

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE  
INDIRIZZO STRUTTURE**

**DISTART**

**Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti,  
delle Acque, del Rilevamento, del Territorio.**

**TESI DI LAUREA  
in  
Riabilitazione Strutturale**

**MODELLI RETICOLARI PER L'ANALISI  
PUSHOVER DI STRUTTURE MURARIE**

Candidato:  
**Marco Paganelli**

Relatore:  
**Chiar.mo Prof. Andrea Benedetti**

Anno Accademico 2006-2007

Sessione II

# INDICE

<b>CAP. 1 STRUTTURE IN MURATURA .....</b>	<b>1</b>
1.1 Introduzione.....	1
1.2 Costruzioni in muratura e sismicità .....	2
1.3 Qualità e caratteristiche del materiale muratura .....	5
1.4 Caratteristiche degli elementi costituenti la muratura.....	7
1.4.1 Elementi in laterizio .....	7
1.4.2 Malta.....	9
1.5 Tecniche moderne .....	10
1.6 Modello costitutivo.....	13
1.7 Procedimento di omogeneizzazione .....	15
1.8 Concezione di un edificio.....	15
1.8.1 Muri di controvento .....	17
1.8.2 Disposizione dei maschi murari .....	19
1.9 Meccanismi di primo e secondo modo .....	20
1.10 Comportamento scatolare .....	22
1.11 Soluzioni architettoniche per conferire scolarità .....	26
1.11.1 Cordolature.....	26
1.11.2 Incatenamenti .....	27
1.11.3 Simmetria planimetrica .....	29
1.12 Caratteristiche generali degli edifici.....	30
<b>CAP. 2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA .....</b>	<b>33</b>
2.1 Introduzione.....	33
2.2 Stati tensionali monoassiali .....	33
2.2.1 Resistenza a compressione .....	34
2.2.2 Relazioni empiriche per la resistenza a compressione .....	43
2.2.3 Resistenza a trazione .....	45
2.3 Stati tensionali complessi .....	46

2.4 Parete soggetta a compressione e taglio .....	49
2.4.1 Azioni nel piano medio .....	50
2.5 Grado di svincolamento di un pannello murario .....	51
2.6 Stati limite ultimo e di esercizio .....	53
2.7 Rottura per pressoflessione .....	55
2.7.1 Stato limite d'esercizio .....	56
2.7.2 Stato limite ultimo .....	57
2.7.3 Confronto con l'analisi limite.....	60
2.8 Rottura per taglio.....	63
2.8.1 Criterio della resistenza a trazione convenzionale .....	66
2.8.2 Criterio di Mohr-Coulomb .....	67
2.8.3 Diagramma d'interazione .....	70
2.9 Azione tagliante ciclica su muratura non armata .....	71

### **CAP. 3 METODI DI ANALISI E MODELLAZIONE STRUTTURALE .... 73**

3.1 Introduzione .....	73
3.2 Classificazione sismica .....	74
3.3 Criteri generali di progetto .....	76
3.3.1 Regolarità in pianta .....	77
3.3.2 Regolarità in altezza .....	78
3.3.3 Edificio semplice .....	80
3.4 Metodi di analisi per le costruzioni in muratura .....	81
3.4.1 Analisi statica non lineare .....	83
3.5 La modellazione strutturale.....	86
3.6 Strategie di modellazione: lo stato dell'arte .....	88
3.7 Analisi limite dell'equilibrio elastico .....	90
3.8 Modellazione bidimensionale .....	93
3.8.1 Modellazione di dettaglio ad elementi finiti .....	94
3.9 Modellazione monodimensionale .....	96
3.9.1 Modelli a puntone equivalente .....	96
3.9.2 Il Metodo Por .....	98

3.10 Metodi semplificati a telaio equivalente .....	100
3.10.1 Modello a macroelementi (Università di Genova) .....	102
3.10.2 Il Metodo Sam (Università di Pavia) .....	111
3.10.2.1 Elemento maschio .....	115
3.10.2.2 Elemento fascia .....	118

#### **CAP. 4 ANALISI STATICA NON LINEARE CON MODELLO**

<b>RETICOLARE .....</b>	<b>125</b>
4.1 Introduzione.....	125
4.2 Descrizione del metodo .....	126
4.3 Il modello reticolare equivalente .....	129
4.3.1 Dimensionamento delle bielle equivalenti .....	130
4.4 Il ruolo delle simulazioni numeriche ad elementi finiti .....	134
4.4.1 Criterio di rottura di Mohr Coulomb .....	136
4.5. Costruzione della curva di capacità .....	139
4.6 Distribuzioni di forze in analisi pushover .....	141
4.7 La problematica delle fasce di piano .....	144
4.7.1 Funzionamento meccanico delle fasce .....	147
4.7.2 Modelli di calcolo delle fasce di piano .....	149

#### **CAP. 5 APPLICAZIONI DEL MODELLO RETICOLARE .....**

<b>155</b>	
5.1 Introduzione.....	155
5.2 Caso studio 1: La sperimentazione di Pavia .....	158
5.2.1 Modello continuo omogeneo .....	162
5.2.2 Analisi con modello reticolare .....	171
5.3 Caso studio 2: Analisi numerica di pareti in muratura (Salonikios) .....	182
5.3.1 Modello continuo omogeneo .....	186
5.3.2 Analisi con modello reticolare .....	192
5.4 Caso studio 3: Il Progetto Catania.....	200
5.4.1 Descrizione dell'edificio esaminato .....	200

5.4.2 Studio di dettaglio delle pareti: il modello omogeneo .....	204
5.4.3 Analisi con modello reticolare .....	209
<b>CAP. 6 ANALISI DI VULNERABILITA' CON IL METODO DELLO SPETTRO DI CAPACITA'</b> .....	<b>217</b>
6.1 Descrizione del C.S.M.....	217
6.2 Spettri di risposta della domanda: anelastici ed elastici sovrasmorzati .....	221
6.3 Curva di capacità e spostamento massimo .....	225
6.4 Applicazione del C.S.M al caso studio 3 .....	228
6.4.1 Spettri di Capacità .....	232
6.4.2 Spettri di Domanda .....	235
6.4.3 Valutazione di vulnerabilità sismica .....	240
<b>Bibliografia</b> .....	<b>245</b>

## INTRODUZIONE

Il comportamento di edifici in muratura soggetti ad azione sismica è tema sicuramente di grande interesse in quanto tali costruzioni costituiscono la maggior parte del patrimonio storico ed artistico italiano e sono quelle che hanno resistito maggiormente nel corso del tempo; si ricordano gli innumerevoli centri storici e borghi dislocati in tutto il territorio nazionale, oltre che alle tante città in cui la muratura è tuttora scelta come principale tecnica costruttiva anche per gli edifici ad uso residenziale.

La rilevante sismicità del territorio italiano ci pone di fronte ad una questione al momento ancora in fase di risoluzione: il comportamento degli edifici in muratura, nuovi od esistenti, sotto l'effetto di un evento sismico.

Sin dalla fine degli anni Settanta si è cercato un metodo per studiare questo tipo di problema che assicurasse una certa accuratezza nei risultati e contemporaneamente fornisse una semplicità d'uso che rendesse la parte computazionale non eccessivamente onerosa direttamente applicabile dal punto di vista professionale. L'analisi lineare, sebbene sia caratterizzata da maggiore semplicità di calcolo, è risultata, nel tempo, inadeguata e troppo carente nella veridicità della previsione della risposta sismica della struttura. Si è così sviluppata, a seguito delle suddette esigenze, lo studio di un'analisi statica non lineare (denominata anche "pushover analysis") come strumento per modellare la risposta ad azioni di tipo sismico.

Nell'ultimo decennio nell'ambito dello studio delle strutture in muratura, sono stati fatti grandi progressi nel campo delle analisi ad elementi finiti: si è giunti alla definizione di raffinati modelli che, confrontati con le indispensabili prove sperimentali, hanno portato a risultati estremamente soddisfacenti per quel che riguarda l'accuratezza della previsione della risposta sismica. D'altra parte, a questa maggiore precisione non si accompagna la semplicità d'uso necessaria. Per questo motivo, negli ultimi anni, si è posta l'attenzione sullo sviluppo di metodi basati su una discretizzazione che consentisse una diminuzione dell'onere computazionale, ed è proprio in tale ambito che si inserisce il presente lavoro.

In quest'ottica si cerca di proporre un metodo semplificato che si basa su un **modello reticolare equivalente** per l'analisi non lineare di edifici in muratura. Tale metodo mira alla valutazione della risposta sismica 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. Nel modello semplificato la parte deformabile dei telai rappresentativi delle pareti murarie viene concepita come un insieme di aste pendolo (bielle) organizzate in montanti verticali e diagonali incrociate. . Il comportamento non lineare si evidenzia considerando le aste del reticolo (ad eccezione di quelle rappresentative di cordoli e piattabande in c.a.) come elementi a resistenza unilaterale e bilaterale, tali cioè da contrastare l'eventuale avvicinamento degli estremi rispetto alla configurazione indeformata e viceversa, nel primo dei due casi, di non esplicitare alcuna resistenza in caso di allontanamento; nel secondo caso viene invece attribuito un valore (es. 1/10 della resistenza a compressione), alla resistenza a trazione dei montanti murari verticali.

Tale metodo, seguendo quanto proposto dal Prof. Ing. P. Lenza (DAPS, Università di Napoli Federico II) nella rivista *Ingegneria Sismica*, 1/1989, descrive il reale comportamento del materiale; non crea una legge simbolica elastoplastica, in quanto opera alla radice del problema: la plasticità, intesa come spostamenti in aumento a parità di incrementi di forza, è descritta dalla variazione della geometria resistente prodotta dal comportamento unilaterale o bilaterale (non simmetrico) della muratura.

Nel primo capitolo sono esposti i concetti fondamentali di risposta sismica di edifici in muratura, definendo i meccanismi di collasso (primo e secondo modo) e l'importanza dei collegamenti tra pareti ortogonali (comportamento scatolare).

Nel secondo invece si affronterà l'aspetto del comportamento meccanico della muratura analizzando in modo particolare una parete soggetta a compressione e taglio. Verranno pertanto illustrati i principali meccanismi di crisi di un pannello murario quali la crisi per taglio e per presso flessione.

Nella prima parte del terzo capitolo è trattata l'analisi sismica di edifici in muratura con riferimento anche all'aspetto normativo, illustrando i criteri generali di progetto; nell'ultima parte invece sono introdotti i vari tipi di modellazioni utilizzabili per la verifica e la progettazione antisismica di strutture murarie, descrivendo le principali strategie di modellazione (monodimensionale e bidimensionale) attualmente in uso, quali la modellazione di dettaglio ad elementi finiti e metodi semplificati a telaio equivalente (SAM, Metodo a macroelementi).

Di seguito, nel quarto capitolo, verrà presentato il Modello reticolare oggetto di studio, esponendo le principali considerazioni svolte ed i riferimenti alle sperimentazioni utilizzati come indispensabile riferimento nella stesura del metodo. Si analizzerà il metodo di analisi scelto (analisi statica non lineare) in particolare, in termini di definizione di curva di capacità e di distribuzione di forze da adottare per l'analisi. In conclusione al quarto capitolo si riporta una parentesi riguardante il comportamento delle fasce di piano, per le quali la disponibilità di teorie e sperimentazioni è assai scarsa; tuttavia esse, sebbene siano i montanti murari a costituire il principale sistema resistente, possono influenzare in modo considerevole la risposta sotto azione sismica di un edificio, tanto più quanto maggiore è il numero di piani.

Il quinto capitolo sarà dedicato all'applicazione del metodo. Saranno descritti i procedimenti di calcolo, eseguiti tramite il codice di calcolo commerciale Straus7, attraverso cui è stata effettuata l'analisi incrementale su pareti multipiano. In particolare si riportano i risultati di tre casi studio esaminati confrontando i risultati con quelli disponibili in letteratura e con quelli ottenuti dall'analisi di dettaglio ad elementi finiti.

Nel capitolo conclusivo si presenta infine il Metodo dello Spettro di Capacità, che consiste nel confronto tra la domanda del terremoto, rappresentata attraverso gli spettri di risposta di accelerazione e spostamento, e la curva di capacità della struttura. Tale metodo segue la riformulazione proposta da Fajfar (2000) del cosiddetto Capacity Spectrum Method, introdotto precedentemente da Freeman. Il metodo dello spettro di capacità, nella sua formulazione originale, è stato adottato dalla normativa statunitense ATC 40, mentre la versione presentata nella norma

italiana deriva, con alcune correzioni, in particolare per gli edifici in muratura, da quella contenuta nella nuova versione dell'Eurocodice 8, secondo l'impostazione di Fajfar.

Le conclusioni a cui si è giunti possono costituire, un fondamento logico per la raffinazione di metodi di calcolo che, mantenendo una essenziale semplicità e superando i limiti concettuali dei precedenti metodi, assicurino risultati sempre più soddisfacenti e compatibili con il lavoro dei progettisti, nel rispetto della crescente richiesta di accuratezza da parte delle moderne normative antisismiche.

# CAPITOLO 1

## STRUTTURE IN MURATURA

### 1.1 Introduzione

Gli edifici in muratura costituiscono la maggior parte delle costruzioni oggi presenti sia in Italia, sia nel resto dell'Europa, senza dimenticare vaste aree dell'Asia e del sud America e rappresentano uno degli elementi determinanti e fondamentali nell'ambito della storia dell'architettura.

All'espressione edificio in muratura possono essere associate forme di edilizia molto diverse fra loro a cui corrispondono differenti comportamenti sismici: la varietà di tipologie è principalmente legata a caratteri tecnologici che generalmente dipendono dal sito di costruzione, dall'epoca storica e dalla destinazione d'uso originaria. D'altra parte, pur con materiali diversi e diverse proporzioni geometriche tra gli elementi, è possibile riconoscere comportamenti comuni alla maggior parte di ciò che si raggruppa nella categoria degli edifici in muratura.

In passato l'uomo ha costruito utilizzando in maniera quasi esclusiva due sole tecniche costruttive; l'una relativa all'uso della muratura, l'altra relativa all'uso del legno. Utilizzando questi due materiali, distintamente o congiuntamente sono state realizzate opere che per grandiosità o raffinatezza costruttiva devono essere considerate come esempi difficilmente comparabili; basti pensare agli innumerevoli centri storici e borghi sparsi in tutto il territorio nazionale tra cui si annoverano edifici di incalcolabile valore artistico e storico.

Si può affermare che, per molti secoli la storia stessa delle costruzioni sia coincisa con quella delle costruzioni in muratura: l'acciaio ed il cemento armato

come materiali per costruzioni civili, infatti, hanno fatto la loro apparizione solo a metà dell'Ottocento.

## **1.2 Costruzioni in muratura e sismicità**

La possibilità che si verifichi un terremoto deve essere considerata come un'importante aspetto da tenere in conto nella fase di progettazione di un edificio in zona sismica. Questo aspetto deve essere preso in considerazione fin dalle prime fasi dello sviluppo del progetto dell'edificio in modo da consentire la definizione di un modello strutturale che, a fronte di costi accettabili, sia in grado di soddisfare i requisiti fondamentali, ossia il requisito di non-collasso e il requisito di limitazione del danno.

Naturalmente la salvaguardia delle persone presenti in tali edifici resta l'aspetto umano indubbiamente primario tuttavia è comunque altrettanto importante la tutela del patrimonio edilizio dal punto di vista archeologico, storico, paesaggistico, legata alla presenza dell'uomo nel corso dei secoli.

Il comportamento di una struttura durante un terremoto dipende, oltre che dalle caratteristiche dell'azione sismica, dalla qualità della struttura stessa, che è funzione della tipologia strutturale, della procedura di progettazione, del dettaglio degli elementi strutturali e della cura della realizzazione.

Sono noti gli effetti catastrofici di terremoti avvenuti nel recente passato: si pensi a Messina nei primi anni del Novecento, al Friuli nel 1978 ed Irpinia nel 1980, fino ai più recenti sismi che colpirono l'Umbria e le Marche nel 1997 e il Molise nel 2002 per i quali disponiamo di maggiori testimonianze: sono note le immagini delle volte crollate all'interno della Basilica di San Francesco d'Assisi (figura 1.1), mentre sono ancora impressi nella memoria le conseguenze disastrose del terremoto dell'ottobre 2002 che colpì numerose cittadine del Molise e pose in evidenza la notevole vulnerabilità, soprattutto delle strutture pubbliche oltre che di quelle private (figure 1.2, 1.3). Gli effetti di questi eventi furono numerose perdite di vite umane e danni per decine di milioni di euro. Ma fornirono anche lo spunto per interrogarsi

sull'effettiva capacità degli edifici di sopportare terremoti di varia entità senza danni significativi alle strutture portanti o senza crolli.



**Fig. 1.1 – Volte della Basilica di San Francesco d'Assisi dopo l'evento sismico del 1997**



**Fig. 1.2 – Edificio ad uso residenziale dopo l'evento sismico in Molise del 2002**



Fig. 1.3 – Chiesa del Molise dopo l’evento sismico del 2002

In tutti gli eventi sismici studiati è stato riscontrato che la maggior parte degli edifici che hanno subito danni, dai meno gravi a quelli irreversibili quali i crolli, sono stati quelli in muratura portante. Questa osservazione dettata dall’esperienza, insieme alla notevole complessità e disomogeneità della muratura, possono creare un’immagine negativa della stessa come tecnica costruttiva in zona sismica, preferendole edifici con ossatura in acciaio o cemento armato.

E’ però con un esame più accurato che si può osservare come questa inadeguatezza si presenti, in realtà, per i vecchi edifici, fabbricati in epoche in cui le conoscenze e l’accuratezza nell’esecuzione erano limitate. I motivi di tale comportamento vanno cercati, pertanto, tra fattori quali:

- erronea concezione della struttura;
- progettazione poco accurata;
- utilizzo di materiali di scarsa qualità;
- errori di esecuzione nella fase di costruzione;
- scarsa o inesistente manutenzione;
- modifiche dell’edificio con alterazione dello schema statico originario della struttura.

Si può notare come nelle recenti costruzioni murarie si siano eliminati i suddetti fattori: le prestazioni della muratura appaiono, quindi, decisamente migliori e il comportamento di tali strutture, sollecitate ad azione sismiche, risulta soddisfacente. Pertanto, in un giudizio complessivo sulla muratura quale tecnica costruttiva, si possono evidenziare vantaggi, quali:

- facilità e rapidità di esecuzione rispetto alle costruzioni in cemento armato e acciaio;
- capacità di adattamento ambientale, richiesta soprattutto nei centri storici;
- durabilità nel tempo;
- ottime prestazioni per quanto riguarda la resistenza al fuoco, l'isolamento acustico e la risposta alle escursioni termiche;
- minore costo rispetto a cemento armato ed acciaio.

D'altra parte, confrontando la muratura con le altre due tecniche costruttive sopra citate, si evidenziano anche svantaggi, riassumibili come:

- minore resistenza a compressione rispetto al calcestruzzo;
- fragilità;
- scarsa duttilità;
- diminuzione della resistenza sotto carichi ciclici ripetuti, tipici di un evento sismico.

Queste caratteristiche negative possono essere mitigate attraverso un'attenta progettazione ed una corretta esecuzione, rendendo la muratura un'efficace e sicura tecnica costruttiva anche nei luoghi ad alta sismicità.

### **1.3 Qualità e caratteristiche del materiale muratura**

La muratura costituisce il primo materiale composito (blocchi di laterizio o di pietra e malta) impiegato nelle costruzioni. L'analisi della risposta di strutture murarie trova il primo ostacolo concettuale già nella definizione di parametri meccanici che descrivano adeguatamente la risposta globale della muratura, che,

come ben noto, è un materiale essenzialmente anisotropo con direzioni di scorrimento preferenziali. Per le murature esistenti si pone poi l'ulteriore difficoltà di conoscere o stimare la consistenza della malta e dei mattoni impiegati per la costruzione. In riferimento a queste ultime, la qualità muraria dipende prima di tutto dalla geometria e dalla disposizione delle pietre che le compongono. Pietre di dimensioni tali da interessare importanti porzioni dello spessore murario sono già garanzia di buona qualità.

Il peggior difetto di un muro risulta essere l'assenza di monoliticità trasversale, che avviene quando esso è costituito da piccoli ciottoli o da due facce esterne ordinatamente assemblate e da un disorganico riempimento dello spazio tra di esse (figura 2.4). Tale difetto esalta la fragilità del muro, che si rivela quando forze esterne agiscono ortogonalmente al suo piano.



**Fig. 1.4 – Due diversi tipi di sezione trasversale**

## **1.4 Caratteristiche degli elementi costituenti la muratura**

Con il termine “muratura” si intendono quelle tipologie di costruzioni caratterizzate da materiali formati da elementi resistenti, di varie forme, con connessioni di vario tipo o assente.

Gli elementi resistenti possono essere di diverse forme e di diversi materiali, in particolare:

- elementi in pietra
- elementi in laterizio
- elementi in calcestruzzo

La connessione, quando non è assente, è costituita da malta.

Le tecniche moderne prevedono l'utilizzo di elementi di forma generalmente parallelepipedica, posti in strati regolari e collegati con malta. L'evoluzione tecnologica ha permesso di ottenere, dal materiale, sempre maggiori prestazioni meccaniche, ignifughe, di isolamento termo-acustico e di durabilità.

La tipologia di muratura che viene presa in esame in questa sede è composta da laterizi e connessioni di malta, pertanto si partirà dall'osservazione di questi materiali.

### **1.4.1 Elementi in laterizio**

La materia prima degli elementi in laterizio è l'argilla, generalmente di tipo calcareo, che subisce i processi di omogeneizzazione, di formatura in plastico (con mezzi diversi a seconda della destinazione d'uso del laterizio) e, di seguito, viene sottoposta a cottura ad alte temperature (900-1000°C) che ne determinano l'indurimento.

Il prodotto così ottenuto è dotato di buona resistenza meccanica e di porosità. Alla porosità sono legati alcuni fattori importanti, quali:

- proprietà isolanti termo-acustiche
- resistenza al gelo
- impermeabilità

- aderenza della malta

Un laterizio ottimale dovrebbe essere privo di impurità, presentare grana fine e uniforme, facce piane, prive di cricche ma dotate di una certa scabrezza; non dovrebbe contenere più dello 0.05% di anidride solforica e deve resistere senza sfaldarsi all'acqua di mare e agli agenti atmosferici.

I laterizi oggi presenti sul mercato possono distinguersi tra “normali” e “alleggeriti”. I laterizi normali sono di materiale pieno, mentre quelli alleggeriti sono di materiale forato. Quest'ultima tipologia è, nella costruzione moderna, maggiormente utilizzata in quanto la foratura permette un maggior isolamento termico e un peso minore. La foratura può essere in direzione normale al piano di posa, quindi verticale, o in direzione parallela.

Possono essere presenti uno o due fori di grandezza maggiore che hanno lo scopo di facilitare la presa e in alcuni casi vengono utilizzati come alloggiamento per le armature (nel caso di muratura armata).

Le normative distinguono gli elementi in categorie in base alla loro foratura (orientamento e percentuale). Ad esempio il D.M. del 20/11/87 definisce tre classi per uso strutturale :

- |                      |                           |   |                          |
|----------------------|---------------------------|---|--------------------------|
| - elementi pieni     | $F/A \leq 15\%$           | e | $f \leq 9 \text{ cm}^2$  |
| - elementi semipieni | $15\% \leq F/A \leq 45\%$ | e | $f \leq 12 \text{ cm}^2$ |
| - elementi forati    | $45\% \leq F/A \leq 55\%$ | e | $f \leq 15 \text{ cm}^2$ |

dove:

F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

A è l'area lorda dalla faccia delimitata dal suo perimetro.

f è l'area media della sezione normale di un foro.

