cemento armato, presenti in una grande quantità di edifici costruiti anche nella prima metà del secolo, è molto importante poterne modellare in modo sufficientemente realistico l'effetto di accoppiamento fra i montanti murari. Al momento, l'implementazione del metodo

SAM prevede la possibilità di utilizzo di elementi beam-column elastoplastici, in cui è prevista la possibilità di rottura per flessione con formazione di cerniere plastiche.

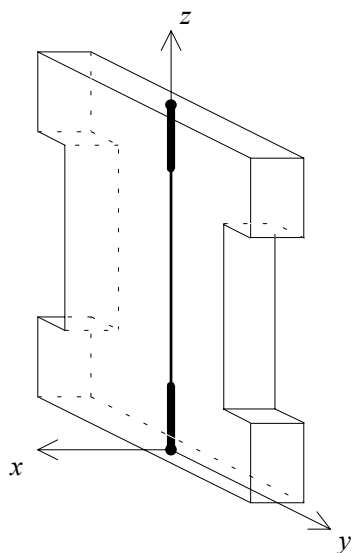


Fig. 23 - Elemento maschio tridimensionale.

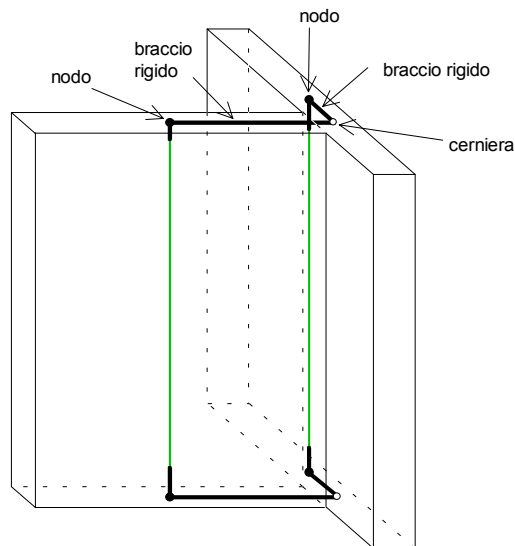


Fig. 24 - Scomposizione di un muro composto in maschi elementari.

L'estensione del modello a strutture tridimensionali ha richiesto innanzitutto una formulazione tridimensionale dei legami costitutivi degli elementi maschio e fascia. Considerando un sistema di riferimento  $x$ - $y$ - $z$  come indicato in Fig. 23, orientato secondo gli assi principali di un elemento maschio, si è assunto che il comportamento deformativo relativo alla deformazione nel piano  $z$ - $y$  sia indipendente da quello nel piano  $z$ - $x$ , (e viceversa). Per ciascun piano di inflessione si è utilizzato lo stesso tipo di equazioni costitutive. Il comportamento statico fuori dal piano di un muro viene quindi modellato in analogia con il comportamento nel piano. Si prevede inoltre che possano essere definite due diverse altezze efficaci relativamente alle deformazioni nel piano  $z$ - $x$  e  $z$ - $y$ , in quanto per la risposta fuori dal piano si ritiene opportuno adottare in ogni caso un'altezza efficace pari all'altezza libera interpiano.

Pareti composte da muri intersecanti vengono scomposte in maschi semplici a sezione rettangolare (in analogia alle analisi con metodi di tipo POR). La continuità fra gli spostamenti verticali di due muri ortogonali può essere eventualmente imposta al livello dei solai mediante gli offset rigidi (Fig. 24 e Fig. 25). Tale opzione consente di simulare in modo approssimato un eventuale "buon ammorsamento" fra i muri.

Inoltre si è introdotta la possibilità di imporre l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano riducendo di conseguenza così i gradi di libertà cinematici, qualora lo si ritenga opportuno.

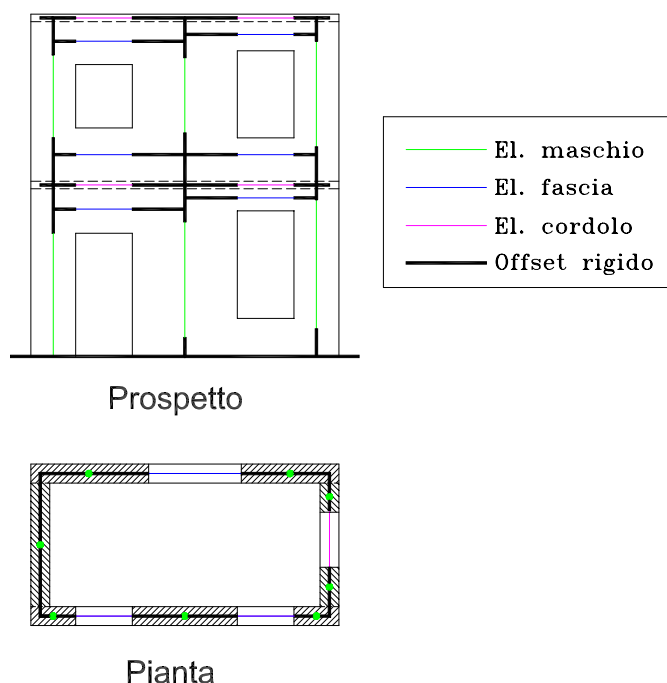


Fig. 25 - Modellazione tridimensionale di un edificio.

### 3.4 Applicazioni e verifiche su pareti a due e tre piani

Il metodo SAM è stato applicato, in una prima fase di studio (Magenes e Della Fontana, 1998 [34]), a diverse configurazioni di pareti multipiano a due e a tre piani. I risultati delle analisi sono stati confrontati con quelli ottenuti da analisi non lineari agli elementi finiti in cui si è utilizzato il legame costitutivo proposto da Gambarotta e Lagomarsino (1997, [24]) per la muratura di mattoni. Tale legame costitutivo schematizza la muratura come un materiale stratificato, le cui proprietà sono ricavate mediante una procedura di omogeneizzazione, a partire dai legami costitutivi dei costituenti (malta, laterizio e interfaccia malta-mattone). Variabili scalari di danno sono utilizzate per riprodurre i seguenti meccanismi: apertura dei giunti, scorrimento dei giunti, rottura per taglio dei mattoni e rottura per compressione della muratura. Il modello ha dato buoni risultati se confrontato con prove sperimentali su pannelli e su pareti in muratura di mattoni, e quindi è stato considerato come un riferimento significativo per le analisi con il modello semplificato SAM. Tutte le analisi sono state eseguite presso l'Università di Pavia, garantendo quindi coerenza nei dati geometrici e nelle proprietà dei materiali. In entrambi i modelli si sono adottati gli stessi valori dei moduli elastici  $E$  e  $G$ , e dei parametri di resistenza  $f_u$ ,  $c$ ,  $\mu$ ,  $f_{bt}$ .



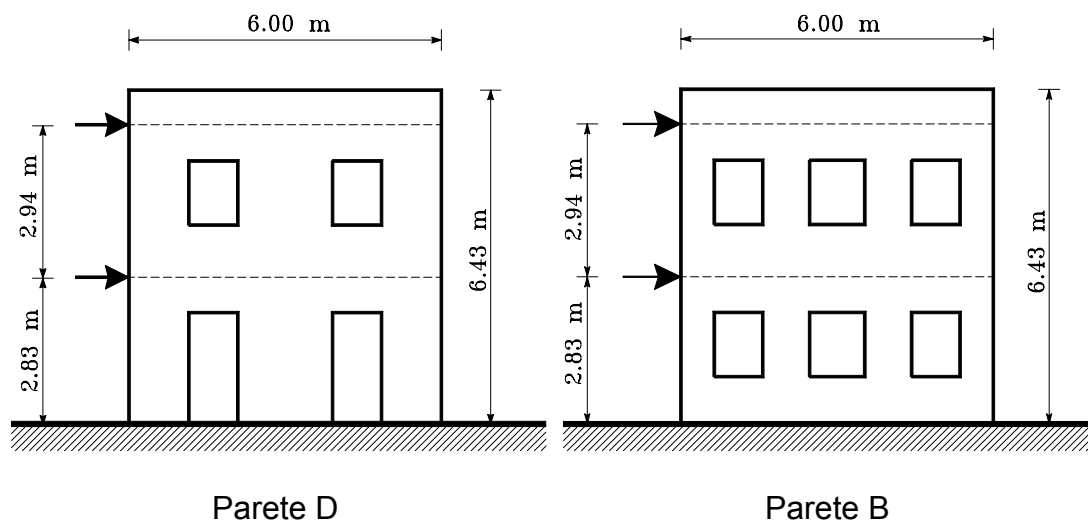


Fig. 26 - Pareti longitudinali del prototipo di edificio provato presso l'Università di Pavia.

Le prime configurazioni prese in considerazione sono state quelle delle pareti longitudinali del prototipo di edificio provato sperimentalmente presso l'Università di Pavia (Magenes et al., 1995 [35]), riportate in Fig. 26. Si sono applicate forze orizzontali al livello dei solai, mantenendo costante il rapporto di 1:1 fra la forza al primo e al secondo solaio. Per poter seguire eventuali rami di softening e mantenere costante il rapporto tra le forze ai piani, si è introdotta una trave rigida esterna, verticale, vincolata alle estremità in modo isostatico ai solai. Le analisi sono state condotte controllando lo spostamento del punto di mezzzeria della trave, che ripartisce quindi la forza reattiva in parti uguali al solaio superiore ed inferiore. Le analisi sono state svolte imponendo che i nodi di uno stesso solaio avessero uguali spostamenti orizzontali, simulando la condizione di prova sperimentale, in cui le slitte di carico in acciaio collegavano tutte le travi di solaio ammorsate nelle pareti, creando quindi un "effetto catena" che consentiva la distribuzione delle forze applicate dai martinetti su tutta la lunghezza delle pareti. Questo "effetto catena" al tempo stesso ha inibito la rottura flessionale delle fasce, che sperimentalmente si sono rotte per taglio (si richiama quanto detto al capitolo 2.2 sui meccanismi di rottura delle fasce). In queste condizioni il modello costitutivo di Gambarotta e Lagomarsino riesce a riprodurre in modo molto soddisfacente i risultati sperimentali, nonostante non preveda la rottura per trazione in direzione parallela ai letti di malta (normale ai giunti di testa).

Il confronto fra i due diversi metodi di analisi è stato svolto esaminando le curve taglio-spostamento, i meccanismi di rottura, la distribuzione delle azioni interne, ed i profili degli spostamenti orizzontali. Questi primi confronti sono stati svolti assumendo per le fasce del metodo SAM la rottura per taglio come unico meccanismo possibile (coerentemente con quanto detto sopra).

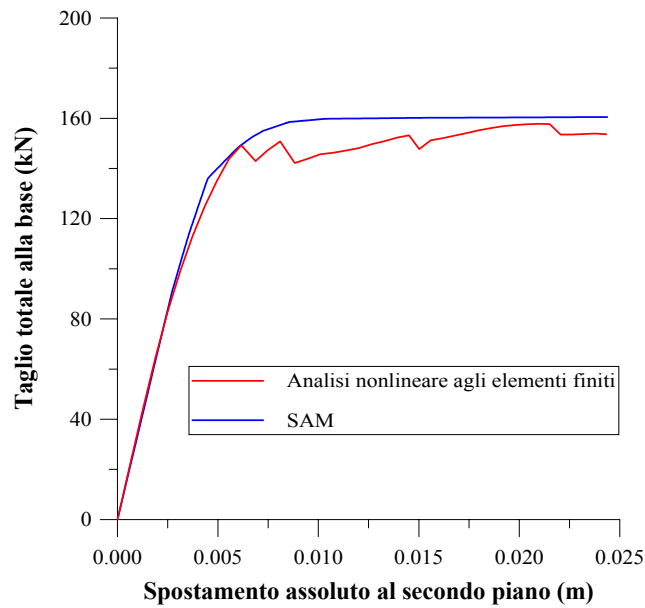
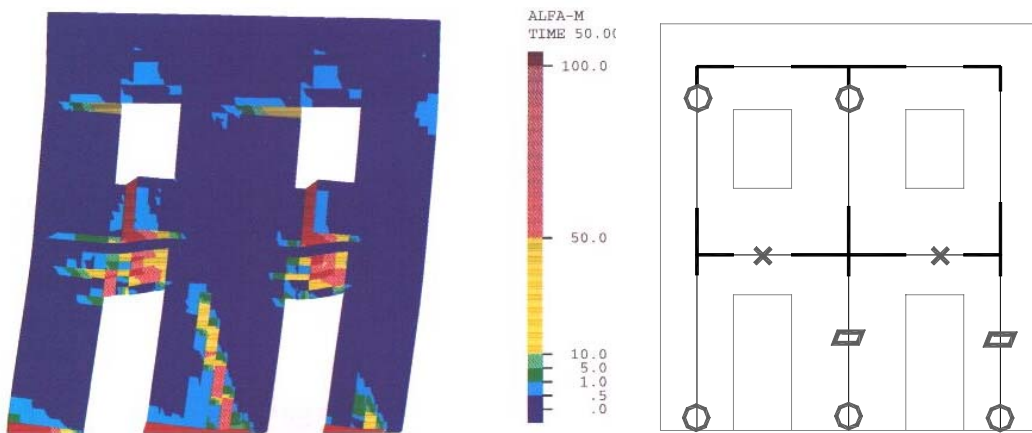


Fig. 27 - Parete D: confronto fra l'analisi non lineare agli elementi finiti e il metodo SAM. Curve taglio-spostamento.



Analisi agli elementi finiti: distribuzione del danneggiamento nei giunti di malta

Metodo SAM: meccanismi di rottura rilevati.

- Rottura per flessione
- ▭ Rottura per scorrimento
- × Rottura per taglio con fessure diagonali

Fig. 28 - Parete D: confronto fra l'analisi non lineare agli elementi finiti e il metodo SAM. Meccanismi di rottura.

Per quel che riguarda il comportamento deformativo delle fasce in campo anelastico si è assunto in prima istanza un comportamento elasto-plastico analogo a quello dei maschi (senza degrado di resistenza). Sono state svolte alcune analisi preliminari su entrambe le pareti in cui si è presa in considerazione una possibile deformabilità elastica degli offset di maschi e fasce nelle zone di “nodo”, ottenendo i migliori risultati nel caso di offset infinitamente rigidi sia nei maschi che nelle fasce, soprattutto per quel che riguarda la rigidità iniziale della parete (si riporta in Fig. 27 un confronto fra le due curve taglio-spostamento ottenute con i due diversi metodi). Tutte le analisi eseguite successivamente sono state quindi svolte con offset rigidi, e lunghezze efficaci degli elementi definite come ai punti 3.1 e 3.2.

Le analisi ad elementi finiti delle pareti B e D hanno mostrato risposte dominate dalla rottura dei giunti di malta (apertura o scorrimento). Nel modello costitutivo la variabile scalare di danno  $\alpha_m$  associata al danneggiamento dei giunti inizialmente ha valore nullo, e assume quindi valori crescenti: il valore 1 corrisponde al raggiungimento della resistenza del giunto (a trazione o a scorrimento). Valori di  $\alpha_m$  superiori all'unità corrispondono al regime di softening ovvero al regime “fessurato”, mentre valori inferiori corrispondono allo stato “non fessurato”. In Fig. 28, relativa alla parete D, si riporta il confronto fra la distribuzione finale del danno nei giunti e i meccanismi di rottura calcolati dal metodo SAM, da cui si rileva un buon accordo. I profili degli spostamenti orizzontali in condizioni ultime per le due analisi sono riportati in Fig. 29, e la distribuzione delle azioni assiali e dei tagli nei maschi al piano terra è riportata in Fig. 30. Questi primi confronti evidenziano una buona corrispondenza fra i risultati ottenuti con i due metodi. In particolare si nota la distribuzione asimmetrica delle azioni interne (assiale e di taglio) sui maschi del piano critico, conseguenza dell'effetto ribaltante delle forze sismiche. Il maschio “sopra vento” rispetto alla direzione delle forze sismiche risulta affetto da una diminuzione dell'azione assiale che influisce sulla resistenza flessionale e a taglio (maschio 1); il maschio “sotto vento” (maschio 3) subisce viceversa un incremento dell'azione assiale che comporta un aumento della resistenza flessionale e a taglio. Si è riportato anche un buon accordo fra i meccanismi di rottura, con rottura per taglio delle fasce seguita dal collasso per taglio prevalente dei maschi al piano terra. Un buon accordo fra i due metodi è stato riportato anche per la parete B, di cui si riportano i risultati da Fig. 31 a Fig. 33.

Successivamente a queste analisi su pareti a due piani, si è passati a considerare pareti di tre piani. Si è pensato che fosse particolarmente interessante valutare l'effetto delle ipotesi relative al comportamento post-elastico delle fasce su pareti con un rapporto globale altezza/lunghezza più elevato e con fasce deboli. Infatti in queste pareti l'accoppiamento offerto dalle fasce può giocare un ruolo importante, in quanto influenza in modo decisivo la resistenza al ribaltamento dei montanti murari. Per la parete riportata in Fig. 34, caricata da forze orizzontali in rapporto costante 1:1:1, le analisi ad elementi finiti vedono una crescita del taglio totale fino a che non si rompono le fasce al livello del primo e secondo solaio. Tali rotture causano un abbattimento del taglio totale resistente, a cui segue un tratto quasi asintotico

corrispondente ad un meccanismo di ribaltamento dei montanti debolmente accoppiati.

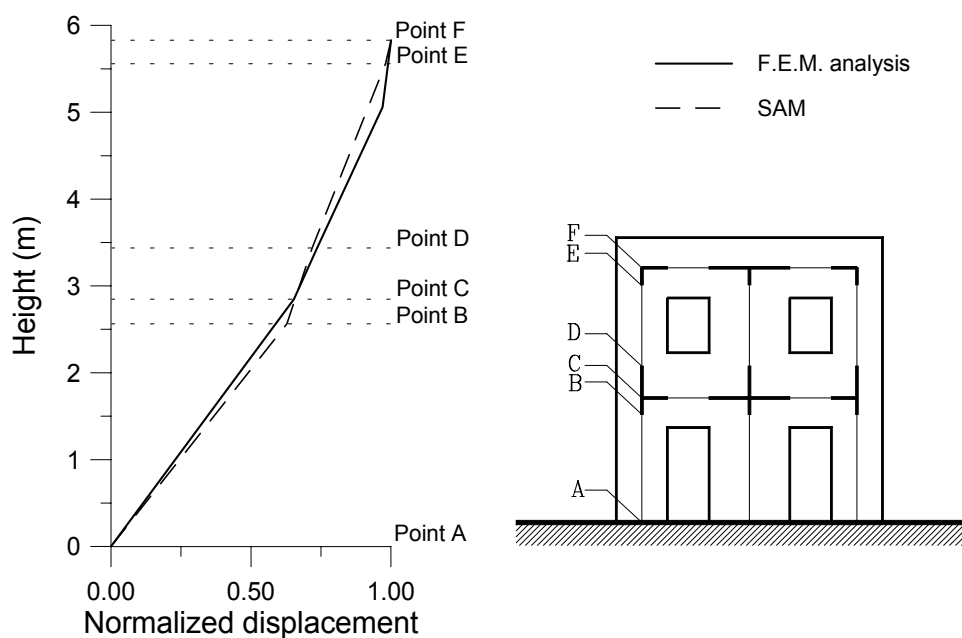


Fig. 29 - Parete D: confronto fra l'analisi non lineare agli elementi finiti e il metodo SAM. Profilo degli spostamenti orizzontali.

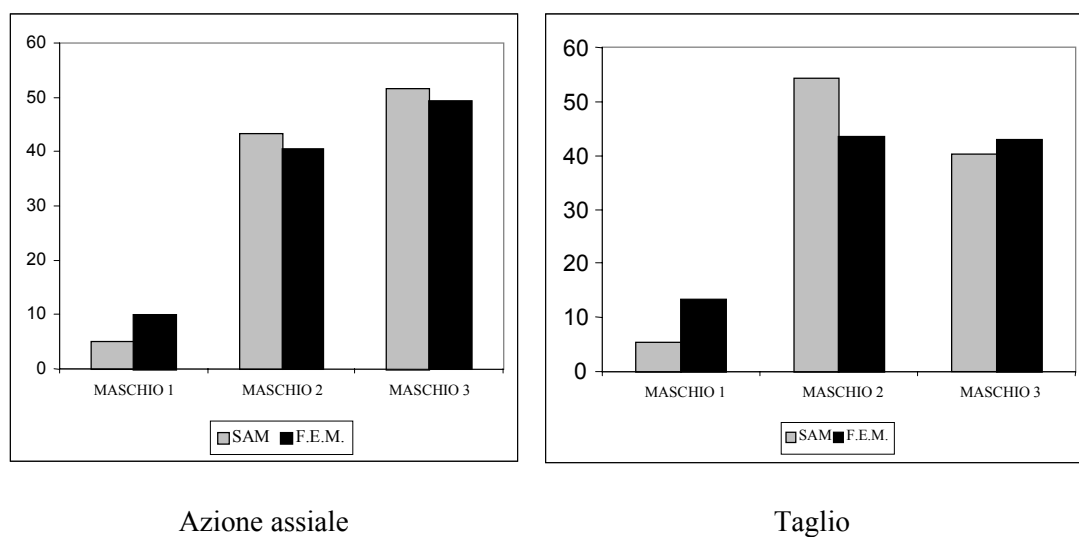


Fig. 30 - Parete D: confronto fra l'analisi non lineare agli elementi finiti e il metodo SAM. Distribuzione delle azioni interne nei maschi al piano terra.

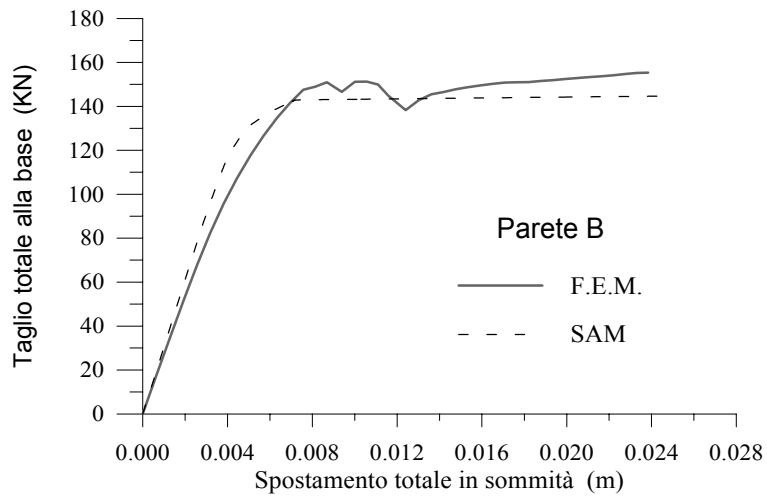


Fig. 31 - Parete B: confronto fra l'analisi non lineare agli elementi finiti e il metodo SAM. Curve taglio-spostamento.

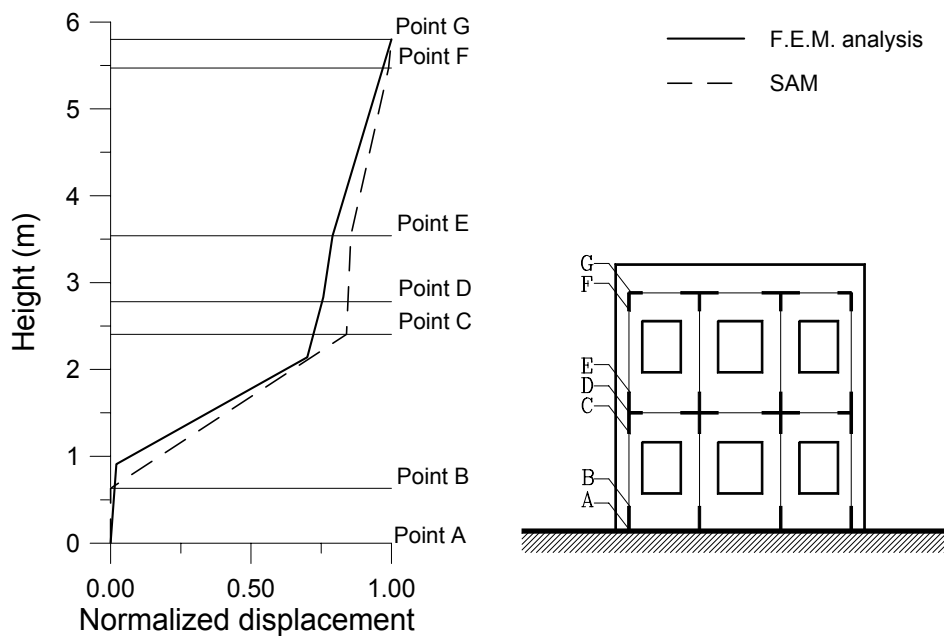


Fig. 32 - Parete B: confronto fra l'analisi non lineare agli elementi finiti e il metodo SAM. Profilo degli spostamenti orizzontali.

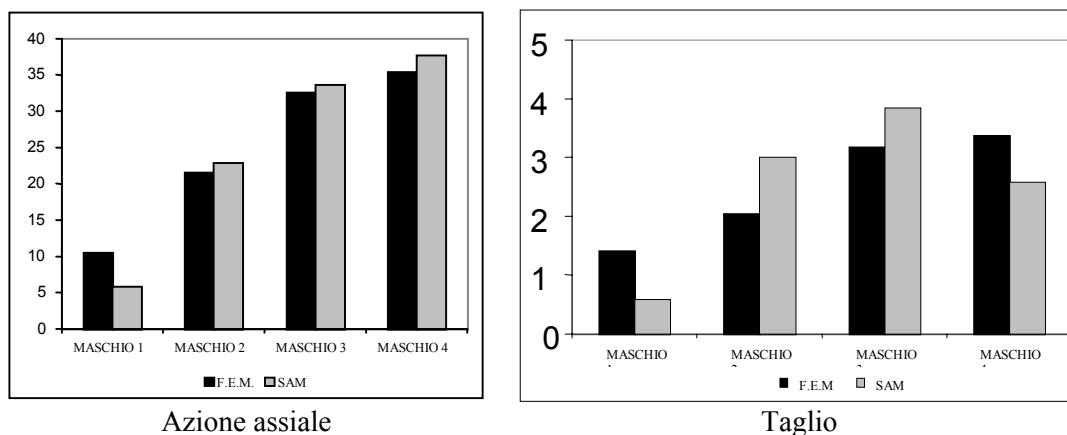


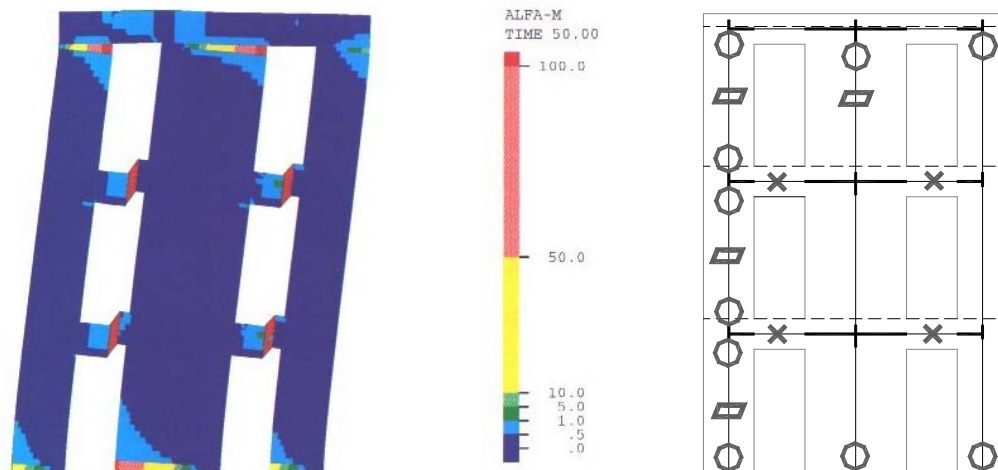
Fig. 33 - Parete B: confronto fra l'analisi non lineare agli elementi finiti e il metodo SAM. Distribuzione delle azioni interne nei maschi al piano terra.

Se si considera una analisi con il metodo SAM con comportamento elasto-plastico (duttile) delle fasce, il metodo prevede in modo abbastanza soddisfacente i meccanismi di rottura, tuttavia la curva taglio-spostamento dell'edificio non coglie la caduta di resistenza globale conseguente alla rottura delle fasce. La natura di tale fenomeno è comprensibile se si osserva nel dettaglio il comportamento di una fascia isolata, assoggettata ad uno stato di sollecitazione a taglio, analizzata con il modello agli elementi finiti (Fig. 35). La curva taglio-spostamento mette in evidenza un comportamento marcatamente fragile, da cui si deduce come il rapido degrado di resistenza di una fascia susseguente alla rottura per taglio porti ad una forte diminuzione dell'effetto accoppiante della stessa. L'influenza di questo fenomeno risultava trascurabile nelle pareti di due piani analizzate in precedenza, poiché il meccanismo di collasso "reale" (rilevato anche sperimentalmente) era determinato dalla rottura per taglio dei maschi del piano critico, e la resistenza a taglio è meno sensibile della resistenza a flessione al grado di accoppiamento offerto dalle fasce.

Viceversa su pareti più "snelle" il comportamento post-elastico delle fasce può influenzare significativamente la risposta. Sulla base del comportamento riportato in Fig. 35, si è pensato di utilizzare per le fasce nel metodo SAM un comportamento di tipo elasto-fragile, quale quello riportato in Fig. 22, con  $\alpha = 0.25$  e senza limite sul valore di  $\gamma_2$ . Quest'ultima assunzione corrisponde a mantenere comunque un valore minimo di taglio residuo nelle fasce fessurate, che garantisce quindi un accoppiamento minimo fra i montanti murari. La risposta così ottenuta si avvicina sensibilmente a quella dell'analisi ad elementi finiti.




Questi ultimi risultati pongono nuovamente in risalto, a questo punto della discussione, il problema evidente legato alla mancanza di riferimenti sperimentali sul comportamento delle fasce, come possibile supporto della modellazione. Infatti, data

la natura dei fenomeni in gioco, non sembra opportuno, per lo studio del problema, basarsi unicamente sulle simulazioni ad elementi finiti qui considerate.



Analisi agli elementi finiti: distribuzione del danneggiamento nei giunti di malta

Metodo SAM: meccanismi di rottura rilevati

-  Rottura per flessione
-  Rottura per scorrimento
-  Rottura per taglio con fessure diagonali

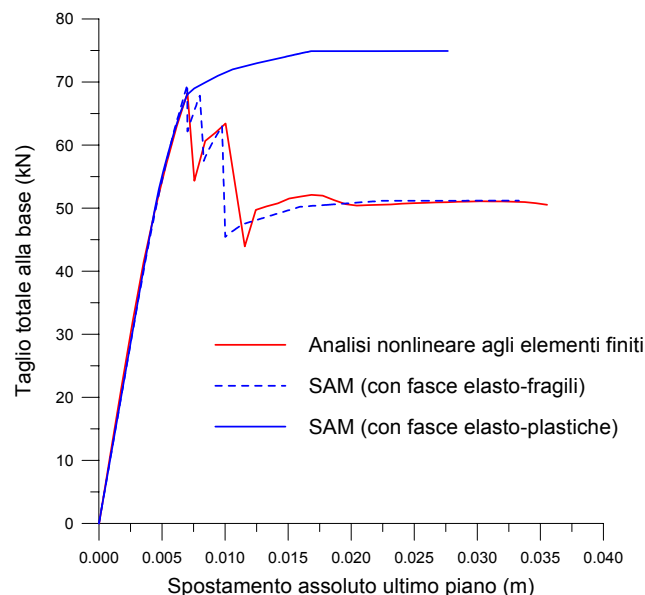


Fig. 34 - Analisi di una parete a tre piani con fasce "deboli".

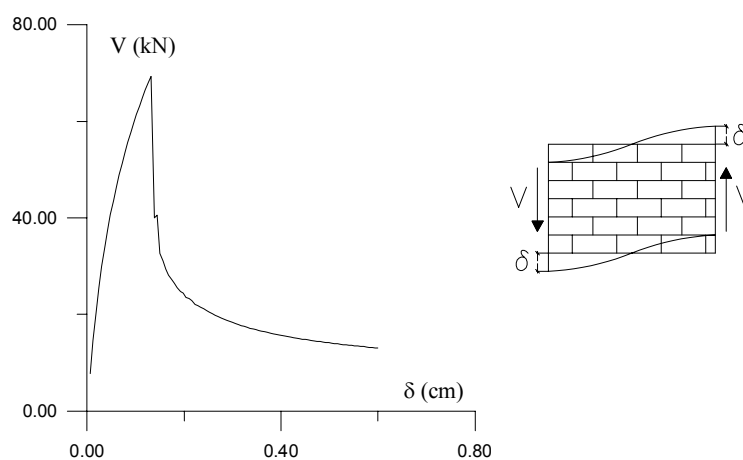


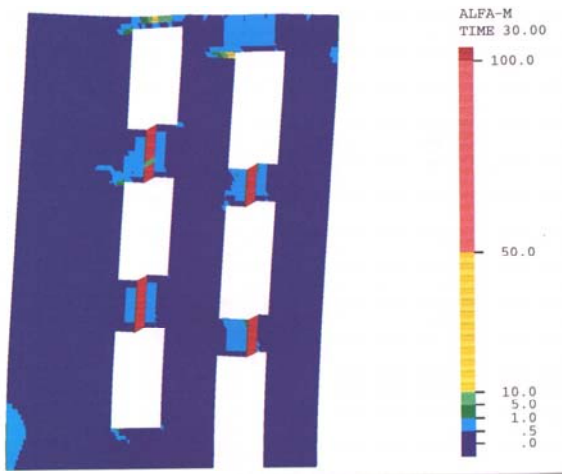
Fig. 35 - Comportamento fragile di una fascia muraria soggetta a una prova di taglio simulata agli elementi finiti.

In particolare, il modello ad elementi finiti bidimensionali qui utilizzato si è dimostrato piuttosto affidabile nella previsione del comportamento di singoli maschi ed ha dato eccellenti risultati nella simulazione dell'esperimento sull'edificio di due piani (anche considerando la risposta ciclica), tuttavia si è verificato come la configurazione dell'edificio in questione non sia particolarmente sensibile alla eventuale maggiore o minore fragilità delle fasce. Una validazione più completa richiederebbe quindi un confronto sperimentale con elementi e sistemi strutturali maggiormente sensibili al problema. In assenza di riferimenti sperimentali si può comunque affermare che un'ipotesi di comportamento fragile è maggiormente cautelativa.

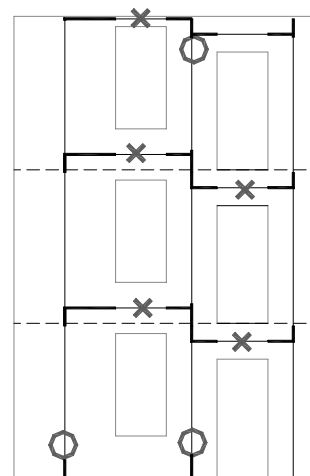
Risultati analoghi sono stati trovati per la configurazione di Fig. 36, relativa ad una parete con aperture disposte in modo asimmetrico. Anche in questo caso, qualora si supponga un comportamento fragile delle fasce si ottiene un buon accordo fra i due metodi di analisi.

E' bene sottolineare che, a causa della presenza di fenomeni fragili, il legame costitutivo del modello agli elementi finiti va calibrato sulla dimensione degli elementi, ovvero sulla fittezza della mesh, per ottenere dei risultati obiettivi. Nei casi finora analizzati i parametri del legame costitutivo e le dimensioni degli elementi (circa 13 cm x 13 cm) sono coerenti con le dimensioni dei provini sperimentali di riferimento (in particolare le prove di taglio su giunto [6]), eseguite sulla muratura utilizzata per le sperimentazioni condotte all'Università di Pavia. Non c'è quindi da attendersi che la schematizzazione elasto-fragile qui utilizzata per le fasce porti ad un simile accordo fra i risultati qualora il modello ad elementi finiti abbia una mesh più rada o più fitta e i parametri del legame costitutivo restino costanti.








Analisi agli elementi finiti: distribuzione del danneggiamento nei giunti di malta



Metodo SAM: meccanismi di rottura rilevati.

-  Rottura per flessione
-  Rottura per scorrimento
-  Rottura per taglio con fessure diagonali

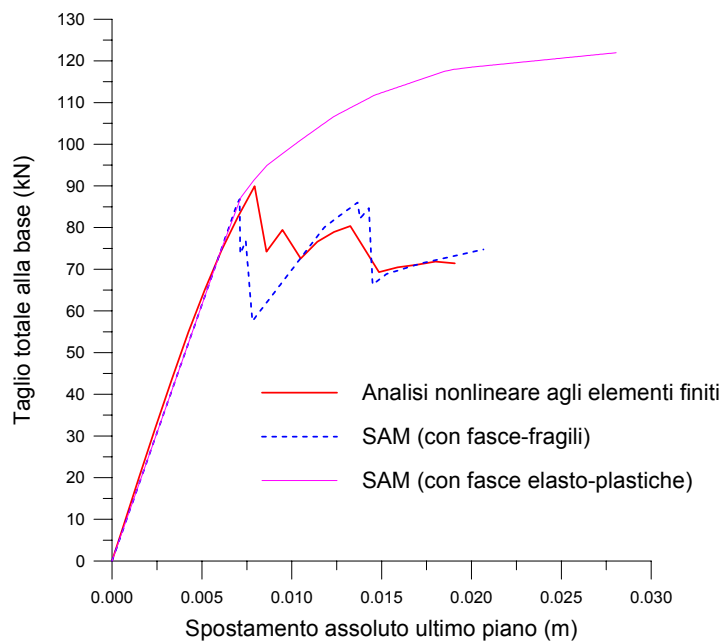


Fig. 36 - Analisi di una parete a tre piani con fasce "deboli".

Le prime applicazioni del metodo SAM a pareti multipiano con configurazioni relativamente semplici hanno quindi nella sostanza dato risultati confortanti sulle potenzialità del modello, e hanno permesso di ottenere alcune interessanti indicazioni a livello applicativo. Si è quindi passati all'analisi di sistemi più complessi, prendendo in considerazione due edifici reali della città di Catania, come descritto nei capitoli seguenti.

#### **4. APPLICAZIONE DEL METODO SAM AL CASO DELL'EDIFICIO SITO IN VIA MARTOGLIO A CATANIA**

*Guido Magenes, Claudio Braggio*

Nell'ambito del "Progetto Catania", di cui si riferisce più estesamente in altra sede (Liberatore, 2000 [31]), è stato svolto, in collaborazione con altre Unità di Ricerca del GNDT, uno studio su due edifici del centro di Catania. Lo studio ha avuto il duplice scopo di costituire un terreno di confronto fra diversi metodi analitici per il calcolo di edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche e di fornire indicazioni sulla vulnerabilità sismica di alcuni manufatti rappresentativi dell'edilizia catanese. In questa monografia ci si limita alla discussione degli aspetti riguardanti i modelli di calcolo. Per quel che riguarda la specifica valutazione della vulnerabilità degli edifici considerati e della loro risposta prevista sotto il terremoto di scenario si rimanda alla monografia citata a cura di Liberatore [31]. La discussione delle analisi presentate in questo capitolo e nel seguente farà frequenti riferimenti ai risultati ottenuti dalle varie Unità di Ricerca, in particolare a quelli ottenuti dall'Università della Basilicata e dall'Università di Genova. Il programma utilizzato dall'U.R. dell'Università della Basilicata, denominato MAS3D (Braga et al., 1998 [9]), si basa sul modello a macroelementi con materiale "no tension" proposto da Braga e Liberatore (1990, [8]). L'U.R. dell'Università di Genova ha eseguito analisi con un modello ad elementi finiti bidimensionali con legame costitutivo non lineare (Gambarotta e Lagomarsino, 1997, [24]). Per motivi di spazio si riporteranno in questa sede solo i dettagli delle analisi eseguite dalla U.R. dell'Università di Pavia con il metodo SAM. Il lettore interessato potrà trovare una esauriente descrizione delle analisi eseguite dalle altre U.R. nella monografia curata da Liberatore, che costituisce un utile se non necessario complemento al presente lavoro.

Sono stati presi in esame due edifici, il primo rappresentativo dell'edilizia del secondo dopoguerra, numericamente molto significativa nell'area urbana di Catania, il secondo risalente al XIX secolo e rappresentativo dell'edilizia di un certo pregio del centro storico. Il presente capitolo ed il seguente sono dedicati rispettivamente alle analisi dei due edifici.

Il primo edificio preso in considerazione è sito in via Martoglio n. 31; l'analisi dell'edificio in questione è stata affrontata secondo due prospettive. In primo luogo si sono individuate alcune pareti dell'edificio, estrapolandole e assoggettandole ad analisi parametriche, allo scopo di effettuare un confronto abbastanza dettagliato fra i diversi metodi di analisi utilizzati dalle diverse Unità di Ricerca. Successivamente, si sono eseguite delle analisi tridimensionali di un comparto dell'edificio al fine di avere una valutazione della resistenza dell'intero complesso alle azioni sismiche.

## 4.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio in oggetto risale ai primi anni '50, è un edificio d'angolo e presenta una pianta ad L (Fig. 37) prospiciente via Martoglio e via Consoli. Lo sviluppo in elevazione comprende nel complesso 5 piani. Le due ali dell'edificio, ortogonali fra loro si estendono lungo i lati dell'isolato sino a chiudersi in aderenza ad altri fabbricati. Il piano tipo è costituito da due appartamenti, ciascuno dei quali occupa prevalentemente uno dei due lati della "L", con una distribuzione interna abbastanza regolare, caratterizzata da un corridoio centrale. Le strutture in elevazione sono tutte in muratura. In particolare, le pareti perimetrali dell'edificio sono costruite in muratura in pietrame lavico compatto e malta di calce ed "azolo" (materiale lavico frantumato ed usato come aggregato) con spessore compreso fra 55-80 cm. Le pareti interne sono in muratura di mattoni pieni di laterizio a due o più teste con spessore compreso fra 25 e 35 cm. Sono inoltre presenti tramezzature in mattoni pieni a una testa o in laterizio forato con spessori compresi tra i 9 e i 20 cm. I solai sono realizzati in latero-cemento con doppia orditura di travetti in c.a., ed hanno uno spessore mediamente di circa 20 cm. I solai risultano ancorati alle murature mediante cordoli in c.a. di altezza pari a quella del solaio maggiorata di altri 5÷10 cm. I balconi a sbalzo presentano una struttura a soletta piena in c.a. La copertura ha struttura ed orditura in legno con coppi siciliani. La struttura lignea è parzialmente appoggiata su muretti in laterizio poggianti sulle murature delle pareti sottostanti ed è incastrata nelle murature di testata parallele alla falda. La controsoffittatura dell'ultimo piano, sottostante la copertura, è realizzata prevalentemente con volte finte in incannucciato. Per una più completa descrizione dell'edificio si rimanda a Liberatore (2000, [31]).

## 4.2 Analisi della parete interna

In questa sezione del capitolo si riferisce in dettaglio delle analisi effettuate sulla parete su cui sono più numerosi i confronti fra i diversi metodi. Le analisi piane eseguite su tale parete hanno costituito la prima base di confronto fra diversi metodi di analisi utilizzati dai gruppi partecipanti alla ricerca. In tutte le analisi eseguite, sia quelle piane che quelle tridimensionali, si è assoggettata la struttura al peso proprio e ai sovraccarichi di esercizio, e successivamente si è applicato un sistema di forze statiche orizzontali applicate al livello dei solai, crescenti proporzionalmente in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani. Il rapporto fra le forze sismiche ai piani è stato assunto pari a quello ottenibile secondo la consueta ipotesi di proporzionalità delle forze alle masse e all'altezza rispetto al terreno delle masse stesse. Si sono concentrate le masse distribuite dei muri alle quote dei solai adiacenti, tagliando a metà altezza ciascun piano e attribuendo la massa della metà superiore del muro al solaio superiore e la massa della metà inferiore al solaio inferiore.

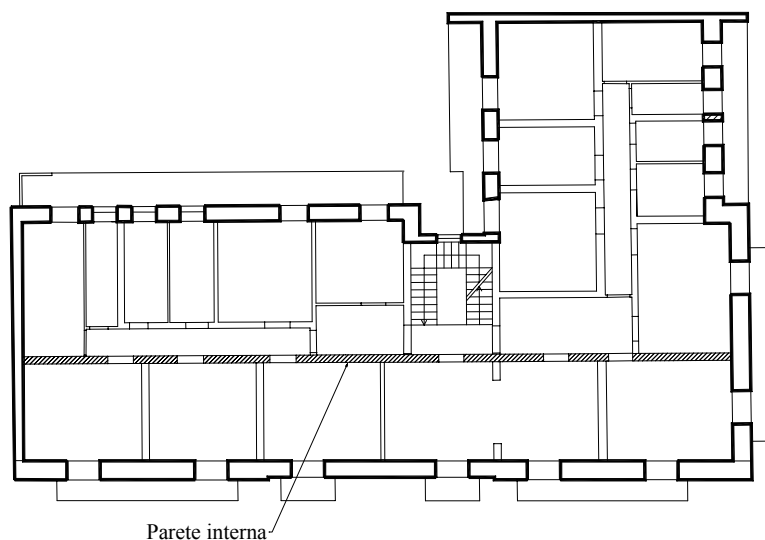


Fig. 37 - Edificio di via Martoglio: posizione della parete interna analizzata.

La parete analizzata consiste in una idealizzazione della parete interna dell'edificio evidenziata in Fig. 37. Le dimensioni della parete analizzata sono riportate in Fig. 38. Poiché i solai sono in c.a. e laterizio con cordolature di spessore uguale alla muratura, si sono introdotti nel modello degli elementi cordolo, come riportato in Fig. 39. La parete ha uno spessore costante di 30 cm per i primi quattro piani (muro a due teste), e uno spessore di 16 cm (una testa) all'ultimo piano. L'irregolarità geometrica costituita dal vano del portone al piano terra è stata modellata in modo da trasferire le azioni provenienti dai maschi centrali sovrastanti l'apertura ai maschi laterali mediante due bracci rigidi. Al di sopra dell'apertura è infatti presente una trave in c.a. (le cui dimensioni non sono tuttavia note dal rilievo) che comunque deve essere in grado di sopportare il carico verticale sovrastante e riportarlo sui maschi laterali. La sezione degli elementi cordolo ha un'altezza pari a 24 cm e una base di 30 cm. Anche i cordoli sono dotati di offset rigidi, con lunghezza effettiva pari alla luce libera delle aperture. Si sono eseguite le analisi ipotizzando tre diverse ipotesi di comportamento:

- cordoli elastici con modulo  $E = 20000$  MPa corrispondente ad una sezione non fessurata;
- cordoli elastici con modulo  $E = 4000$  MPa equivalente ad una sezione fessurata (rigidezza pari a 1/5 della rigidezza in fase non fessurata);
- cordoli elasto-plastici con modulo di Young iniziale  $E = 4000$  MPa e momento plastico corrispondente ad un'armatura costituita da  $2 + 2 \text{ } \varnothing 12$  (limite inferiore ipotizzabile sulla base della prassi costruttiva dell'epoca).

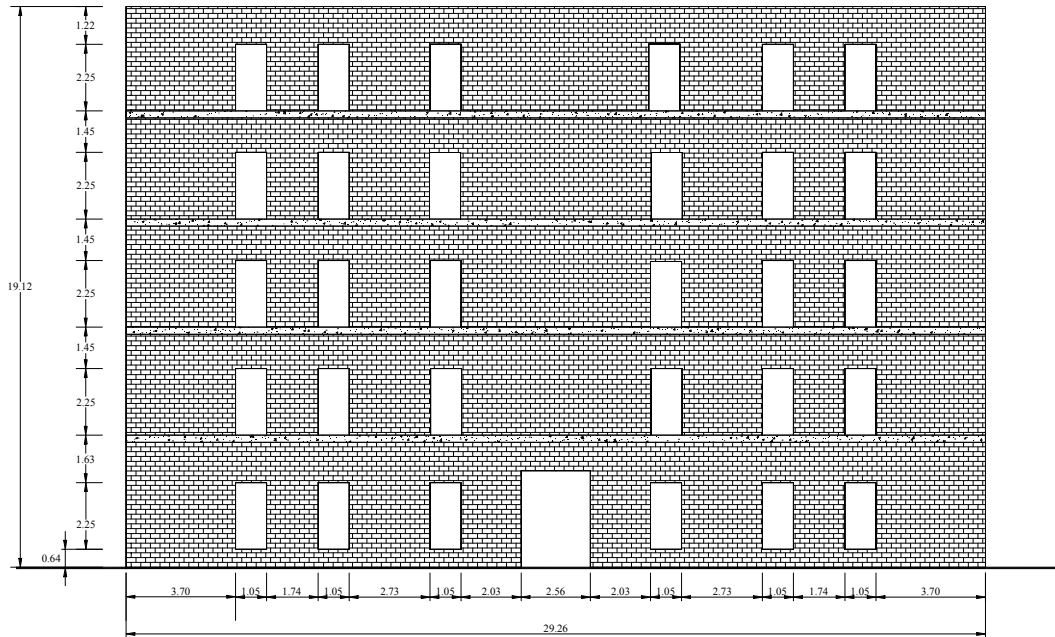


Fig. 38 - Dimensioni del modello della parete interna.

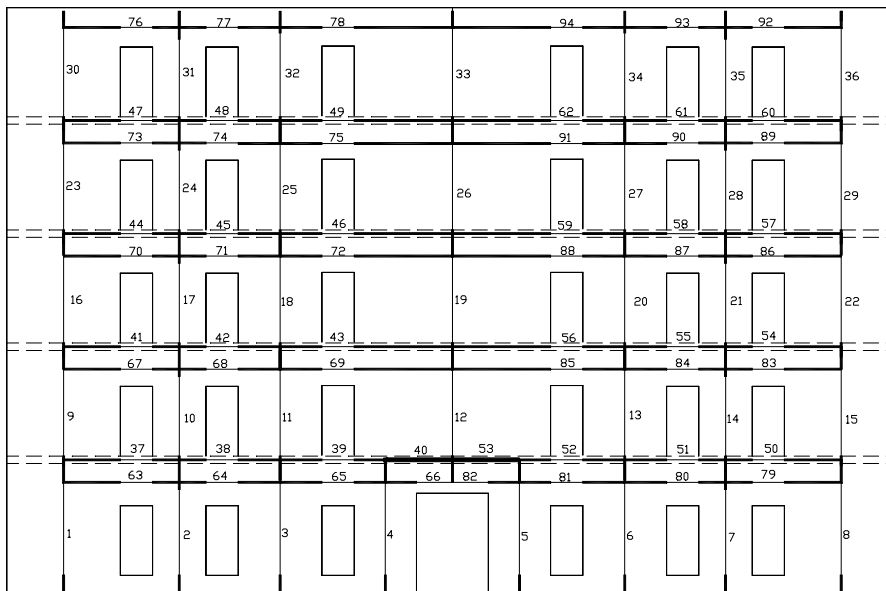


Fig. 39 - Modello a telaio equivalente della parete interna.

Tab. 1: Caratteristiche meccaniche della muratura.

Modulo di Young $E$	1600 N/mm <sup>2</sup>
Modulo $G$	300 N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico	1700 kg/m <sup>3</sup>
Resistenza a compressione $f_u$	6.0 N/mm <sup>2</sup>
Attrito $\mu$	0.5
Coesione $c$	0.15 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione blocchi	1.0 N/mm <sup>2</sup>

Le caratteristiche meccaniche assunte per la muratura sono riassunte nella Tab. 1. Per quel che riguarda i meccanismi di rottura delle fasce, in alcune analisi si è ipotizzato che le fasce potessero rompersi solo per taglio. Questa ipotesi sembra ragionevole nel caso della presenza di cordoli in prossimità delle fasce, in quanto una eventuale fessurazione per flessione delle fasce è contrastata dalla rigidità assiale dei cordoli. In tal caso, un eventuale meccanismo di fessurazione flessionale di una fascia porta ad un incremento dell'azione assiale nella fascia stessa, che raggiunge quindi la crisi per taglio prima che venga raggiunto il momento ultimo della fascia stessa.

Per quel che riguarda la modellazione del comportamento post-elastico degli elementi fascia nel caso di rottura per taglio si è assunto in prima istanza un comportamento elasto-fragile come nelle analisi al punto 2.4, con  $\alpha = 0.25$  (coefficiente di taglio residuo) e senza limite sul valore di  $\gamma_2$ .

Nelle analisi sulle pareti piane, aventi lo scopo di confronto parametrico fra diversi modelli di analisi, non si è definita una deformazione angolare ultima ( $\theta_u$ ) dei maschi, in accordo con quanto implicito negli altri modelli. I limiti in deformazione angolare sono stati invece imposti nelle analisi tridimensionali, da utilizzare per una effettiva verifica all'azione sismica di progetto o di scenario.

Le forze verticali associate ai pesi propri e ai sovraccarichi sono state applicate in corrispondenza dei nodi all'altezza dei solai. I valori dei carichi risultanti ad ogni piano sono riassunti nella Tab. 2, in cui vengono inoltre riportati i rapporti fra le forze sismiche orizzontali. Il peso totale della parete è pari a  $W_{tot} = 3327$  kN.

L'analisi è stata condotta per incrementi successivi delle forze sismiche, mantenendo costante il rapporto fra le forze stesse. Analogamente a quanto fatto per le analisi sulle pareti a due e a tre piani, per poter seguire eventuali rami di softening e mantenere costante il rapporto fra le forze ai piani, si è introdotto un sistema

esterno isostatico di travi, collegato alla struttura. Le analisi sono state condotte quindi controllando lo spostamento di un punto del sistema di travi, le cui reazioni sulla struttura hanno mantenuto il rapporto costante desiderato. Nelle analisi con la presenza dei cordoli si è imposto che i nodi di uno stesso piano avessero uguale spostamento orizzontale.

Tab. 2: Prospetto riassuntivo dei carichi verticali e delle forze sismiche.