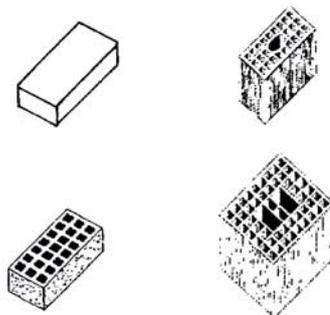


Fig. 1.5 - Esempi di elementi resistenti in laterizio

Il parametro più significativo per un laterizio è la resistenza a compressione. E' necessario distinguere fra il laterizio come materiale, che può avere una tensione media di rottura di  $130 \text{ N/mm}^2$ , dal laterizio come blocco o mattone da costruzione, che presenta una resistenza molto minore.

La resistenza caratteristica a compressione del laterizio da costruzione è denominata in normativa  $f_b$  (da "brick", mattone), si riferisce all'area lorda dalle faccia dell'elemento e si misura in direzione normale al piano di posa. La norma italiana fissa dei valori per  $f_b$  quali:

$$f_b = 2-3 \text{ N/mm}^2 \text{ per elementi con } F/A=50-55\% \text{ (elementi forati)}$$

$$f_b = 30-50 \text{ N/mm}^2 \text{ per elementi con } F/A=15-35\% \text{ (elementi semipieni)}$$

Le dimensioni dei laterizi variano molto a seconda dell'epoca e delle zone in cui sono realizzati in funzione della materia prima disponibile e della tecnologia dell'epoca.

### 1.4.2 Malta

La malta è una miscela di acqua, sabbia e legante. Si confezionano diversi tipi di malta a seconda del legante impiegato: tra i più comuni ricordiamo il cemento, la calce idraulica, la calce idrata e la pozzolana. Possono inoltre essere presenti additivi per ottenere prestazioni migliori come una maggiore lavorabilità o impermeabilizzazione.

La normativa italiana prevede una classificazione delle malte basata sulla loro resistenza media a compressione  $f_m$  (da “mortar”, malta):

- Malta M1 con  $f_m \geq 12 \text{ N/mm}^2$
- Malta M2 con  $f_m \geq 8 \text{ N/mm}^2$
- Malta M3 con  $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$
- Malta M4 con  $f_m \geq 2,5 \text{ N/mm}^2$

Per ognuna di queste classi è definita la corrispondente composizione e le proporzioni in volume di sabbia e legante.

Per strutture massicce il processo di maturazione e di presa della malta è disomogeneo nel corpo della muratura per la difficoltà di evaporazione dell'acqua nelle parti più profonde. Questa circostanza produce stati di coazione nella muratura che ne abbassano la resistenza, come ben sapevano i progettisti del passato, tanto che per strutture massicce veniva prescritta una precisa sequenza esecutiva tale da mantenere i diversi corsi di malta esposti all'aria per un tempo sufficiente a far esaurire la massima parte del processo d'indurimento.

Infine va ricordato che le malte dei giunti sono un punto di debolezza della muratura a causa degli agenti atmosferici che spesso riescono a dilavare i giunti di malta per profondità di diversi centimetri; in questi casi lo spessore strutturale della muratura viene profondamente ridotto.

## **1.5 Tecniche moderne**

Si distinguono tre principali tipologie di muratura strutturale presenti nell'architettura moderna e contemporanea:

- muratura semplice;
- muratura armata;
- muratura intelaiata.

La **muratura semplice**, o non armata, è costituita dall'insieme degli elementi resistenti, i laterizi, uniti fra loro tramite la malta. La disposizione dei laterizi può variare molto, in funzione delle esigenze architettoniche e prestazionali (figura 1.6).

In generale si tratta di un tipo di muratura dotata di scarsa resistenza a trazione, soprattutto in direzione normale ai giunti orizzontali, chiamati “letti di malta”. Questa caratteristica favorisce un comportamento a collasso piuttosto fragile che può essere contrastato, ad esempio, da cordoli o catene a livello di piano.

Nella **muratura armata** sono disposte armature verticali od orizzontali all’interno dello spessore murario. Per le armature verticali si possono utilizzare i fori presenti nel blocco di laterizio (figura 1.7 a) o creare, tramite una particolare disposizione dei conci, delle vere e proprie cavità in cui inserire le barre d’acciaio (figura 1.7 b). In entrambi i casi, alla disposizione dei ferri, segue un getto di malta o calcestruzzo. Per le armature orizzontali si può usufruire dello strato di malta che collega i laterizi (figura 1.7 c) oppure realizzare una muratura composta: pareti esterne di laterizio e parete interna di cemento armato (figura 1.7 d).

Le armature, che possono essere sia diffuse che concentrate, assorbono lo sforzo di trazione e consentono alla parete di resistere maggiormente a flessione per azioni sia parallele che ortogonali al piano della muratura, pertanto rendono la struttura più idonea a sopportare azioni orizzontali, come la sollecitazione sismica o il vento. Inoltre la presenza di armatura interna permette alla parete di mantenersi integra anche dopo la fase di fessurazione, il che comporta, in definitiva, un generale aumento della duttilità.

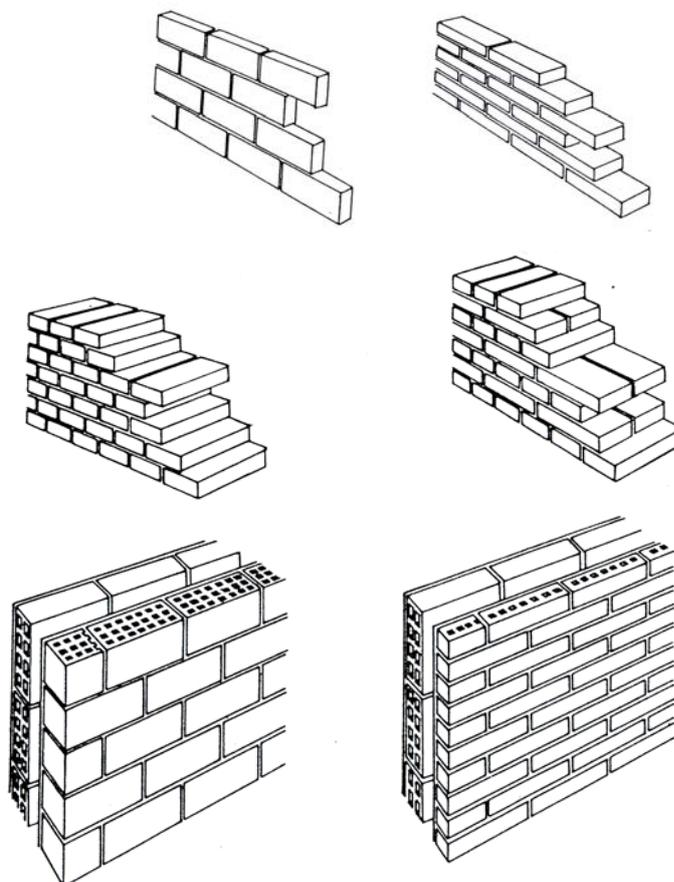


Fig. 1.6 – Esempi di disposizioni dei blocchi di laterizio

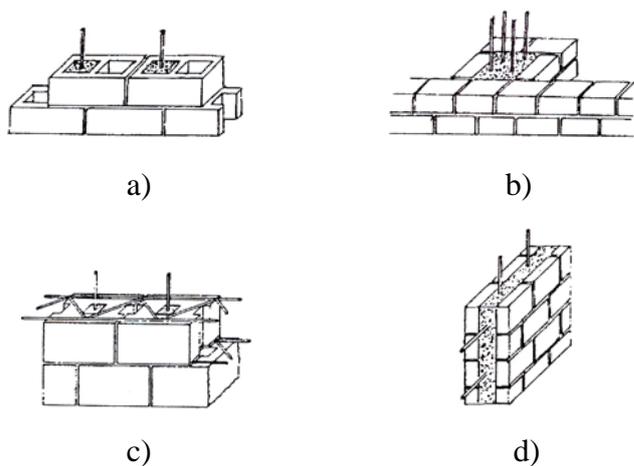


Fig. 1.7 – Esempi di posizionamento dei ferri nelle murature armate

La **muratura intelaiata** è composta dall'insieme di cordoli in cemento armato, orizzontali e verticali, collegati fra loro come elementi di telaio e che

racchiudono la muratura, formando con essa l'intero organismo resistente (figura 1.8). Una volta disposte le armature a telaio, viene effettuato il getto di calcestruzzo che ha anche la funzione di far aderire gli elementi murari ai cordoli. La muratura intelaiata è paragonabile ad una muratura armata con armatura concentrata in modo tale da creare dei veri e propri elementi di telaio. Le prestazioni sono simili a quelle fornite dalla muratura armata.

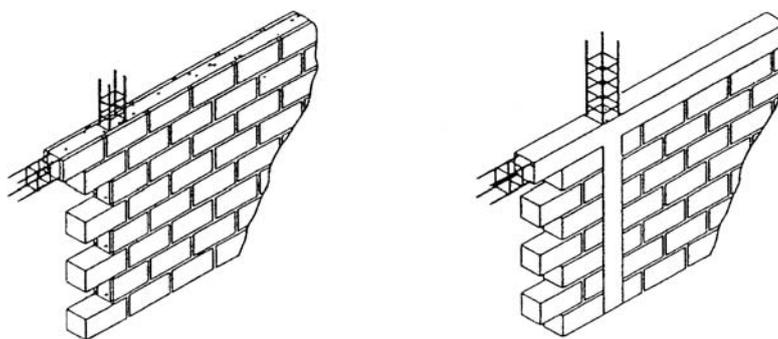


Fig. 1.8 – Esempi di muratura intelaiata

Nelle analisi e nelle applicazioni seguenti di questa sede, verrà presa in considerazione la muratura semplice, in quanto essa costituisce la tecnica costruttiva maggiormente utilizzata negli edifici esistenti.

## **1.6 Modello costitutivo**

Successivamente lo studio dei singoli componenti, si intende analizzare il comportamento meccanico della muratura quale unico elemento, al pari di cemento armato e acciaio. Esso è dettato dalle particolari caratteristiche che la contraddistinguono da ogni altro materiale da costruzione e che sono così riassumibili:

- disomogeneità;
- anisotropia;

- asimmetria di comportamento;
- non linearità del legame sforzi-deformazioni.

La **disomogeneità** si riferisce al fatto che la muratura è sostanzialmente composta da elementi resistenti e malta, i quali possono avere caratteristiche meccaniche molto diverse fra loro. Risulta quindi assai difficoltoso ricavare le proprietà della muratura a livello macroscopico dalla conoscenza delle proprietà dei singoli materiali.

L'**anisotropia** si riferisce alla differenza del comportamento della muratura tra le varie direzioni considerate. Dipende dalla disposizione dei diversi elementi e dalla loro proporzione. La muratura, in particolar modo quella moderna, possiede una grande regolarità in direzione orizzontale: si hanno elementi disposti in filari orizzontali collegati fra loro con giunti di malta continui, mentre i giunti verticali fra le teste dei laterizi risultano discontinui, per cui è evidente che il comportamento in direzione orizzontale risulta profondamente differente da quello in direzione verticale. Se inoltre sono presenti aperture, la direzionalità della muratura è ulteriormente accentuata e influenzata anche da queste ultime.

Con **asimmetria** si intende la notevole differenza di comportamento dei laterizi e della malta nei confronti di compressione o trazione: la resistenza a trazione risulta decisamente inferiore a quella a compressione. Un ruolo importante in questo senso viene giocato dall'interfaccia malta-laterizio, il quale possiede una resistenza a trazione addirittura minore di quella dei singoli elementi. Note comunque le caratteristiche meccaniche dei singoli elementi, la disomogeneità del materiale rende la resistenza a trazione della muratura a livello macroscopico una grandezza estremamente aleatoria.

La **non linearità** del legame sforzi-deformazioni del materiale muratura è la conseguenza delle caratteristiche fin qui elencate. Con qualsiasi tipo di sollecitazione la disomogeneità e l'anisotropia dei singoli elementi causano facilmente fessurazioni nel corpo murario, con conseguente allontanamento dal comportamento lineare prima di arrivare allo sforzo massimo sopportabile.

### **1.7 Procedimento di omogeneizzazione**

Per affrontare la progettazione di una qualsiasi costruzione in muratura non è necessario né pensabile di tenere conto di tutte le caratteristiche sopra scritte, in quanto risulterebbe eccessivamente complesso. E' prassi utilizzare un modello tramite cui la muratura viene idealizzata come un **materiale continuo omogeneo equivalente**.

In questo modo viene superato il problema della disomogeneità e, inoltre, se il modello di materiale equivalente è ben concepito, l'anisotropia può essere trattata in maniera semplificata. Per certi tipi di applicazione e livelli di carico non eccessivamente alti, è possibile semplificare ulteriormente il problema assumendo modelli dell'elasticità lineare, trascurando così la non linearità del legame sforzi-deformazioni. Per quanto riguarda l'asimmetria di comportamento, si è soliti assumere la muratura come materiale non reagente a trazione, ovvero caratterizzato da un *comportamento monolatero*.

Il problema della definizione di un materiale omogeneo equivalente per la muratura è estremamente complesso. Sono stati condotti diversi studi nel corso degli anni e sono utilizzabili diverse teorie con diversi livelli di oneri computazionali. Tuttavia, anche al giorno d'oggi, non è disponibile una definizione univoca, rigorosa ed esatta delle caratteristiche del modello: in questo ambito, dunque, le prove sperimentali risultano quanto mai indispensabili per ogni tipo di applicazioni.

### **1.8 Concezione di un edificio**

Nella Normativa Italiana, si definisce come *edificio in muratura ordinaria*, un organismo, ad uno o più piani, con struttura portante in elementi naturali (pietra) o artificiali (laterizio normale o alleggerito in pasta, in calcestruzzo normale o alleggerito); tali elementi sono collegati fra di loro e con le fondazioni e sono disposti in modo tale da resistere sia ad azioni verticali che orizzontali.

Dunque, gli edifici in muratura sono strutture tridimensionali complesse, nelle quali ogni elemento contribuisce al sistema resistente globale. Il comportamento reale di una struttura di questo tipo è alquanto complesso, data anche la variabilità delle proprietà della muratura stessa. Nell'affrontare, quindi, progettazione e verifica di tali strutture, sono indispensabili dei *modelli semplificati* che possano descrivere efficacemente il comportamento degli edifici.

Dato un tipico edificio ad uno o più piani, la sua struttura può essere concepita in modi differenti:

- insieme tridimensionale di pareti e solai;
- serie di strutture a telaio;
- serie di elementi indipendenti assemblati fra loro.

Quest'ultimo tipo di modellazione è la più semplice, ed è la più comunemente adottata per la descrizione generica del comportamento dell'edificio. Utilizzando questo approccio, il primo passo da compiere è individuare i vari elementi, in base alla loro funzione statica. Saranno elementi indipendenti l'uno dall'altro: ognuno avrà le proprie condizioni di esercizio, i propri stati limite e la propria resistenza. E' possibile individuare:

- 1) **Muri portanti**: hanno il compito di sopportare i carichi verticali;
- 2) **Muri di controvento**: sono adibiti a sopportare i carichi orizzontali (vento, sisma). Sono disposti con la loro dimensione maggiore parallela alla direzione ipotizzata di carico. Dovendo essere presente un sistema di muri di controvento per ogni direzione ipotizzata di carico orizzontale, i muri di controvento risultano molto diffusi nella struttura dell'edificio;
- 3) **Solai**: sono elementi piani, detti anche "orizzontamenti", la cui funzione statica è, principalmente, quella di trasferire ai muri di controvento le sollecitazioni trasmesse dai carichi orizzontali. Questa funzione è detta "*azione di diaframma*".

Un esempio della suddivisione dei vari elementi è rappresentato in figura 1.9 dove sono evidenziati il carico orizzontale (in rosso), agente secondo una direzione ipotizzata; il solaio e la sua orditura (in verde) posta in direzione del carico; i muri (in grigio) suddivisi secondo la loro disposizione nei confronti del carico, quindi secondo la loro funzione statica.

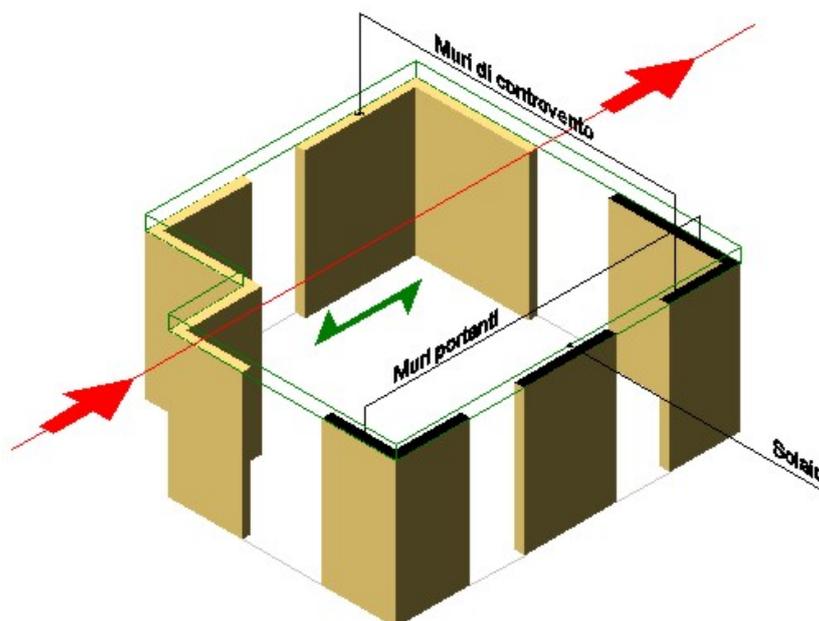


Fig. 1.9 Muri portanti e di controvento.

### 1.8.1 Muri di controvento

I muri di controvento sono essenziali in un edificio in muratura. Mentre i muri portanti, per definizione, vengono progettati in modo da avere una grande resistenza a compressione per contrastare i carichi verticali a cui saranno soggetti, i muri di controvento hanno la loro peculiarità nella loro disposizione. La resistenza che può offrire una singola parete all'azione di carichi orizzontali dipende dalla loro direzione rispetto alla parete stessa.

Per carichi orizzontali che agiscono *perpendicolarmente al suo piano medio*, la parete garantisce scarsa resistenza. Con questa disposizione, infatti, gli effetti ribaltanti del carico sono molto maggiori, la parete non può offrire altra resistenza se non il contributo, molto modesto, del suo peso proprio. In questo modo è facilmente verificabile il collasso fuori dal piano.

Per i carichi orizzontali che agiscono *parallelamente al suo piano medio*, invece, la parete oppone molta più resistenza: la sua posizione rispetto al carico, infatti, permette di sfruttare il massimo momento d'inerzia della sezione scongiurando, così, il rischio di ribaltamento e la funzionalità statica è estremamente maggiore rispetto al caso precedente.

Quanto detto, in linea generale, vale per pareti di qualsiasi materiale; tuttavia, per la muratura risulta maggiormente vero: le sue caratteristiche di anisotropia e disomogeneità rendono ancora più evidente la differenza di comportamento in relazione alla direzione di carico. I muri di controvento sono, quindi, muri appositamente orientati parallelamente alla direzione ipotizzata per il carico orizzontale.

Il comportamento meccanico di questi muri rientra nei casi studiati nel prossimo capitolo: si tratta di pareti soggette al taglio dato dai carichi orizzontali ed allo sforzo di compressione dato dai carichi verticali o dal solo peso proprio. Nella prassi progettuale, poi, si utilizzano muri con la doppia funzione, portante e di controvento. Nella realtà, infatti, le direzioni lungo cui può agire un carico orizzontale sono ben più di una; considerando la due direzioni principali dell'edificio in pianta, i muri di controvento dovranno essere disposti parallelamente ad entrambe, per cui molti di questi andranno a coincidere con quelli portanti. La scelta della doppia funzione è, inoltre, avvalorata da un'ulteriore considerazione: la compressione ha un effetto stabilizzante per le pareti soggette a taglio, per cui, un muro di controvento soggetto a maggiore sforzo assiale può garantire una migliore prestazione.

### 1.8.2 Disposizione dei maschi murari

In letteratura sono presenti diverse classificazioni in merito alla distribuzione e disposizione dei muri portanti, dei muri di controvento e dei solai.

In uno schema a **muri portanti longitudinali** i muri portanti si sviluppano lungo la dimensione maggiore dell'edificio; i solai si appoggiano ad essi, quindi sono orditi trasversalmente. Un esempio è illustrato in fig. 1.10 a. In una disposizione di questo tipo, in *direzione longitudinale* i muri portanti fungono anche da controvento, mentre in *direzione trasversale* c'è la necessità di appositi muri di controvento poiché la rigidezza di quelli portanti non è in genere sufficiente in direzione trasversale.

Al contrario, in uno schema a **muri portanti trasversali** (figura 1.10 b) i muri portanti vengono disposti trasversalmente alla dimensione maggiore dell'edificio ed i solai, invece, hanno orditura longitudinale. Come nel caso precedente, è necessaria la presenza di appositi muri di controvento in direzione ortogonale ai muri portanti.

Nello schema a **cellula** o a **nucleo** (figura 1.11 a e b), differentemente dai casi precedenti, tutti i muri sono portanti, per cui tutti i muri hanno la doppia funzione portante e di controvento; i solai possono avere al doppia orditura con funzionamento a piastra o ad orditura alternata. Questo è lo schema che ha, in assoluto, migliore efficienza statica tra quelli elencati in precedenza.

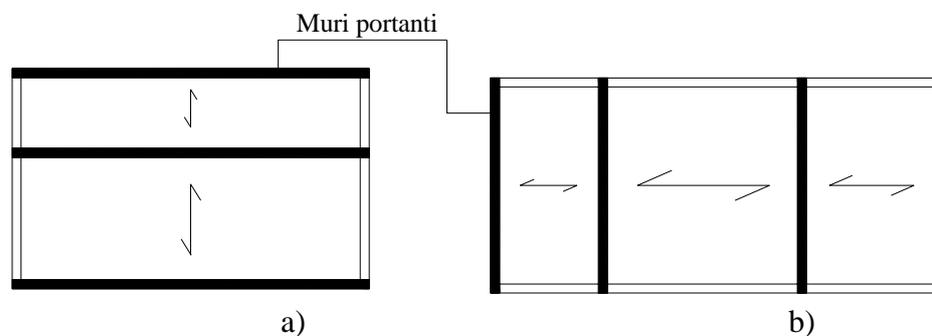


Fig. 1.10 - Esempi di schemi portanti, a): longitudinale, b): trasversale.

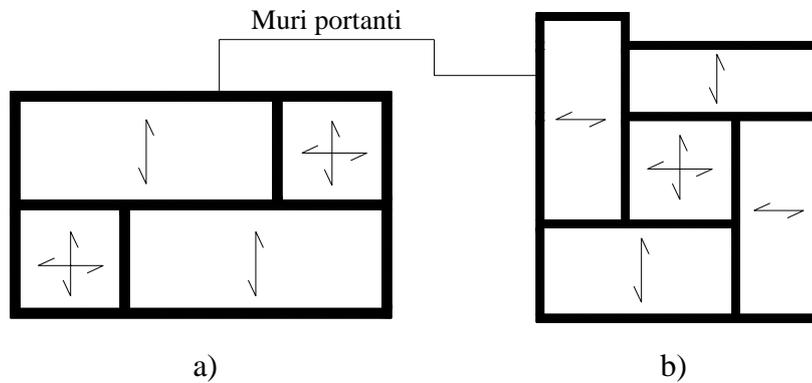


Fig. 1.11 - Esempi di schemi portanti, a): adozione della doppia orditura nei solai, b): a nucleo, con doppia orditura del solaio centrale.