Livello	1	2	3	4	5
Peso muratura (kN)	504	470	470	365	128
Carico da solaio (kN)	286	353	353	345	53
Totale carichi verticali (kN)	790	823	823	710	181
$F_{hi} / F_{h,tot}$	0.101	0.194	0.283	0.320	0.101

$F_{hi}$  = forza sismica al livello  $i$

$F_{h,tot}$  = taglio totale alla base della parete

Allo scopo di valutare il ruolo dei tipi di meccanismi di rottura nella determinazione della risposta calcolata, si sono eseguite alcune analisi mantenendo come unico possibile meccanismo di rottura per i maschi la rottura per pressoflessione o ribaltamento, inibendo le rotture per taglio e scorrimento. Si ricorda infatti che alcuni metodi di analisi proposti in letteratura (ad esempio quelli basati sull'analisi limite [2],[25]) prevedono unicamente il ribaltamento come possibile meccanismo di rottura dei montanti murari. Lo stesso modello utilizzato dall'U.R. dell'Università della Basilicata è basato sull'implementazione dell'ipotesi di materiale "no tension", ma non prevede esplicitamente meccanismi di rottura per taglio né delle fasce né dei montanti murari.

Le analisi eseguite e le relative ipotesi sono riassunte in Tab. 3.

#### 4.2.1 Risultati delle analisi

Per tutte le analisi sono state ricavate le curve taglio totale alla base-spostamento assoluto dell'ultimo piano, sono stati rappresentati graficamente i meccanismi di rottura rilevati in alcuni passi significativi dell'analisi e sono stati tracciati i profili degli spostamenti orizzontali in condizioni ultime. In questa sede si riportano i risultati utili alla discussione. In tutte le rappresentazioni grafiche le forze sismiche agiscono da sinistra verso destra.



Tab. 3: Parete interna: riassunto delle ipotesi relative a ciascuna analisi.

MODELLO	IPOTESI
A	cordolo elastico E = 20000 MPa rottura fasce solo per taglio
B	cordolo elastico E = 4000 MPa rottura fasce solo per taglio
C	cordolo elasto-plastico E = 4000 MPa rottura fasce solo per taglio
D	cordolo elastico E = 20000 MPa rottura fasce solo per taglio rottura maschi solo per pressoflessione
E	cordolo elastico E = 4000 MPa rottura fasce solo per taglio rottura maschi solo per pressoflessione
F	cordolo elasto-plastico E = 4000 MPa rottura fasce solo per taglio rottura maschi solo per pressoflessione
G	parete di sola muratura (senza cordoli) rottura fasce solo per taglio
H	parete di sola muratura (senza cordoli) rottura fasce per taglio e per pressoflessione
I	parete di sola muratura senza cordoli e senza fasce accoppiamento degli spostamenti orizzontali a livello di piano
J	parete di sola muratura senza cordoli e senza fasce rottura maschi solo per pressoflessione accoppiamento degli spostamenti orizzontali a livello di piano

Il confronto dei **modelli A, B e C** consente di valutare l'importanza delle ipotesi relative al comportamento dei cordoli, e in generale degli elementi orizzontali di accoppiamento fra i montanti murari. Per i modelli A e B esistono inoltre delle corrispondenti analisi eseguite dalle altre Unità di Ricerca (Università di Genova e Università della Basilicata).

Nel **modello A** (cordoli elastici con  $E=20000$  MPa) la deviazione dal comportamento lineare avviene per l'effetto concomitante della rottura per taglio di alcune fasce, e della rottura per taglio del muro centrale al di sopra del portone (Fig. 40 e Fig. 41). Si nota come il valore limite di resistenza sia raggiunto con la rottura per fessurazione diagonale (ai piani bassi) o scorrimento (ai piani alti) di quasi tutti i maschi, e rottura per taglio delle fasce fino al terzo ordine (Fig. 44). Il carico limite (1227 kN, pari al 36.9 % del peso totale) corrisponde alla rottura per fessurazione diagonale della quasi totalità dei maschi al piano terra (solo il primo maschio "sopra vento", soggetto ad una minore azione assiale, si rompe per scorrimento). A causa delle ipotesi semplificate di comportamento elasto-plastico dei maschi, nel momento in cui tutti i maschi di un piano sono in fase plastica si instaura un cinematismo che concentra tutti gli incrementi di spostamento orizzontale nel piano in questione, che si configura quindi come piano critico. Si ritiene opportuno quindi presentare il profilo degli spostamenti orizzontali (Fig. 45) in due punti dell'analisi: il primo

(indicato con S1) immediatamente precedente alla formazione del piano critico, il secondo (indicato con S2) dopo la formazione del piano critico.

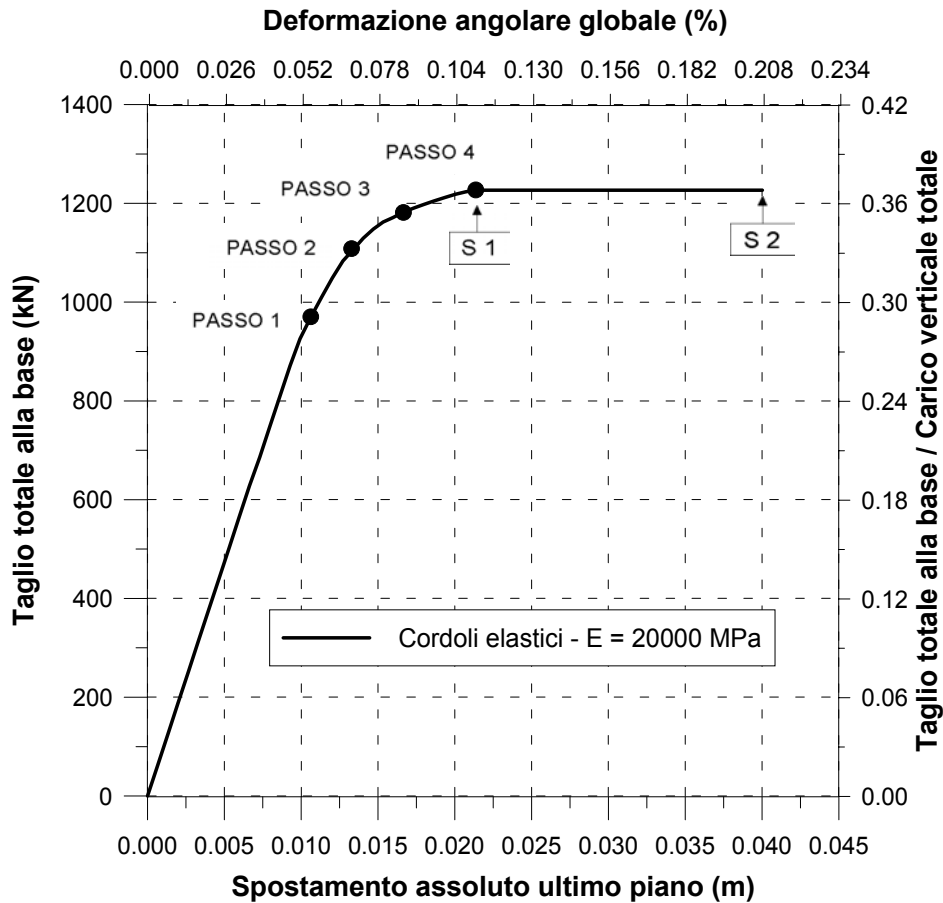
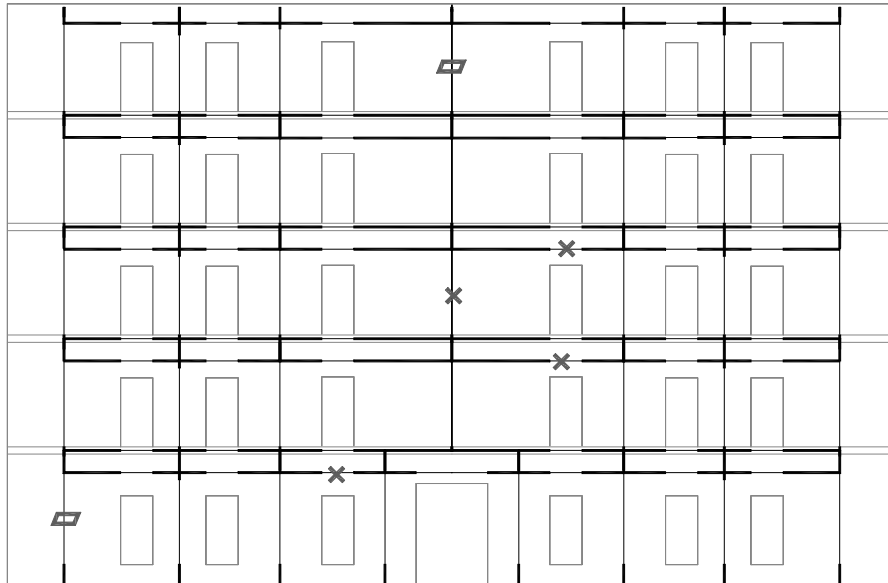


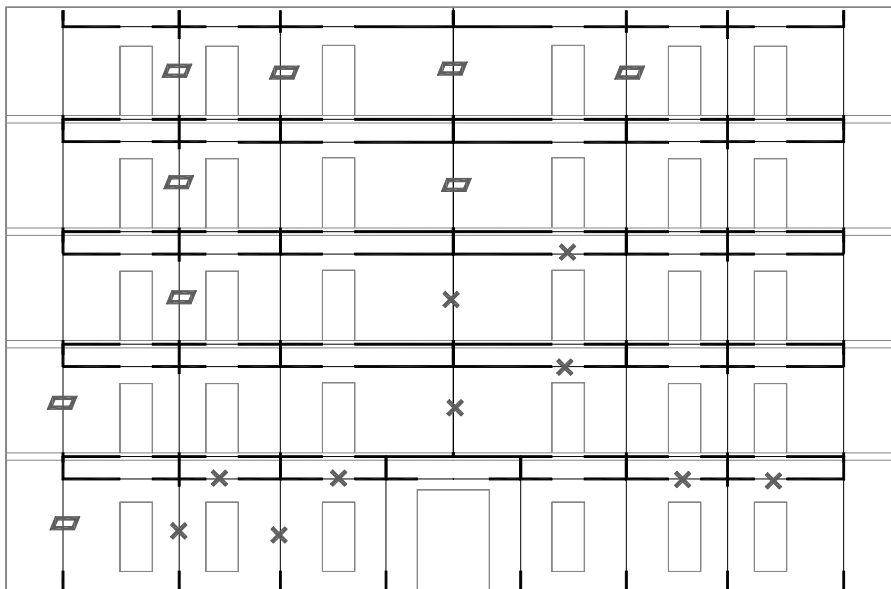
Fig. 40 - Analisi del modello A (cordoli elastici con  $E = 20000 \text{ Mpa}$ ): curva taglio-spostamento.

Si noterà come in questa analisi e nelle seguenti il piano critico risulti essere o il piano terra o l'ultimo piano. Il piano terra è caratterizzato dall'essere sollecitato dal taglio interpiano più elevato, mentre l'ultimo piano è caratterizzato dall'aver la minore resistenza interpiano, a causa della bassa compressione verticale. E' evidente che la localizzazione di un eventuale piano critico dipende, oltre che dal modello strutturale, dalla forma della distribuzione delle forze orizzontali, che in questa serie di analisi è stata mantenuta comunque costante e coerente con le classiche ipotesi da normativa.



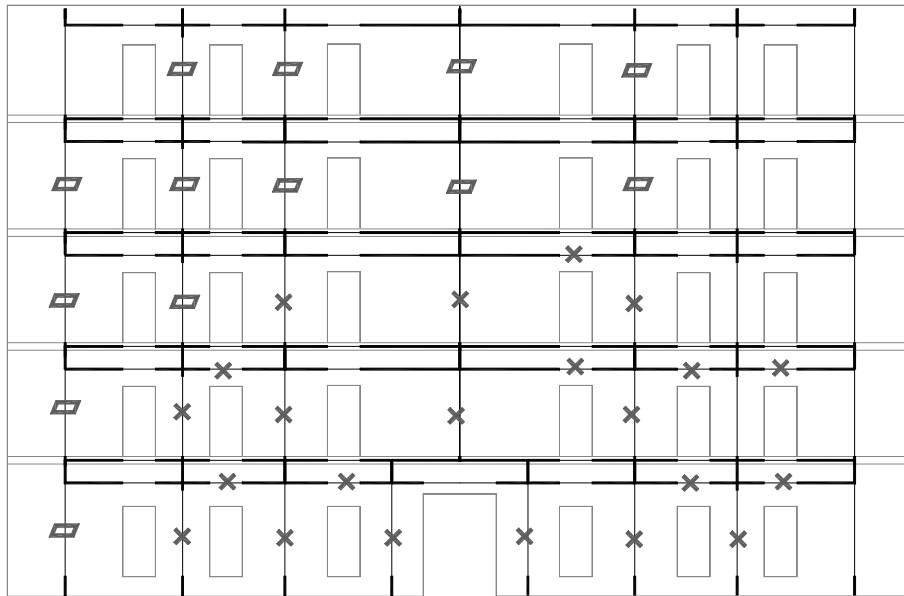
X Rottura per taglio con fessure diagonali   
 ▭ Rottura per scorrimento   
 ○ Rottura per flessione

Fig. 41 - Modello A: meccanismi di rottura al passo 1.



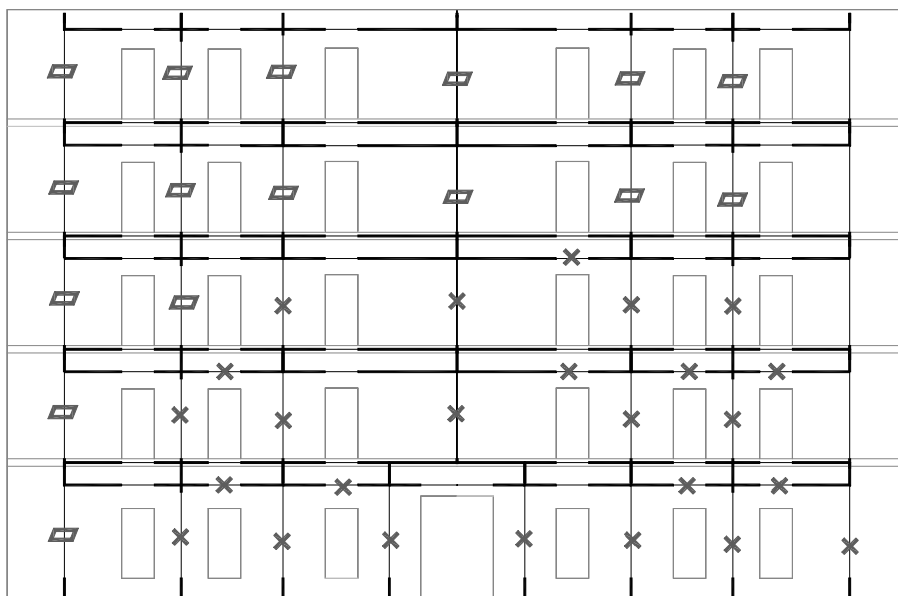
X Rottura per taglio con fessure diagonali   
 ▭ Rottura per scorrimento   
 ○ Rottura per flessione

Fig. 42 - Modello A: meccanismi di rottura al passo 2.



X Rottura per taglio con fessure diagonali    ▭ Rottura per scorrimento    ○ Rottura per flessione

Fig. 43 - Modello A: meccanismi di rottura al passo 3.



X Rottura per taglio con fessure diagonali    ▭ Rottura per scorrimento    ○ Rottura per flessione

Fig. 44 - Modello A: meccanismi di rottura al passo 4.

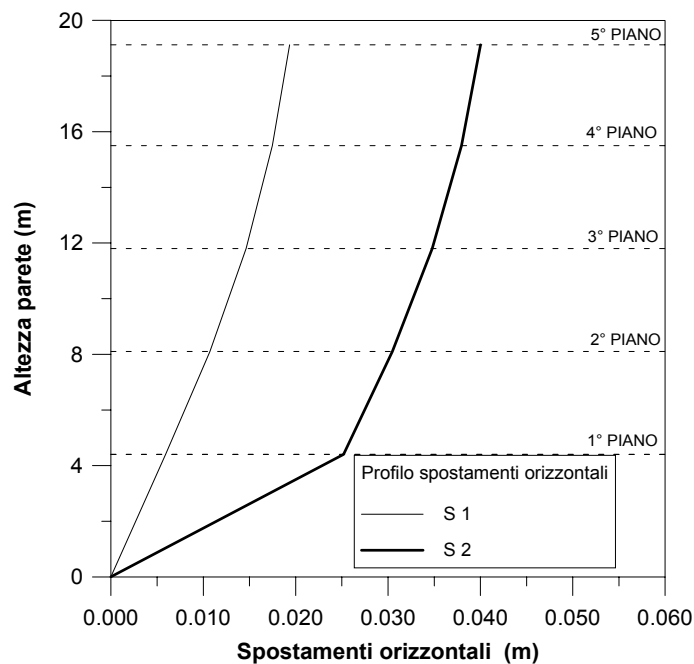


Fig. 45 - Modello A: profilo degli spostamenti orizzontali ai piani.

Nel **modello B** (cordoli elastici con  $E = 4000$ ) la minore rigidezza degli elementi orizzontali di accoppiamento porta ad un carico limite sensibilmente inferiore, pari a 848 kN (25.5 % del peso totale, Fig. 46). Rispetto al modello A, la crisi dei maschi è maggiormente localizzata ai piani superiori, mentre la rottura delle fasce si estende alla quasi totalità delle fasce fino al quarto ordine (Fig. 47). Il piano critico risulta essere l'ultimo, caratterizzato da rotture per scorrimento e per flessione. Si segnala anche un maschio rotto per flessione al piano terra.

Nel **modello C** (cordoli elasto-plastici con  $E = 4000$ ) la resistenza finita dei cordoli porta ad ulteriore abbassamento del carico limite (674 kN, pari al 20.3 % del peso totale, Fig. 49). La risposta è caratterizzata dalla progressiva rottura di tutte le fasce e di tutti i cordoli fino al quarto ordine (Fig. 50). Il carico limite vede la rottura di tutti i maschi dell'ultimo piano per scorrimento e flessione. Si segnalano anche due maschi rotti per flessione al piano terra. La diminuzione dell'accoppiamento dei montanti murari rispetto alle analisi precedenti, in cui i cordoli sono indefinitamente resistenti, tende quindi a generare i primi segni di un meccanismo di ribaltamento globale dei montanti murari. Tale meccanismo risulterà essere il meccanismo dominante nelle analisi G, H, I e J.

Dal confronto dei tre modelli (si veda anche la Fig. 59) risulta immediatamente evidente come diverse ipotesi relative al comportamento dei cordoli possano portare a forti variazioni nella resistenza della parete, e come quindi sia potenzialmente pericoloso, nell'ambito di un'analisi non lineare, sottovalutarne l'importanza.

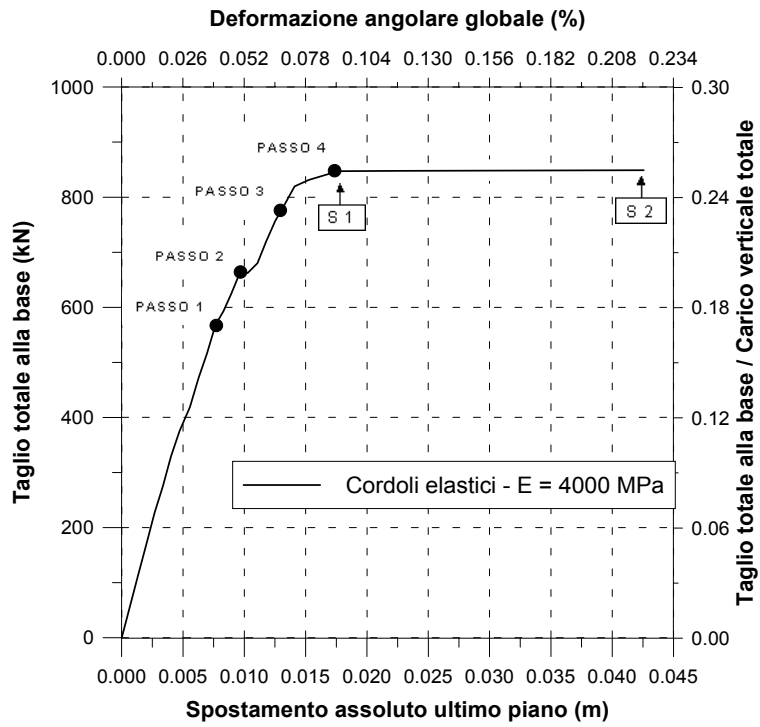
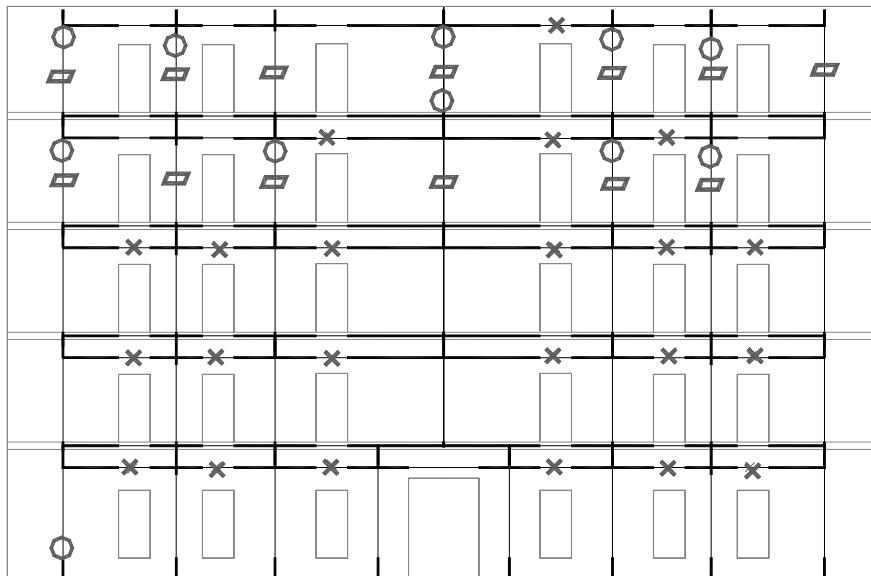


Fig. 46 - Analisi del modello B (cordoli elastici con  $E = 4000 \text{ MPa}$ ): curva taglio-spostamento.



✕ Rottura per taglio con fessure diagonali      ▭ Rottura per scorrimento      ○ Rottura per flessione

Fig. 47 - Modello B: meccanismi di rottura al passo 4.

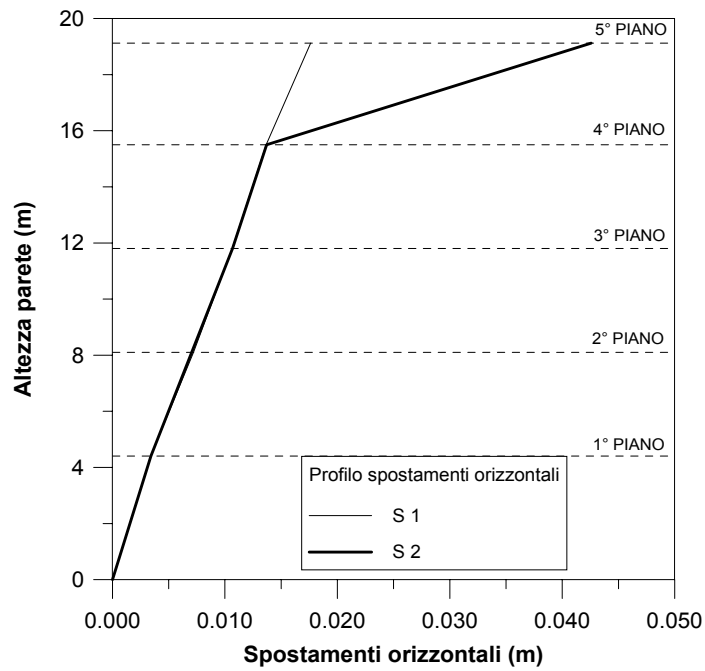


Fig. 48 - Modello B: profilo degli spostamenti orizzontali ai piani.

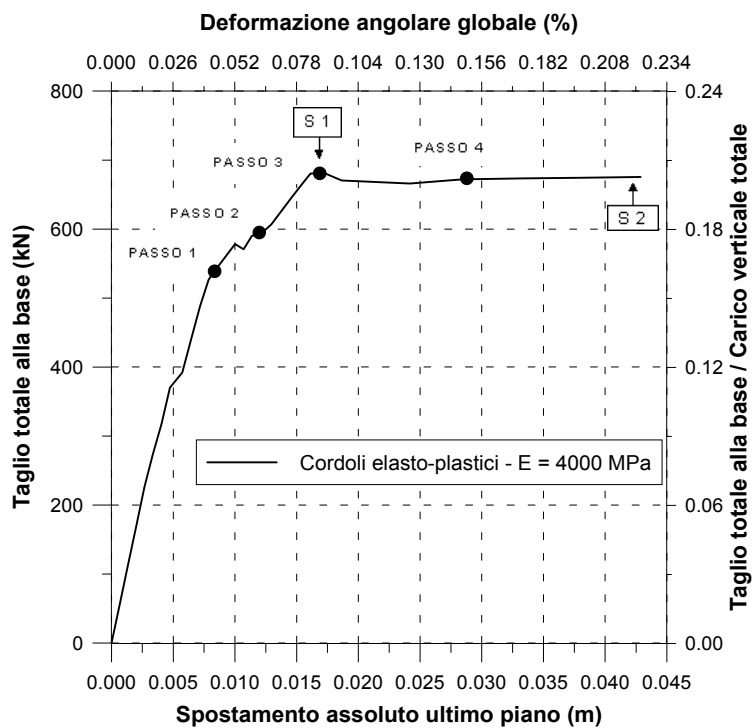


Fig. 49 - Analisi del modello C (cordoli elasto-plastici): curva taglio-spostamento.