## 1.9 Meccanismi di primo e secondo modo.

Osservando immagini di danni avvenuti su strutture murarie, si può riscontrare come il sisma disintegri le costruzioni andando a selezionare le parti strutturali e le soluzioni tecnologiche più deboli, provocando danni o collassi mediante meccanismi definibili anticipatamente. A differenza di quanto avviene negli edifici concepiti e costruiti come un'unica struttura continua, quali gli edifici moderni in acciaio o in cemento armato, la mancanza di connessione tra le parti che caratterizzano le costruzioni permette il verificarsi di collassi parziali.

I principali meccanismi di danno osservati negli edifici possono essere suddivisi in due categorie a seconda del tipo di risposta delle pareti: i cosiddetti **meccanismi di primo modo**, in cui sono coinvolte pareti o porzioni di esse sollecitate ortogonalmente al proprio piano, e di **secondo modo**, in cui la parete risponde all'azione sismica nel proprio piano. In assenza di opportuni collegamenti tra pareti ortogonali (ammorsamenti, catene) ed a livello degli orizzontamenti la risposta della costruzione all'azione orizzontale avviene per parti. Le singole pareti tendono a comportarsi indipendentemente le une dalle altre ed a sviluppare meccanismi di collasso di I modo trasformando la risposta globale della costruzione nella somma delle risposte locali delle singole pareti.

Nel caso, invece, in cui sia presente un idoneo grado di collegamento tra le pareti la ripartizione delle azioni sismiche avviene in base alla rigidezza ed alla posizione relativa delle pareti mediata dalla rigidezza di piano degli orizzontamenti. La risposta, allora, dipende dal comportamento delle pareti nel proprio piano, che collaborano tra loro e fra cui le azioni sono ripartite seguendo l'evoluzione non lineare del sistema.



**Fig. 1.12 – Meccanismo di Primo Modo: distacco del cantonale.**

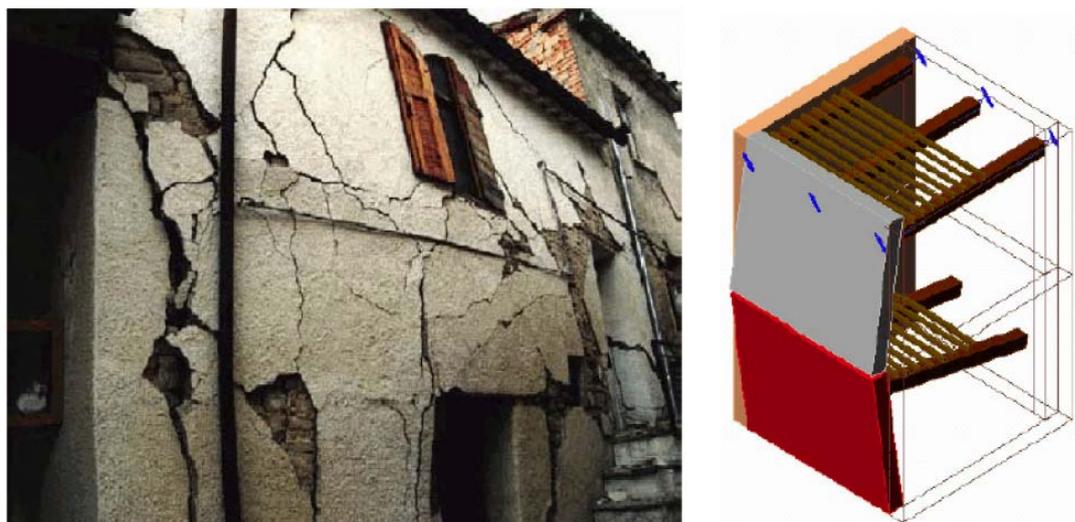


Fig. 1.13 – Meccanismo di Primo Modo: Collasso per flessione verticale.

La natura dinamica dell'azione sismica fa sì che si possano inoltre verificare meccanismi di danno legati all'interazione tra le varie parti e, soprattutto, che il comportamento ciclico non lineare del materiale giochi un ruolo fondamentale nella risposta: il degrado di resistenza della muratura induce una maggiore redistribuzione delle forze tra le varie pareti, l'energia dissipata nei cicli di isteresi sopperisce talvolta alla limitata capacità duttile dei pannelli ed il degrado di rigidità porta la struttura a modificare il proprio modo di vibrare e, dunque, ad avere una diversa richiesta in termini di spettrali.

### **1.10 Comportamento scatolare**

Una buona progettazione o verifica di un edificio in muratura, si basa sulla comprensione approfondita del funzionamento meccanico dell'intera struttura e le complessità maggiori si hanno nei riguardi dei carichi orizzontali.

L'analisi della struttura deve partire dalla conoscenza del comportamento di ogni singola parete. L'esperienza insegna che il comportamento di una parete, soggetta a taglio e compressione, dipende da vari fattori tra i quali:

- Proprietà meccaniche della muratura e dei suoi componenti;

- Caratteristiche geometriche, in particolare il rapporto altezza/larghezza;
- Rapporto fra carichi verticali e orizzontali;
- Posizione della parete nella struttura.

In particolare, un ruolo primario è dovuto alla posizione della singola parete: nella progettazione è fondamentale che le pareti siano disposte in maniera tale che muri portanti e di controvento collaborino al meglio fra di loro e con i solai. Una parete isolata, come abbiamo visto, può risultare poco resistente e presentare un comportamento fragile sotto certe configurazioni di carico.

Questi limiti possono venire superati se i diversi ordini di elementi sono efficacemente collegati fra loro e cooperano; in questo modo, una parete debole sotto un certo tipo di carico, non diventa un punto debole della struttura intera e, al tempo stesso, se gli elementi sono opportunamente connessi fra di loro, si evita la circostanza in cui una parete risulti eccessivamente più sollecitata delle altre. Una progettazione accurata deve garantire un tale comportamento, denominato **comportamento scatolare**. Rispettando questa regola, un edificio in muratura si presenta come un unico organismo ed offre una buona resistenza d'insieme sotto qualsiasi configurazione di carico, orizzontale o verticale; pertanto, può dimostrarsi idoneo anche in zona sismica.



Fig. 1.14 - Esempi di danni dovuti a carenza di ammorsamento.

Affinché il funzionamento di una struttura presenti un adeguato funzionamento scatolare, gli elementi devono rispondere a delle condizioni precise.

In primo luogo, tra i due ordini di pareti, portanti e di controvento, deve esserci un buon **ammorsamento**: i muri che hanno una disposizione reciprocamente ortogonale, devono essere ben connessi. In questo modo, quando una parete è soggetta ad un carico orizzontale ortogonale al suo piano medio, non subisce il suo effetto ribaltante, in quanto riesce a trasmettere gli sforzi alle pareti trasversali ad essa collegate; queste risultano, pertanto, sollecitate da un carico orizzontale parallelo al loro piano medio e fungono, quindi, da pareti di controvento, opponendo un'adeguata resistenza.

Curando la progettazione e la fase di esecuzione per le zone d'angolo e di intersezione fra pareti ortogonali ed utilizzando particolari disposizioni dei mattoni, si possono ottenere ottimi ammorsamenti; alcuni esempi di connessioni per le zone d'angolo sono presenti in figure 1.15 e 1.16:

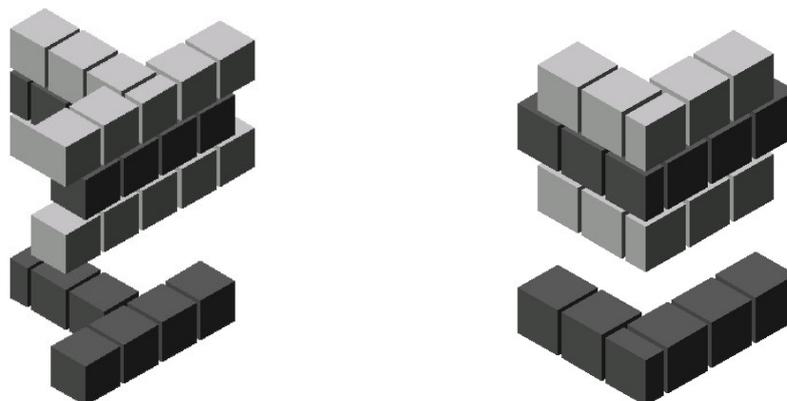


Fig. 1.15 - Esempi di disposizioni di blocchi generici per realizzare un buon ammorsamento.

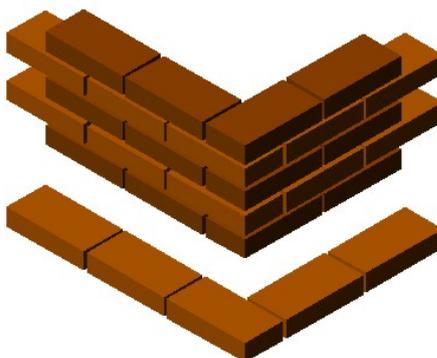


Fig. 1.16 - Esempio di disposizione d'angolo di blocchi in laterizio, al fine di garantire un adeguato ammorsamento.

Un altro ruolo fondamentale affinché si abbia un buon comportamento scatolare, è dato dai **solai**. Essi devono funzionare come *diaframmi di piano*: devono, cioè, ripartire le azioni orizzontali che colpiscono la struttura fra i vari ordini di pareti a cui sono connessi. Così, le sollecitazioni orizzontali che investono l'edificio vengono trasmesse agli elementi appositamente progettati allo scopo, come i muri di controvento.

I solai, dunque, devono essere il più possibile rigidi nel loro piano, tanto da poter essere schematizzati come *piani infinitamente rigidi*: limitando la deformabilità da sollecitazione orizzontale, si riduce la percentuale di carico che viene dissipata sotto forma di energia di deformazione; per cui, i solai possono trasmettere agli altri

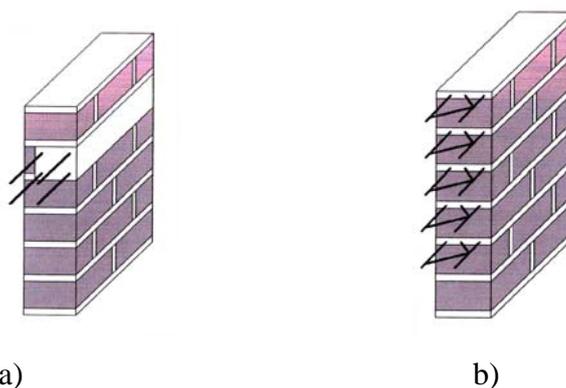
elementi una maggior percentuale di carico. Inoltre, la trasmissione di sollecitazione è ottimizzata quando si ha la massima solidarizzazione tra i solai e le pareti.

### **1.11 Soluzioni architettoniche per conferire “scatolarità”**

Per garantire buon ammassamento, rigidità estensionale nei solai e massima solidarizzazione fra orizzontamenti ed elementi verticali, sono disponibili diverse soluzioni architettoniche: *cordolature*, *incatenamenti* e il rispetto della *simmetria planimetrica*.

#### **1.11.1 Cordolature**

L'introduzione di **cordoli** è tra le tecniche più adottate. Si tratta di elementi orizzontali, continui, all'altezza dei solai e che percorrono tutta la lunghezza dei muri; solitamente sono in cemento armato (figura 1.17 a), oppure possono essere sostituiti da armature orizzontali, annegate nei letti di malta, poste all'altezza degli orizzontamenti (figura 1.17 b).



**Fig. 1.17 – a): Cordolature, b): armatura orizzontale per cordolo.**

I cordoli svolgono diverse funzioni:

- Irrigidiscono ulteriormente i solai nel loro piano (figura 1.18 a, b e c).

- Fungono da vincolo per le pareti soggette a carichi orizzontali ortogonali al loro piano medio: le cordolature alle basi superiore e inferiore di tali pareti, infatti, ne ostacolano il meccanismo di ribaltamento.
- Permettono una opportuna distribuzione delle azioni orizzontali fra le pareti di controvento complanari, in particolare fra un piano e l'altro.
- In generale procurano maggiore stabilità alla struttura e iperstaticità al sistema resistente. L'iperstaticità ha come conseguenza, infatti, la redistribuzione degli sforzi: quando un elemento della struttura è soggetto ad un carico tale da superare la sua soglia di resistenza, gli sforzi vengono ripartiti fra gli altri elementi associati; si evita, così, che l'eccessiva sollecitazione di un elemento sia causa immediata di crisi per l'intera struttura.

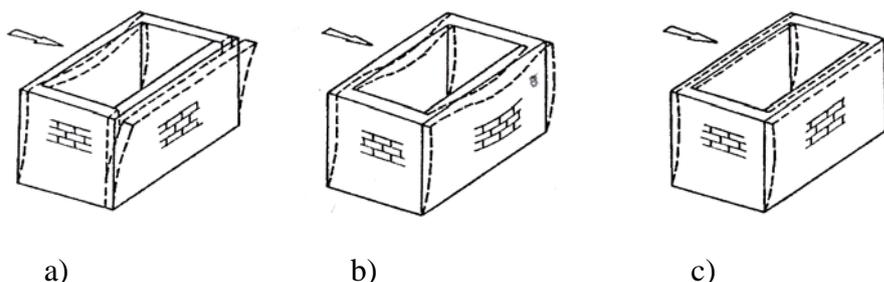


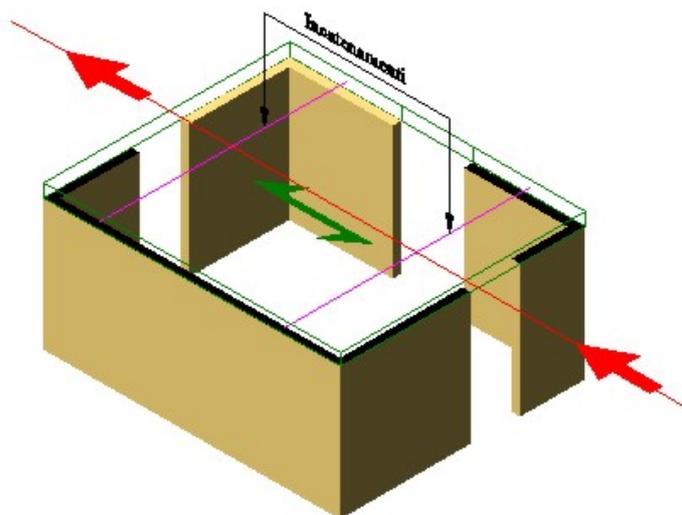
Fig. 1.18 – a): Solaio deformabile e assenza di cordoli; b): solaio e cordoli deformabili; c): solaio e cordoli rigidi.

### 1.11.2 Incatenamenti

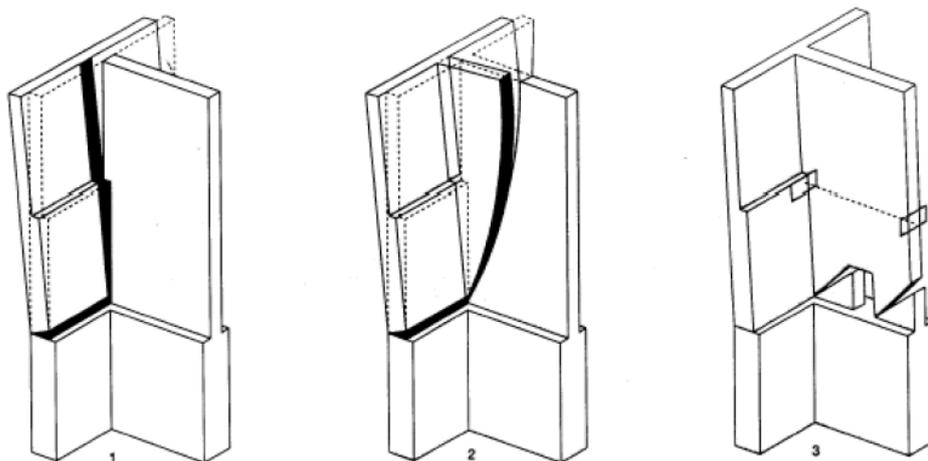
Un'altra soluzione architettonica atta a garantire la scatolarità, è costituita dagli **incatenamenti**. Si tratta di barre metalliche poste a livello di solaio, che collegano fra loro le pareti parallele della struttura; sono ancorate ai cordoli opposti e sono disposte ortogonalmente ai muri da collegare. Talvolta sono le armature dei solai stessi che assolvono la funzione di incatenamento, ma deve essere presente un perfetto ancoraggio tra queste armature ed i cordoli; inoltre, ulteriori barre metalliche sono indispensabili nella direzione ortogonale all'orditura dei solai (figura 1.19).

La funzione degli incatenamenti è duplice: quando collegano le pareti sollecitate a sforzo orizzontali ortogonali al loro piano medio, essi forniscono un

vincolo per le pareti, in modo da evitare ogni rischio di inflessione fuori dal piano con conseguente ribaltamento. Gli incatenamenti tra le pareti di controvento, invece, migliorano la distribuzione dei carichi orizzontali tra di esse.



**Fig. 1.19 – Incatenamenti dei muri di controvento, in questo caso le armature del solaio funzionano da incatenamento per le pareti ortogonali all'orditura.**



**Fig. 1.20 – Meccanismi di ribaltamento della facciata: senza ammorsamento (1), con ammorsamento (2) e con l'inserimento di una catena (3).**

### 1.11.3 Simmetria planimetrica

Una caratteristica importante negli edifici in zona sismica ed in particolare per le strutture in muratura è la simmetria planimetrica: la pianta dell'edificio deve presentare uno schema resistente il più possibile simmetrico rispetto ad ognuna delle due direzioni principali. In questo modo si minimizzano le deformazioni torsionali migliorando, così, la risposta dell'edificio.

Si definisce, per ogni piano, il *baricentro delle rigidezze*, definito come il baricentro di tutte le pareti che contribuiscono alla rigidezza del piano in questione, nei confronti delle forze orizzontali, di qualsiasi direzione; il *baricentro delle masse* è, invece, il baricentro di tutti gli elementi del piano, compresi quelli che non hanno funzione statica.

Quando c'è simmetria planimetrica i due baricentri convergono nello stesso punto, ma in mancanza di simmetria, essi possono essere anche molto distanti. La risultante del carico agisce sul baricentro delle masse e, se questo non coincide con quello delle rigidezze, la forza orizzontale crea un *momento torsionale*, in cui il braccio è costituito dalla distanza fra i due baricentri, misurata nella direzione perpendicolare alla direzione di carico. L'effetto è rappresentato in fig. 1.21 a e b.

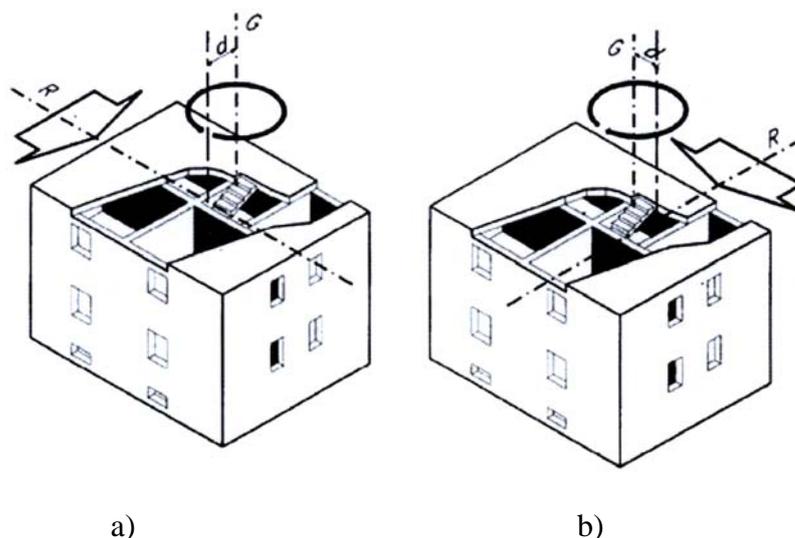


Fig. 1.21 - Momento torsionale causato da una forza orizzontale che agisce in senso longitudinale (a) ed in senso trasversale (b).

### **1.12 Caratteristiche generali degli edifici**

Al fine di progettare un edificio nel quale le forze laterali possano essere facilmente trasferite a terra senza eccessive deformazioni e con un comportamento duttile che ne assicuri il buon funzionamento sotto azione sismica, è opportuno seguire determinati principi guida specificati anche nelle normative riguardanti:

- Semplicità strutturale
- Uniformità e simmetria
- Iperstaticità
- Resistenza e rigidezza bidirezionale
- Strutture di fondazione adeguate

La **semplicità strutturale**, caratterizzata dall'esistenza di percorsi chiari e diretti per la trasmissione delle forze sismiche, è un'importante obiettivo da perseguire poiché la modellazione, l'analisi, il dimensionamento, la definizione dei particolari e la costruzione di strutture semplici sono soggette a minori incertezze e quindi la previsione del loro comportamento durante un evento sismico può essere ipotizzata in maniera molto più realistica.

L'uniformità, che in qualche modo è collegata alla semplicità, è caratterizzata da una regolare distribuzione degli elementi strutturali che, quando realizzata in pianta, permette una trasmissione rapida e diretta delle forze d'inerzia prodotte dalle masse distribuite dell'edificio. Se necessario questa uniformità può essere ottenuta dividendo l'intero edificio mediante appositi elementi di collegamento in unità dinamicamente indipendenti.

L'uniformità dell'edificio nel suo sviluppo verticale è altrettanto importante poiché in tal modo si tende ad eliminare la formazione di zone ove vi sia una grande concentrazione di sforzi o notevoli richieste di duttilità che potrebbero essere causa di un prematuro collasso. Uno stretto rapporto tra la distribuzione delle masse e delle rigidezze elimina automaticamente le eccentricità eccessive fra le masse e le rigidezze. In edifici caratterizzati da configurazioni simmetriche o quasi-

simmetriche, la simmetria strutturale e il corretto sviluppo in pianta sono le soluzioni più ovvie per il raggiungimento dell'uniformità.

L'utilizzo di elementi strutturali distribuiti con regolarità aumenta la ridondanza e permette una più favorevole redistribuzione degli effetti dovuti all'azione sismica, nonché una maggiore dissipazione di energia da parte dell'intera struttura.

La struttura iperstatica dotata di sufficiente duttilità globale ha un comportamento sismico decisamente migliore nei confronti dell'azione tellurica rispetto a quella che non lo è, in quanto, consente la formazione di meccanismi dotati di zone critiche (cerniere plastiche) con conseguenti redistribuzioni delle sollecitazioni. Infatti, un elevato grado di iperstaticità accompagnato dalla capacità di redistribuzione consente una più diffusa dissipazione di energia e ne incrementa il valore totale. La necessaria capacità di redistribuzione è raggiunta mediante le disposizioni che mirano a garantire una sufficiente duttilità locale in termini di rotazione plastica (curvatura) in tutte le zone critiche dove potenzialmente possono formarsi le cerniere plastiche.

Il moto sismico orizzontale è un fenomeno bidirezionale e per questo motivo la struttura dell'edificio deve essere in grado di resistere ad azioni orizzontali provenienti da qualsiasi direzione. In tal senso gli elementi strutturali devono essere disposti in modo tale da garantire la resistenza dell'edificio. Quest'ultima è normalmente ottenuta organizzando questi elementi in pianta secondo una maglia ortogonale che assicuri valori analoghi di resistenza e rigidezza in entrambe le direzioni.

Inoltre la scelta delle caratteristiche di rigidezza della struttura deve da un lato minimizzare gli effetti dell'azione sismica e dall'altro evitare che si sviluppino spostamenti eccessivi che potrebbero produrre fenomeni di instabilità dovuti ad effetti del secondo ordine o un danneggiamento eccessivo.

In zona sismica il progetto e la costruzione delle fondazioni nonché degli elementi di collegamento con la sovrastruttura deve garantire che tutto l'edificio sia

sollecitato uniformemente dall'azione sismica. A tal fine per strutture composte da un discreto numero di pareti con funzione strutturale, differenti per larghezza e rigidezza, si deve predisporre una fondazione del tipo rigido scatolata, con cellule più o meno grandi che includano due solette, una all'intradosso della fondazione ed una all'estradosso.

# CAPITOLO 2

## CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA

### 2.1 Introduzione

Nel capitolo precedente la muratura è stata definita come materiale omogeneo equivalente, modello che verrà utilizzato in tutte le applicazioni contenute in questo documento. Secondo tale modello viene effettuato il passaggio da grandezze *microscopiche locali*, che descrivono le caratteristiche dei singoli elementi, laterizi e malta, a grandezze *macroscopiche nominali*. Tale passaggio è descritto da diverse teorie di differente complessità, per cui, in questa sede ci si limiterà ad una definizione qualitativa delle caratteristiche del materiale equivalente.

In questo capitolo verranno trattati in primo luogo stati tensionali monoassiali, con particolare riferimento a sollecitazioni di compressione e di trazione su un campione prismatico di muratura, intesa come materiale omogeneo equivalente.

Nella seconda parte verranno presi in considerazione gli stati tensionali complessi facendo riferimento ad una parete, considerata come elemento di una struttura muraria, sollecitata da compressione e taglio; tale combinazione di carico è quella a cui è maggiormente soggetta una parete in caso di evento sismico.

### 2.2 Stati tensionali monoassiali

La muratura costituisce il primo materiale composito impiegato nelle costruzioni. Sebbene la sua struttura sia semplice, con due soli componenti, la determinazione delle caratteristiche meccaniche è alquanto complessa in quanto la

caratterizzazione dei diversi materiali è funzione della direzione di sollecitazione e delle modalità di prova. La risposta complessiva del composito, poi, è funzione anche della tessitura della muratura, ovvero delle modalità di accoppiamento dei due materiali.

La qualità di una costruzione in muratura dipende dalla resistenza a compressione del materiale, questo spiega il motivo per cui la maggior parte delle prove effettuate sulla muratura siano a compressione.

### **2.2.1 Resistenza a compressione**

La resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  di una muratura può essere determinata seguendo due vie: la prima, generalmente più onerosa, si basa sulla sperimentazione diretta di campioni di muratura sottoposti a prova di compressione semplice; la seconda, consentita per elementi pieni e semipieni si basa su sperimentazioni già compiute e consente di valutare  $f_k$ , note la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento resistente ( $f_{bk}$ ) e quella della malta.

Per determinare sperimentalmente la resistenza a compressione, il D.M. 20 Novembre 1987 prevede che si effettui una prova di compressione su almeno sei muretti che devono avere le stesse caratteristiche della muratura in esame, altezza minima  $h$  costituita da tre corsi (meglio cinque corsi) di blocchi, base  $b$  pari ad almeno due blocchi e rapporto  $h/t$  compreso tra 2,4 e 5, dove  $t$  è lo spessore della muratura. La confezione deve avvenire su un letto di malta alla base e la faccia superiore sarà finita con uno strato di malta. Dopo una stagionatura di 28 giorni a 20° C, 70% di umidità relativa, prima di effettuare la prova, la faccia di ogni provino viene livellata con gesso; il muretto può essere contenuto anche fra due piastre metalliche rettificata, utili per gli spostamenti ed il suo posizionamento nella pressa. Il provino viene posto fra i piatti della macchina di prova (uno dei quali è articolato) e si effettua quindi la centratura del carico che viene applicato con una velocità di circa 0,5MPa ogni 20 secondi.

La resistenza caratteristica della relazione è data dalla relazione:

$$f_k = f_m - k \cdot s$$

dove:

- $f_m$  è la resistenza media
- $s$  è la stima dello scarto
- $k$  è il coefficiente dato dalla seguente tabella in funzione del numero di campioni  $n$ :

n	6	8	10	12	20
k	2.33	2.19	2.10	2.05	1.93

**Tabella 2.1 - coefficiente in funzione del numero di prove per determinare la resistenza caratteristica a compressione della muratura.**

La determinazione della resistenza caratteristica a compressione deve essere completata con la verifica dei materiali da condursi come segue:

- malta: 3 provini prismatici 40x40x160 mm da sottoporre a flessione e quindi a compressione sulle sei metà risultanti.
- elementi resistenti: 10 elementi da sottoporre a compressione con direzione del carico normale al letto di posa.

Si consideri un provino di forma prismatica (*stack bond prism*) formato da un assemblaggio di malta e mattoni, come in figura 2.1 e lo si sottoponga a compressione semplice agente in direzione normale ai letti di malta. Si definiscono la tensione media  $\sigma$  data dal rapporto del carico  $P$  agente sulla superficie  $A$  e la deformazione media fornita dal rapporto dell'accorciamento  $\Delta h$  del provino, misurato parallelamente al carico, sulla lunghezza di riferimento  $h_0$  del provino.

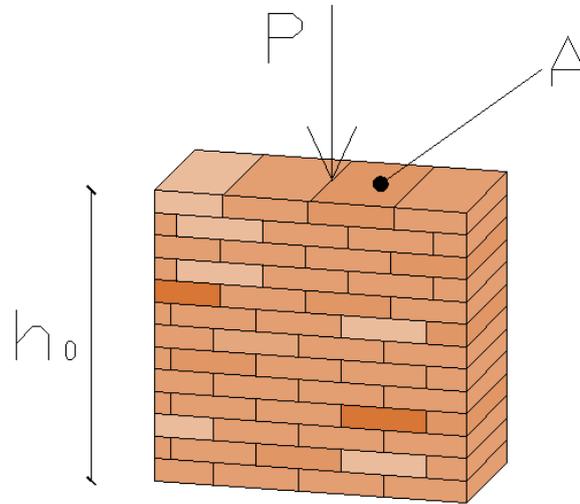


Fig. 2.1 – Provino di muratura

Se si riportano questi dati in un diagramma  $\sigma - \varepsilon$ , il risultato che si ottiene è una curva definita in figura 2.2, da cui si ricavano i seguenti parametri:

$f_u$ : resistenza massima della muratura a compressione

$\varepsilon_0$ : deformazione della muratura alla massima compressione

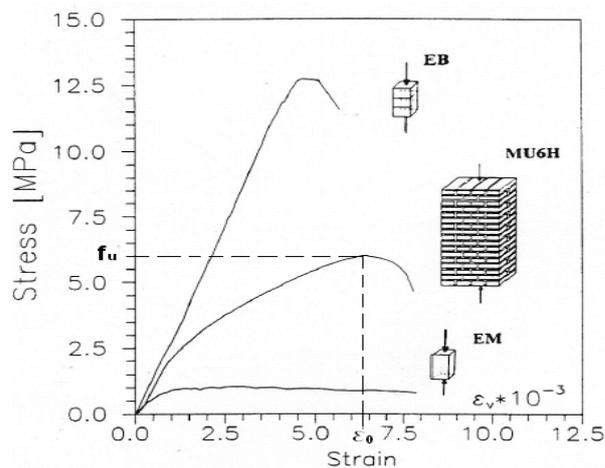


Fig. 2.2 – Risposta tensione deformazione di laterizio(EB), muratura(MU6H) e malta (EM).

Nel diagramma sono anche indicate le curve corrispondenti alle prove di compressione effettuate sulla malta e sul blocco di laterizio presi separatamente. Si nota che la curva riferita al campione di muratura è intermedia fra le altre due.

Il fenomeno della crisi per compressione avviene con la formazione di fessurazioni verticali nel prisma ed il loro successivo diffondersi. Queste fessure, parallele alla direzione di carico, si formano a causa della diversità di comportamento fra malta e laterizio. Le fessurazioni nascono per una *trazione indiretta*, di direzione ortogonale a quella del carico di compressione: la malta, infatti, subisce l'effetto di contenimento dato dai blocchi di laterizio che la circondano, ed è soggetta, pertanto, ad uno stato di compressione triassiale ( $\sigma_{mx}$ ,  $\sigma_{my}$ ,  $\sigma_z$ ), il quale provoca, nel laterizio, sforzi di trazione ( $\sigma_{bx}$ ,  $\sigma_{by}$ ) diretti ortogonalmente al carico (figura 2.3). Il fenomeno di confinamento della malta motiva anche il fatto che la compressione massima sopportabile dal provino di muratura sia maggiore di quella sopportabile dalla malta considerata individualmente.

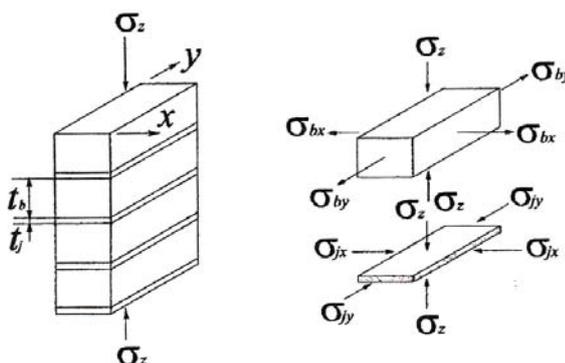


Fig. 2.3 – Tensioni sugli elementi del campione di muratura

Sulla base delle osservazioni sperimentali, diversi ricercatori hanno sviluppato varie teorie, nelle quali il comportamento a compressione della muratura dipende, in modo più o meno determinante, dai seguenti fattori:

- resistenza, geometria e deformazione dei blocchi di elementi resistenti;
- resistenza e deformazione del legante;
- spessore dei giunti;
- disposizione degli elementi resistenti;
- igroscopicità degli elementi resistenti.

Verso la fine degli anni Sessanta sono stati proposti modelli con un soddisfacente riscontro sperimentale, basati su di una formulazione elastica. Si denota, fra le altre, la teoria di Tassios [Tassios, 1988]: laterizio e malta sono trattati come materiali elastici lineari ed isotropi per i quali è applicabile la legge di Hooke. Per cui, riferendoci sempre al prisma di figura 2.1 con le sollecitazioni di figura 2.3, si possono esprimere le deformazioni trasversali del mattone (*brick*) nelle due direzioni, x e y, ortogonali alla direzione di carico:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{bx} &= \frac{1}{E_b} [\sigma_{bx} + \nu_b (\sigma_z - \sigma_{by})]; \\ \varepsilon_{by} &= \frac{1}{E_b} [\sigma_{by} + \nu_b (\sigma_z - \sigma_{bx})] \quad (2.1)\end{aligned}$$

Mentre nello strato di malta (*mortar*), le deformazioni trasversali possono esprimersi come:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{mx} &= \frac{1}{E_m} [-\sigma_{mx} + \nu_m (\sigma_z - \sigma_{my})]; \\ \varepsilon_{my} &= \frac{1}{E_m} [-\sigma_{my} + \nu_m (\sigma_z - \sigma_{mx})] \quad (2.2)\end{aligned}$$

dove:

$E_b, E_m$ : moduli di elasticità o di Young di laterizio e malta;

$\nu_b, \nu_m$  : coefficienti di Poisson di laterizio e malta.

Si applicano poi le *condizioni di congruenza*, che impongono che le deformazioni trasversali dei due materiali debbano essere le stesse, nelle rispettive direzioni x e y:

$$\varepsilon_{bx} = \varepsilon_{mx}; \quad \varepsilon_{by} = \varepsilon_{my} \quad (2.3)$$

In seguito, attraverso l'imposizione delle *condizioni di equilibrio*, si ammette che la forza risultante di compressione relativa allo strato di malta sia uguale alla forza risultante di trazione sul mattone per ognuna delle direzioni x e y, per cui:

$$\begin{aligned} \sigma_{bx} \cdot d \cdot t_b = \sigma_{mx} \cdot d \cdot t_m &\longrightarrow \sigma_{bx} = \alpha \sigma_{mx} ; \\ \sigma_{by} \cdot d \cdot t_b = \sigma_{my} \cdot d \cdot t_m &\longrightarrow \sigma_{by} = \alpha \sigma_{my} \end{aligned} \quad (2.4)$$

dove  $\alpha$  è il rapporto tra lo spessore  $t_m$  dello strato di malta e l'altezza del mattone  $t_b$  ed assume sempre valori inferiori all'unità.

$$\alpha = \frac{t_m}{t_b} < 1$$

Rielaborando le equazioni relative alle deformazioni e alle tensioni, si ottiene:

$$\sigma_{bx} = \sigma_{by} = \frac{\alpha(v_m - \beta v_b)}{1 + \alpha\beta - v_m - \alpha\beta v_b} \sigma_z \quad (2.5)$$

dove  $\beta$  è il coefficiente di omogeneizzazione ed è espresso dal rapporto fra il modulo elastico della malta  $E_m$  e quello del laterizio  $E_b$ .

$$\beta = \frac{E_m}{E_b} < 1$$

L'equazione 2.5 esprime il valore delle sollecitazioni di trazione a cui il mattone è soggetto, in funzione della compressione che agisce sul prisma,  $\sigma_z$ .

La presenza della  $\sigma_{bx}$  comporta la diminuzione del valore della tensione  $\sigma_z$  per la quale si ha cedimento per compressione. Ipotizzando che la crisi del campione di muratura coincida con la crisi del mattone e che ci sia una relazione lineare fra la tensione di compressione  $\sigma_z$  e la tensione di trazione che agisce sul laterizio  $\sigma_{bx} = \sigma_{by} = \sigma_t$  (figura 2.4). E' possibile, dunque, definire un dominio di resistenza, per il campione di muratura, del tipo:

$$\frac{\sigma_z}{f_{bc}} + \frac{\sigma_t}{\lambda f_{bc}} = 1 \quad \lambda = \frac{f_{bt}}{f_{bc}} \quad (2.6)$$

dove  $\lambda$  è il rapporto fra la resistenza a trazione  $f_{bt}$  e quella a compressione  $f_{bc}$  del laterizio.

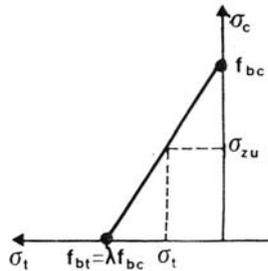


Fig. 2.4 –Dominio di resistenza lineare

Imponendo che la **resistenza della muratura a compressione**,  $f_u$ , sia pari alla tensione massima di compressione,  $\sigma_{zu}$ , è possibile arrivare alla seguente espressione:

$$f_u = \frac{1}{1 + \frac{\alpha(v_m - \beta v_b)}{\lambda(1 + \alpha\beta - v_m - \alpha\beta v_b)}} f_{bc} \quad (2.7)$$

La formulazione 2.7 esprime il legame tra la resistenza ultima a compressione della muratura e lo spessore del giunto  $t_m$ : in particolar modo, se si considera uno strato di malta con spessore  $t_m$  maggiore, il termine  $\alpha$  aumenterà e ciò porta ad una diminuzione del valore della resistenza  $f_u$ .

Si vuole sottolineare il fatto che quanto presentato è un approccio puramente teorico al problema dell'omogeneizzazione. Lo scopo di tale teoria è stato quello di descrivere, anche se approssimativamente, il legame fra resistenza ultima a compressione della muratura e le caratteristiche dei singoli elementi che la

compongono, nonché i loro stati di coazione. Tuttavia, l'importanza di questa teoria è motivata dai buoni riscontri sperimentali.

Per quanto riguarda il **comportamento deformativo della muratura a compressione**, da elaborazioni della teoria di Tassios, si assume che il legame  $\sigma - \varepsilon$  sia del tipo:

$$\frac{\sigma}{f_u} = 2\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}\right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_u}\right)^2 \quad (2.8)$$

La formula teorica risulta sufficientemente concorde con il diagramma  $\sigma - \varepsilon$  (figura 2.5) ricavato da elaborazioni dei risultati sperimentali di Hendry [Hendry, 1981]:

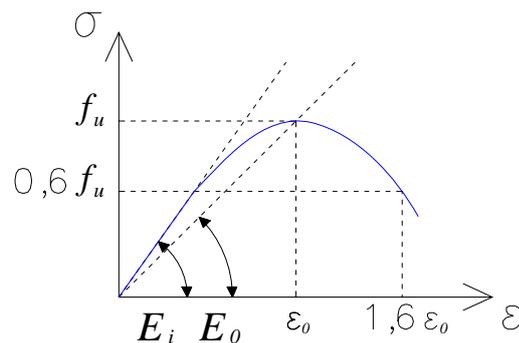


Fig. 2.5 – Diagramma  $\sigma - \varepsilon$  di un campione di muratura.

In tale diagramma si è definito con  $f_u$  la massima resistenza a compressione del provino di muratura; con  $\varepsilon_0$  la deformazione del provino alla massima compressione, con valore, secondo prove, di  $0.25 \div 0.35\%$ ; con  $E_i$  il modulo elastico nel tratto iniziale e con  $E_0$  il modulo elastico o di Young alla massima compressione.

Sulla base di test sperimentali, è stato dimostrato che la formulazione 2.8 descrive in modo soddisfacente il tratto iniziale ascendente del diagramma di figura 2.5, ma che può risultare adeguata anche per una porzione del ramo discendente post-picco, fase in cui sono presenti maggiori incertezze.

L'analisi del comportamento deformativo della muratura risulta estremamente laboriosa e affetta da aleatorietà, in particolar modo quando si cerca di determinare il valore per il modulo elastico  $E$ . E' convenzione considerare un modulo tangente alla curva  $\sigma - \varepsilon$  per un tratto limitato a  $\sigma = 0,35 \div 0,4 f_u$ . Tale modulo è riportato nel diagramma di figura 2.5 con  $E_t$ . In assenza di misurazione sperimentale diretta, ci si può riferire ad elaborate relazioni empiriche, ricavate da vari ricercatori nel settore, le quali legano le caratteristiche di laterizio e malta alle proprietà della muratura. Queste relazioni forniscono un valore del tipo:

$$E = 500 \div 1000 f_u \quad (2.9)$$

Il valore esatto dipenderà dalle qualità dei materiali componenti.

Volendo riassumere i risultati ottenuti con le teorie e le sperimentazioni citate, si possono elencare le seguenti conclusioni sul comportamento della muratura a compressione:

- La resistenza della muratura aumenta, ma non in modo direttamente proporzionale, con il crescere della resistenza degli elementi componenti;
- La resistenza della muratura aumenta, al crescere della resistenza dei laterizi, in modo più rapido della diretta proporzionalità se la malta è di buona qualità;
- La resistenza della muratura aumenta, al crescere della resistenza della malta, in modo più lento della diretta proporzionalità;
- La resistenza della muratura diminuisce al crescere dello spessore dei giunti di malta, tanto più se la malta è di qualità scarsa.

E' da notare che in queste conclusioni non sono stati presi in esame altri fattori che, nella realtà, influenzano le proprietà della muratura, quali:

- presenza di giunti verticale e tipo di orditura degli elementi;
- procedimenti esecutivi e di produzione.

### 2.2.2 Relazioni empiriche per la resistenza a compressione

Come detto in precedenza la resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  di una muratura in elementi pieni o semipieni, può essere determinata basandosi su sperimentazioni già compiute, note la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento resistente e della malta. In tabella 2.2 è presente il valore della resistenza caratteristica  $f_k$  secondo la normativa del '87.

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento	Tipo di malta								
	M <sub>1</sub>		M <sub>2</sub>		M <sub>3</sub>		M <sub>4</sub>		
	N/mm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>							
2,0	20	1,2	12	1,2	12	1,2	12	1,2	12
3,0	30	2,2	22	2,2	22	2,2	22	2,0	20
5,0	50	3,5	35	3,4	34	3,3	33	3,0	30
7,5	75	5,0	50	4,5	45	4,1	41	3,5	35
10,0	100	6,2	62	5,3	53	4,7	47	4,1	41
15,0	150	8,2	82	6,7	67	6,0	60	5,1	51
20,0	200	9,7	97	8,0	80	7,0	70	6,1	61
30,0	300	12,0	120	10,0	100	8,6	86	7,2	72
40,0	400	14,3	143	12,0	120	10,4	104	---	---

Tabella 2.2: Valore della  $f_k$  per murature in elementi artificiali pieni e semipieni.

La validità di tale tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare.

Si riportano qui di seguito esempi di valori della resistenza massima a compressione  $f_u$ , in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura e quelle dei singoli elementi che la compongono. Tali relazioni provengono dall'elaborazione dell'espressione 2.7 e da sperimentazioni e formulazioni teoriche di altri ricercatori. Nella loro stesura si è utilizzato per il modulo elastico  $E$ , il valore fornito dalla formulazione 2.9

Nelle seguenti tabelle, si definirà il valore della resistenza massima  $f_u$  in base alla qualità degli elementi componenti la muratura.

Con laterizio di buona qualità:

$$f_b = 50 \text{ MPa}, \nu_b = 0,23$$

Con laterizio di scarsa qualità:

$$f_b = 25 \text{ MPa}, \nu_b = 0,275$$

$f_m$ (MPa)	$\nu_m$	$\beta$	$f_u$ (MPa)
3,5	0,36	0,14	20,5
21,0	0,285	0,84	36,60

$f_m$ (MPa)	$\nu_m$	$\beta$	$f_u$ (MPa)
3,5	0,36	0,28	11,7
21,0	0,285	1,68	25,0

Tab. 2.3 – Resistenza massima  $f_u$  in funzione della qualità degli elementi.

Per entrambi i casi si è considerata una malta sia di scarsa qualità ( $f_m = 3,5$  MPa), sia di buona qualità ( $f_m = 21$  MPa).

Riguardo alle teorie sopra esposte, si vuole sottolineare il fatto che, per ogni applicazione, prove sperimentali dirette forniscono dati generalmente più sicuri e precisi. Infatti, le suddette formulazioni teoriche sono affette da limitazioni e da grossolanità nelle inevitabili approssimazioni. I difetti principali delle formulazioni per determinare la resistenza a compressione  $f_u$  riguardano le ipotesi di comportamento elastico lineare fino a rottura. Inoltre la teoria presuppone di conoscere in anticipo i valori dei moduli elastici del laterizio e della malta ( $E_b, E_m$ ): questo implica la conoscenza del loro comportamento deformativo che, in generale, risulta molto difficile da studiare.

Tuttavia, quando non sia possibile effettuare test, l'utilizzo delle suddette relazioni empiriche risulta una valida alternativa a cui riferirsi. Nel caso di progettazioni e verifiche, poi, l'incertezza del valore della resistenza della muratura sarà presa in considerazione cautelandosi con coefficienti di sicurezza ricavati dai principi probabilistici. In tale contesto si inserisce la formulazione fornita dall'Eurocodice 6 per esprimere la resistenza caratteristica della muratura,  $f_k$ :

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (2.10)$$

dove:

$f_b$ : resistenza media a compressione del laterizio;

$f_m$ : resistenza media a compressione della malta;

$K$ : coefficiente che dipende dal tipo di malta, in generale  $K = 0,4 \div 0,6$ ;

$\alpha, \beta$ : valori che dipendono dal tipo di malta, in generale

si assume  $\alpha = 0,65, \beta = 0,25$ .

L'introduzione di valori medi delle proprietà dei materiali, anziché valori caratteristici, risulta più cautelativo in quanto si utilizzano frattali inferiori.