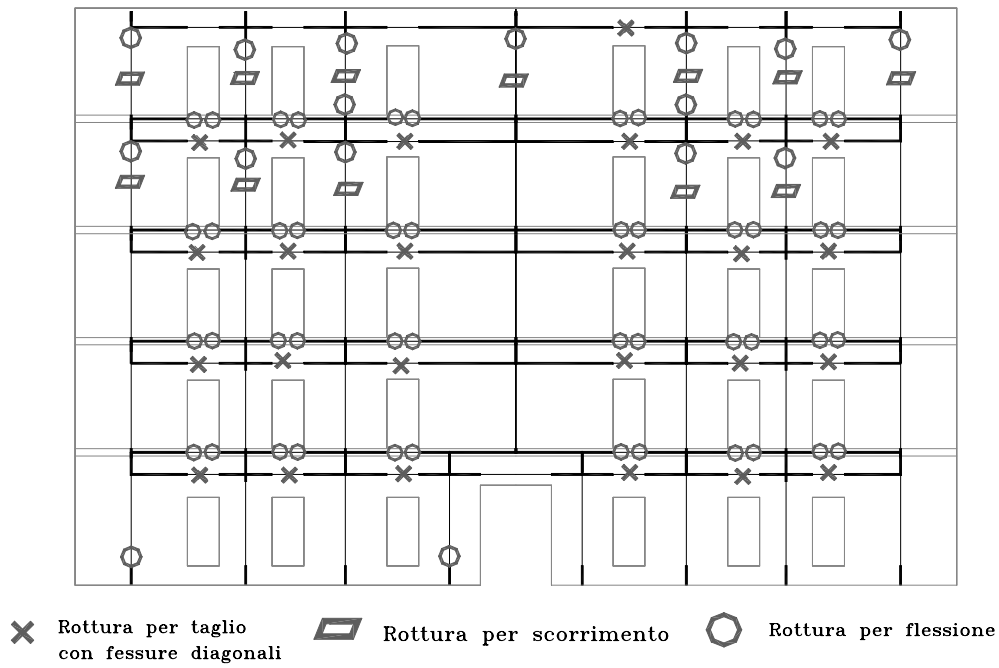


Fig. 50 - Modello C: meccanismi di rottura al passo 4.

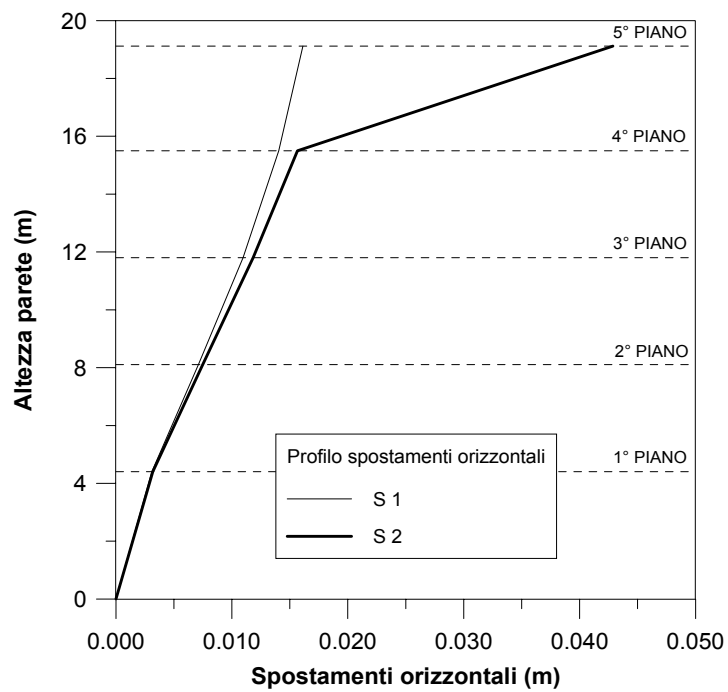


Fig. 51 - Modello C: profilo degli spostamenti orizzontali ai piani.



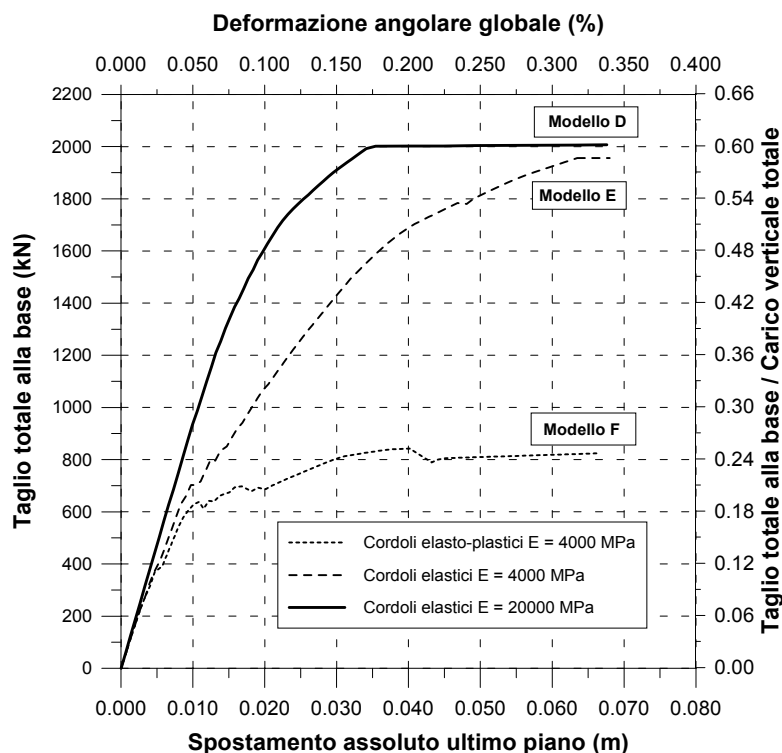


Fig. 52 - Modelli D, E, F: curve taglio-spostamento.

I modelli D, E, ed F sono i rispettivi corrispondenti delle analisi A, B, e C in cui però si suppone che i maschi si rompano unicamente per flessione. Queste analisi, come già detto sopra, sono state eseguite in quanto diversi modelli che si concentrano su alcuni aspetti del comportamento meccanico della muratura (comportamento monolatero o “no-tension”) tendono a trascurare i meccanismi di rottura per taglio. I confronti A-D, B-E e C-F consentono di stimare quanto possa essere influente trascurare la rottura per taglio nei maschi, mantenendo come unico meccanismo il ribaltamento.

Come si può notare dalle curve taglio-spostamento, eliminando la possibilità di rottura per taglio e per scorrimento si ha un notevole incremento della resistenza in tutti e tre i casi (carico limite rispettivamente 60.3 %, 58.8 % e 25.3% del peso totale). L’incremento è percentualmente significativo sia nel confronto A-D che nel confronto B-E, data la notevole incidenza delle rotture per taglio o per scorrimento nelle analisi A e B. L’incremento è meno significativo nel confronto C-F in quanto già nell’analisi C vengono riportate alcune rotture per ribaltamento globale dei montanti, meccanismo che risulta dominante nell’analisi F. La resistenza ottenuta nelle analisi D e E si avvicina alla resistenza valutata nelle analisi corrispondenti eseguite dall’U.R. dell’Università della Basilicata, rispettivamente pari al 67-70% e al 65.6 % del peso totale (non esiste confronto sull’analisi con cordoli elasto-

plastici). Si rileva inoltre come nelle analisi D ed E il piano critico sia l'ultimo, analogamente a quanto trovato dalla U.R. dell'Università della Basilicata. Un'altra analogia con le analisi della U.R. dell'Università della Basilicata consiste nella modesta sensitività del taglio ultimo ai diversi valori del modulo elastico per i cordoli, laddove considerando le rotture per taglio (analisi A e B), la sensitività era risultata maggiore. Ciò è probabilmente dovuto al fatto che, sebbene con diversa rigidità elastica, i cordoli elastici sono comunque indefinitamente resistenti, e quindi capaci di fornire ai montanti murari dei momenti stabilizzanti crescenti al crescere della deformazione. Viceversa, nel caso di cordoli elasto-plastici (caso F), con resistenza finita, si ha un abbattimento notevole della resistenza, in quanto i momenti stabilizzanti offerti dai cordoli sono molto inferiori, e un modello dominato dalle rotture flessionali o per ribaltamento è molto sensibile all'entità di tali momenti stabilizzanti.

Le ultime analisi **G, H, I e J** corrispondono a modelli in cui sono stati eliminati i cordoli in c.a., mantenendo la struttura in sola muratura. In assenza di cordoli non può essere trascurato il meccanismo di rottura per flessione delle fasce. Il modello H prevede fasce con rottura sia per flessione che per taglio, mentre il modello G ha fasce con sola rottura per taglio. E' stata comunque eseguita una analisi con rottura per solo taglio delle fasce in quanto tale ipotesi dovrebbe avvicinare i risultati al modello ad elementi finiti dell'U.R. di Genova, coerentemente con il legame costitutivo in esso adottato. I risultati dell'**analisi G** vedono il susseguirsi di tre fasi significative. Con riferimento alla Fig. 53, la prima fase presenta un andamento pressoché lineare fino a che non si innescano i primi meccanismi di rottura per taglio delle fasce (passo 1). Il taglio resistente cresce ulteriormente fino a che non si innesci una rottura in cascata di quasi tutte le fasce (passi 2 e 3) che genera un significativo cambiamento della rigidità complessiva della parete ed una diminuzione del taglio resistente. Successivamente il taglio resistente riprende a crescere fino a che non si viene a realizzare un meccanismo di ribaltamento globale dei montanti debolmente accoppiati (Fig. 57 e Fig. 58). Tale meccanismo finale porta ad un valore del taglio limite pari a 656 kN, ovvero al 19.7 % del peso totale. Si riscontrano diversi elementi in accordo con l'analisi agli elementi finiti dell'U.R. di Genova, sia per quel che riguarda i meccanismi di rottura che per il valore del taglio resistente dopo la fessurazione delle fasce. Si nota comunque come nell'analisi dell'U.R. di Genova il taglio raggiunga un valore più elevato prima della rottura in cascata delle fasce (25 % del peso complessivo), valore superiore al taglio resistente calcolato dopo la fessurazione delle fasce stesse.

Per quel che riguarda l'**analisi H** si sottolinea come sia molto importante la definizione delle modalità di applicazione delle forze al livello dei solai e i vincoli cinematici che si impongono agli spostamenti orizzontali. Poiché nel modello SAM le fasce hanno resistenza flessionale solo in presenza di compressione assiale, l'eventuale imposizione di uguali spostamenti dei nodi a livello di piano comporterebbe necessariamente una azione assiale nulla nelle fasce, e quindi la formazione simultanea di cerniere alle estremità di tutte le fasce, con una risposta in tutto analoga all'analisi I. Se viceversa non si impongono uguali spostamenti dei nodi

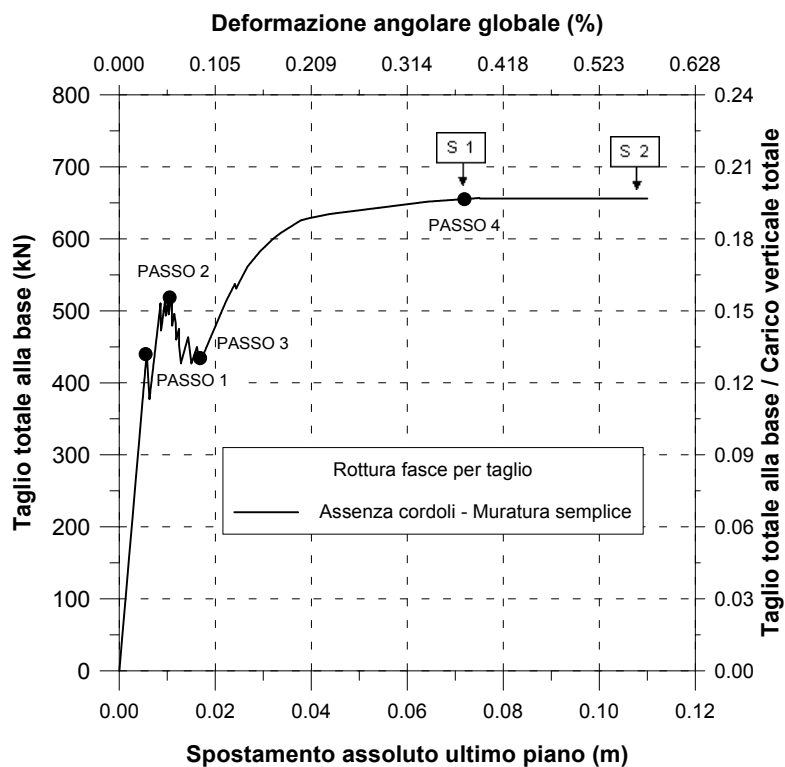
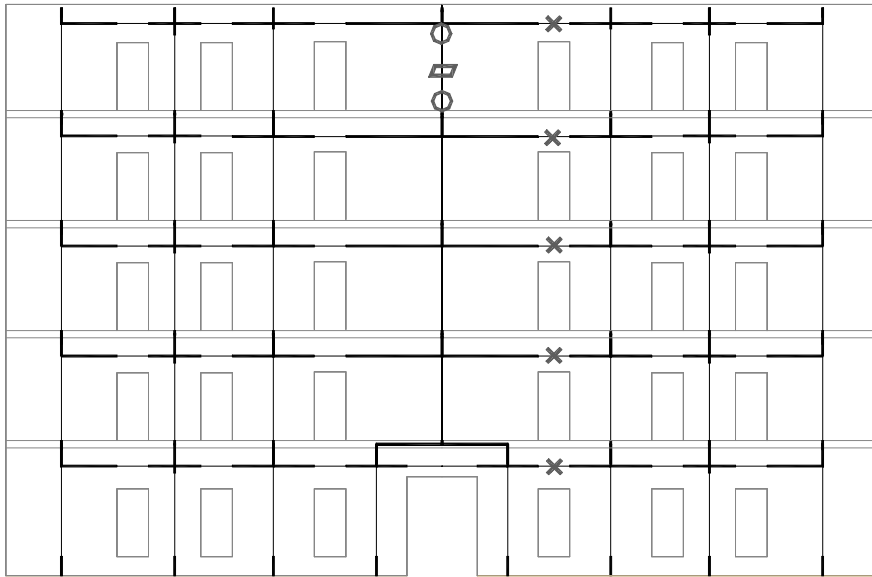


Fig. 53 - Modello G: curva taglio-spostamento.

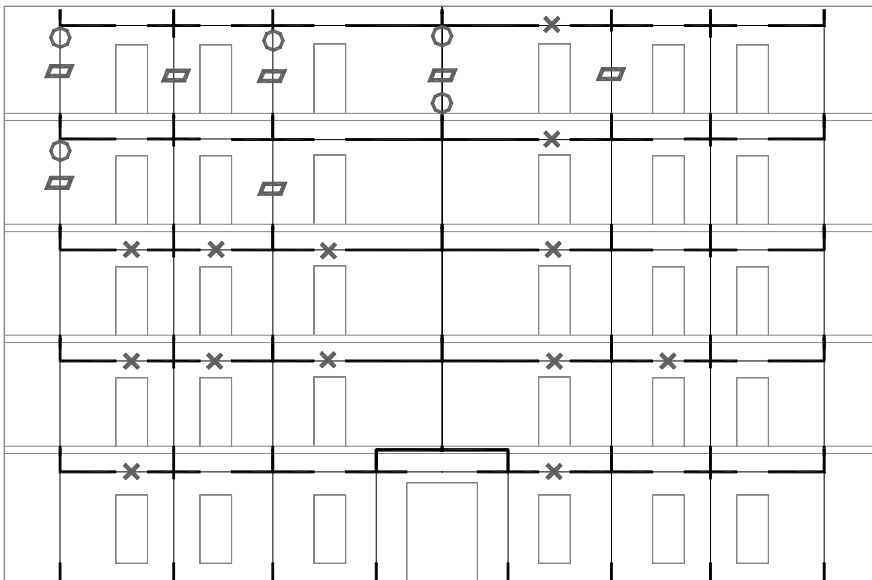
a livello di piano, l'analisi porta a risultati sensibilmente diversi in funzione di come viene distribuita la forza orizzontale al livello di ciascun solaio. Nell'analisi eseguita si sono applicate le forze orizzontali distribuendole lungo i nodi di ciascun solaio proporzionalmente ai pesi portati da ciascun montante murario. Il taglio limite di 653 kN è risultato di poco inferiore al caso G, con un analogo meccanismo finale di rottura (ribaltamento globale dei montanti). Tuttavia il caso H ha evidenziato una minore rigidità iniziale rispetto al caso G, in quanto si è registrata la formazione di cerniere flessionali nelle fasce per valori molto bassi del taglio sismico.

Le **analisi I e J** prevedono che i montanti murari siano accoppiati unicamente per quel che riguarda gli spostamenti orizzontali al livello dei solai. Ciò equivale praticamente a collegare i montanti murari a livello dei solai con bielle orizzontali infinitamente rigide. Le analisi I e J si differenziano unicamente per il fatto che la I ipotizza che i maschi possano rompersi per flessione, taglio e scorrimento, mentre la J prevede solo la rottura per flessione. A titolo di confronto si è eseguito anche un calcolo manuale che ipotizza il collasso per ribaltamento alla base dei montanti murari ciascuno supposto soggetto alla propria quota parte di carichi verticali e corrispondenti forze sismiche equivalenti. Si nota come le analisi I, J ed il calcolo manuale forniscano in sostanza lo stesso taglio limite pari a circa il 15% del peso totale della parete (rispettivamente 14.5%, 15.6% e 15.9%), in quanto il meccanismo



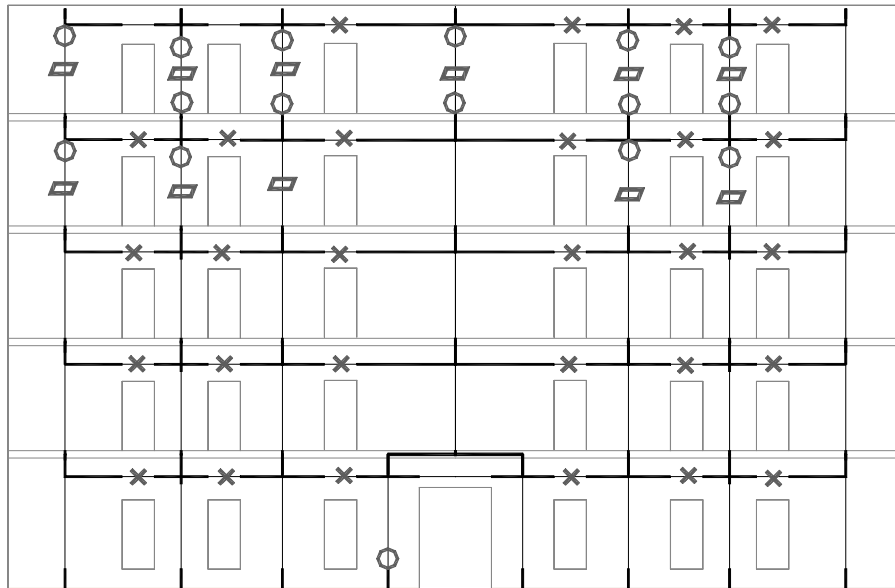
× Rottura per taglio con fessure diagonali      ▭ Rottura per scorrimento      ○ Rottura per flessione

Fig. 54 - Modello G: meccanismi di rottura al passo 1.



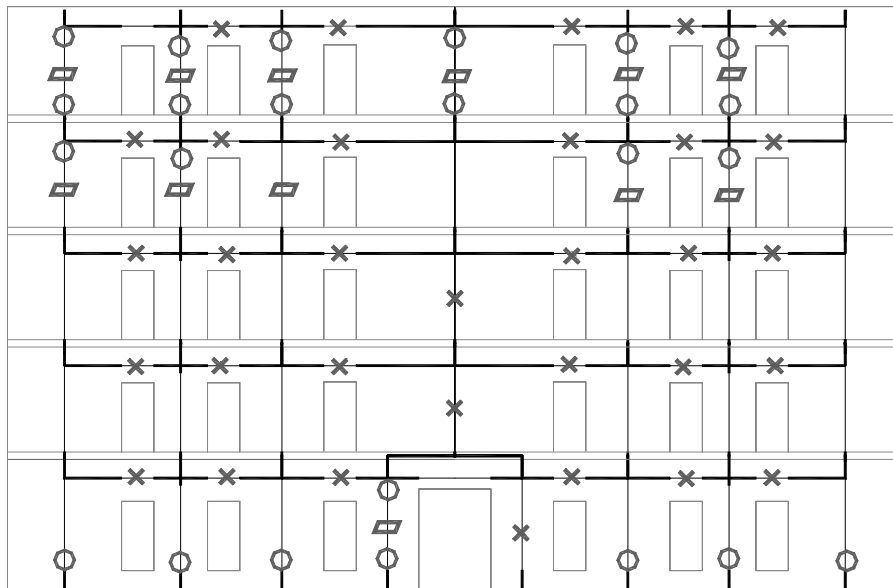
× Rottura per taglio con fessure diagonali      ▭ Rottura per scorrimento      ○ Rottura per flessione

Fig. 55 - Modello G: meccanismi di rottura al passo 2.



✕ Rottura per taglio con fessure diagonali    ▭ Rottura per scorrimento    ○ Rottura per flessione

Fig. 56 - Modello G: meccanismi di rottura al passo 3.



✕ Rottura per taglio con fessure diagonali    ▭ Rottura per scorrimento    ○ Rottura per flessione

Fig. 57 - Modello G: meccanismi di rottura al passo 4.

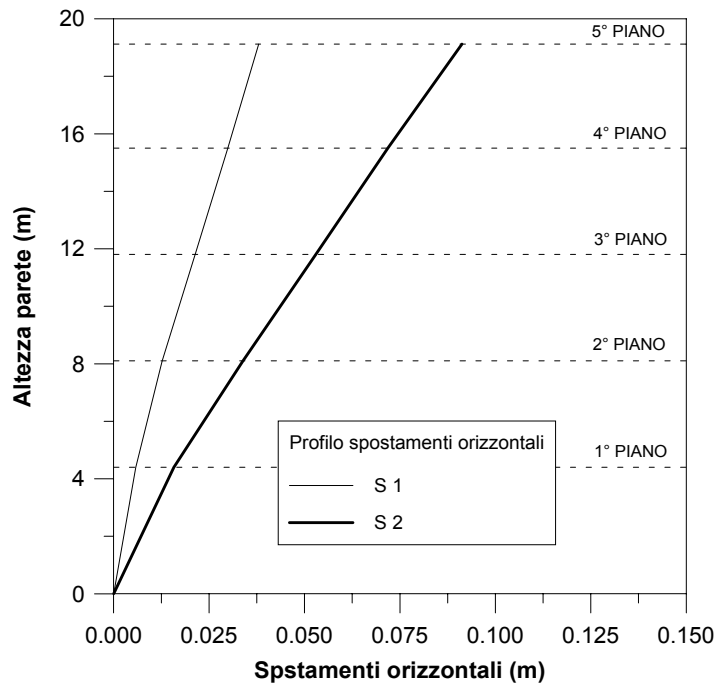


Fig. 58 - Modello G: profilo degli spostamenti orizzontali ai piani.

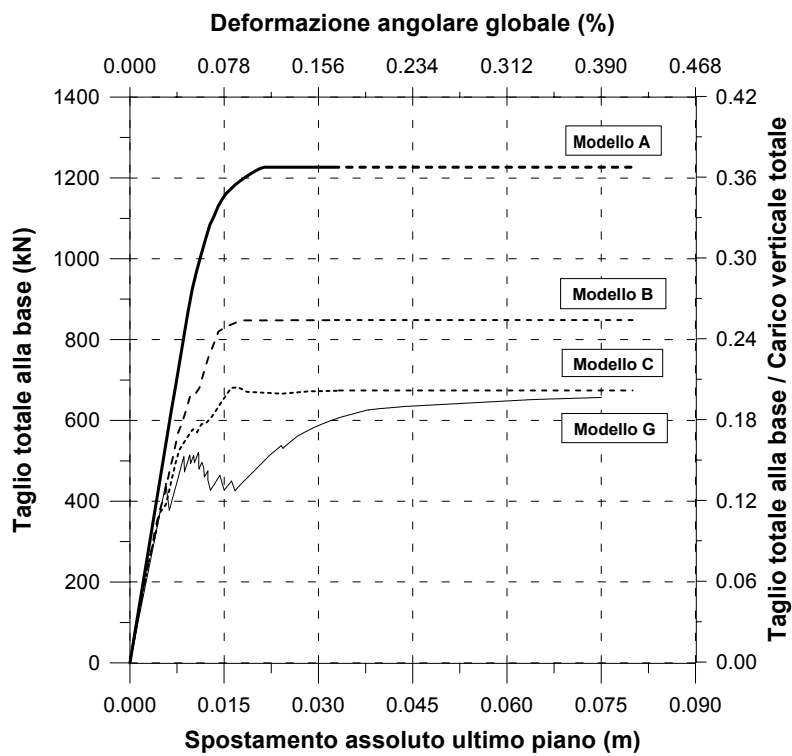


Fig. 59 - Confronto fra le analisi sui modelli A, B, C, e G.

Tab. 4: Sintesi dei valori di resistenza ottenuti per la parete interna dell'edificio di via Martoglio.

MODELLO	IPOTESI	$V_{max}$ [kN]	$V_{max}/$ $W_{TOR}$
A	cordolo elastico E = 20 000 MPa; rottura fasce solo per taglio	1227	0.369
B	cordolo elastico E = 4 000 MPa; rottura fasce solo per taglio	848	0.255
C	cordolo elasto-plastico E = 4 000 MPa; rottura fasce solo per taglio	674	0.203
D	cordolo elastico E = 20 000 MPa; rottura fasce solo per taglio; rottura maschi solo per pressoflessione	2007	0.603
E	cordolo elastico E = 4 000 MPa; rottura fasce solo per taglio; rottura maschi solo per pressoflessione	1956	0.588
F	cordolo elasto-plastico E = 4 000 MPa; rottura fasce solo per taglio rottura maschi solo per pressoflessione	842	0.253
G	parete di sola muratura (senza cordoli); rottura fasce solo per taglio	656	0.197
H	parete di sola muratura (senza cordoli); rottura fasce per taglio e per pressoflessione	653	0.196
I	parete di sola muratura; montanti murari accoppiati da bielle	477	0.143
J	parete di sola muratura; montanti murari accoppiati da bielle; rottura maschi solo per pressoflessione;	514	0.154
Calcolo manuale	ribaltamento alla base dei montanti	521	0.157

di ribaltamento globale dei montanti è, come prevedibile, il meccanismo dominante con queste ipotesi di accoppiamento. Questi risultati si pongono ovviamente come limite inferiore assoluto della capacità portante effettiva della parete, in quanto si trascura completamente l'accoppiamento flessionale fornito dai cordoli e dalle fasce.

La Tab. 4 riporta in sintesi i valori di resistenza calcolati in tutte le analisi eseguite.

#### 4.2.2 Commento ai risultati

Dall'esame critico dei risultati ottenuti nelle diverse analisi sulla parete interna dell'edificio di via Martoglio è possibile formulare alcuni commenti.

Un primo commento riguarda necessariamente il ruolo degli elementi orizzontali o di accoppiamento (fasce e cordoli). Risulta evidente come la diversa modellazione di tali elementi possa portare a risultati sensibilmente diversi sia in termini di resistenza complessiva della parete sia in termini di meccanismi di rottura.