### 2.2.3 Resistenza a trazione

Il meccanismo di resistenza della muratura a trazione è ancora più incerto del caso di compressione. La rottura per trazione può avvenire per:

- 1) Rottura del giunto di malta;
- 2) Decoesione dell'interfaccia malta-mattone;
- 3) Rottura del mattone.

I primi due casi sono assolutamente i più frequenti, in quanto, affinché si verifichi la terza ipotesi, la malta deve avere una resistenza maggiore dei laterizi. Le prove sperimentali per studiare l'effetto di trazione pura sono molto difficili da realizzare, per cui, spesso, ci si riferisce a prove di trazione per flessione. Inoltre, la resistenza a trazione è molto sensibile alla direzione in cui agisce lo sforzo.

Per quanto riguarda formule empiriche, in questo caso non esiste una grande disponibilità. Tassios ha sviluppato anche una formulazione valida nel caso di trazione pura che agisce in direzione ortogonale ai giunti di malta:

$$f_t = 2/3 \cdot f_{mt} \quad (2.11)$$

dove:

$f_t$ : resistenza della muratura a trazione;

$f_{mt}$ : resistenza della malta a trazione.

Nell'ipotesi che la muratura ceda quando la tensione principale di trazione raggiunge la resistenza limite a trazione  $f_t$  della muratura stessa, mediante prove sperimentali vari ricercatori hanno trovato che  $f_t$  può variare da 1 a 3,5 MPa circa, tuttavia, la scarsità di informazioni certe sulla trazione pura rientra tra i motivi per cui, in generale, si sceglie di considerare la muratura come materiale non reagente a trazione.

### **2.3 Stati tensionali complessi**

Con questi si intendono tutte quelle combinazioni di sforzo che possono coinvolgere tutte e tre le dimensioni spaziali. Ancora più che nel caso precedente, l'anisotropia della muratura rende lo studio di questi stati tensionali alquanto oneroso.

Tuttavia, ricorrendo ai risultati ottenuti da prove sperimentali, si denota che il comportamento anisotropo della muratura può essere ricondotto, semplificando il concetto, ad un comportamento ortotropo: infatti, le proprietà della muratura variano, sostanzialmente, tra la direzione parallela ai giunti orizzontali e la direzione ortogonale, data dai giunti verticali. Inoltre, sempre dai risultati di test, è stato possibile osservare come il comportamento della muratura risulti tanto più uguale nelle varie direzioni quanto più la malta è di qualità. Questo poiché, se le proprietà meccaniche della malta si avvicinano maggiormente a quelle del laterizio, la giacitura orizzontale dei letti di malta costituisce sempre meno un punto debole della parete muraria.

Semplificando ulteriormente, possiamo supporre che le risultanti degli sforzi siano contenute nel *piano medio* della parete in muratura, evidenziato in figura 2.7.

Ci si può così riferire ad uno stato di tensione piano.

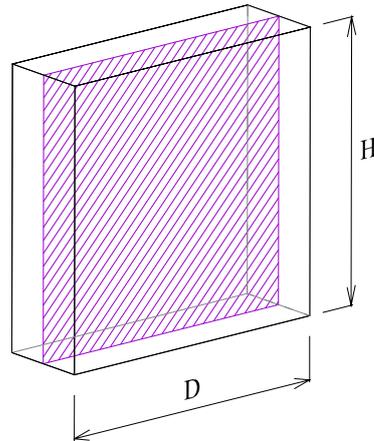


Fig. 2.6 Piano medio della parete in muratura

Per una parete soggetta ad un qualsiasi stato piano di tensione, le grandezze dipendono dal tipo di riferimento utilizzato. Si possono considerare due sistemi di riferimento con le rispettive tensioni:

- a) Le tensioni principali,  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  e l'angolo che una di esse forma con la direzione dei giunti di malta,  $\theta$  (figura 2.7 a);
- b) Le tensioni normale e parallela ai letti di malta,  $\sigma_n$  e  $\sigma_p$ , e la tensione tangenziale  $\tau$  (figura 2.7 b) nel sistema di riferimento dei materiali, con gli assi diretti secondo le direzioni dei giunti orizzontali e verticali.

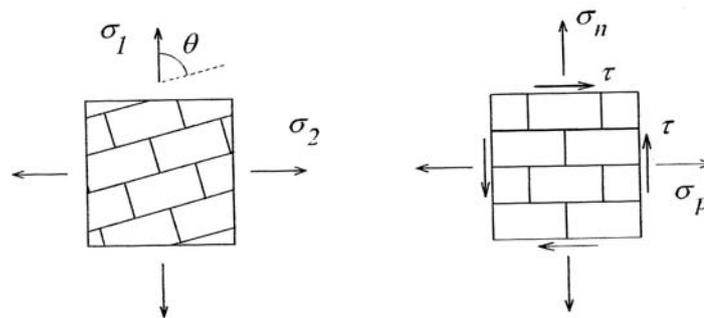


Fig. 2.7 – Sistemi di riferimento per uno stato tensionale piano di trazione di direzione generica: a) tensioni principali, b) tensioni parallele e ortogonali ai letti di malta.

Da prove sperimentali è stato possibile ricavare il dominio di rottura biassiale per uno stato piano di tensione di compressione e trazione (figura 2.8). Si utilizzano,

in questa applicazione, le tensioni principali  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  e l'angolo rispetto alla giacitura dei letti di malta,  $\theta$ . Si noti come il fenomeno sia influenzato dal valore dell'angolo  $\theta$ : il grafico tende ad assumere un andamento lineare quando l'angolo  $\theta$  tende a  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , cioè, quando le tensioni principali hanno direzione normale e parallela ai giunti orizzontali.

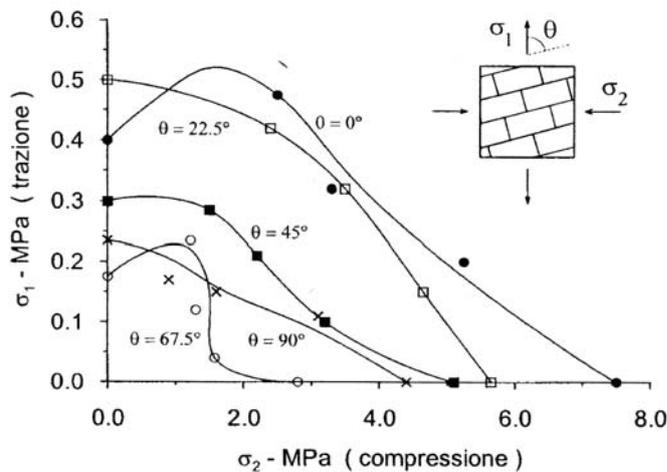


Fig. 2.8 – Dominio di rottura biasciale per uno stato piano di tensione di compressione e trazione

L'analisi degli stati tensionali complessi comprende anche il caso di *compressione e taglio*. Per una parete considerata come elemento di una struttura muraria, si tratta della combinazione di tensioni a cui è maggiormente soggetta in quanto la compressione sarà il risultato dei carichi permanenti e accidentali verticali, mentre il taglio sarà dato, prevalentemente, da carichi orizzontali quali vento e sisma. Si prenderà ora in esame una combinazione di compressione e taglio in cui si considera lo sforzo di compressione costante e si incrementa il valore del taglio.

## **2.4 Parete soggetta a compressione e taglio**

In precedenza si è valutato il comportamento della muratura a compressione ed a trazione; ora invece si prenderà in esame una parete soggetta ad una combinazione di compressione e taglio ed anche per tale parete si tratterà la muratura come un materiale continuo omogeneo equivalente. Perciò, si riterranno validi a priori valori quali coesione ( $c$ ) e coefficiente d'attrito ( $\mu$ ), che provengono da sofisticati procedimenti di omogeneizzazione che non saranno trattati in questa sede.

Il modulo tangenziale  $G$  è il parametro fondamentale che descrive la deformabilità a taglio. Esso è collegato al modulo elastico  $E$  mediante relazioni empiriche. Nella progettazione si è soliti assumere valori del tipo:

$$E = 1000 f_k \quad (2.12)$$

$$G = 0,3 \div 0,4 E \quad (2.13)$$

dove con  $E$  si intende il modulo elastico misurato in direzione normale ai letti di malta.

Nella definizione del modello di materiale equivalente, collegare concettualmente ed analiticamente lo stato *tensionale macroscopico* con lo stato *tensionale locale* costituisce un problema complesso in quanto ci si deve basare sui meccanismi deformativi degli elementi.

Il **meccanismo di resistenza e deformabilità a taglio**, inoltre, risulta ancora più affetto da incertezze di quanto non lo siano quelli a compressione e trazione. Tuttavia, se da una parte il tema risulta davvero complesso, dall'altra parte si hanno a disposizione molti più studi e prove sperimentali rispetto ai meccanismi di resistenza e deformabilità a compressione e trazione; la maggiore attenzione, infatti, è motivata proprio dalle maggiori incertezze dell'argomento.

Nelle varie formulazioni che seguiranno, si tratteranno le *forze agenti* come *sollecitazioni macroscopiche* e quanto più si cercherà, dove possibile, di considerare la muratura come materiale omogeneo equivalente.

### 2.4.1 Azioni nel piano medio

Si esamina il caso di una parete di muratura non armata, soggetta a compressione e taglio nelle due sezioni d'estremità superiore ed inferiore; le risultanti di tali sollecitazioni saranno contenute nel piano medio della parete, pertanto questo caso rientra fra gli stati tensionali piani, visti nel precedente capitolo.

Per ogni sezione della parete si suppone siano definibili, azione assiale, taglio e momento risultanti. In figura 2.9 è presente uno schema della parete sollecitata, in cui sono rappresentati:

$P$ : peso proprio della parete agente lungo l'asse baricentrale;

$N_{sup}$ ,  $N_{inf}$ : sforzi assiali agenti nella sezione superiore ed inferiore;

$e_{sup}$ ,  $e_{inf}$ : eccentricità dei corrispondenti sforzi normali rispetto all'asse baricentrale della parete;

$V$ : taglio alle estremità;

$D$ : larghezza della parete;

$H$ : altezza della parete.

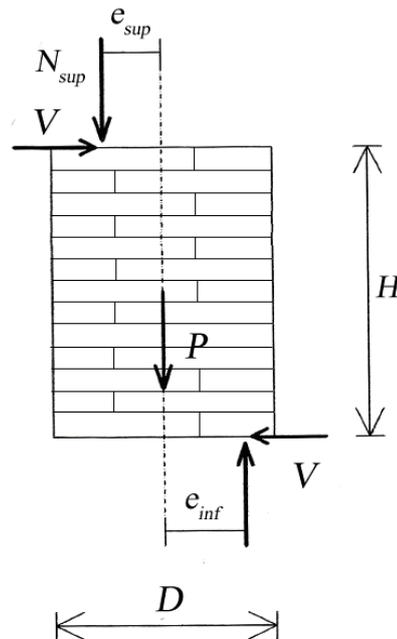


Fig. 2.9 Parete soggetta a compressione e taglio

Dall'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione, sussistono le seguenti relazioni:

$$N_{inf} = N_{sup} + P$$

$$V \cdot H = M_{sup} + M_{inf} = N_{sup} \cdot e_{sup} + N_{inf} \cdot e_{inf} \quad (2.14)$$

**2.5 Grado di vincolamento di un pannello murario.**

Il problema della risposta di un maschio murario soggetto a carichi sismici viene studiato con l'ausilio di prove sperimentali. Si tratterà di sottoporre un pannello murario a taglio e compressione, in quanto è la combinazione di tali sollecitazioni a cui è comunemente sottoposta una parete soggetta ad azione sismica.

In generale, i test di questa tipologia, sono effettuabili applicando sulla sommità del maschio un carico verticale distribuito, di risultante  $P$ , che viene mantenuto costante e centrato; di seguito viene imposto uno *spostamento monotono* in testata che genera una sollecitazione tagliante  $V$  crescente. E' possibile realizzare anche test con lo *spostamento ciclico*. La distribuzione degli sforzi per tutta la lunghezza del muro è possibile grazie all'impiego di una traversa rigida in sommità (figura 2.10 a e b).

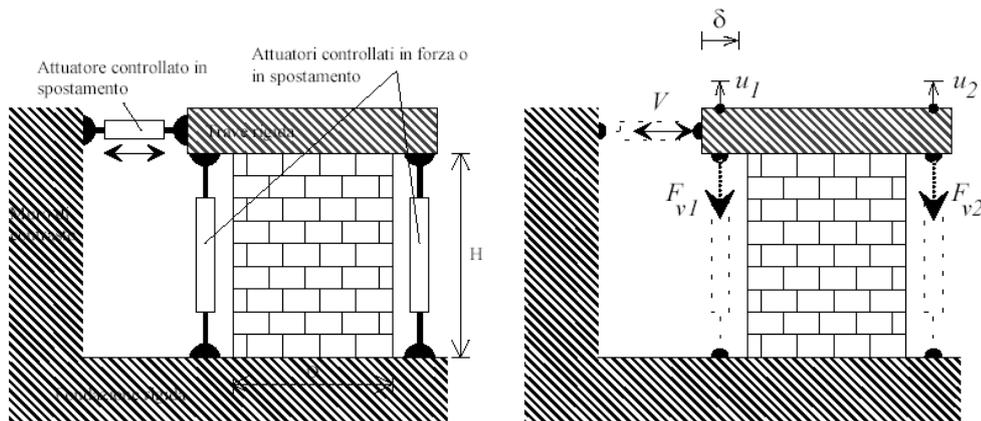


Fig. 2.10 – a): Configurazione di prova; b): sollecitazioni generate nel pannello e spostamenti.

In figura 2.10 b) i simboli hanno il seguente significato:

$\delta$ : spostamento orizzontale imposto;

$V$ : sollecitazione tagliante generata;

$F_{v1}, F_{v2}$ : forze verticali agenti alle estremità di larghezza del pannello;

$u_1, u_2$ : spostamenti alle estremità di larghezza del pannello.

In particolare, si vuole evidenziare come il tipo di vincolamento alle estremità del maschio possa influire la sua risposta; mantenendo la base inferiore fissa, si individuano due configurazioni che rappresentano le due situazioni limite possibili (figura 2.11 a, b):

- a) La sommità del maschio è completamente libera di ruotare;
- b) La sommità del maschio può solo traslare rigidamente, non sono ammesse rotazioni (condizione “incastro-incastro”).

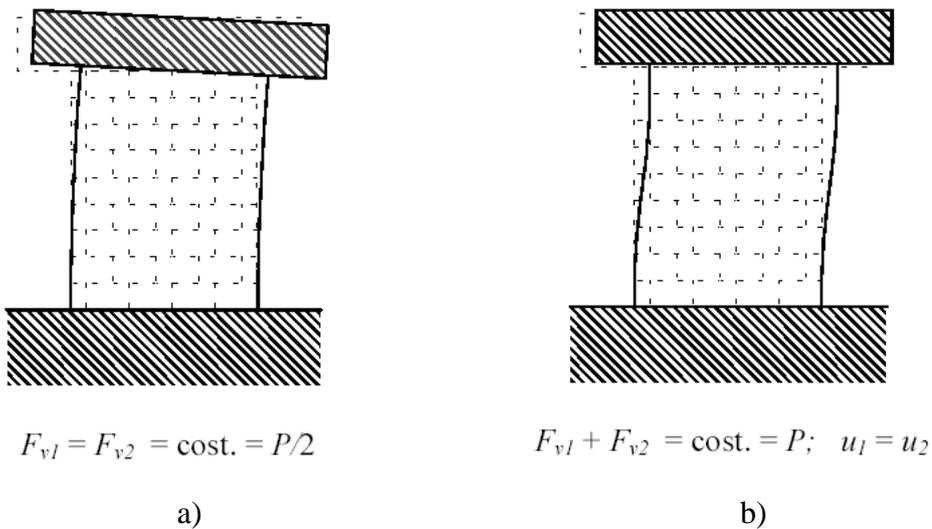


Fig. 2.11 – Configurazioni possibili

Nel caso a) il pannello tende ad assumere un comportamento a *mensola*, le risultanti di compressione alle basi superiore ed inferiore avranno eccentricità, rispetto all’asse del pannello, di segno uguale ed il momento dato dalla sollecitazione tagliante  $V$  sarà massimo nella base inferiore e nullo sulla sommità.

Mentre, nel caso b) si verifica una situazione tipo a *doppio incastro*, in cui le eccentricità delle due risultanti di compressione superiore ed inferiore saranno di segno opposto ed il momento dato da  $V$  sarà nullo a metà dell’altezza del pannello.

L'esperienza sul campo evidenzia come la situazione più realistica sia costituita da una combinazione di questi due casi limite; tuttavia, si è notato che il comportamento reale di un maschio murario sotto azione sismica, tende maggiormente alla configurazione b).

## **2.6 Stati limite ultimo e di esercizio**

Lo stato di sollecitazione di compressione e taglio è tipico di pareti considerate come parti strutturali di un edificio in muratura. Quindi, si effettua una valutazione di una parete facente parte di una struttura e non di una parete a sé stante come svolto in precedenza. Esaminate all'interno di questo contesto, pertanto, la verifica e la progettazione di pareti seguono ben precisi criteri di sicurezza: questi devono assicurare un certo comportamento della parete nei confronti del resto della struttura globale di cui fa parte. In pratica, l'osservazione di questi criteri garantisce che non vengano raggiunte situazioni che porterebbero la parete al degrado o al collasso e che, quindi, si rifletterebbero, in modo più o meno rapido, sulla struttura complessiva.

Le situazioni che non si vogliono raggiungere sono i cosiddetti "stati limite", che stanno alla base del ben noto *metodo semi-probabilistico degli stati limite*. Nel caso di un edificio generico, i due stati limiti principali sono:

- **stato limite ultimo**: rappresenta una situazione oltre la quale si ha una condizione di pericolo per la resistenza della struttura, che può portare al collasso (o ad altre forme di cedimento strutturale) e mettere quindi in pericolo la sicurezza delle persone che si trovano all'interno o nei pressi della costruzione.
- **stato limite di esercizio**: rappresenta una situazione oltre la quale si genera una condizione non ottimale per l'utilizzo della struttura che può al limite impedirne il funzionamento, non risultando più soddisfatti i requisiti per i quali è stata progettata. In altri termini la costruzione, pur senza manifestare un cedimento strutturale, non può più essere utilizzata per gli scopi preposti. Lo stato raggiunto è tale da provocare nella

struttura danni che hanno perlopiù conseguenze economiche, in termini di riparazioni e ripristino della struttura alla sua corretta funzione originaria.

Il metodo fissa le probabilità con cui è possibile raggiungere questi stati ed applica alle resistenze delle strutture ed alle azioni agenti su di esse dei coefficienti di sicurezza che garantiscono che, statisticamente, non vengano superate le soglie di imposte.

Nel caso specifico della muratura, l'estrema aleatorietà dei dati sulla resistenza e la deformabilità farebbe innalzare ulteriormente i coefficienti di sicurezza: laddove mancano certezze o dati rigorosi, ci si cautela considerando resistenze minori di quelle presunte e sollecitazioni maggiori di quelle attese, allo scopo di garantire il non raggiungimento degli stati limite.

Tuttavia, per la muratura si può preferire non utilizzare il metodo semi-probabilistico: in pratica si definiscono gli stati limite d'esercizio e ultimo in modo deterministico, esplicitando condizioni e configurazioni che determinano precisamente il raggiungimento dello stato indesiderato. Pertanto, con questo approccio saranno fatte molte ipotesi iniziali semplificative, ma tali ipotesi avranno sempre un intento cautelativo. Rinunciando ai concetti di probabilità si evitano, così, ulteriori complicazioni al già complesso fenomeno della resistenza e deformabilità muraria.

Per una parete in muratura che costituisce parte di un edificio, gli **stati limite d'esercizio** coincideranno col raggiungimento, per essa, di un'eccessiva deformazione o di fessurazione della sezione, che possono portare ad un danneggiamento globale della struttura. Mentre, si parlerà di **stati limite ultimi** quando si avrà il collasso della parete o di una sua parte, con conseguenti danni ingenti nell'edificio, fino, addirittura, ad un possibile crollo.

Per una parete in muratura, la condizione di sollecitazione di taglio-compressione con incremento di taglio, descritta nei paragrafi precedenti, può

evolversi in diverse situazioni limite; si tratta di tre comportamenti che si possono manifestare anche non singolarmente:

- rottura della parete per *pressoflessione*;
- rottura della parete per *taglio con fessurazione diagonale*;
- rottura della parete per *taglio con scorrimento*.

Le condizioni ultime, definite dagli stati limite ultimi e d'esercizio, variano a seconda del tipo di danneggiamento che la combinazione taglio-comprensione provoca. Quindi, si avranno delle condizioni limite diverse per ognuna delle tre modalità di rottura sopra scritte. Alla definizione di tali condizioni limite saranno dedicati i paragrafi successivi.

## **2.7 Rottura per pressoflessione**

Riferendoci al caso generico riportato in fig. 2.9, il pannello in esame tende ad avere una rottura per flessione quando esso è particolarmente snello o quando lo sforzo assiale agente è scarso. Nei paragrafi successivi si esamina la rottura per pressoflessione per gli stati limite ultimi e di esercizio.



**Fig. 2.12 – Meccanismo di danno per flessione – ribaltamento**

### 2.7.1 Stato limite d'esercizio

E' convenzione considerare che una parete raggiunga il suo stato limite d'esercizio quando in una sezione ci sia un momento flettente tale da provocare **fessurazione**. Il quadro fessurativo si forma più facilmente dove il materiale ha minore resistenza a trazione; pertanto, nel caso della muratura, il danneggiamento avviene lungo i giunti di malta.

Si può affermare che si ha fessurazione quando lo sforzo di trazione, provocato dal momento flettente, raggiunge il valore della massima resistenza a trazione  $f_{mt}$  della malta. Per cui, ricordando le 2.12-2.13 e applicando la nota formula della resistenza flessionale valida per una sezione rettangolare:

$$\sigma = 6M/bh^2 \quad (2.15)$$

il **momento di fessurazione** (o **cracking**) sarà:

$$M_{cr} = \left( \frac{N}{D \cdot t} + f_{mt} \right) \cdot \frac{D^2 \cdot t}{6} \quad (2.16)$$

dove, con  $t$  e  $D$  si è indicato, rispettivamente, lo spessore e la larghezza della parete.

La resistenza a trazione della malta è, nella maggior parte delle volte, trascurabile. Quindi, la formula 2.16 potrebbe essere riscritta come:

$$M_{cr} = \left( \frac{N}{D \cdot t} + 0 \right) \cdot \frac{D^2 \cdot t}{6} = \frac{N \cdot D}{6} \quad (2.17)$$

Così, ci si è ricondotti alla classica formula di parzializzazione delle sezioni pressoinflesse non reagenti a trazione.

### 2.7.2 Stato limite ultimo

Allo stato ultimo di una parete pressoinflessa è associato lo schiacciamento del lembo compresso in una delle due sezioni estreme.

Se si hanno bassi valori di sforzo assiale, la parte compressa occupa una minima parte della sezione, lasciando spazio alla parte tesa ed alla formazione di fessure. Con l'incremento di sollecitazione tagliante, il momento flettente dato da  $V \cdot H$  aumenterà e la parte fessurata si estenderà sempre di più; anche la compressione data dal momento aumenterà, ma essendo lo sforzo assiale complessivamente basso, il momento  $N \cdot e$  non è sufficiente a contrastare il momento  $V \cdot H$ . Si crea, dunque, un cinematismo di *ribaltamento*, come quello rappresentato in figura 2.13:

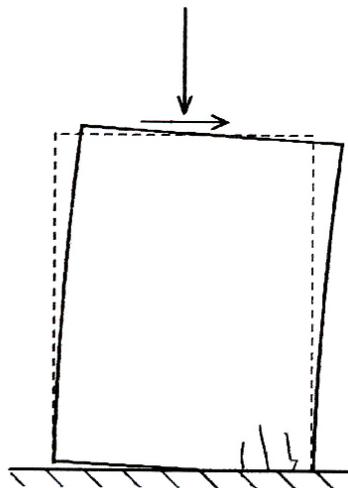


Fig. 2.13 – Rottura per pressoflessione o ribaltamento

E' evidente come il rapporto  $H/D$  della parete influisca sul meccanismo: se la parete è molto snella si ha un valore di  $H$  particolarmente elevato in relazione alla larghezza  $D$  per cui il *momento ribaltante*  $V \cdot H$  predomina rispetto al *momento stabilizzante*  $N \cdot e$ .

Per analizzare lo stato ultimo per pressoflessione, si pone in evidenza ciò che succede nella sezione estrema inferiore, dove il momento ribaltante assume il valore maggiore.

Si consideri la parete di figura 2.13 soggetta a compressione e taglio, in cui si trascuri, per semplicità, il peso proprio. Si assume, per ipotesi, una distribuzione delle tensioni di tipo rettangolare equivalente (*stress-block*) per la parte compressa della sezione. Lo *stress-block* sarà, dunque, rappresentato da un rettangolo di altezza pari alla tensione di compressione  $\sigma$ , moltiplicata per il coefficiente  $\kappa$  che tiene conto della reale distribuzione non lineare degli sforzi e che si assume, generalmente di valore compreso tra 0.85 ed 1. Al momento della crisi la tensione  $\sigma$  avrà raggiunto la resistenza a compressione della muratura,  $f_u$ . La situazione è rappresentata in figura 2.14:

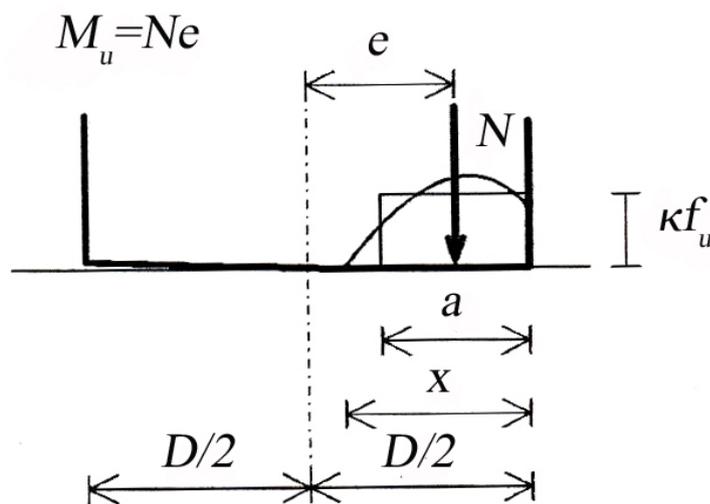


Fig. 2.14 – Stato tensionale nel lembo compresso

Dalle condizioni di equilibrio alla rotazione si ricava il momento ultimo  $M_u$  corrispondente al raggiungimento della crisi:

$$M_u = N \cdot e = N \cdot \left( \frac{D-a}{2} \right) = \frac{N \cdot D}{2} \cdot \left( 1 - \frac{N}{\kappa \cdot f_u \cdot D \cdot t} \right) \quad (2.18)$$

ponendo la compressione media sulla base superiore:

$$p = P/(D \cdot t) \quad (2.19)$$

e considerando  $|e_{\text{inf}}| \geq |e_{\text{sup}}|$ , in riferimento alla figura 5.7, si ottiene:

$$V_{\text{max}} \cdot H_0 = P \cdot e_{\text{inf}} = M_u = \frac{p \cdot D^2 \cdot t}{2} \cdot \left(1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u}\right) \quad (2.20)$$

Esplicitando il valore del taglio che genera il momento ultimo, si ottiene:

$$V_{\text{max}} = \frac{D^2 \cdot t}{H_0} \cdot \frac{p}{2} \cdot \left(1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u}\right) = \frac{D \cdot t}{\alpha_v} \cdot \frac{p}{2} \cdot \left(1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u}\right) \quad (2.21)$$

dove  $\alpha_v$  è il *fattore di taglio* ed è così definito:

$$\alpha_v = \frac{M}{V \cdot D} = \frac{H_0}{D} = \psi' \cdot \frac{H}{D} \quad (2.22)$$

e  $\psi'$  assume un valore pari a 1 quando la base superiore del pannello è libera di ruotare restando fissa quella inferiore (configurazione di tipo “a” in figura 2.11); mentre vale 0,5 nel caso in cui la sommità possa solo traslare senza ruotare (configurazione di tipo “b”). Il *fattore di taglio*  $\alpha_v$  ed il rapporto  $H/D$ , denominato *fattore di forma*, risultano, quindi, legati fra loro tramite il coefficiente  $\psi'$  che rappresenta le condizioni di vincolo della parete.

I fattori di taglio e di forma vengono utilizzati per esprimere direttamente la dipendenza della resistenza della parete da alcune sue caratteristiche: rapporto fra momento generato e taglio agente, grado di vincolamento e snellezza. Questa formulazione è particolarmente utile per effettuare simulazioni numeriche ad elementi finiti: l'utilizzo dei fattori di taglio e di forma come parametri variabili, rende le simulazioni automatizzabili ed i risultati più facilmente interpretabili.

La rottura per pressoflessione avviene più facilmente rispetto alle altre modalità qualora si abbiano bassi valori di compressione ( $P$ ). Inoltre si osserva come il taglio massimo  $V_{\text{max}}$  sia strettamente dipendente dal fattore di taglio  $\alpha_v$ , e quindi dal

fattore di forma  $\psi'$ ; sperimentalmente è stato evidenziato che questa dipendenza risulta particolarmente forte per valori di compressione media molto bassi, precisamente per valori del rapporto  $p/f_u$  minore di 0,2.

In definitiva, dunque, si assume che in un pannello murario che rappresenta la parete, la rottura per pressoflessione avvenga quando in una delle due sezioni estreme della parte deformabile (i' o j') il momento flettente raggiunge un valore pari a quello fornito dall'espressione 2.2, in cui si assume  $\kappa = 0,85$ .

### 2.7.3 Confronto con l'analisi limite

A comprovare la validità dell'espressione 2.20 (e quindi 2.21), contribuisce anche la teoria dell'analisi limite. Come già accennato precedentemente, l'analisi limite è una procedura d'analisi che contempla solo l'esame della situazione di collasso e del suo cinematismo corrispondente. E' possibile notare riscontro fra i risultati dell'analisi limite e le espressioni definite sopra. Ad esempio, supponendo per la muratura una massima resistenza a compressione  $f_u$  di valore infinito, la 2.20 si trasforma nella condizione di ribaltamento di un blocco rigido e diventa:

$$V_{\max} \cdot H_0 = \frac{P \cdot D}{2} \quad (2.23)$$

la quale coincide con il risultato ottenibile da un'analisi limite con il cinematismo a collasso di figura 2.15, in cui si considera:

$$0 \leq \theta \leq \arctg(H/D) \quad (2.24)$$

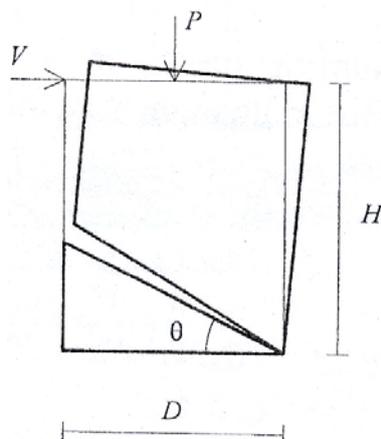


Fig. 2.15 – Cinematismo a collasso con  $f_u$  di valore infinito

Assumendo, invece, un valore finito per la resistenza a compressione della muratura, l'analisi limite prevede un cinematismo come in figura 2.16, al quale corrisponde una formulazione per il taglio ultimo, analoga ancora alla 2.20.

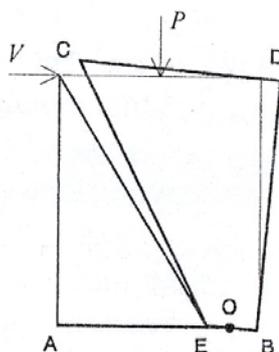


Fig. 2.16 – Cinematismo a collasso con  $f_u$  di valore finito

In realtà, l'analisi limite così condotta si fonda sull'ipotesi di comportamento monolatero (non resistente a trazione) del materiale. Nel caso in cui si assuma un valore infinito per la resistenza a compressione della muratura, l'espressione 2.23 ed il cinematismo di figura 2.15 sono ottenibili solo con l'ipotesi di confinamento laterale alle basi superiore ed inferiore: senza tale accorgimento, difatti, si avrebbero cinematismi associati a disarticolamenti della muratura (figura 2.17 a, b).

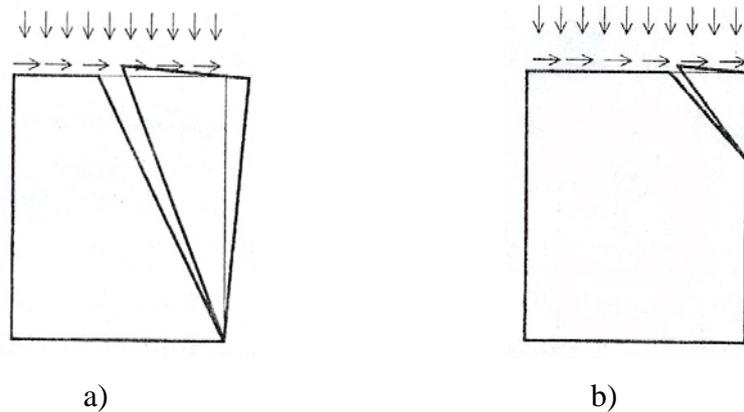


Fig. 2.17 a), b) – Disarticolamenti della muratura

Applicando integralmente la teoria del comportamento “no tension”, se non ci fosse alcuna azione di contenimento per le basi, a questi cinematismi sarebbe associato un moltiplicatore a collasso di valore nullo: essendo nulla la resistenza a trazione della muratura il processo di disarticolazione del materiale sotto quel tipo di carico avverrebbe immediatamente.

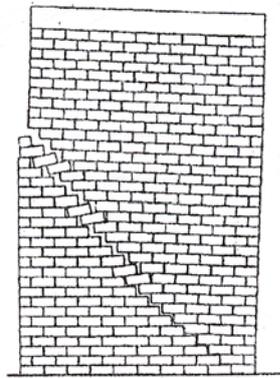


Fig. 2.18 – Ribaltamento di muratura a secco.

La conclusione a cui si è giunti consente di evidenziare ulteriormente i limiti dell’ipotesi “no tension”. Infatti, da osservazioni sperimentali effettuate su murature a secco senza contenimento delle basi (cinematismo di figura 2.18), si è visto come il moltiplicatore a collasso per cinematismi di questo tipo sia basso, ma non nullo, in quanto interviene l’attrito fra i blocchi.

## 2.8 Rottura per taglio

Il meccanismo di rottura per taglio prevede la formazione di fessure, provocate dalle tensioni tangenziali, nate dalle azioni orizzontali, combinate con le tensioni normali.



Fig. 2.19 – Meccanismo di danno per taglio

Il meccanismo di rottura per taglio è, secondo l'esperienza, quello che avviene più frequentemente.

E' possibile distinguere due tipi di rottura per taglio:

- a) Rottura per taglio con **fessurazione diagonale**;
- b) Rottura per taglio con **scorrimento**.

Il comportamento a rottura per taglio con **fessurazione diagonale** è caratterizzato dall'innescio di una o più fessure diagonali che avviene, solitamente, al centro della parete. Tali fessure compiono, per lo più, un percorso che segue i giunti di malta, orizzontali e verticali; in casi più rari, quando si hanno malte molto

resistenti e laterizi di scarsa qualità, le fessure possono propagarsi anche attraverso i mattoni. L'andamento qualitativo delle fessure è riportato in figura 2.20.

Nel meccanismo di rottura per taglio con **scorrimento** si crea una frattura orizzontale che interessa gran parte della sezione, in corrispondenza con un letto di malta. La propagazione della frattura attraverso il piano debole innesca un cinematismo di scorrimento tra le parte superiore della parete, che mantiene l'integrità, e quella inferiore. La rottura per scorrimento è rappresentata schematicamente in figura 2.21.

L'esperienza ha mostrato che il piano di scorrimento si crea facilmente in una sezione già affetta da fessurazione flessionale: per cui il meccanismo di rottura per taglio con scorrimento spesso si instaura quando è già in atto un danneggiamento della parete per presso flessione.

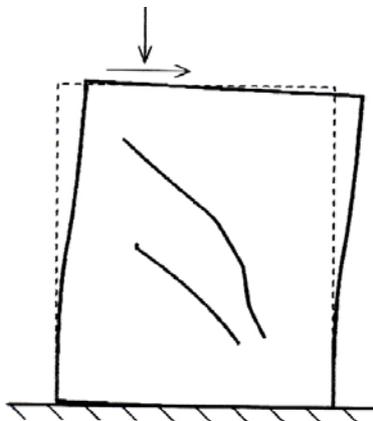


Fig. 2.20 – Rottura per taglio con fessurazione diagonale

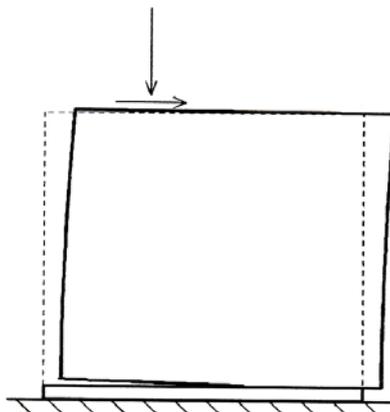


Fig. 2.21 – Rottura per taglio con scorrimento

Indipendentemente dalla distinzione tra fessurazione diagonale e scorrimento, la formulazione di uno stato limite per un meccanismo di questo tipo, e quindi la formulazione di un preciso criterio di sicurezza, è difficoltosa. I dati sperimentali hanno evidenziato la grande **fragilità** di questo meccanismo: da quando appaiono le prime fessure (diagonali o di scorrimento), il raggiungimento della resistenza massima della parete, e del successivo collasso, è estremamente rapido. Una prima conseguenza di questo fenomeno consiste nel fatto che *stato limite d'esercizio* e *stato limite ultimo* avvengano per azioni orizzontali di intensità paragonabile, per cui, nel seguito, ci si limiterà a descrivere lo *stato limite ultimo*. Inoltre la fragilità nel comportamento è strettamente correlata anche ad altri fattori, quali, ad esempio, la non corretta costruzione della muratura. Altro elemento sfavorevole consiste nel fatto che la rottura per taglio sia tipica di elementi tozzi, nei quali l'analisi delle tensioni risulta comunemente più difficoltosa.

Un ragionevole approccio al problema, dunque, prevede una serie di semplificazioni che vanno a limitare l'accuratezza dei risultati.

Si esaminano, ora, gli approcci utilizzati da vari ricercatori.

### 2.8.1 Criterio della resistenza a trazione convenzionale

Questo criterio, dedicato esclusivamente alla muratura non armata, è stato proposto nei primi anni Settanta, dai ricercatori sloveni Turnsek e Cacovic [Turnsek e Cacovic, 1971] e riguarda il meccanismo di rottura con fessurazione diagonale.

La formulazione del criterio è quella utilizzata nei metodi POR e derivati. Secondo questa teoria, la rottura per taglio avverrebbe quando lo sforzo di trazione principale della muratura eguaglia un valore limite, denominato  $f_{tu}$ , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura. Questa teoria utilizza, quindi, un modello di materiale omogeneo equivalente anche relativamente alla resistenza a trazione. In questo modo è possibile trascurare l'anisotropia del materiale ed utilizzare un unico parametro di resistenza col notevole vantaggio di rendere i calcoli molto più semplici e veloci.

Nella formulazione, si suppone di considerare solo la rottura per taglio con fessurazione diagonale.

Se, inizialmente, si suppone che la parete sia abbastanza snella da poter essere assimilabile ad un solido di De Saint Venant, il *taglio ultimo resistente* è dato da:

$$V_u = \frac{f_{tu} \cdot D \cdot t}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} \quad (2.25)$$

dove:

$$\sigma_m = \frac{N}{D \cdot t} \quad (2.26)$$

e  $b$  è un coefficiente che, in questo caso, vale 1,5. Volendo applicare la formula anche a pareti tozze, o, comunque, non assimilabili ad un solido di De Saint Venant, è possibile variare il valore di  $b$  in funzione del rapporto altezza/larghezza ( $H/D$ ) della parete in esame. Si riportano i valori di  $b$  adottati in funzione della snellezza:

- $b = 1,5$  per  $H/D \geq 1,5$ ;
- $b = 1$  per  $H/D \leq 1,5$ ;

- $b = H/D$  per  $1 < b < 1,5$ .

Questo metodo presenta, oltre al vantaggio della semplicità d'uso, diverse limitazioni:

- Da prove di taglio effettuate su pannelli in muratura semplice, si è osservato che il metodo fornisce un'adeguata resistenza a taglio della parete, ma solo nel caso in cui le sezioni estreme del pannello siano vincolate entrambe con incastro rotazionale;
- Dubbi sulla sua validità si presentano anche al variare del rapporto di forma delle pareti: la semplice variazione del valore numerico del coefficiente  $b$  può non essere sufficiente a rappresentare adeguatamente le diverse geometrie;
- Inoltre, questo metodo, nel trascurare a priori l'anisotropia del materiale, considerando una convenzionale resistenza a trazione globale, ammette un'ipotesi molto forte, soprattutto quando la qualità scadente della malta evidenzia ancora di più il carattere anisotropo della muratura;
- Come ultimo, la teoria considera esclusivamente un tipo di rottura a taglio con fessurazione diagonale del pannello e non prevede affatto la possibilità di una rottura per scorrimento, fenomeno che, invece, è stato riscontrato nelle prove di laboratorio.

Per ovviare a questi limiti, si sono formulate altre teorie quale il criterio di Mohr-Coulomb.

### 2.8.2 Criterio di Mohr-Coulomb

Nel criterio di Mohr-Coulomb la resistenza a taglio della muratura è formulata come segue:

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (2.27)$$

dove  $c$  ed  $\mu$  sono, rispettivamente coesione e coefficiente d'attrito della muratura. Per quanto riguarda  $\tau$  e  $\sigma$ , tensione tangenziale e normale, possono assumere significati diversi a seconda di come viene utilizzato il criterio.

Sia l'Eurocodice 6, sia il D.M. 20/11/87, applicano questo criterio esprimendo la resistenza a taglio della muratura  $V_{Rk}$  come:

$$V_{Rk} = f_{vk} \cdot t \cdot D_c \quad (2.28)$$

dove:

$f_{vk}$ : resistenza a taglio unitaria;

$t$ : spessore;

$D_c$ : larghezza della parte di sezione compressa.

Infatti, viene considerata sezione reagente solo la parte di sezione compressa, in quanto il materiale muratura viene assunto con resistenza a trazione nulla.

Per la definizione della resistenza a taglio unitaria,  $f_{vk}$ , le normative forniscono l'espressione:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad \text{con } f_{vk} \leq f_{vk,lim} \quad (2.29)$$

dove:

$\sigma_d$ : sforzo medio di compressione sull'area reagente;

$f_{vk,lim}$ : valore limite superiore che dipende dal tipo di laterizi e di malta.

Questo criterio di resistenza è caratterizzato da una notevole semplicità, in quanto considera grandezze macroscopiche e supera i limiti del criterio precedente, soprattutto per quel che riguarda l'adattabilità alle varie forme ed alle varie condizioni di vincolo. Presenta, invece, il limite di non essere riconducibile ad una

fessurazione diagonale, pertanto è maggiormente idoneo nel caso di una rottura per taglio con scorrimento.

Un'ulteriore osservazione in merito alla resistenza al taglio, riguarda il ruolo dello sforzo assiale. Nel caso di una singola parete in muratura, quali quelle viste sino a qui, tutte le prove sperimentali eseguite e tutti gli studi effettuati sull'argomento ci conducono alla conclusione che *la presenza di sforzo assiale normale di compressione aumenta la resistenza al taglio*, per ogni meccanismo di rottura considerato.

Nel caso di rottura per pressoflessione, infatti, aumentando il valore dello sforzo assiale, il momento  $N \cdot e$  si oppone maggiormente al momento ribaltante  $V \cdot H$ , con un generale effetto stabilizzante, in accordo anche con l'espressione 2.18.

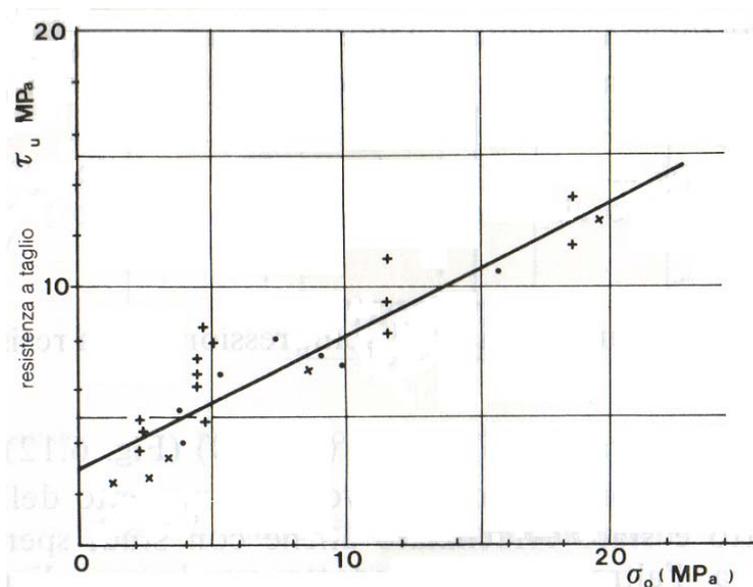


Fig. 2.22 – Influenza della tensione verticale di compressione sulla resistenza a taglio della muratura.

Come si vedrà nel seguito, altri ricercatori, partendo sempre da un criterio di Mohr-Coulomb, sono arrivati a proporre formulazioni che superassero anche quest'ultimo limite e che consentissero di trattare entrambi i casi di rottura per taglio.

### 2.8.3 Diagramma d'interazione

Per una singola parete a mensola e per un dato valore di compressione assiale  $\sigma_0$ , i valori minimi della tensione tangenziale ultima  $\tau_u$  possono essere dedotti dalle precedenti espressioni critiche. I punti rappresentativi critici determinano il diagramma di interazione del pannello murario in esame ( figura 2.23).