E' possibile verificare il ruolo degli elementi di accoppiamento considerando la sequenza di analisi A, B, C, G ed I, caratterizzate da una progressiva diminuzione della rigidezza e della resistenza degli elementi orizzontali, in cui l'analisi I costituisce un caso limite. L'analisi A è caratterizzata dal valore più elevato di resistenza e da un meccanismo di rottura dominato dalle rotture per taglio e scorrimento di quasi tutti i maschi della parete. Passando all'analisi B, la diminuzione della rigidezza dei cordoli genera un cambiamento dei rapporti fra momento flettente e azione tagliante nei maschi, che tende a creare un meccanismo

finale di piano critico all'ultimo piano. Come già discusso, la localizzazione degli spostamenti in un singolo piano è la conseguenza della formulazione del legame costitutivo per i maschi, di tipo elastico-perfettamente plastico, che costituisce una semplificazione piuttosto drastica. Nel capitolo 5 verranno riportati ulteriori risultati e commenti relativi alla formazione del meccanismo di piano critico all'ultimo piano. Spostandosi quindi alle analisi G ed I interviene infine un meccanismo di tipo globale in cui i montanti murari debolmente accoppiati ribaltano alla base. Nel modello SAM tale meccanismo vede la formazione di una rotazione concentrata al piede di ogni montante e del relativo cinematismo di rotazione globale di ciascun montante, che si traduce in un profilo degli spostamenti simile a quello di Fig. 58.

Un secondo commento riguarda l'importanza di includere tutti i meccanismi di rottura fondamentali, per ottenere una stima affidabile della risposta. I confronti parametrici hanno mostrato come i soli meccanismi di ribaltamento in diversi casi non consentono di cogliere la risposta effettiva della parete, e come quindi sia necessario, nell'utilizzo di un modello, valutare con grande attenzione se questo preveda tutte le modalità di rottura significative per il problema in oggetto.

Infine, si vuole puntare l'attenzione sul minore accordo che si è rilevato in questi confronti fra il metodo SAM e le analisi ad elementi finiti con legame costitutivo di Gambarotta e Lagomarsino eseguite dall'U.R. di Genova. Si ricorda che nel sottocapitolo 3.4 si era espresso un commento relativo alla sensitività dei risultati dell'analisi alla fittezza della mesh in presenza di un legame costitutivo di tipo fragile. Le analisi di Genova della parete sono state svolte con dimensioni degli elementi all'incirca doppie (25 cm x 25 cm) rispetto alle analisi di riferimento svolte dall'U.R. di Pavia sulle pareti a due e a tre piani del sottocapitolo 3.4. Questo comporta in termini energetici una energia specifica di frattura approssimativamente doppia per una fascia della parete di via Martoglio rispetto alle fasce delle pareti riportate al punto 3.4 (a parità di valori dei coefficienti che definiscono il legame costitutivo del giunto). Analogamente, anche le analisi con il metodo SAM risultano sensibili, come si è già visto, alla maggiore o minore energia di frattura delle fasce, ovvero alle assunzioni relative al comportamento post-elastico.

A titolo di confronto si è quindi deciso di eseguire alcune analisi supplementari sulla parete di via Martoglio, andando a modificare le ipotesi relative al comportamento post-elastico in modo da aumentare l'energia di frattura per taglio delle fasce, rispetto al caso G. Si è cioè proceduto secondo il criterio mostrato in Fig. 60, introducendo un ramo plastico nella curva  $V-\gamma$  di lunghezza tale per cui, in corrispondenza di una deformazione angolare pari a  $\gamma = 0.3\%$ , l'energia spesa per deformare a taglio la fascia sia il doppio di quella del caso G. Il risultato dell'analisi così eseguita è riportato in Fig. 61, in cui si nota come l'analisi con il metodo SAM in questo nuovo caso si riavvicina al risultato dell'analisi ad elementi finiti anche in termini di taglio massimo. Questo ulteriore confronto permette di confermare nella sostanza i commenti già espressi precedentemente, in cui si sottolinea come solo dei confronti sperimentali significativi potrebbero dare indicazioni più precise su come meglio modellare il comportamento post-elastico delle fasce murarie, in assenza dei quali le ipotesi di comportamento fragile risultano essere più cautelative.



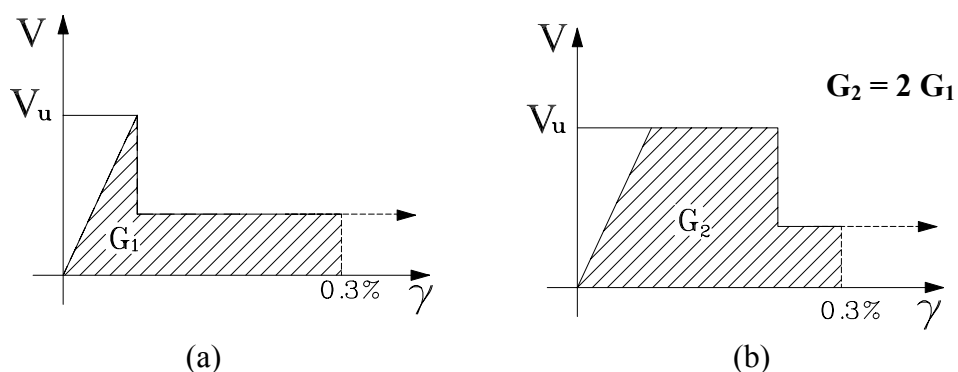


Fig. 60 - Incremento dell'energia di frattura della fascia mediante l'introduzione di un ramo plastico.

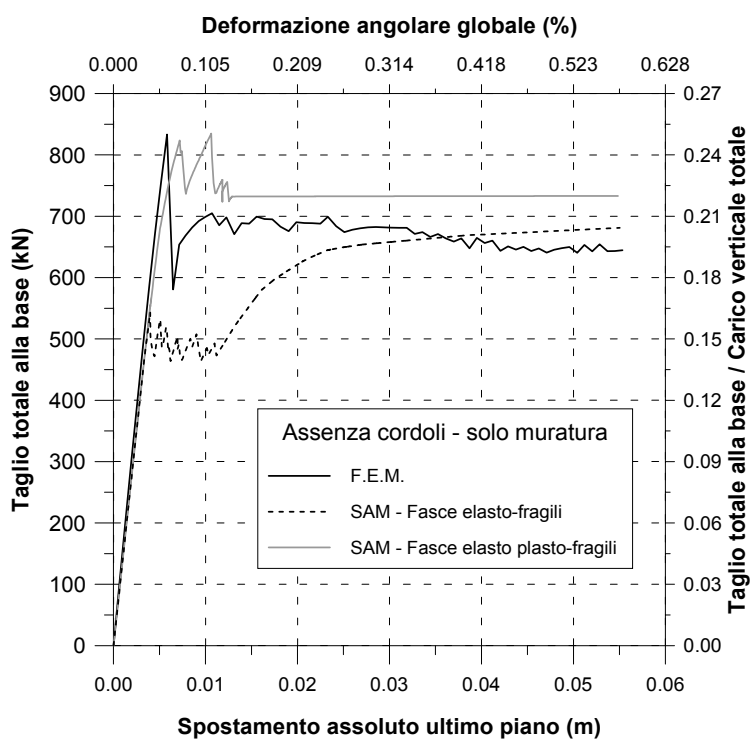


Fig. 61 - Effetto delle diverse ipotesi di comportamento post-elastico delle fasce.

Per finire, si ritiene di aggiungere un ultimo commento sulla applicabilità dei metodi basati sul “meccanismo di piano” ovvero di tipo POR, al caso di edifici con un numero di piani elevato come nel caso in esame. Come è noto, con questi approcci il taglio sismico ultimo dell'edificio viene definito come il minimo fra i valori del taglio alla base dell'edificio corrispondenti al collasso dei singoli interpiani. Supponendo ora di mantenere per i maschi gli stessi criteri di rottura del

metodo SAM in un calcolo a “meccanismo di piano”, con l’ipotesi classica di maschi doppiamente incastrati, si otterrebbe un taglio sismico ultimo pari al 43% del peso totale della parete, determinato dal cedimento del piano terra. Tale risultato è superiore, ma non di molto, al 37% ottenuto con l’analisi A (cordoli elastici indefinitamente resistenti con  $E = 20000$  MPa), in cui il meccanismo finale è effettivamente di cedimento per taglio del piano terra, ma che comunque utilizza ipotesi non realistiche relativamente ai cordoli in c.a.. Il risultato ottenuto dal calcolo a “meccanismo di piano” risulterebbe quindi inaccettabile per questa struttura.

Tuttavia si vuole ricordare che attualmente in Slovenia (patria degli ideatori e sviluppatori del metodo) il calcolo a “meccanismo di piano” viene svolto cercando di valutare se l’edificio in questione è dotato di fasce (e/o cordoli) deboli o resistenti (Zarnic, comunicazione privata). Qualora si ritenga che le fasce siano deboli, l’analisi viene svolta trasformando il vincolo di incastro sommitale dei maschi in cerniera. Questo tipo di operazione è analoga a quanto proposto da Braga e Dolce nel PORFLX [7], in cui si effettua un controllo approssimato delle sollecitazioni nelle fasce, e, qualora venga violato il criterio di resistenza delle stesse, si degrada il vincolo superiore del pannello da incastro a cerniera. Ricordando che è comunque alquanto problematico determinare lo stato di sollecitazione nelle fasce senza una analisi globale dell’edificio, e prescindendo quindi dal problema della decisione di quando sia opportuno usare un certo tipo di vincolo e quando un altro, si è comunque pensato di valutare la resistenza ultima fornita da una analisi a “meccanismo di piano” con maschi incastrati alla base e incernierati in sommità. Il risultato è stato che il taglio ultimo della parete multipiano si abbatte al 25% del peso totale, valore determinato dalla crisi dell’ultimo piano, e che si avvicina ai risultati delle analisi effettuate sui modelli globali della parete con le ipotesi più realistiche. E’ evidente comunque che se si introduce (come è necessario) il problema della determinazione dello stato di sollecitazione e della eventuale rottura di cordoli e fasce, l’approccio del metodo SAM non è nella sostanza molto più complesso od oneroso di un calcolo a “meccanismo di piano”, ma presenta diversi vantaggi in quanto permette di ottenere una valutazione più corretta della risposta complessiva dell’edificio, e grazie alla sua flessibilità permette di variare le ipotesi di modellazione in modo da valutarne gli effetti sulla tipologia strutturale in esame.

#### **4.3 Analisi tridimensionale di un comparto dell’edificio**

Il comparto tridimensionale analizzato consiste nella porzione di edificio prospiciente via Martoglio, indicata con la lettera A in Fig. 62. Si è considerato solamente il caso di azione sismica agente in direzione Y. Dalla disposizione e dalle dimensioni dei muri del comparto la direzione Y appare come la direzione “debole”, a confronto con la direzione X.

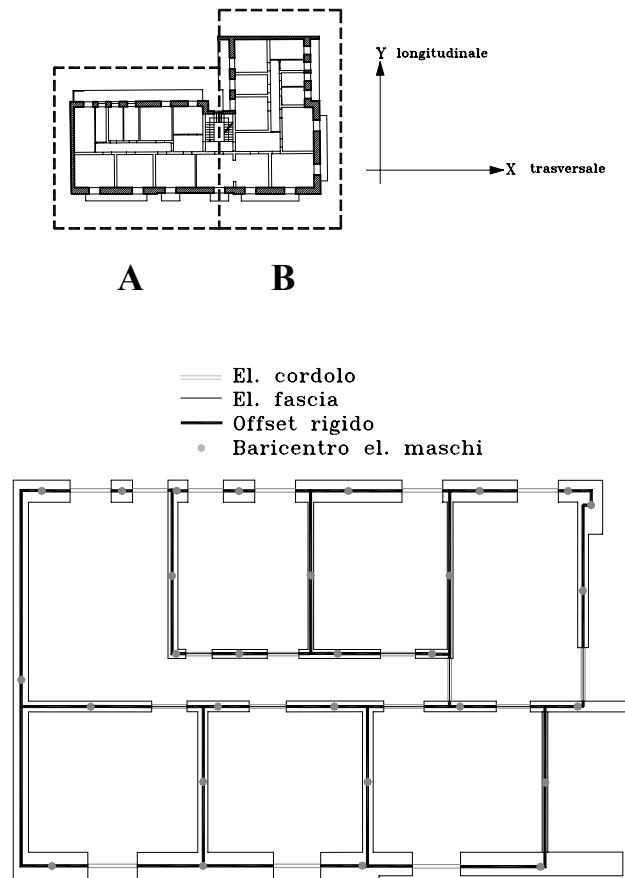


Fig. 62 - Comparto dell'edificio di via Martoglio modellato nelle analisi tridimensionali.

Per la modellazione a telaio equivalente le pareti composte da muri ortogonali ammassati sono state scomposte in muri semplici. A livello di solaio sono stati introdotti dei bracci rigidi che collegano i muri semplici in corrispondenza delle intersezioni dei muri stessi. In tal modo viene mantenuta la congruenza degli spostamenti verticali alle intersezioni dei muri, garantita dalla presenza dei cordoli in c.a. La presenza di muri in falso crea qualche difficoltà nella modellazione a macroelementi. Per i muri in falso l'unica alternativa praticabile è stata quella di vincolare l'eventuale muro soprastante in falso ai muri sottostanti mediante bracci rigidi. Si sono introdotti cordoli elasto-plastici in corrispondenza delle aperture e fra muri in linea, là dove il rilievo ne lascia presumere la presenza. I cordoli hanno un'altezza pari a 20 cm ed una larghezza pari allo spessore del muro sottostante. Si è supposta un'armatura longitudinale di  $2 + 2 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$  ovunque tranne che lungo le pareti perimetrali in cui si sono supposti  $3 + 3 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$ . I solai sono stati assunti infinitamente rigidi nel piano, per cui le forze di piano sono state applicate ai nodi master di ciascun piano, posizionati in corrispondenza del baricentro delle masse di

piano. In analogia alle analisi su pareti piane, per il controllo delle azioni sismiche si è utilizzato un sistema tridimensionale isostatico di travi che permette di controllare lo spostamento di un unico punto, esterno alla struttura, mantenendo costante il rapporto fra le forze trasmesse ai nodi master di piano.

Tab. 5: Prospetto riassuntivo dei carichi verticali e delle forze sismiche.

Livello	1	2	3	4	5
Peso muratura (kN)	2290	2235	2235	1990	885
Carico da solaio (kN)	1176	1210	1210	1210	260
Totale carichi verticali (kN)	3466	3445	3445	3200	1145
$F_{hi}/F_{h,tot}$	0.098	0.180	0.263	0.320	0.139

$F_{hi}$  = forza sismica al livello  $i$

$F_{h,tot}$  = taglio totale alla base dell'edificio

Le forze verticali associate ai pesi propri e ai sovraccarichi sono state applicate in corrispondenza dei nodi degli elementi maschio all'altezza dei solai. Il peso totale del comparto è pari a 14701 kN. I valori dei carichi risultanti ad ogni piano sono riassunti nella Tab. 5, in cui vengono inoltre riportati i rapporti fra le forze sismiche orizzontali. I rapporti fra le forze sismiche ai piani sono stati determinati anche in questo caso considerandole proporzionali alle masse concentrate ai piani e all'altezza dei piani stessi.

Il comparto è stato analizzato dapprima supponendo che i solai fossero liberi di ruotare, trascurando cioè i vincoli costituiti dal comparto B sul lato destro e dall'edificio adiacente sul lato sinistro. Successivamente, si sono eseguite delle analisi in cui i solai sono impediti di ruotare, mantenendo i gradi di libertà traslazionali. Queste ipotesi sono probabilmente più prossime alle condizioni di vincolo reali, e risultano essere maggiormente coerenti con quanto ottenuto dalla U.R. dell'Università della Basilicata nell'analisi su un modello dell'intero edificio, inclusivo di entrambi i comparti A e B.

Il comparto considerato è caratterizzato da due pareti perimetrali in pietra lavica di notevole spessore, disposte parallelamente alla direzione X. Considerando l'azione sismica agente in direzione Y, il contributo di tali pareti alla resistenza dell'edificio dovrebbe essere trascurato, secondo quanto correntemente prescritto dalle normative. E' abbastanza evidente che questa ipotesi di calcolo, sicuramente a favore di sicurezza, risulterebbe comunque molto penalizzante per la struttura in questione, data la notevole dimensione trasversale delle pareti. Si è pertanto deciso di eseguire le analisi su due diversi modelli, uno con la piena partecipazione delle pareti

ortogonali al sisma, ed una in cui la rigidità di tali pareti per azioni fuori dal piano è assunta nulla. In tutte le analisi si è imposto un valore di deformazione angolare limite  $\theta_u = 0.5\%$  per le rotture per taglio e per scorrimento dei maschi.

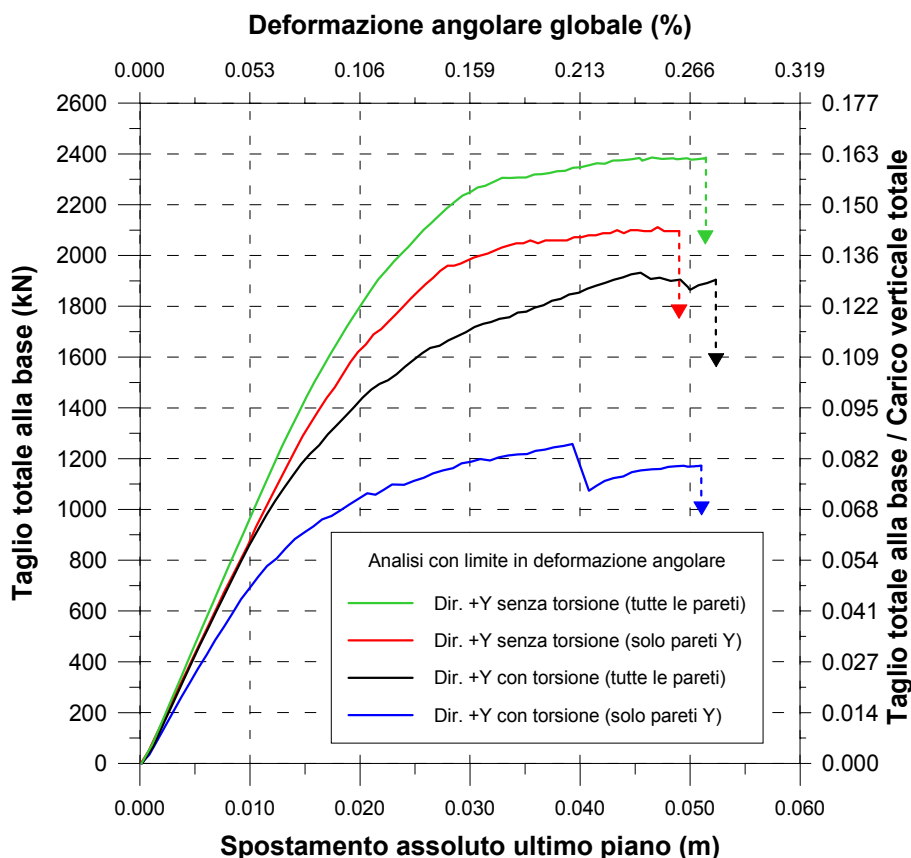


Fig. 63 - Analisi tridimensionale del comparto, curve taglio-spostamento (lo spostamento è la componente Y dello spostamento del nodo master all'ultimo piano dell'edificio).

Per la modellazione tridimensionale del comparto (dimensioni complessive di circa 11 m x 15 m in pianta, 19 m in elevazione) sono stati necessari 390 elementi e 195 nodi, per un totale di 432 gradi di libertà (ipotizzando solai infinitamente rigidi nel piano).

Nel seguito si discutono i risultati ottenuti considerando l'azione sismica agente in direzione +Y, in quanto non sono state riscontrate differenze significative per la risposta con azione sismica in direzione -Y.

### ***4.3.1 Risultati delle analisi tridimensionali***

Considerando dapprima i risultati delle analisi con libera torsione dei solai, si nota (Fig. 63) che la resistenza globale varia da 1258 kN (8.6% del peso totale) sul modello senza pareti ortogonali a 1932 kN (13.1%) sul modello con tutte le pareti collaboranti. Nel primo caso il valore massimo del taglio resistente viene raggiunto per uno spostamento assoluto del centro di massa all'ultimo piano di circa 4 cm, in corrispondenza del quale si ha il raggiungimento della deformazione angolare ultima dei maschi all'estremo destro del comparto al primo, secondo e terzo piano. Il taglio resistente subisce quindi una prima improvvisa diminuzione, a cui segue una fase di leggera crescita fino a che non viene raggiunta la deformazione angolare limite di altri maschi sul lato destro. Si innesca a questo punto il collasso globale, con rottura a catena dei maschi rimanenti. I meccanismi di rottura prevalenti nei maschi in direzione Y sono la fessurazione diagonale e lo scorrimento.

Nel caso con tutte le pareti collaboranti i meccanismi di rottura sono analoghi, ma si susseguono con maggiore gradualità. Il valore massimo del taglio resistente corrisponde al raggiungimento della deformazione angolare ultima del maschio all'estremo destro del secondo piano. La fase successiva vede il raggiungimento progressivo della deformazione angolare ultima dei maschi al primo e terzo piano, a cui segue il collasso globale. Dall'analisi degli spostamenti in pianta (Fig. 64) è possibile rilevare l'accentuata rotazione dei solai dovuta alla asimmetria degli elementi resistenti in direzione Y. Osservando i profili degli spostamenti alle estremità del comparto (Fig. 65) si evidenzia inoltre la maggiore resistenza e rigidità del piano rialzato, caratterizzato da una maggiore area complessiva di muri in direzione Y rispetto ai piani superiori.

Nelle analisi con torsione impedita si ha una maggiore resistenza, con un taglio ultimo globale di 2112 kN (14.4% del peso totale) nel modello con le sole pareti parallele al sisma, e di 2385 kN (16.2% del peso totale) nel modello con tutte le pareti collaboranti. Il profilo degli spostamenti mette in evidenza una maggiore concentrazione della deformazione interpiano al livello del primo e secondo piano, i cui maschi raggiungono per primi la rottura e successivamente la deformazione angolare ultima.

### ***4.3.2 Commento ai risultati delle analisi tridimensionali***

Se si considerano le ipotesi di torsione libera e di torsione impedita come due condizioni limite entro le quali si può collocare la risposta del comparto considerato, e scartando l'analisi A in quanto associata ad ipotesi troppo penalizzanti, la resistenza effettiva del comparto sembra attestarsi fra il 13 % e il 16 % del peso totale. Sebbene non sia possibile un confronto diretto con le analisi eseguite dall'U.R. dell'Università della Basilicata su un modello completo dell'edificio, i valori di resistenza ottenuti con i diversi modelli sembrano essere abbastanza in accordo (le analisi dell'U.R. dell'Università della Basilicata prevedono resistenze fino al 16% del peso totale), nonostante le differenze ottenute nei confronti sulla singola parete interna. Tale valore di resistenza rende evidentemente l'edificio in

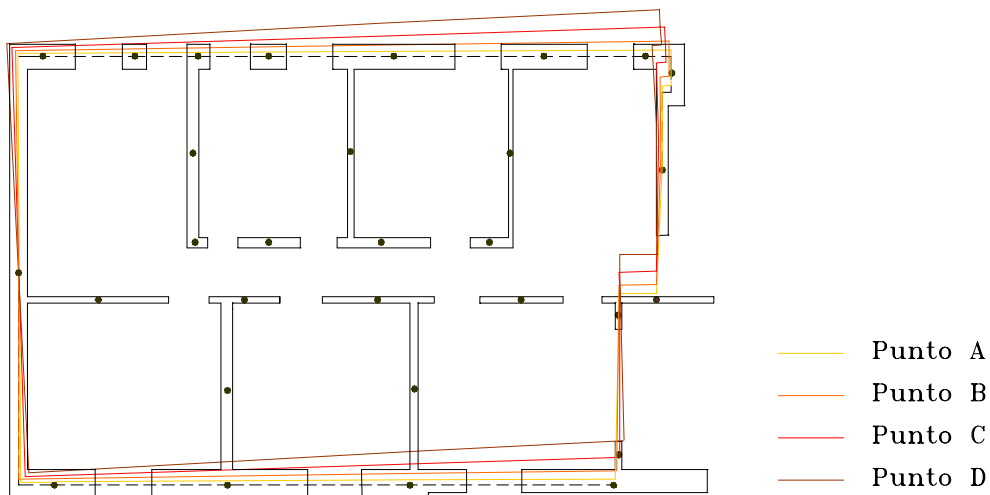
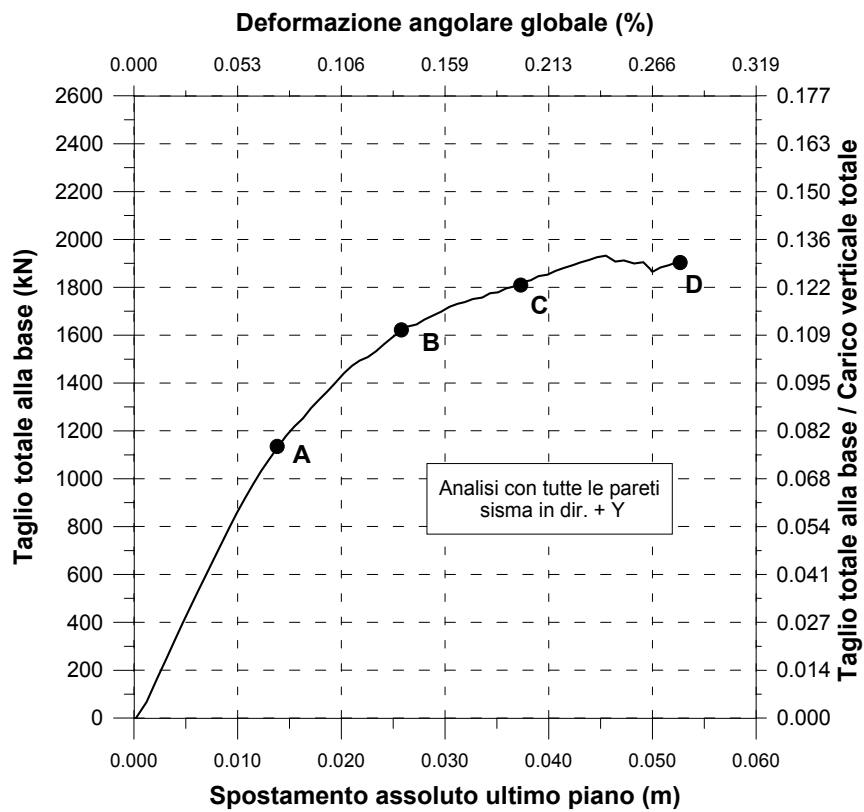


Fig. 64 - Moto torsionale del solaio all'ultimo piano.

oggetto piuttosto vulnerabile nei confronti dell'azione sismica di scenario prevista per il sito. Il basso valore di resistenza del comparto sembra inoltre confermare come la disposizione delle pareti non sia particolarmente idonea a resistere ad una azione sismica in direzione Y.