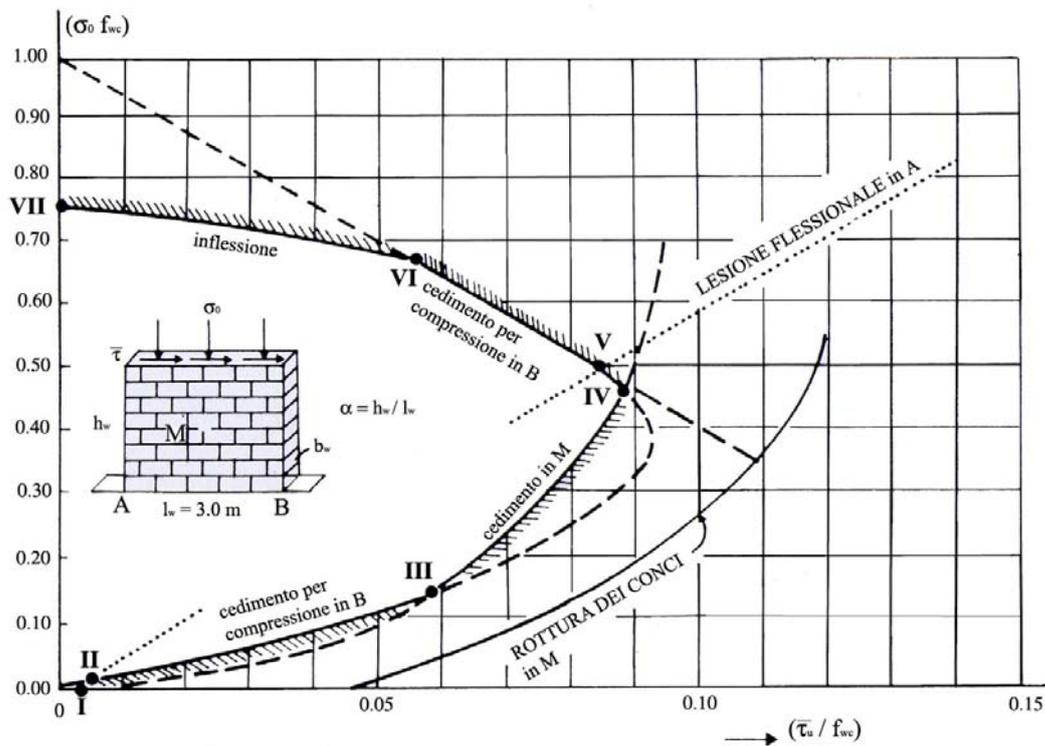


Fig. 2. 23 - Diagrammi di interazione per un pannello di muratura non armata, calcolato sulla base di una prova sperimentale.

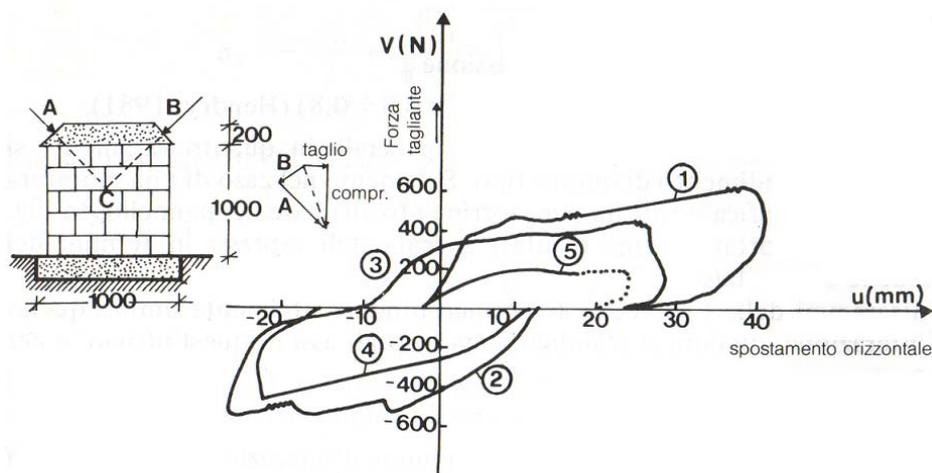
E' interessante notare che il settore del diagramma d'interazione meggiormente

impiegato è quello per valori  $\frac{\sigma_0}{f_t} < 0,20$  .

## 2.9 Azione tagliante ciclica su muratura non armata

La ricerca in questo settore è notevolmente scarsa. Occorre, innanzitutto, la conoscenza delle modalità di cedimento delle murature ed in secondo luogo la conoscenza di alcuni parametri base (rigidezza, resistenza, duttilità, smorzamento), fondamentali per la valutazione analitica del loro comportamento in presenza di forze cicliche.

Tanto la risposta sismica quanto la rigidezza, si riducono all'aumentare del numero di cicli di carico. (Fig 2.24.).



**Fig. 2.24** Diagramma relativo a murature non armate soggette a carichi ciclici, con carico costante di compressione ( Castellani, 1980 ).

Quando più elementi di una costruzione in muratura subiscono una diminuzione evidente della loro rigidezza, cresce il periodo proprio della costruzione, e conseguentemente varia il carico sismico che impegna la struttura. In relazione alle caratteristiche del sisma e ai problemi dell'interazione suolo-struttura questa variazione può influire positivamente o negativamente sulla risposta sismica futura dell'edificio.

# CAPITOLO 3

## METODI DI ANALISI E MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 3.1 Introduzione

La progettazione di strutture in zona sismica, a parità di criteri progettuali e metodi di verifica, assume per una stessa costruzione, una forte differenziazione a seconda del sito dove viene edificata. Appare evidente infatti che la progettazione sia influenzata in maniera determinante dalla probabilità che ha il sito, in un determinato periodo di tempo, di essere soggetto ad eventi sismici di magnitudo assegnata. Per poter eseguire una corretta progettazione strutturale è allora necessario conoscere questo livello di pericolosità sismica della zona dove si andrà ad edificare la struttura. Operativamente le informazioni che quantificano le probabilità che i terremoti di una certa magnitudo, con specifico periodo di ritorno, colpiscano le varie zone di un territorio, costituiscono la classificazione sismica di quel territorio. Per classificazione sismica si intende appunto una suddivisione del territorio nazionale in zone alle quali vengono attribuiti valori differenziati del grado di sismicità, atti a definire il livello di rischio sismico per le costruzioni che in esse sono edificate. Per questo motivo la classificazione sismica viene anche chiamata mappa della pericolosità sismica.

In Italia, la prima normativa che ha realmente e concretamente affrontato il problema delle costruzioni in zona sismica è stato il Decreto Ministeriale del 16 gennaio 1996, “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”, con relative istruzioni pubblicate nella Circolare Ministeriale del 10/4/97. In sostituzione a questo, è stata pubblicata il 20 marzo 2003 l’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274, contenente “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le

costruzioni in zona sismica”, il cui contenuto normativo è tuttora in fase di miglioramento e completamento da parte della comunità scientifica nazionale; scopo di tali norme, unitamente alle più recenti “Norme tecniche per le costruzioni” (D.M. 14 Settembre 2005) è di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

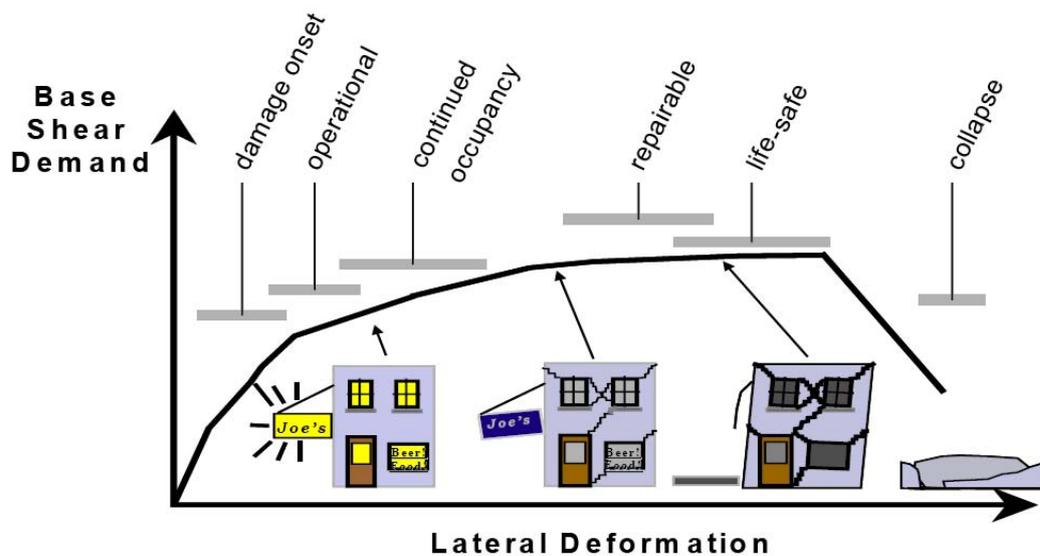


Fig. 3.1 – “Performance-based design” [da Ron Hamburger]

### 3.2 Classificazione sismica

La normativa precedente sulle costruzioni in zona sismica ( D.M. LLPP 16 gennaio 1996 ) suddivideva il territorio nazionale, dal punto di vista sismico, in zone classificate e in zone non classificate, dando l’impressione (erronea) che esistessero “zone sismiche” e “zone non sismiche”. Nella realtà questa classificazione non coglieva l’aspetto fisico del fenomeno perché quando si verifica un terremoto la sua influenza non è limitata a una zona ben definita. Il sisma infatti è un fenomeno di propagazione ondosa, che ha una distribuzione sul territorio molto vasta e diffusa. L’intensità sismica inoltre si riduce progressivamente a partire dalla zona epicentrale man mano che ci si allontana da essa. L’influenza dell’azione sismica viene rilevata esclusivamente dalle registrazioni strumentali effettuate dal sistema di reti

sismografiche diffuse sul territorio nazionale. I sismografi sono in grado di rilevare il minimo scuotimento del terreno per sisma anche se questo non produce alcun effetto percepibile da persone, animali o cose. Questo significa, nella sostanza, che anche nelle zone considerate non sismiche si registra comunque un'accelerazione del terreno, che può essere identificata e quantificata anche se di magnitudo tale da poter non avere alcuna ripercussione significativa sugli edifici.

Purtroppo in Italia si sono verificati terremoti che hanno provocato danni ingenti in termini di perdite di vite umane e di crolli strutturali anche in zone non dichiarate sismiche. L'aspetto di maggiore rilievo introdotto dall'Ordinanza 3274 è costituito senza dubbio dai nuovi criteri di classificazione sismica del territorio nazionale, necessari proprio per coprire questa grave lacuna lasciata irrisolta dalla normativa precedente. L'Ordinanza suddivide a tal fine l'intero territorio nazionale in quattro zone di sismicità, individuate in base a valori decrescenti di "accelerazioni massime" al suolo (Figura 3.2).

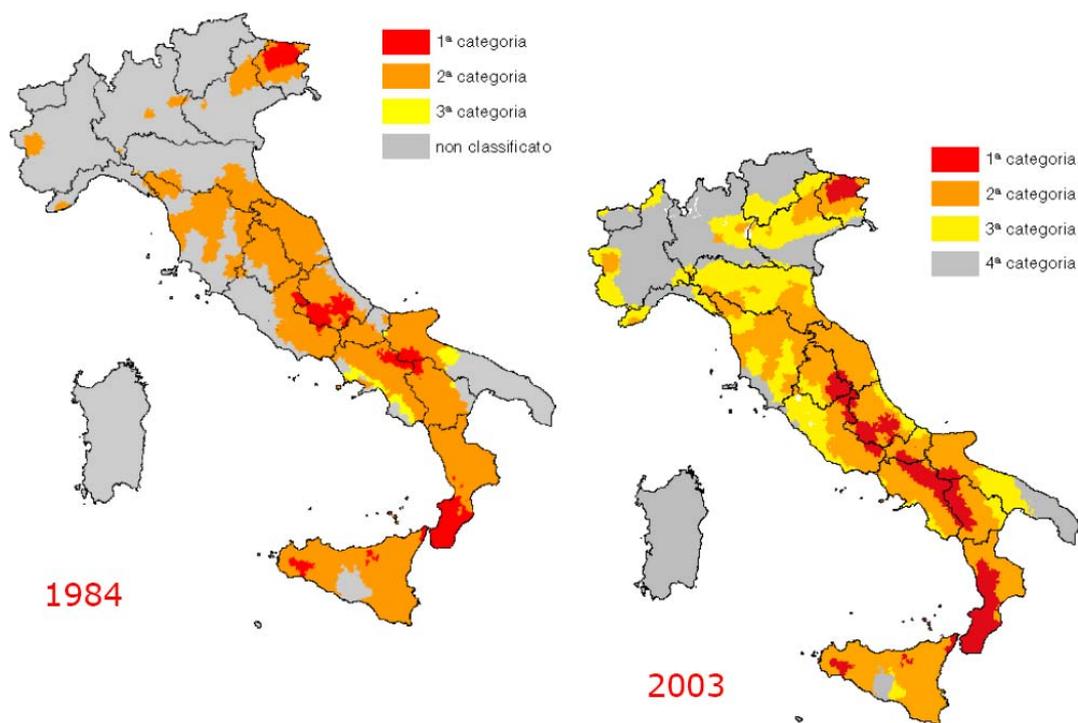


Fig 3.2 - Classificazione sismica secondo l'Ordinanza 3274

Per queste zone le norme indicano quattro valori di accelerazioni orizzontali ( $a_g/g$ ) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico. In particolare ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$ , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo la tabella seguente:

zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ $a_g/g$ ]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ $a_g/g$ ]
<b>1</b>	<b>&gt; 0,25</b>	<b>0,35</b>
<b>2</b>	<b>0,15 – 0,25</b>	<b>0,25</b>
<b>3</b>	<b>0,05 – 0,15</b>	<b>0,15</b>
<b>4</b>	<b>&lt; 0,05</b>	<b>0,05</b>

**Tabella 3.1** Classificazione in zone sismiche in funzione dell'accelerazione  $a_g$

L'assegnazione di un territorio ad una delle quattro zone suddette avviene mediante le valutazioni di  $a_g$  (con tolleranza 0,025g) rappresentate in termini di curve di livello con passo 0,025g.

### **3.3 Criteri generali di progetto**

La vigente normativa per le zone sismiche stabilisce i criteri di progetto ed i requisiti geometrici che devono avere tutti i nuovi edifici di muratura ordinaria da costruire in zona sismica. L'Ordinanza 3274 stabilisce poi che gli edifici in muratura siano realizzati nel rispetto del D.M. 20 Novembre 1987. In particolare alle predette norme tecniche deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali. Ai fini delle verifiche di sicurezza è obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite"; il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a  $\gamma_m = 2$ .

### 3.3.1 Regolarità in pianta.

I numerosi terremoti occorsi nel passato hanno evidenziato che oltre alla qualità dei materiali è fondamentale la configurazione strutturale.

Gli edifici con forma regolare e con pareti e solai ben connessi fra loro hanno spesso superato terremoti di sensibile intensità anche se non erano stati progettati come sismo-resistenti.

L'ordinanza 3274 indica i seguenti parametri per la definizione di regolarità in pianta:

- le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.
- Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto sia inferiore a 4.
- Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non superi il 25% della dimensione totale nella corrispondente direzione.
- I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.
- Area e rigidezza delle murature devono essere approssimativamente uguali nelle due direzioni.
- In caso di edificio nuovo di forma complessa è necessario scomporre l'intero edificio in più moduli regolari.

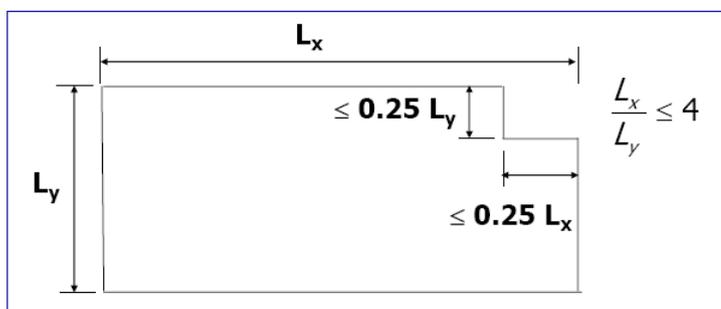


Fig. 3.3 – Edificio con rientri in pianta secondo le norme.

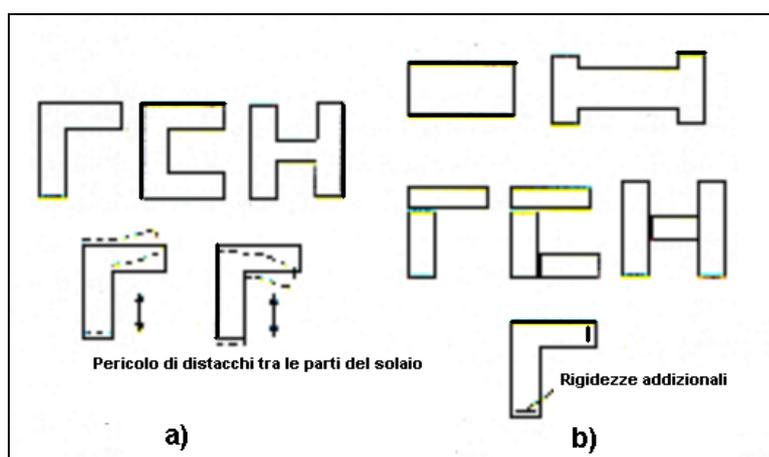


Fig. 3.4 – Esempi di Configurazioni (a) sfavorevoli e (b) favorevoli in pianta.

### 3.3.2 Regolarità in altezza.

Un edificio è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- Tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio si estendono per tutta l'altezza dell'edificio.
- Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio.
- Eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante.
- Le aperture sono verticalmente allineate ( in caso contrario la resistenza effettiva spetta solo alle zone di muratura continue dalla fondazione al piano di verifica );
- solai e coperture non sono spingenti sulle murature, o le spinte sono assorbite da opportuni elementi strutturali;

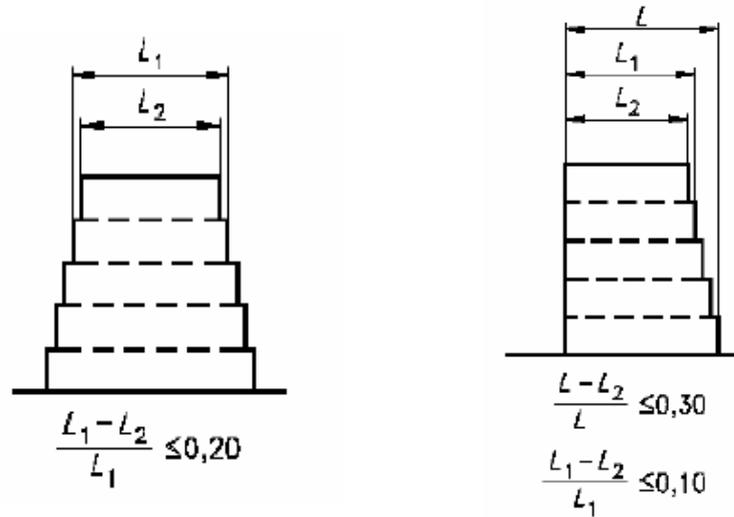


Fig. 3.5 – Edificio con rientri in altezza secondo le norme.

Devono essere pertanto evitate Strutture come quelle mostrate in figura sotto ovvero:

- strutture miste con piani o parti di piano realizzate con tipologia strutturale e materiali diversi.
- Strutture con forti rastremazioni ai piano inferiori.

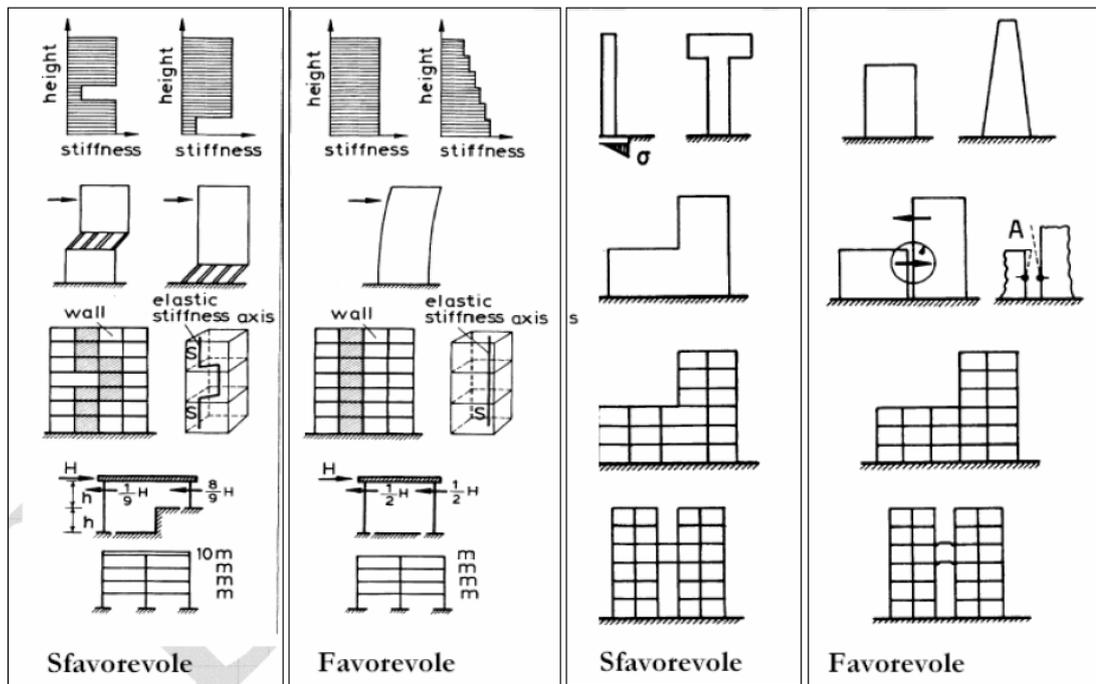


Fig. 3.6 – Configurazioni sfavorevoli e favorevoli in altezza (Penelis e Kappos, 1997).

### 3.3.3 Edificio semplice.

Si definisce “edificio semplice” una struttura che rispetti, oltre alle caratteristiche di regolarità in pianta e in altezza anche le seguenti proprietà:

- In ognuna delle due direzioni principali siano previste almeno due pareti di lunghezza, al netto delle aperture, non inferiore al 30% della larghezza dell’edificio nella medesima direzione.
- La distanza tra queste due pareti non sia inferiore al 75% della larghezza dell’edificio nella direzione ortogonale.
- Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.

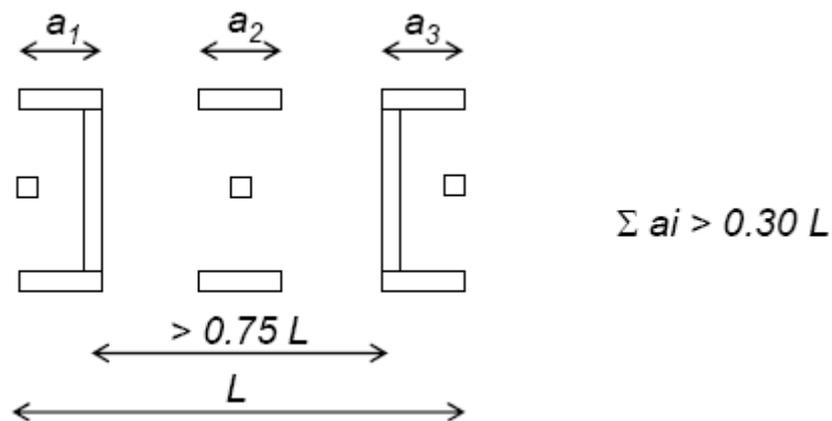


Fig. 3.7 – Requisiti di semplicità per un edificio.

Si devono inoltre aggiungere le seguenti condizioni:

- Nessuna altezza di interpiano sia superiore a 3,5m
- Il rapporto tra l’area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano terreno non sia inferiore ai valori indicati nella tabella, per ciascuna delle due direzioni ortogonali.
- Il numero di piani non è superiore a 3 per muratura ordinaria e a 4 per muratura armata.

Nella nuova Normativa vengono anche imposte limitazioni dell'altezza degli edifici in muratura  $H_{max}$  in funzione della zona sismica a cui appartengono secondo quanto indicato in tabella:

	ZONA SISMICA			
	1	2	3	4
Muratura normale	$H_{max} = 7,5$ m	11 m	16 m	Nessun limite
Muratura armata	$H_{max} = 13$ m	19 m	25 m	Nessun limite

Tabella 3.2 - Limitazioni dell'altezza degli edifici in funzione della zona sismica.