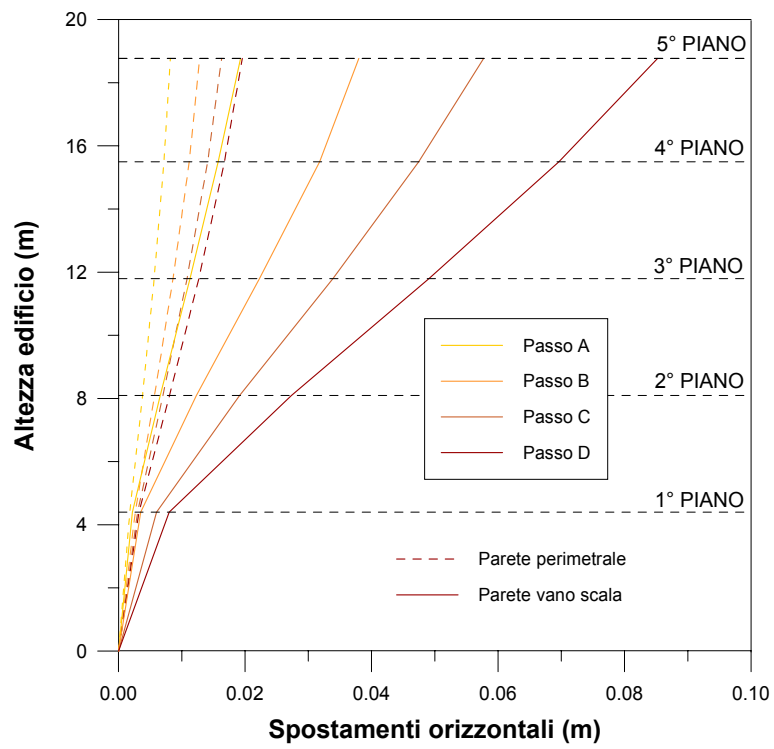
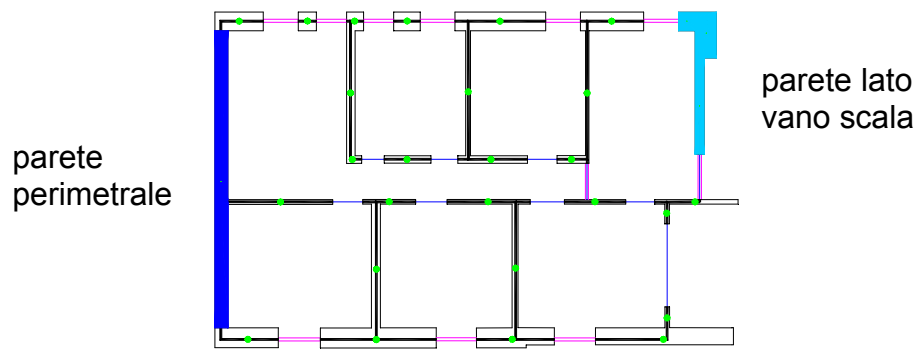


Fig. 65 - Analisi con torsione libera dei solai e tutte le pareti collaboranti: profili degli spostamenti orizzontali in direzione Y dei muri di estremità del comparto.



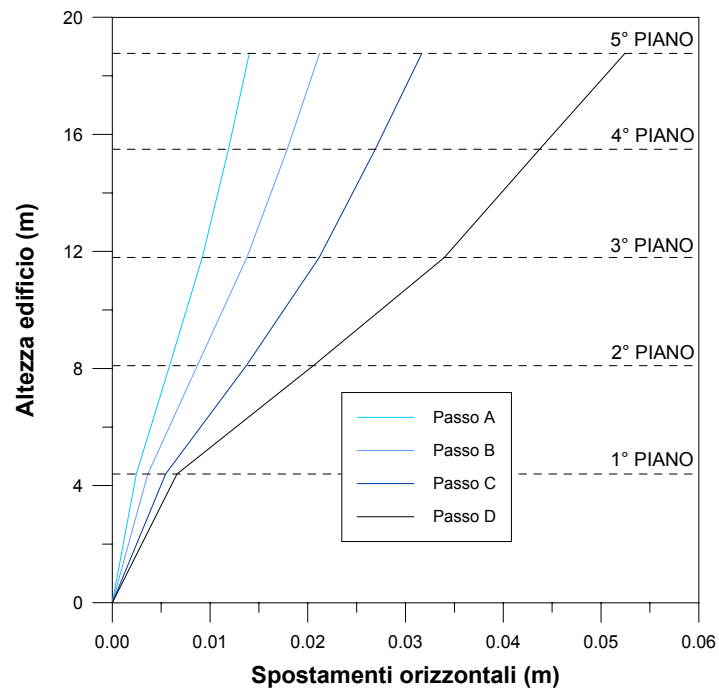
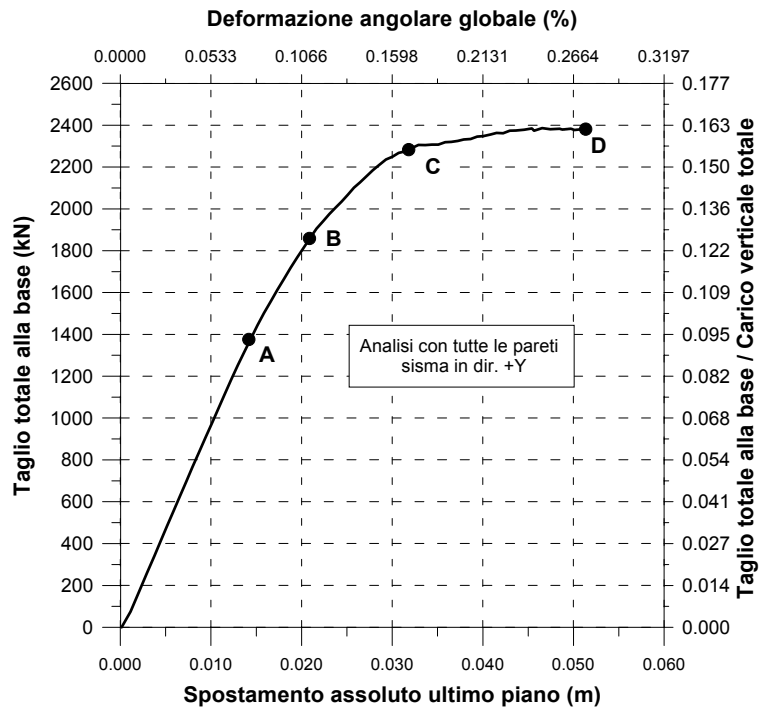


Fig. 66 - Analisi con rotazione impedita dei solai (tutte le pareti), profilo degli spostamenti orizzontali in direzione Y.

Tab. 6: Sintesi dei valori di resistenza ottenuti dalle analisi tridimensionali.

<b>MODELLO</b>	<b>IPOTESI</b>	$V_{max}$ [kN]	$V_{max}/W_{TOT}$
<b>A</b>	Forze sismiche in direzione +Y Libera torsione dei solai Solo pareti in direzione Y	<b>1258</b>	<b>0.086</b>
<b>B</b>	Forze sismiche in direzione +Y Libera torsione dei solai Tutte le pareti collaboranti	<b>1932</b>	<b>0.131</b>
<b>C</b>	Forze sismiche in direzione +Y Torsione dei solai impedita Solo pareti in direzione Y	<b>2112</b>	<b>0.144</b>
<b>D</b>	Forze sismiche in direzione +Y Torsione dei solai impedita Tutte le pareti collaboranti	<b>2385</b>	<b>0.162</b>

## **5. APPLICAZIONE DEL METODO SAM AL CASO DELL'EDIFICIO SITO IN VIA CAPUANA A CATANIA**

*Guido Magenes, Claudio Braggio, Davide Bolognini*

Il secondo edificio studiato nell'ambito del "Progetto Catania" è sito in via Capuana (Liberatore, 2000 [31]). Anche in questo caso l'analisi dell'edificio in questione è stata affrontata individuando alcune pareti dell'edificio e assoggettandole ad analisi parametriche, allo scopo di effettuare un ulteriore confronto di dettaglio fra i diversi metodi di analisi utilizzati dalle diverse Unità di Ricerca.

### **5.1 Descrizione dell'edificio**

L'edificio in oggetto è realizzato secondo un impianto a C, che costituisce la testata di un isolato, prospiciente su tre strade del centro storico: via L. Capuana, via G. Oberdan e via G. Verdi. E' articolato su tre livelli con distribuzione interna abbastanza regolare. Il piano terra è adibito a botteghe, i piani superiori ad uso residenziale. Sia il primo che il secondo piano sono stati oggetto di ristrutturazioni, nell'ambito delle quali sono stati realizzati dei soppalchi. Dal secondo piano si ha inoltre accesso ai sottotetti, costituenti parte integrante degli appartamenti sottostanti. Nella fabbrica possono essere storicamente distinte due parti, una anteriore al 1840 e l'altra costruita successivamente, ma comunque anteriore al 1900. Dal punto di vista costruttivo l'unica evidente differenza tra le due parti è rappresentata dalle scale, realizzate con voltine rampanti nell'ala più antica, con struttura in ferro nell'ala più recente.

Il rilievo ha interessato solo una parte dell'intero fabbricato, ovvero l'ala prospiciente la via Capuana e parte dell'ala prospiciente via Oberdan. La scelta, dettata da problemi di accessibilità, non coincide con la divisione storica della fabbrica, essendo l'area di studio in buona parte posteriore al 1840.

Riferendoci d'ora in poi alla sola parte interessata dal rilievo, la fabbrica consta di due appartamenti per piano: due si estendono per intero lungo la via Capuana e piegano, con una piccola ala, sul cortile interno, al confine con il fabbricato attiguo; gli altri due si estendono invece quasi interamente lungo la via Oberdan. Il piano terra, come già detto, è occupato da botteghe ad eccezione dell'area di ingresso del fabbricato, che collega il cortile interno con la via Capuana tramite un ampio androne, da cui si accede anche alla tromba delle scale, unico elemento di collegamento verticale.

La muratura portante è realizzata con pietrame informe di natura lavica, con listature e rincocciature in cotto mentre le partizioni interne sono realizzate con "intoste" di pietra lavica grossolanamente sbozzate (25x25x50); ove visibile la malta appare realizzata con la ghiara. Gli orizzontamenti sono costituiti da volte strutturali

in pietrame (pomice vulcanica) e malta di calce e gesso, realizzate secondo la tradizione costruttiva siciliana, con spessore in chiave di cm 9÷10. Il tradizionale riempimento è sostituito da controvoltine, realizzate con la stessa tecnica costruttiva delle volte stesse. In corrispondenza delle zone di servizio e dei sottotetti vi sono dei solai costruiti con putrelle ad un passo di  $\approx 70$  cm e piccole volte di pietra pomice e malta di calce e gesso aventi spessore di  $\approx 4$  cm.

I soppalchi, già presenti nella fabbrica originaria in corrispondenza dei locali di servizio (cucina, bagno) sono stati sostituiti in epoca recente (in qualche caso realizzati anche in altri locali) con dei nuovi soppalchi sostenuti da profilati metallici, in taluni casi ammortati direttamente nella muratura, in altri casi appoggiati su mensole, anch'esse metalliche, ammortate nella muratura.

La copertura è realizzata in coppi siciliani con struttura ed orditura in legno.

Per una più completa descrizione dell'edificio si rimanda alla citata monografia curata da Liberatore [31].

## 5.2 Analisi di singole pareti

In questa sede si riferisce in dettaglio delle analisi effettuate su alcune pareti su cui sono stati effettuati confronti fra i diversi metodi. Le analisi piane eseguite su tali pareti sono state effettuate adottando le stesse modalità illustrate nel capitolo 4. Le pareti oggetto dello studio sono state scelte all'interno dell'edificio in modo da coprire la casistica presente nel comparto (Fig. 67). Delle quattro pareti illustrate, l'Unità di Ricerca dell'Università di Pavia ha svolto analisi di dettaglio sulle pareti A,B,D. In particolare:

- la parete A è una parete di facciata dell'edificio, è abbastanza tozza e quasi simmetrica rispetto all'asse verticale centrale. Le dimensioni della parete analizzata sono riportate in Fig. 68. Tale parete si presenta molto regolare per dimensione e allineamento delle aperture, per spessore (86 cm al primo livello, 57 cm a quelli superiori), per caratteristiche della muratura. Unico elemento di irregolarità è costituito dall'apertura centrale del piano terra, più larga e più alta delle altre.
- la parete B è una parete poco forata e di snellezza elevata, con spessori esigui pari a 36 cm al piano terra e 30 cm ai piani superiori. Le dimensioni della parete sono riportate in Fig. 69.
- la parete D è una parete di facciata con spessori analoghi a quelli delle pareti A ma di snellezza complessiva e dei singoli montanti più elevata. Le dimensioni della parete, che si presenta regolare per la disposizione e l'allineamento delle aperture, sono riportate in Fig. 70.

Le caratteristiche meccaniche della muratura adottate nelle analisi sono riassunte nella Tab. 7.

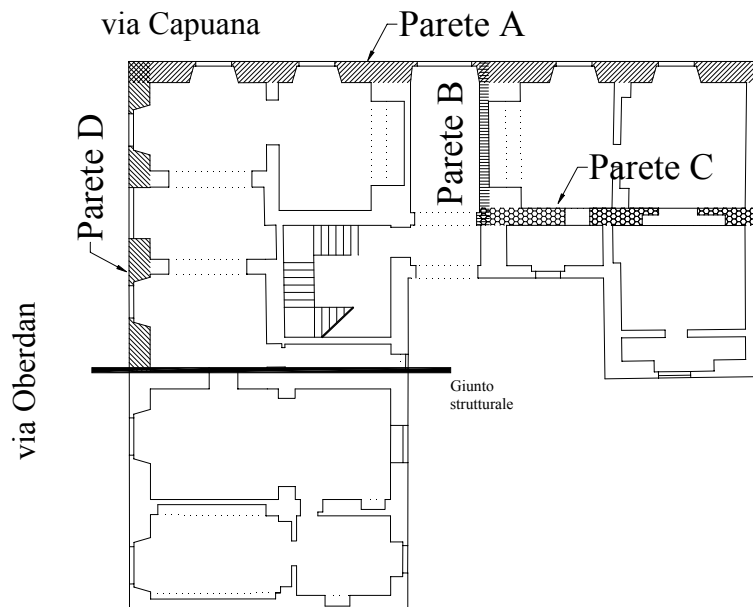


Fig. 67 - Edificio di via Capuana: posizione in pianta delle pareti analizzate.

Dopo l'analisi dei carichi e il calcolo dei rapporti fra le forze sismiche di piano si è verificato che esistevano alcune differenze fra le distribuzioni delle forze sismiche calcolate rispettivamente dalle U.R. di Genova, della Basilicata e di Pavia. Poiché la distribuzione di forze sismiche può avere influenza sui risultati, si è scelto di eseguire le analisi applicando le distribuzioni di forze maggiormente differenti tra loro, corrispondenti a quelle calcolate dalla U.R. di Genova (denominata distribuzione GE) e dalla U.R. della Basilicata (distribuzione PZ).

Le analisi sono state dapprima eseguite con le ipotesi originali del programma SAM, che prevede la possibile rottura sia per taglio che per pressoflessione dei maschi. Successivamente, in alcuni casi, le analisi sono state ripetute ammettendo la sola rottura per pressoflessione dei maschi. In aggiunta alle analisi con il metodo SAM, per le pareti A e D si sono calcolate, a titolo di confronto, le resistenze ottenute analizzando separatamente ogni interpiano con ipotesi di tipo POR, cioè di fasce infinitamente rigide e resistenti, di rotazioni impedito alle estremità dei maschi e di azione assiale costante nei singoli maschi. Queste analisi, denominate nelle tabelle come PORPV, sono state svolte assumendo l'altezza efficace dei maschi secondo Dolce (1989 [19]) e utilizzando i criteri di resistenza dei maschi murari del metodo SAM (rottura per pressoflessione, per taglio-fessurazione diagonale, per taglio-scorrimento). In base alle resistenze interpiano si è poi definita la resistenza della parete, dettata dal massimo valore del taglio alla base della parete compatibile con le resistenze interpiano calcolate e con la distribuzione di forze sismiche assunta.

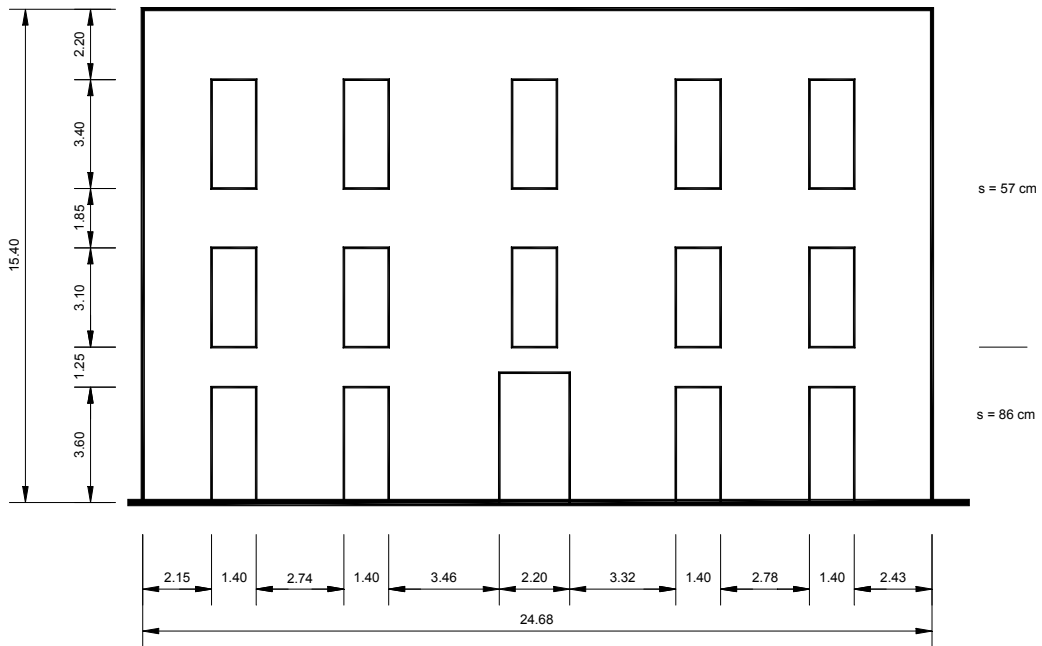


Fig. 68 - Dimensioni della parete A.

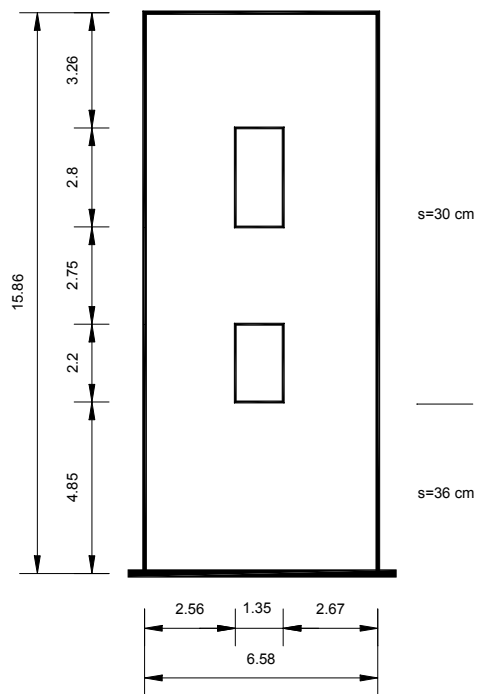


Fig. 69 - Dimensioni della parete B.

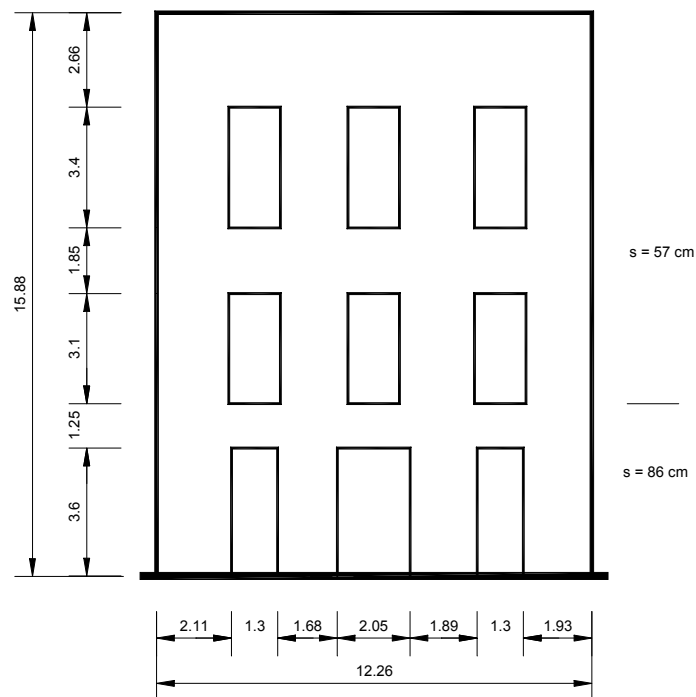


Fig. 70 - Dimensioni della parete D.

Tab. 7: Caratteristiche meccaniche della muratura.

Modulo di Young $E$	1500 N/mm <sup>2</sup>
Modulo G	150 N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico	1900 kg/m <sup>3</sup>
Res. a compressione $f_u$	2.4 N/mm <sup>2</sup>
Attrito $\mu$	0.5
Coesione $c$	0.2 N/mm <sup>2</sup>
Res. a trazione blocchi	2 N/mm <sup>2</sup>

Tab. 8: Edificio di via Capuana: parete A (parete 1). Distribuzioni delle forze sismiche.

	$h_i$ (m)	4.85	9.80	15.40
GE	$F_i/F_{tot}$	0.220	0.403	0.377
PZ	$F_i/F_{tot}$	0.205	0.338	0.457

Tab. 9: Sintesi delle resistenze ottenute nelle analisi delle parete A dell'edificio di via Capuana.

MODELLO	DISTRIB. FORZE SISMICHE	IPOTESI	$V_{max}$ [kN]	$V_{max}/W_{TOT}$
SAM a1	GE	Rottura fasce per taglio Rottura maschi per taglio e pressoflessione	1110	0.295
SAM a2	PZ	Rottura fasce per taglio Rottura maschi per taglio e pressoflessione	960	0.255
SAM a3	PZ	Rottura fasce per taglio Rottura maschi solo per pressoflessione	1210	0.321
SAM a4	PZ	Fasce elastiche (indefinitamente resistenti) Rottura maschi solo per pressoflessione	1426	0.379
PORPV a1	GE	Rottura maschi per pressoflessione e taglio	1580	0.420
PORPV a2	GE	Rottura maschi solo per pressoflessione	1807	0.480
PORPV a3	PZ	Rottura maschi per pressoflessione e taglio	1304	0.346
PORPV a4	PZ	Rottura maschi solo per pressoflessione	1493	0.396

### 5.2.1 Analisi della parete A

La geometria delle aperture della parete A, molto regolare, fa sì che la parete ben si presti ad una schematizzazione a telaio equivalente. L'unico elemento di debole irregolarità è costituito dall'apertura centrale al piano terra, più larga e più alta delle altre. Lo spessore della muratura è di 86 cm al primo livello e di 57 cm ai livelli superiori. Le distribuzioni delle forze sismiche denominate GE e PZ sono riportate in Tab. 8. Il peso totale della parete è di 3766 kN. La Tab. 9 riporta le diverse analisi eseguite, le relative ipotesi e i rispettivi valori di taglio resistente massimo alla base.

Le due analisi denominate SAM a1 e SAM a2 hanno come unica differenza la distribuzione delle forze sismiche. Le ipotesi di modellazione e le modalità di



esecuzione di tali analisi sono le stesse utilizzate per il caso G della parete interna dell'edificio di via Martoglio descritta al capitolo 4 (parete in sola muratura), eccezion fatta per le proprietà dei materiali. Le curve taglio-spostamento e i meccanismi di rottura ottenuti dal calcolo sono riportati da Fig. 71 a Fig. 74. Dal confronto fra le due analisi si nota come la diversa distribuzione delle forze sismiche porti a resistenze globali abbastanza differenti (1110 kN per la SAM a1, 960 kN per la SAM a2), con il valore più elevato per la distribuzione GE, caratterizzata dall'aver la risultante delle forze di piano posizionata ad una altezza minore. Il meccanismo di rottura è di piano debole all'ultimo piano in entrambi i casi.

Le analisi SAM a3 e SAM a4 sono state svolte eliminando la possibilità di rottura per taglio dei maschi, mantenendo la sola rottura per pressoflessione. Nel caso SAM a4 si sono inoltre supposte le fasce indefinitamente resistenti ed elastiche. Il confronto con l'analisi SAM a2 mostra un incremento della resistenza in entrambi i casi, ma sicuramente più rilevante per il caso SAM a4. Avendo mantenuto nell'analisi SAM a3 la possibilità di rottura per taglio delle fasce, la curva taglio-spostamento presenta un picco di resistenza a 1210 kN in corrispondenza del quale si rompono tutte le fasce del penultimo ordine, a cui segue una riduzione del taglio resistente con un meccanismo finale dato dal ribaltamento dei montanti murari al di sopra del primo livello (si ricorda che lo spessore della muratura al piano terra è maggiore che ai piani superiori). L'analisi SAM a4, con fasce elastiche indefinitamente resistenti, presenta invece nuovamente un meccanismo di piano al piano più alto, associato però ad una resistenza di 1426 kN, prossima al 38% dei carichi verticali totali. Si è notato come anche nella parete A, limitando i meccanismi di rottura dei maschi alla sola pressoflessione, i risultati si avvicinino a quelli ottenuti dalla U.R. dell'Università della Basilicata ( $V_{max}/W_{TOT} = 0.352$ ).

Nel confronto fra i risultati ottenuti dalle diverse Unità di Ricerca, ha destato una certa sorpresa il valore di resistenza decisamente superiore ottenuto dalle analisi ad elementi finiti dell'U.R. di Genova ( $V_{max}/W_{TOT} = 0.468$ ), e la sostanziale diversità del meccanismo di rottura rispetto a quelli ottenuti dall'U.R. di Pavia e dell'U.R. della Basilicata. L'analisi ad elementi finiti dell'U.R. di Genova presenta infatti un meccanismo di ribaltamento alla base dei montanti murari, dopo l'avvenuta rottura per taglio del primo e del secondo ordine di fasce. Le cause di questa discrepanza fra i risultati, rilevata come si vedrà in seguito anche nelle analisi della parete D, verranno discusse in chiusura di questo capitolo.

Per quel che riguarda le analisi denominate PORPV, riportate nelle ultime quattro righe della Tab. 9, la resistenza alle forze sismiche è risultata dettata dalla resistenza dell'ultimo piano. Sebbene il meccanismo di collasso sia lo stesso delle analisi eseguite con il metodo SAM, i valori di resistenza sono leggermente più elevati, come conseguenza dell'ipotesi di indeformabilità delle fasce.

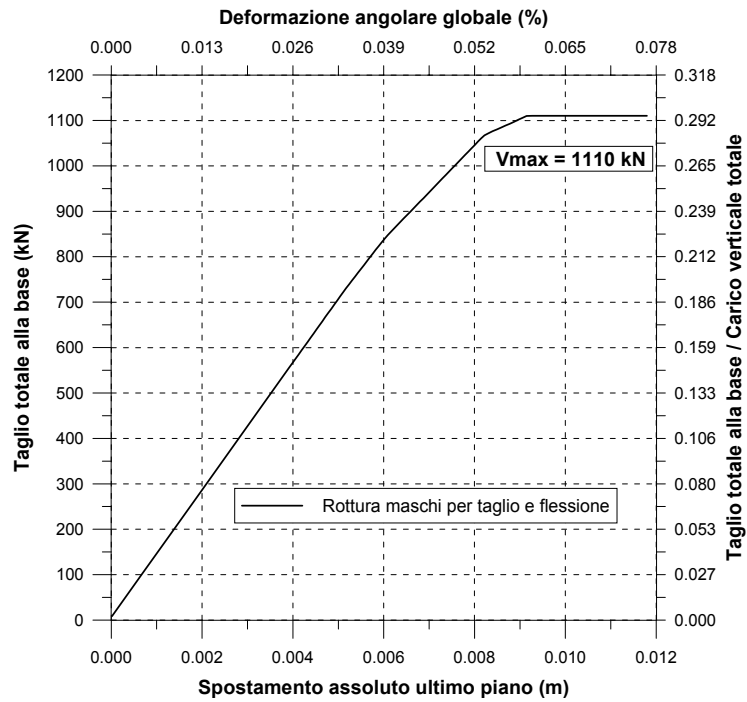


Fig. 71 - Parete A: analisi SAM a1. Curva taglio-spostamento.

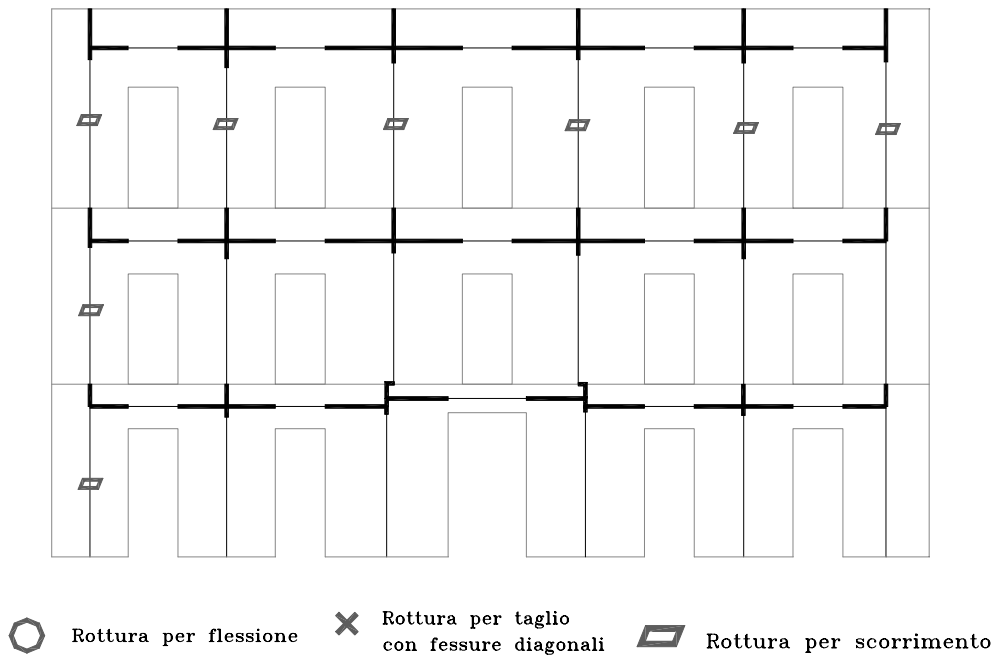


Fig. 72 - Parete A: modello SAM a1. Meccanismi di rottura.

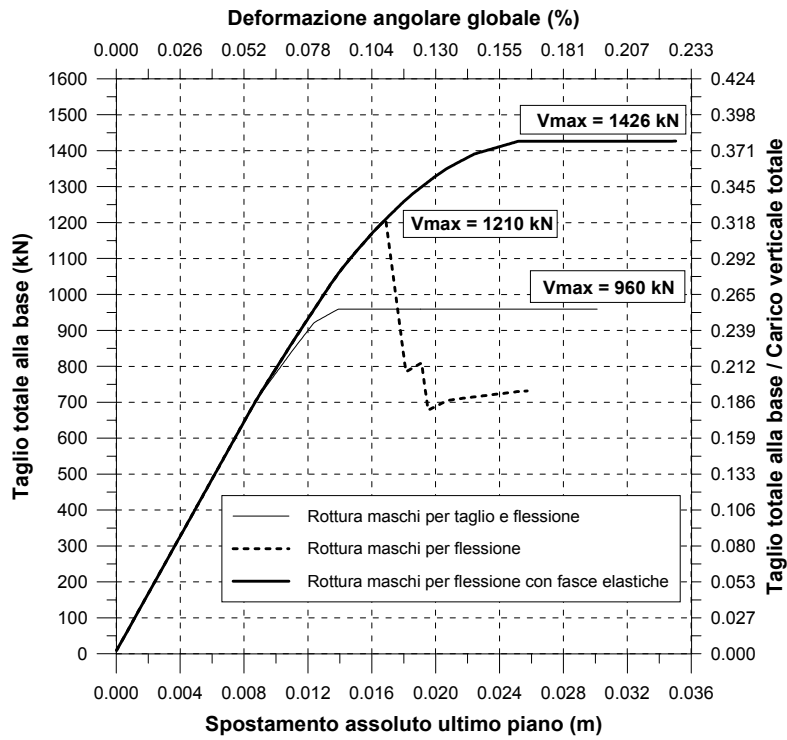
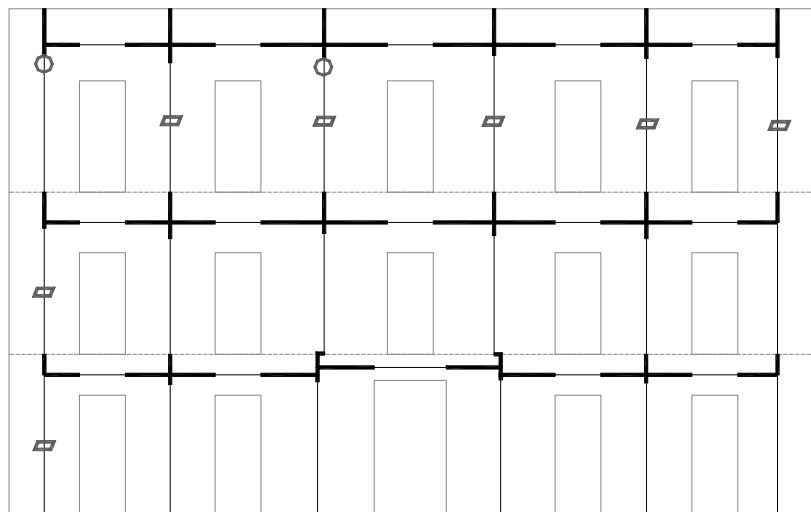


Fig. 73 - Parete A: analisi SAM a2, a3, a4. Curve taglio-spostamento.



○ Rottura per flessione    × Rottura per taglio con fessure diagonali    ▱ Rottura per scorrimento

Fig. 74 - Parete A: analisi SAM a2. Meccanismi di rottura.

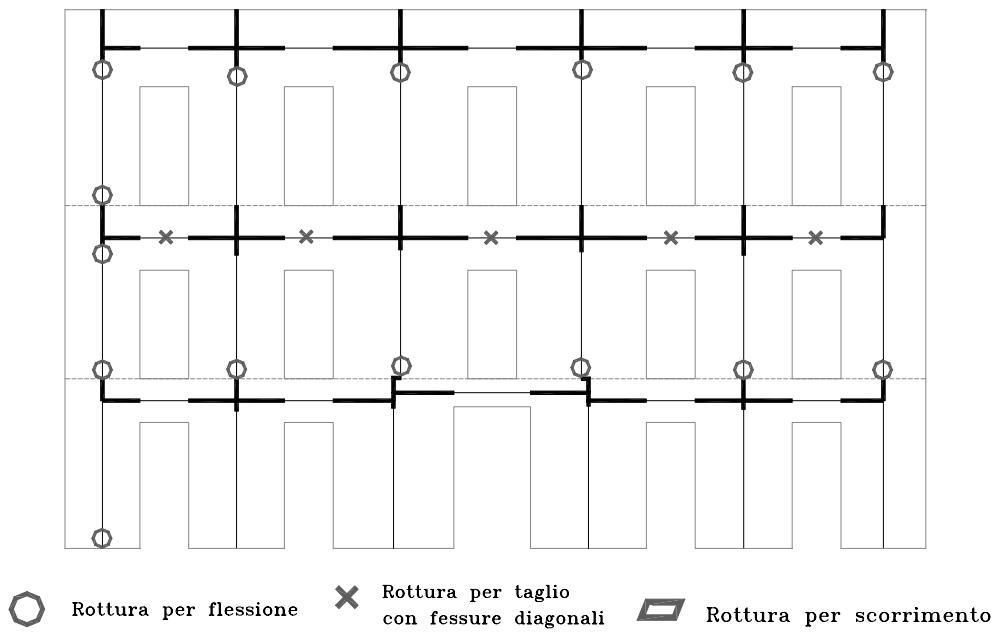


Fig. 75 - Parete A: analisi SAM a3. Meccanismi di rottura.

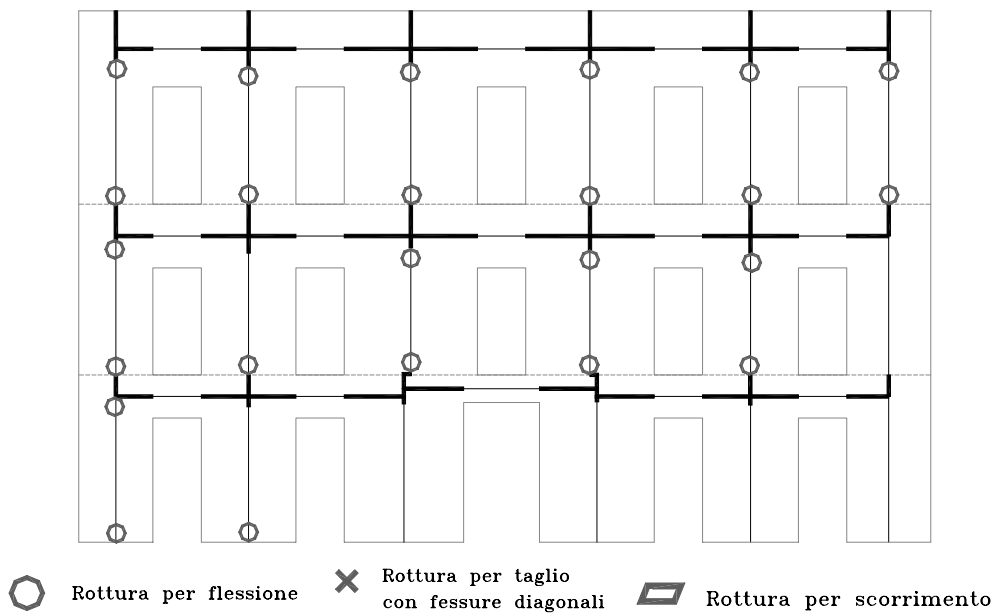


Fig. 76 - Parete A: analisi SAM a4. Meccanismi di rottura.

Tab. 10: Edificio di via Capuana: parete B - distribuzione delle forze sismiche.

	$h_i$ (m)	4.85	7.25	9.80	15.86
PZ	$F_i/F_{tot}$	0.155	0.112	0.351	0.382

Tab. 11: Sintesi delle resistenze ottenuti nelle analisi della parete B dell'edificio di via Capuana.

MODELLO	DISTRIB. FORZE SISMICHE	IPOTESI	$V_{max}$ [kN]	$V_{max}/W_{TOT}$
SAM b1	PZ	Rottura fasce per taglio Rottura maschi per taglio e pressoflessione	198	0.254

### 5.2.2 Analisi della parete B

La parete B è una parete di snellezza elevata, con due sole aperture. Lo spessore della muratura è di 36 cm al piano terra e 36 cm ai piani superiori. La presenza di un soppalco a quota 7.25 m richiede l'introduzione dei relativi carichi verticali e della relativa forza sismica. La parete è stata analizzata con la sola distribuzione di forze PZ riportata in Tab. 10. L'analisi (Fig. 77 e Fig. 78) ha posto in evidenza un meccanismo di ribaltamento globale, con un taglio resistente massimo di 198 kN. Il rapporto  $V_{max}/W_{TOT} = 0.254$  si è rilevato in sostanziale accordo con il risultato della U.R. della Basilicata ( $V_{max}/W_{TOT} = 0.256$ ).

### 5.2.3 Analisi della parete D

La parete D è una parete di facciata con geometria regolare e con spessori analoghi a quelli della parete A, ma con snellezza complessiva più elevata e montanti murari più snelli. Le distribuzioni di forze sismiche ai piani sono riportate in Tab. 12. Le analisi eseguite e le relative ipotesi di modellazione sono riportate in Tab. 13. Le analisi SAM d1, d2 e d3 sono le analoghe delle analisi SAM a1, a2 e a3 eseguite sulla parete A. I risultati ottenuti dalle tre analisi presentano molte analogie con le corrispondenti sulla parete A, con l'eccezione dell'analisi SAM d3, in cui permane un meccanismo di piano debole, laddove l'analisi SAM a3 vedeva la rottura delle fasce e il susseguente ribaltamento dei montanti murari. Tale differenza è riconducibile alla maggiore snellezza dei maschi della parete D a confronto con la parete A, e quindi ad una maggiore resistenza relativa delle fasce. Anche in questa parete la soppressione dei meccanismi di rottura per taglio dei maschi (analisi SAM d3) avvicina considerevolmente i risultati a quelli dell'U.R. della Basilicata, che riporta un valore di  $V_{max}/W_{TOT} = 0.256$ . Le resistenze ottenute dalle U.R. di Pavia e della Basilicata restano comunque sensibilmente inferiori alla resistenza calcolata dalle analisi ad elementi finiti dell'U.R. di Genova ( $V_{max}/W_{TOT} = 0.352$ ). Anche per la parete D le analisi della U.R. di Genova hanno prodotto un diverso meccanismo di rottura, con rottura delle fasce e successivo ribaltamento dei montanti murari.

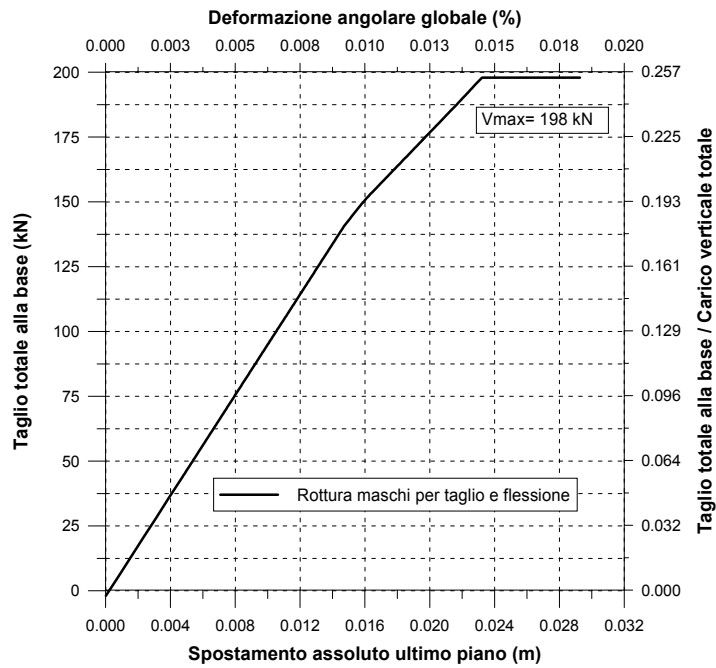
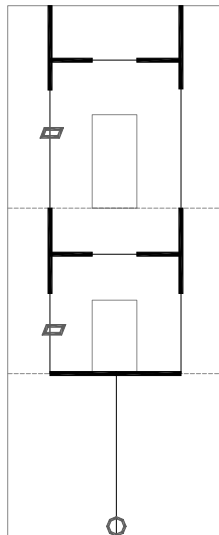


Fig. 77 - Parete B: analisi SAM b1. Curva taglio-spostamento.



○ Rottura per flessione    ▭ Rottura per scorrimento

Fig. 78 - Parete B: analisi SAM b1. Meccanismi di rottura.

Tab. 12: Edificio di via Capuana: parete D (parete 3) - distribuzioni delle forze sismiche.

	$h_i$ (m)	4.85	9.80	15.86
GE	$F_i/F_{tot}$	0.224	0.369	0.407
PZ	$F_i/F_{tot}$	0.198	0.319	0.483

Tab. 13: Sintesi delle resistenze ottenute nelle analisi delle parete D dell'edificio di via Capuana.

MODELLO	DISTRIB. FORZE SISMICHE	IPOTESI	$V_{max}$ [kN]	$V_{max}/W_{TOT}$
SAM d1	GE	Rottura fasce per taglio Rottura maschi per taglio e pressoflessione	467	0.245
SAM d2	PZ	Rottura fasce per taglio Rottura maschi per taglio e pressoflessione	403	0.212
SAM d3	PZ	Rottura fasce per taglio Rottura maschi solo per pressoflessione	489	0.257
PORPV d1	PZ	Rottura maschi per pressoflessione e taglio	471	0.247
PORPV d2	PZ	Rottura maschi solo per pressoflessione	496	0.260
PORPV d3	GE	Rottura maschi per pressoflessione e taglio	557	0.293
PORPV d4	GE	Rottura maschi solo per pressoflessione	588	0.309

Le analisi denominate PORPV hanno previsto anche in questo caso una resistenza di poco superiore alle corrispondenti analisi SAM, come del resto ci si attendeva in base al meccanismo di piano previsto da queste ultime.

#### 5.2.4 Commento ai risultati delle analisi

Per quel che riguarda i confronti con il metodo MAS3D dell'U.R. della Basilicata, l'esito delle analisi sulle pareti dell'edificio di via Capuana conferma quanto ottenuto per la parete interna dell'edificio di via Martoglio. Il metodo SAM tende a produrre risultati significativamente più conservativi laddove il meccanismo di risposta previsto sia governato da rotture per taglio dei maschi. Se, nell'applicazione del metodo SAM, si inibiscono le rotture per taglio dei maschi e si ammettono unicamente le rotture per pressoflessione, le resistenze calcolate su singole pareti si avvicinano sensibilmente a quelle calcolate con il MAS3D. Nel caso delle pareti dell'edificio di via Capuana le resistenze calcolate dai due metodi diventano praticamente coincidenti se nell'utilizzo del SAM si inibisce anche la rottura per taglio delle fasce.

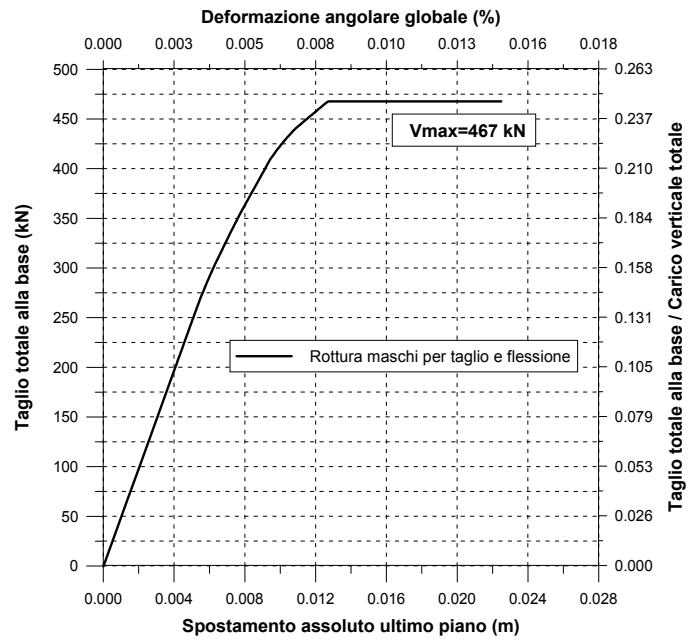


Fig. 79 - Parete D: analisi SAM d1. Curva taglio-spostamento.

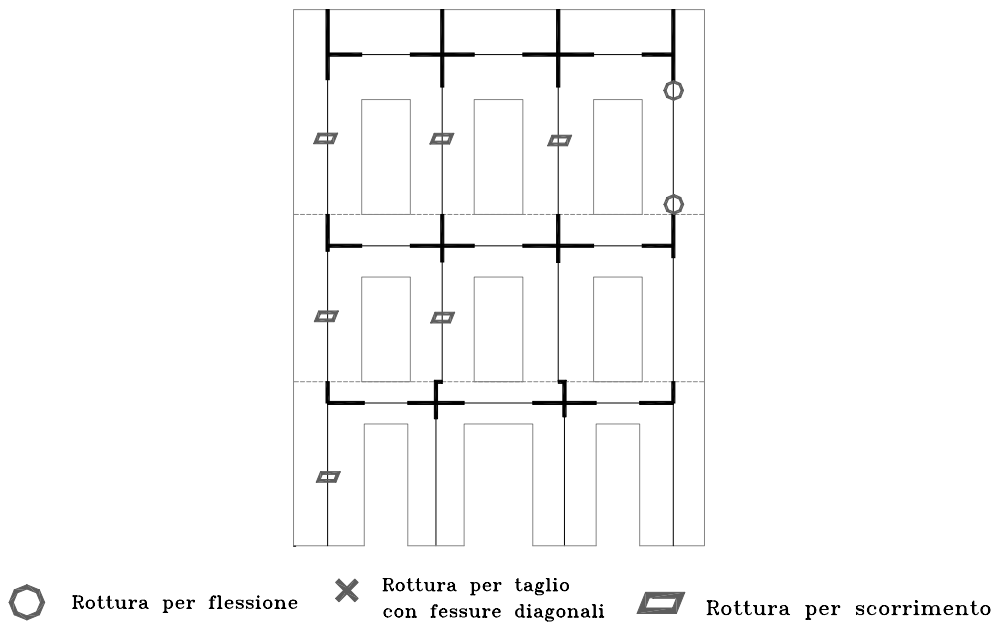


Fig. 80 - Parete D: analisi SAM d1. Meccanismi di rottura.



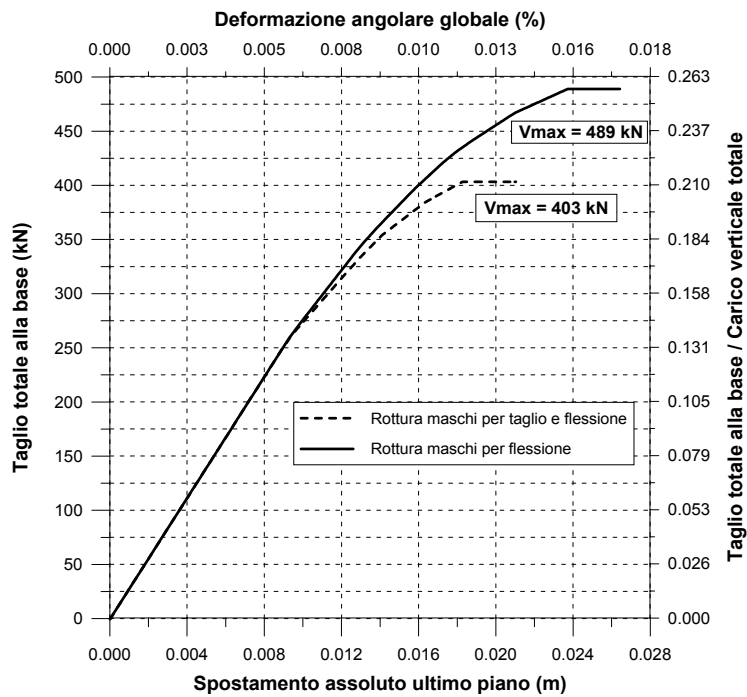


Fig. 81 - Parete D: analisi SAM d2 e d3. Curve taglio-spostamento.

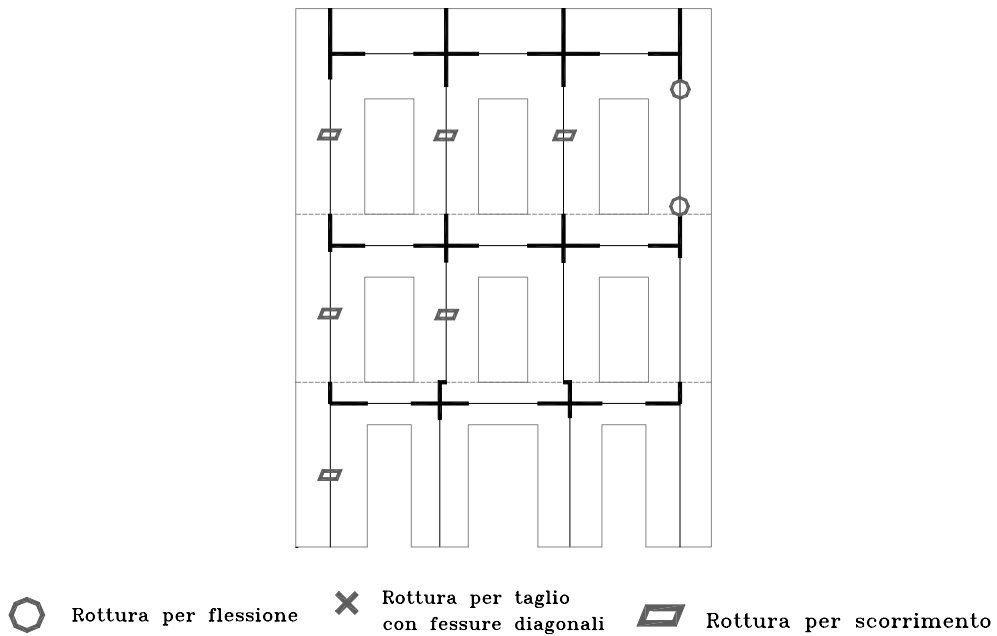
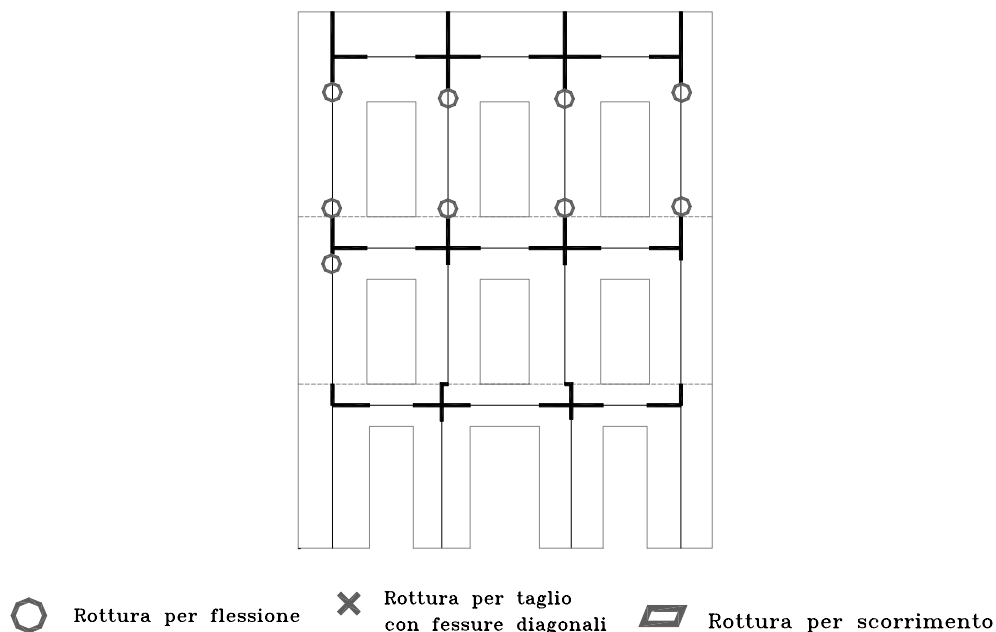


Fig. 82 - Parete D: analisi SAM d2. Meccanismi di rottura.



*Fig. 83 - Parete D: analisi SAM d3. Meccanismi di rottura.*

Queste osservazioni confermano quanto discusso nel capitolo 2 relativamente all'effetto dell'ipotesi di comportamento monolatero della muratura, che soggiace al modello MAS3D. Si ritiene infatti che l'ipotesi di comportamento monolatero possa rendere conto dei meccanismi di ribaltamento, ma non di quelli che coinvolgono rotture per taglio e/o scorrimento.

Il confronto con i risultati delle analisi ad elementi finiti dell'U.R. di Genova richiede un ulteriore approfondimento. Per le pareti dell'edificio di via Capuana si è notato fondamentalmente come:

- a) le analisi di Genova prevedono resistenze sensibilmente più elevate;
- b) nelle pareti A e D il meccanismo di rottura previsto dall'U.R. di Genova non consiste in un piano debole alla sommità dell'edificio ma in una rottura delle fasce e in un successivo ribaltamento dei montanti murari.

Esaminando i risultati per le pareti A e D si è notato come, secondo le resistenze calcolate sia con il SAM che con il calcolo semplificato a meccanismo di piano (PORPV), il taglio massimo alla base dell'edificio risulti limitato dalla resistenza dell'ultimo piano. Nel caso della parete D tale valore di taglio alla base risulta sempre e comunque inferiore a quanto calcolato con il modello di Genova, quand'anche si ipotizzasse la sola rottura per pressoflessione dei maschi di piano

(escludendo cioè le rotture per taglio). La chiave di lettura di questi risultati risiede nelle ipotesi di calcolo della resistenza a pressoflessione e a taglio scorrimento del SAM, che ipotizza le sezioni estreme del maschio parzializzate, trascurando la resistenza a trazione normalmente ai letti di malta. Viceversa le analisi ad elementi finiti della U.R. di Genova sono state svolte assumendo una resistenza a trazione dei letti di malta pari a  $0.1 \text{ N/mm}^2$ . Sebbene tale resistenza a trazione sia piuttosto bassa, essa può avere una notevole influenza sulla resistenza dei maschi nel caso in cui essi siano soggetti ad una compressione media paragonabile alla resistenza a trazione. E' opportuno osservare che entrambe le pareti A e D si trovano in una situazione analoga, in cui l'ultimo piano è assoggettato a carichi verticali relativamente modesti, che generano nei maschi compressioni medie prossime a  $0.1-0.2 \text{ N/mm}^2$ . Ci si attende che in tale situazione, una resistenza a trazione pari a  $0.1 \text{ N/mm}^2$  contribuisca significativamente a ridurre la parzializzazione delle sezioni, con un conseguente innalzamento sia della resistenza al ribaltamento che allo scorrimento. Per dare dei riscontri a questa ipotesi si sono calcolate le resistenze di singoli maschi soggetti a compressione costante e taglio crescente, con diverse condizioni di vincolo, utilizzando il modello ad elementi finiti dell'U.R. di Genova, paragonandole con quelle ottenute dalle formule semplificate utilizzate dal metodo SAM.

Con riferimento alla Fig. 84, si sono individuati alcuni pannelli murari caratterizzati da dimensioni geometriche simili a quelle dei maschi delle pareti A e D. La discretizzazione con elementi finiti a quattro nodi è stata eseguita mantenendo le dimensioni degli elementi uguali a quelle definite dalla U.R. di Genova. Successivamente i pannelli sono stati assoggettati ad una compressione media verticale costante e ad uno spostamento orizzontale ai nodi della base superiore secondo due diverse modalità. Nella prima, denominata con la sigla INC, si è imposto che i nodi al bordo orizzontale superiore della mesh fossero solidali in spostamento orizzontale e verticale (rotazione della base superiore impedita). Ogni pannello è stato quindi dapprima assoggettato al peso proprio e ad una distribuzione di forze verticali alla base superiore equivalente ad un carico distribuito di  $0.1 \text{ N/mm}^2$ .

Successivamente si è applicato uno spostamento orizzontale crescente al nodo master della base superiore. Nella seconda modalità, denominata con la sigla MEN, i nodi della base superiore sono stati resi solidali in spostamento orizzontale, ma non in verticale. I pannelli sono stati quindi assoggettati al peso proprio e ad una distribuzione di forze nodali verticali equivalenti ad una pressione verticale di  $0.1 \text{ N/mm}^2$ , e successivamente si è applicato uno spostamento orizzontale crescente al nodo master della base superiore. I parametri del legame costitutivo sono stati mantenuti in tutti i casi pari a quelli utilizzati dall'U.R. di Genova, e sono sintetizzati in Tab. 14. In tutti i casi le analisi ad elementi finiti hanno previsto una rottura per ribaltamento o pressoflessione dei maschi. La Tab. 15 raccoglie i dati principali dei casi analizzati. Accanto ai parametri geometrici  $H$ ,  $h'$ ,  $D$ ,  $d'$  (lo spessore della muratura è stato mantenuto costantemente pari a  $57 \text{ cm}$ ), viene anche riportato il valore della compressione verticale media  $\sigma_{med}$  a metà altezza del maschio.

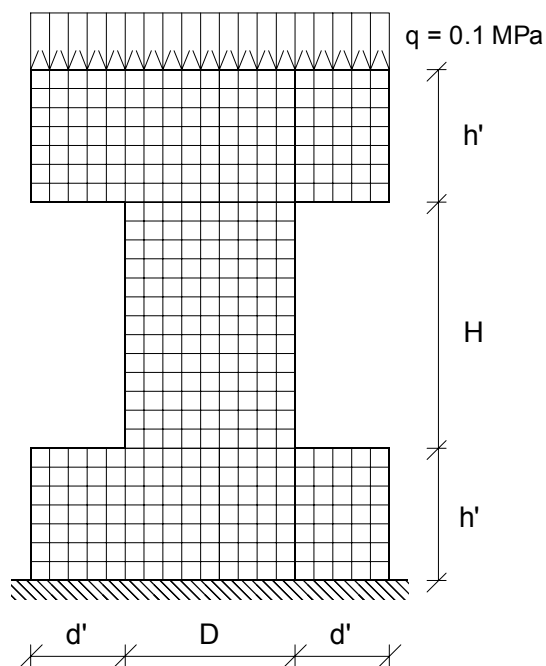


Fig. 84 - Geometria dei pannelli analizzati.

Tab. 14: Parametri meccanici delle analisi ad elementi finiti.

$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{mr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{mr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\mu$	$\tau_{br}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{br}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta_m$	$\beta_b$
2500	250	0.2	0.1	0.5	0.6	2.4	0.8	0.3

Tab. 15: Analisi su pannelli - sintesi dei parametri geometrici e dei risultati.

Pannello	Condiz. al contorno	H (cm)	h' (cm)	D (cm)	d' (cm)	$\sigma_{med}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$V_{max, EF}$ (kN)	$V_{max, SAM}$ (kN)	$V_{max, EF} / V_{max, SAM}$
ma1s	INC	340	0	215	0	0.100	136.2	95.5	1.426
ma2	INC	340	175	168	120	0.181	110.9	90.0	1.232
ma2s	INC	340	0	168	0	0.100	85.5	58.3	1.466
me1	MEN	340	175	215	120	0.235	94.6	80.5	1.175
me1s	MEN	340	0	215	0	0.165	76.4	58.6	1.304
me2	MEN	340	175	168	120	0.245	60.9	51.1	1.192
me2s	MEN	340	0	168	0	0.165	48.0	35.8	1.341

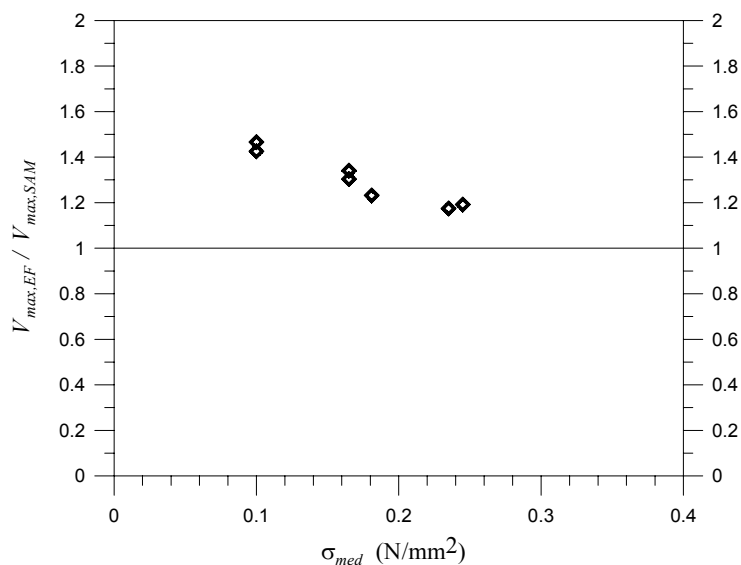


Fig. 85 - Rapporti fra le resistenze calcolate dei pannelli di Tabella 15.

Le ultime tre colonne riportano i valori di  $V_{max, EF}$ , ovvero il massimo taglio (somma delle reazioni nodali alla base inferiore) ricavato dall'analisi ad elementi finiti, di  $V_{max, SAM}$ , ovvero il taglio associato alla resistenza a pressoflessione secondo le ipotesi del metodo SAM, ed il rapporto  $V_{max, EF} / V_{max, SAM}$ . Come si può notare, nell'intervallo di compressione media 0.1-0.25 N/mm<sup>2</sup> le formule semplificate del metodo SAM producono una resistenza dei maschi sensibilmente inferiore a quella calcolata con il modello ad elementi finiti. Questa differenza decresce al crescere del valore della compressione media (Fig. 85), ed è da ascrivere al ruolo della resistenza a trazione della muratura normalmente alle sezioni.

Le osservazioni appena riportate consentono di spiegare come la resistenza calcolata per le pareti A e D dalla U.R. di Genova (rispettivamente  $V_{max}/W_{TOT} = 0.468$  e  $0.352$ ) sia ben maggiore di quanto compatibile con la resistenza interpiano dell'ultimo piano calcolata secondo i criteri di resistenza semplificati utilizzati dal SAM (Tab. 9 e Tab. 13). Si aggiunga a ciò che il criterio semplificato di resistenza a scorrimento del metodo SAM, anch'esso basato su un'ipotesi di sezione parzializzata non reagente a trazione, può contribuire ad abbassare ulteriormente la resistenza interpiano. Considerando infatti i pannelli di Tab. 15, il calcolo del taglio resistente a scorrimento risulterebbe per diversi di essi inferiore a quello per pressoflessione, come riportato in Tab. 16. Si comprende allora come nelle analisi ad elementi finiti le forze orizzontali possano crescere fino ad innescare la crisi delle fasce, laddove nel metodo SAM la crisi dei maschi dell'ultimo piano impedisce di arrivare ad attivare questo tipo di risposta.

Tab. 16: Taglio resistente per pressoflessione ( $V_{prf,SAM}$ ) e taglio resistente per scorrimento ( $V_{scor,SAM}$ ) secondo le formule semplificate del SAM.

Pannello	Condiz. al contorno	H (cm)	h' (cm)	D (cm)	d' (cm)	$\sigma_{med}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$V_{prf,SAM}$ (kN)	$V_{scor,SAM}$ (kN)
ma1s	INC	340	0	215	0	0.100	95.5	74.7
ma2	INC	340	175	168	120	0.181	90.0	85.8
ma2s	INC	340	0	168	0	0.100	58.3	47.4
me1	MEN	340	175	215	120	0.235	80.5	71.8
me1s	MEN	340	0	215	0	0.165	58.6	69.3
me2	MEN	340	175	168	120	0.245	51.1	47.6
me2s	MEN	340	0	168	0	0.165	35.8	43.7

Le considerazioni appena esposte possono ritenersi in buona parte valide anche per il confronto fra i risultati del metodo MAS3D dall'U.R. della Basilicata e quelli dell'U.R. di Genova. Infatti nel MAS3D si assume la muratura non resistente a trazione, e i risultati prodotti per le pareti A e D vedono la crisi dell'ultimo piano per valori di forze sismiche sensibilmente inferiori a quelli raggiunti dalle analisi dell'U.R. di Genova.

Dal punto di vista delle conseguenze applicative delle differenze appena discusse, è possibile aggiungere un breve commento. Da un lato, esistono diversi validi motivi che spingono a trascurare, nel calcolo, la resistenza a trazione della muratura e a considerare come reagenti unicamente le zone compresse. La forte aleatorietà e le considerevoli difficoltà nella determinazione sperimentale della resistenza a trazione ne rendono difficile la quantificazione. Trascurare la resistenza a trazione spesso semplifica il calcolo consentendo di restare dal lato della sicurezza. Tali considerazioni sono ancor più fondate in ambito sismico, dove le analisi non lineari di tipo monotono dovrebbero utilizzare valori dei parametri meccanici opportunamente ridotti per tenere conto dell'eventuale degrado ciclico. Tuttavia, porsi dal lato della sicurezza non necessariamente porta alla previsione di meccanismi di risposta realistici, e l'effettiva capacità resistente può essere sottostimata in modo eccessivo. Per quel che riguarda il metodo SAM, i confronti finora svolti mostrano che il metodo tende, in alcuni casi, a prevedere un meccanismo di piano debole al piano più alto, fornendo una previsione fortemente cautelativa della capacità resistente della parete. Anche se è possibile ipotizzare una correzione dei criteri di resistenza per rendere il metodo più obiettivo in questi casi, si ritiene comunque che nella sua versione attuale il metodo produca mediamente risultati soddisfacenti e che possa essere utilizzato con profitto nelle applicazioni.

## 6. CONCLUSIONI E FUTURI SVILUPPI

*Guido Magenes*

Nel presente lavoro si è presentato un possibile approccio all'analisi non lineare statica equivalente di edifici in muratura soggetti all'azione sismica. La proposta del metodo è stata corredata da considerazioni critiche sullo stato dell'arte dei modelli a macroelementi (gli unici che al momento consentono l'analisi di interi edifici) e da numerose applicazioni e confronti. Alla luce di quanto riportato, si ritiene di poter affermare che la modellazione non lineare è ormai uno strumento che potenzialmente è alla portata degli strumenti di calcolo di qualunque studio professionale, anche per la modellazione di interi edifici. I modelli a macroelementi proposti dall'Università di Pavia (SAM) e dall'Università della Basilicata (MAS3D) sono stati infatti utilizzati per modellare tridimensionalmente strutture di notevoli dimensioni, senza per questo richiedere oneri computazionali eccessivi.

I limiti della modellazione a macroelementi consistono principalmente nella difficoltà a discretizzare compiutamente strutture geometricamente molto intricate ed irregolari, in cui l'individuazione di macroelementi "maschio", "fascia", "nodo" può essere ardua ed alquanto arbitraria, e nella inevitabile semplificazione che consegue all'uso di un numero ridotto di gradi di libertà. Tuttavia, si è verificato che, laddove la discretizzazione a macroelementi è praticabile, è possibile ottenere risultati molto soddisfacenti.

Il metodo SAM qui proposto, basato su una idealizzazione a telaio equivalente delle strutture murarie, ha dimostrato di prevedere la resistenza ultima di pareti e di edifici in modo sostanzialmente affidabile. I limiti intrinseci della formulazione a telaio, quali ad esempio la mancata riproduzione del cinematismo di "sollevamento" del maschio nel caso di rottura per ribaltamento, o la rigidità costante degli elementi in fase elastica, non sembrano influenzare in modo evidente i risultati, sulla base delle analisi e dei confronti finora eseguiti. In un certo senso si ritiene di poter affermare che i pregi del modello prevalgono sui limiti associati alla cruda idealizzazione a telaio equivalente e ai legami costitutivi lineari a tratti. Tali pregi sono conseguenza dei requisiti di partenza presi in considerazione per lo sviluppo del modello (cfr. il capitolo 1). Tra di essi si ritiene che il più importante sia l'attenzione alla definizione dei criteri di rottura necessari per tutti gli elementi strutturali in questione. Tale requisito costituisce la garanzia più importante per evitare grossolane sovrastime della resistenza. Si è tra l'altro messo in evidenza nel corso di questo lavoro come alcuni metodi proposti per l'analisi della resistenza delle pareti murarie alle azioni sismiche siano manchevoli sotto questo punto di vista (ci si riferisce a parte dei metodi che si basano sull'ipotesi di comportamento monolatero o "no tension" del materiale).

Si è posta inoltre in evidenza la dipendenza dei risultati delle analisi dalla resistenza e dalla rigidità degli elementi di accoppiamento (fasce murarie, cordoli), sottolineando d'altra parte la sostanziale mancanza di riferimenti sperimentali che

diano indicazioni sul comportamento non lineare delle fasce murarie soggette ad azioni sismiche. Questo fatto ribadisce ulteriormente i limiti dei metodi di analisi non lineare semplificata basati sul “meccanismo di piano” (POR e derivati) in cui il problema della sollecitazione e della deformazione degli elementi di accoppiamento non può essere affrontato compiutamente. La modellazione globale a telaio equivalente (o in generale, a macroelementi) supera questi limiti senza richiedere oneri computazionali significativamente maggiori. In questa fase della ricerca, al di là dell’auspicare lavori sperimentali che forniscano dei riferimenti chiari sul comportamento non lineare delle fasce murarie, si può comunque osservare come il metodo SAM consenta di variare agevolmente le ipotesi di comportamento post-elastico degli elementi in modo da confrontare i risultati ottenibili con le ipotesi più cautelative e quelli ottenibili con le ipotesi ritenute più realistiche.

L’implementazione corrente del SAM consente inoltre di modellare agevolmente, ancorché in modo semplificato, il comportamento non lineare di elementi strutturali di accoppiamento diversi dalla muratura, quali eventuali cordoli in cemento armato.

I confronti fra le analisi con il metodo SAM ed analisi agli elementi finiti hanno inoltre mostrato che, mediamente, il metodo semplificato può dare risultati soddisfacenti non solamente per quel che riguarda la capacità di previsione della resistenza ultima, ma anche per quel che riguarda la previsione dei meccanismi e la risposta globale in termini di deformabilità dell’edificio. Ciò rende il metodo SAM indicato per le applicazioni nell’ambito di metodi di verifica basati sugli stati limite prestazionali (cfr. FEMA 273, [21]), secondo le più recenti tendenze delle normative sismiche di ultima generazione. In tal senso si stanno elaborando procedure di verifica sismica basate sull’impiego dell’analisi non lineare statica equivalente, che a partire da un input sismico definito sotto forma di spettri di risposta in accelerazione o in spostamento consentano di stimare il livello della risposta di un edificio (Magenes, 2000 [36]).

Per concludere, si rileva che, nel caso del programma SAM, lo sviluppo di un opportuno software di pre- e post-processamento dei dati, ovvero di un’interfaccia utente adeguata agli standards dei moderni codici di calcolo commerciali, sarebbe sufficiente a rendere il programma direttamente utilizzabile nella pratica professionale per l’analisi della risposta globale di interi edifici.



## BIBLIOGRAFIA

- [1] AA.VV., "Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici" Regione dell'Umbria, DEI Tipografia del Genio Civile, 1999
- [2] ABRUZZESE, D., COMO, M., LANNI, G., "On the lateral strength of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections", 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Ed. Balkema, 1992, pp.4525-4530.
- [3] ANTHOINE, A., MAGENES, G., MAGONETTE, G. , "Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls", Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1995, pp. 1657-1662.
- [4] ATC 43, "Evaluation and Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Buildings", Draft, June 1997.
- [5] BENEDETTI, D., TOMAŽEVIC, M., 1984, "Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura", *Ingegneria Sismica*, vol. I, n.0.
- [6] BINDA, L., TIRABOSCHI, C., MIRABELLA ROBERTI, G., BARONIO, G., CARDANI, G., "Measuring masonry material properties: detailed results from an extensive experimental research", *Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype*, Report 5.0 - G.N.D.T., June 1995.
- [7] BRAGA, F., DOLCE, M., "Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici", Proc. Of the 6<sup>th</sup> I.B.Ma.C., Roma, 1982, pp.1088-1099.
- [8] BRAGA, F., LIBERATORE, D., "A finite element for the analysis of the response of masonry buildings", Proc. of the 5<sup>th</sup> North American Masonry Conference, Urbana, 1990, pp. 201-212.
- [9] BRAGA, F., LIBERATORE, D., SPERA, G., "A computer program for the seismic analysis of complex masonry buildings" in G.N. Pande & J. Middleton (eds.) *Computer methods in structural masonry -4, Proc. of the Int. Symp.*, E&FN Spon, London, 1998, pp.309-316.
- [10] BRENCICH, A., LAGOMARSINO, S., "Un modello a macroelementi per l'analisi ciclica di pareti murarie", 8° Congresso ANIDIS, Taormina, Vol. 1, 1997, pp. 319-326.
- [11] BRENCICH, A., LAGOMARSINO, S., "A macro-element dynamic model for masonry shear walls", in G.N. Pande & J. Middleton (eds.) *Computer methods in structural masonry -4, Proc. of the Int. Symp.*, E&FN Spon, London, 1998, pp.67-75.
- [12] CALDERONI, B., MARONE, P., PAGANO, M., "Modelli per la verifica statica degli edifici in muratura in zona sismica", *Ingegneria sismica*, n. 3, 1987, pp.19-27.
- [13] CALDERONI, B., LENZA, P., PAGANO, M., "Attuali prospettive per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", Atti del 4° Congresso Nazionale ANIDIS, Milano, 1989.
- [14] CEN - ENV 1996-1-1 Eurocodice 6: Progettazione delle strutture in muratura. Parte 1-1: Regole generali per gli edifici - Regole per la muratura armata e non armata, vers. giugno 1995, pubbl. da UNI nel marzo 1998.
- [15] COMO, M., GRIMALDI, A., "An unilateral model for the limit analysis of masonry walls", International Congress on "*Unilateral Problems in Structural Analysis*", Ravello, Springer Ed., 1985.
- [16] D.M. 16/1/96, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", Ministero dei Lavori Pubblici, 1996
- [17] D.M. 20/11/87, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento", Ministero dei Lavori Pubblici, 1987.

- [18] D'ASDIA, P., VISKOVIC, A., "L'analisi sismica degli edifici in muratura", *Ingegneria Sismica*, Anno XI, N.1, 1994, pp. 32-42.
- [19] DOLCE, M., "Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti", Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989.
- [20] DT2, Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura. Regione Autonoma Friuli Venezia-Giulia, Aprile 1978.
- [21] FEMA 273, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", October 1997.
- [22] FUSIER, F., VIGNOLI, A., "Proposta di un metodo di calcolo per edifici in muratura sottoposti ad azioni orizzontali", *Ingegneria Sismica*, Anno X, N.1, 1993.
- [23] GAMBAROTTA, L., LAGOMARSINO, S., "Sulla risposta dinamica di pareti in muratura", Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed. Bologna, 1996.
- [24] GAMBAROTTA, L., LAGOMARSINO, S., "Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum models and its applications", *Earthq. Engin. and Struct. Dyn.*, Vol. 26, 1997, pp.441-462.
- [25] GIUFFRÉ, A. (a cura di), "Sicurezza e conservazione dei centri storici – Il caso Ortigia", Editori Laterza, 1993.
- [26] GIUFFRÉ, A., PAGNONI, T., TOCCI, C., "In-plane seismic behaviour of historical masonry walls", Proc. Of the 10<sup>th</sup> IB<sup>2</sup>.Ma.C., Calgary, 1994, pp. 263-272.
- [27] GIUFFRÉ, A., CAROCCI, C. (a cura di), "Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo", Laterza, 1999.
- [28] HEYMAN, J., "Coulomb's memoir on statics – An essay in the history of civil engineering" Imperial College Press, 1997
- [29] JOSSA, P., SALZANO DE LUNA, N., "Il criterio della biella compressa per la verifica sismica di pannelli murari", *L'Industria delle Costruzioni*, Dicembre 1982, pp. 59-67.
- [30] JOSSA, P., ESPOSITO, A., SALZANO DE LUNA, N., "Analisi di pannelli murari", *L'Industria delle Costruzioni*, Novembre 1983, pp.49-56
- [31] LIBERATORE, D., (a cura di), "Progetto Catania – Indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura", CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 2000, 261 pp.
- [32] MAGENES, G., CALVI, G.M., "In-plane seismic response of brick masonry walls", *Earthq. Engin. and Struct. Dyn.*, Vol. 26, 1997, pp. 1091-1112
- [33] MAGENES, G., CALVI, G.M., "Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie", Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed. Bologna, 1996.
- [34] MAGENES, G., DELLA FONTANA, A., "Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings", *Proc. of the British Masonry Society*, Vol. 8, October 1998, pp. 190-195.
- [35] MAGENES, G., KINGSLEY, G., CALVI, G.M. "Static testing of a full-scale, two-storey masonry building: test procedure and measured experimental response". In "Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype – Numerical prediction of the experiment". CNR-GNDT, Report 3.0, 1995.

- [36] MAGENES, G., "A Method for Pushover Analysis in Seismic assessment of Masonry Buildings", Atti della 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, Auckland, New Zealand, 2000.
- [37] MEZZINA, M., DENTAMARO, C., "Adeguamento e miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria", Cap. 13 del "Commentario al D.M. 16.01.1996 e alla Circ. n. 65/AA.GG. del 10.04.1997 del Min. LL.PP.", ANIDIS-SSN, Lamisco ed. Potenza, 1998.
- [38] MONDKAR, D.P., POWELL, G.H., "ANSR-I General Purpose Computer Program for Analysis of Nonlinear Structural Response" Report EERC 75-37, University of California Berkeley, 1975.
- [39] TOMAŽEVIC, M., "The computer program POR", Report ZRMK, 1978 (in Sloveno).
- [40] TOMAŽEVIC, M., "Earthquake -resistant design of masonry buildings", Series on Innovation in Structures and Construction, Vol. 1, Imperial College Press, London, 1999
- [41] TOMAŽEVIC, M., WEISS, P., "A rational, experimentally based method for the verification of earthquake resistance of masonry buildings", Proc. of the 4<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, Vol. 2, 1990, pp. 349-359.
- [42] TURNŠEK, V., CACOVIC, F., "Some experimental results on the strength of brick masonry walls", Proc. of the 2nd Intern. Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent, 1971, pp. 149-156.
- [43] TURNŠEK, V., SHEPPARD, P., "The shear and flexural resistance of masonry walls", Proc. of the Intern. Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, 1980, pp. 517-573.