### **3.4 Metodi di analisi per le costruzioni in muratura**

In generale, le normative riguardanti le costruzioni in muratura affrontano la verifica sismica controllando, come primo passo, che non si giunga a rottura per ribaltamento fuori dal piano delle pareti soggette a carichi orizzontali ortogonali al loro piano medio; in seguito si passa alla valutazione del comportamento d'insieme della struttura, effettuando una verifica globale della scatola muraria e tale verifica può essere eseguita tramite diversi tipi di analisi.

La normativa redatta nel 2003 contempla, per la verifica e la progettazione di un edificio in zona sismica quattro tipi di analisi:

- a) **Analisi Statica Lineare**
- b) **Analisi Dinamica Modale**
- c) **Analisi Statica Non Lineare**
- d) **Analisi Dinamica Non Lineare.**

L'Ordinanza fornisce anche un elenco dettagliato delle condizioni per cui poter utilizzare un'analisi piuttosto che un'altra.

Il procedimento, per una progettazione o per una verifica, consisterà, dunque, nella scelta dell'analisi da effettuare nel rispetto delle condizioni dettate dalle norme e, di seguito, nella definizione del modello di calcolo più adeguato al tipo di analisi.

Nel caso particolare delle costruzioni in muratura, la scelta dell'analisi con cui condurre la verifica o la progettazione in zona sismica è condizionata anche dalla maggiore complessità di comportamento che questa tecnica costruttiva presenta, rispetto, ad esempio, al cemento armato o all'acciaio.

L'analisi statica lineare e l'analisi dinamica modale si fondano sull'ipotesi che gli elementi della struttura presentino un comportamento lineare con l'aumento della sollecitazione, operando, così, in campo elastico lineare. Come è stato più volte asserito nei precedenti capitoli e continuamente confermato da ogni prova sperimentale, questa è un'ipotesi molto approssimativa per la muratura.

Tuttavia, anche la normativa più recente, identificata con l'Ordinanza 3274 sopra citata, dichiara che è possibile effettuare un'**analisi statica lineare** (o delle forze statiche equivalenti) purché l'edificio possieda determinate caratteristiche di regolarità geometrica molto restrittive ("edificio semplice"). In generale, però, con forze sismiche di intensità pari al valore suggerito dalle suddette norme, è stato appurato che, per gli *edifici nuovi*, il rispetto dei risultati di un'analisi statica lineare, porterebbe ad un dimensionamento sovrabbondante degli elementi; mentre nel caso di adeguamento sismico di *edifici esistenti*, gli elementi della struttura, soggetta alle forze sismiche da normativa, si allontanano troppo velocemente dal campo elastico.

Pertanto, da queste osservazioni effettuate dalla comunità scientifica, si deduce come, nel rispetto della normativa del 2003, l'analisi statica lineare non risulti, in generale, la più adeguata per le costruzioni in muratura in zona sismica.

L'**analisi dinamica modale** prevede anch'essa l'ipotesi di comportamento elastico lineare. Nei casi in cui l'ipotesi è facilmente accettabile, questo tipo di analisi costituisce un prezioso strumento in quanto affidabile e relativamente semplice. Secondo L'Ordinanza 3274 si deve considerare un numero di modi tale da garantire che la somma delle masse modali efficaci sia almeno pari all'85% della

massa totale e che siano inclusi tutti i modi con massa efficace non inferiore al 5% della massa totale.

Per le costruzioni in muratura, i risultati migliori in termini di accuratezza si otterrebbero con l'**analisi dinamica non lineare**, sebbene questo approccio preveda molti oneri a livello computazionale. L'analisi dinamica non lineare richiede, in particolare, una modellazione ad elementi finiti complessa. La laboriosità dei calcoli che ne conseguono rende tale approccio difficilmente utilizzabile dai progettisti.

In definitiva, è l'**analisi statica non lineare** a presentarsi come il miglior metodo di calcolo per gli edifici in muratura in zona sismica.

### 3.4.1 Analisi Statica Non Lineare

L'analisi statica non lineare, denominata anche "pushover analysis", 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 sismiche monotone è un presupposto fondamentale per aspirare alla 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.

L'analisi non lineare statica è presente da molti anni nelle normative italiane. E' stata introdotta per la prima volta nelle normative tecniche del 1978 nella verifica delle costruzioni in muratura con il metodo POR, ideato da Tomazevic negli anni Settanta; le normative del 1996 ripresero il metodo in maniera più approfondita e accurata.

Anche nelle normative più recenti, sia in ambito nazionale che europeo, è previsto l'utilizzo di questa analisi e l'esposizione dei diversi metodi è sicuramente più comprensibile ed accurata rispetto alle normative precedenti.

Inoltre, molte normative non si limitano ad affrontare il problema della sicurezza a collasso, bensì mirano alla valutazione degli stati limiti di danno e dei diversi livelli prestazionali; in questo campo, ad esempio, operano le linee guida FEMA 273 e ATC 40, redatte in ambito nazionale in seguito alla normativa del 1996.

L'analisi "pushover", dunque, si rivela la più adeguata per le costruzioni in muratura: tra le possibili analisi effettuabili, essa si dimostra come quella che soddisfa maggiormente le esigenze di accuratezza dei risultati e semplicità d'utilizzo.

In quest'ottica, risulta evidente come sia necessario rendere l'analisi "pushover" il più possibile utilizzabile nelle applicazioni pratiche di verifica e progetto di strutture murarie e, pertanto, assume una primaria importanza la definizione di modelli sufficientemente affidabili per questo tipo di analisi.

Secondo l'ordinanza 3274 l'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (generalmente un punto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Sempre da normativa devono essere applicati all'edificio due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano:

- Una distribuzione di forze proporzionali alle masse.
- Una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

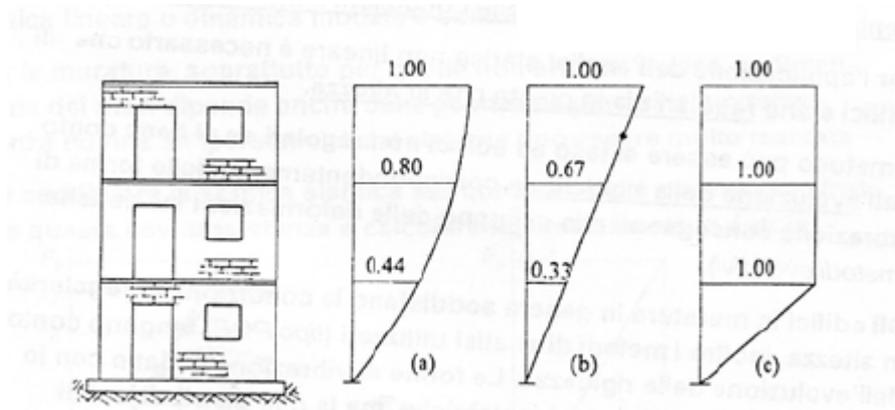


Fig. 3.8 – Diverse distribuzioni di forza per analisi pushover.

Tutti i passi successivi devono essere eseguiti per entrambe le distribuzioni di forze eseguendo le verifiche di duttilità e di resistenza di ciascun elemento per la distribuzione più svavorevole.

Il risultato consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del nodo di controllo della struttura e in ordinata la forza orizzontale totale applicata (Curva di Capacità).

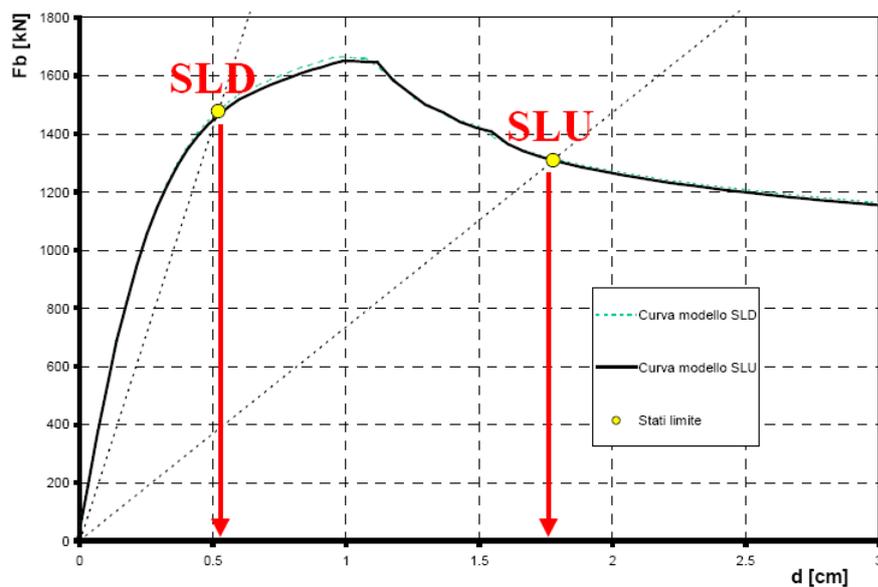


Fig. 3.9 – Curva di capacità e stati limite.

La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimi verrà valutata sulla curva globale così definita, in corrispondenza dei punti seguenti.

- Stato limite di danno : dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale il primo maschio murario raggiunge lo spostamento ultimo.
- Stato limite ultimo: dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza pari al 20% del massimo, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo.

### **3.5 La modellazione strutturale**

Gli edifici in muratura differiscono, per la propria morfologia dagli edifici a telaio (tipici delle strutture in c.a. o in acciaio), sia per una diversa distribuzione delle masse sia per le diverse caratteristiche geometriche e di rigidità degli elementi che li contraddistinguono.

La modellazione strutturale delle costruzioni in muratura può essere affrontata secondo approcci molto differenti tra loro in funzione delle finalità delle analisi. In letteratura, infatti, si possono trovare esempi di modellazioni molto sofisticate sia per il dettaglio geometrico che per il legame costitutivo non lineare adottato. Tali esempi sono di solito sviluppati per riprodurre elementi di ridotte dimensioni e con finalità di ricerca scientifica.

Gli obiettivi fondamentali della moderna progettazione strutturale in zona sismica sono finalizzati a:

- sopportare i terremoti di minore intensità senza danni,
- sopportare i terremoti di moderata intensità senza danno significativo alle strutture, ma con danno agli elementi non strutturali.
- sopportare i terremoti di maggiore intensità senza crolli e salvando le vite umane,

- mantenere alcune strutture essenziali per la sicurezza pubblica e i soccorsi, operative durante e dopo il terremoto.

Le costruzioni che sono soggette ad un evento sismico presentano un comportamento dinamico estremamente complesso, anche se si considera l'ipotesi di un comportamento elastico lineare; per altro, suddetta ipotesi risulta molto approssimativa per certi tipi di tecniche costruttive, tra cui la muratura. Sono presenti, pertanto, un grande numero di variabili che influenzano tale fenomeno e questo rende l'approccio progettuale estremamente difficoltoso. E' necessario, dunque, l'utilizzo di schemi di calcolo che forniscono una simulazione del sistema "azione sismica - struttura"; le prerogative di questi schemi di calcolo devono essere:

- **affidabilità** in termini di analisi strutturale;
- **semplicità** in termini di implementazione.

Con tali caratteristiche, il modello di calcolo della struttura costituisce la base ottimale sia per la progettazione che per la verifica.

Il fine concreto della modellazione strutturale è la simulazione, in modo realistico, del comportamento della struttura per quanto riguarda:

- sollecitazione data dall'azione sismica: sforzo normale, taglio e momento flettente;
- tensioni normali e tangenziali provocate nella struttura;
- parametri di deformazione conseguente nella struttura.

La modellazione richiede un'approfondita analisi di tutte le variabili che agiscono sul sistema, in modo da individuare quelle realmente influenti e quelle trascurabili; si mettono in evidenza, così, i fattori principali che caratterizzano il fenomeno dinamico nella sua globalità e da questi si crea il modello.

La modellazione è suddivisibile in tre fasi:

- modellazione dell'azione sismica;
- modellazione dei materiali strutturali;
- modellazione della struttura.

La modellazione della struttura, a sua volta, può essere distinta in:

- modellazione fisica;
- modellazione numerica.

Nella *modellazione fisica* si individuano le variabili e le caratteristiche della struttura significativamente influenti sul suo comportamento dinamico. Una modellazione fisica particolarmente complessa può risultare inutile: non è detto, infatti, che ulteriori sofisticazioni, rispetto ad un modello più semplice, portino dei contributi significativi ai risultati.

La *modellazione numerica* è la fase in cui viene definita la procedura per riprodurre il comportamento di ogni elemento strutturale; molto spesso viene utilizzata una procedura basata su codici di calcolo ad elementi finiti.

Pertanto, il modello di calcolo è il risultato di ciò che lo strutturista ha deciso di considerare come essenziale per comprendere e simulare il comportamento globale. La sua abilità consta, dunque, nell'individuare il modello più adeguato e scegliere il livello di sofisticazione in funzione delle necessità.

### **3.6 Strategie di modellazione : lo stato dell'arte**

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.

Tutte queste variabili costituiscono altrettante basi teoriche su cui costruire il modello di calcolo: si deduce quanto possano essere differenti le varie modellazioni per le strutture murarie e come i loro risultati possano essere divergenti. Per quanto non sia, dunque, possibile individuare un modello di calcolo assoluto e valido in generale, è decisamente importante definire alcuni elementi che possano essere comuni a tutti i modelli; questo allo scopo di poter confrontare le diverse modellazioni ed evitare gli errori più grossolani nei risultati. Nei prossimi paragrafi, pertanto, verranno brevemente trattate diverse modellazioni possibili per la muratura, individuandone i punti comuni.

Per garantire la condizione di semplicità d'uso, indispensabile nelle applicazioni applicative che trattano la muratura, si farà riferimento alla **macromodellazione**: si tratterà di definire modelli di calcolo basati sul comportamento di *macroelementi* semplici e, da questi, valutare la risposta globale della struttura. Da questo deriva la definizione di questi metodi come *semplificati*, nonostante le procedure di calcolo, a volte, non siano altrettanto semplici.

Nell'ambito della macromodellazione, si utilizzano anche metodi basati sull'**analisi limite**, ripresi anche dalla normativa del 1996. Tali metodi individuano il meccanismo di collasso (di primo o secondo modo) ed effettuano il calcolo del carico corrispondente. Oltre all'incertezza insita nella definizione a priori del meccanismo di collasso, un grosso limite di questi metodi consiste nel trascurare l'analisi della deformabilità, sia in fase elastica che post-elastica, in quanto, sostanzialmente, si tratta di studiare 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 (punti). Tali metodi verranno trattati in dettaglio nei prossimi paragrafi.

### **3.7 Analisi limite dell'equilibrio elastico.**

Una panoramica sulle metodologie di modellazione ed analisi della risposta sismica delle costruzioni in muratura inizia necessariamente dai modelli più semplici forniti dalla scienza delle costruzioni: i meccanismi di collasso, di primo e secondo modo, possono essere studiati col metodo dell'analisi limite dell'equilibrio, che contempla solo l'esame della situazione di collasso e del suo cinematismo corrispondente.

Grazie all'ipotesi di non resistenza a trazione ed in genere all'approssimazione di infinita resistenza a compressione è possibile ricondurre la parete in muratura ad una catena cinematica di corpi rigidi in cui la configurazione del sistema è funzione di un'unica randezza lagrangiana, lo spostamento di un punto. Ipotizzati il cinematismo, dunque, il sistema si traduce in un sistema ad un grado di libertà equivalente in cui un moltiplicatore orizzontale statico dei carichi è calcolato in corrispondenza della soglia di attivazione del meccanismo. Tale moltiplicatore rappresenterebbe, sotto l'ipotesi di comportamento perfettamente rigido sino all'attivazione, il valore in unità di  $g$  dell'accelerazione orizzontale di collasso associata a quel meccanismo.

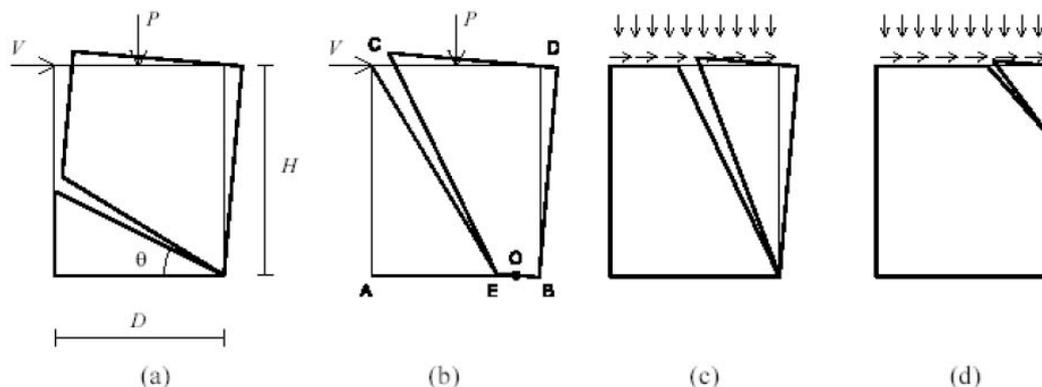


Fig.3.10 Cinematismi di collasso del maschio murario (Como e Grimaldi, 1986).

Ad esempio supponendo per la muratura una resistenza a compressione di valore infinito si ottiene il cinematismo a collasso di figura 3.10a, mentre assumendo un valore finito per la resistenza a compressione della muratura l'analisi limite prevede un cinematismo mostrato in figura 3.10b.

In realtà, l'analisi limite così condotta si fonda sull'ipotesi di comportamento monolatero (non resistente a trazione) del materiale. Nel caso in cui si assuma un valore infinito per la resistenza a compressione della muratura, i cinematismi di figura 3.10 a e b sono ottenibili solo con l'ipotesi di confinamento laterale alle basi superiore ed inferiore: senza tale accorgimento, difatti, si avrebbero cinematismi associati a disarticolamenti della muratura.

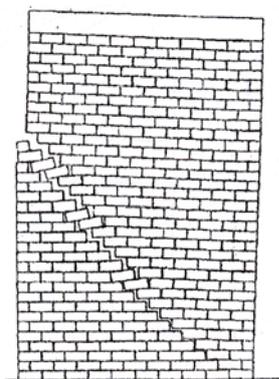
Applicando integralmente la teoria del comportamento "no tension", se non ci fosse alcuna azione di contenimento per le basi, a questi cinematismi sarebbe associato un moltiplicatore a collasso di valore nullo: essendo nulla la resistenza a trazione della muratura il processo di disarticolazione del materiale sotto quel tipo di carico avverrebbe immediatamente.

Nei meccanismi di I modo (Giuffrè, 1993) questo metodo porta a valutazioni accettabili della vulnerabilità (in particolare in relativo nella valutazione dell'efficacia di interventi di miglioramento sismico). Per i meccanismi di II modo il metodo si dimostra invece eccessivamente cautelativo, riuscendo a cogliere solamente

un limite inferiore di resistenza residua per la parete associata ai meccanismi di ribaltamento.

Questo metodo si limita al calcolo del carico di collasso e del relativo meccanismo associato, 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 cinematismi di corpi rigidi.

Applicazioni di questo metodo a cinematismi complessi si sono tuttavia dimostrate utili per valutazioni della vulnerabilità edel miglioramento sismico conseguito a seguito di interventi di consolidamento. Per particolari classi di edifici, quali l'edilizia ecclesiastica e monumentale, per cui è effettivamente atteso un comportamento per parti, l'applicazione di questa metodologia ad ampie porzioni della costruzione assume una valenza rigorosa come guida al progetto di restauro statico.



**Fig. 3.11 – Ribaltamento di muratura a secco.**

La conclusione a cui si è giunti consente di evidenziare ulteriormente i limiti dell'ipotesi “no tension”. Infatti, da osservazioni sperimentali effettuate su muraure a secco senza contenimento delle basi (cinematismo di figura 3.11), si è visto come il moltiplicatore a collasso per cinematismi di questo tipo sia basso, ma non nullo, in quanto interviene l'attrito fra i blocchi.

### **3.8 Modellazione bidimensionale**

Appartengono a questa categoria i modelli di calcolo ricavati da una modellazione fisica in cui ogni pannello murario è rappresentato da un elemento bidimensionale. Il concetto fondamentale alla base della fase di modellazione numerica è l'ipotesi di **comportamento monolatero**: si assume, cioè, che il materiale abbia resistenza a trazione nulla. Il comportamento monolatero (detto anche condizione “no tension”) può essere globale oppure limitato a una giacitura in particolare, più comunemente tale giacitura coincide con i letti di malta.

Il problema di implementare la condizione “no tension” nella modellazione numerica può essere affrontato con due possibili tecniche proposte da diversi ricercatori:

- a) Modello con elementi a geometria variabile [D'Asdia e Viskovic, 1994]: si basa sull'eliminazione delle zone di trazione modificando la geometria dell'elemento (figure 3.12 e 3.13);
- b) Modello con campo di sforzi “no tension” [Braga e Liberatore, 1990] in cui gli autori hanno formulato un opportuno campo di sforzi all'interno del pannello.

In entrambi i modelli si prevede, per le zone reagenti cioè quelle compresse, una relazione costitutiva del tipo elastico lineare; la verifica viene effettuata utilizzando criteri di resistenza per le parti reagenti associati diversi meccanismi di collasso e l'analisi si interrompe appena viene violato uno dei criteri. Si ricorda che, come sottolineato in precedenza, l'ipotesi di comportamento monolatero non cautela automaticamente dalla rottura per taglio, per cui, anche per questo tipo di meccanismo di collasso è necessaria la verifica delle tensioni.

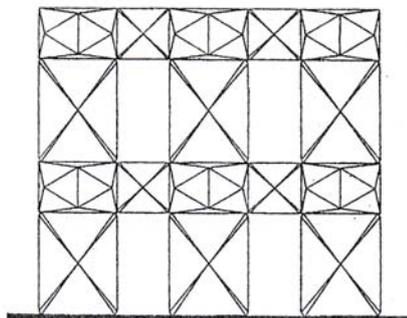


Fig. 3.12 - Suddivisione dei pannelli nelle zone diversamente sollecitate

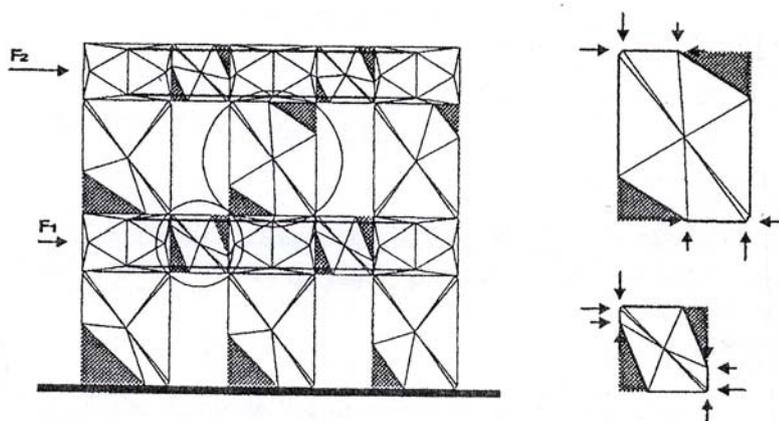


Fig. 3.13 - Individuazione ed “eliminazione” delle zone tese all’interno del pannello.

### 3.8.1 Modellazione di dettaglio ad elementi finiti

Nell’edilizia civile, le strutture presentano caratteristiche per cui, in molti casi, è necessaria la modellazione in tre dimensioni. La procedura più adeguata per simulare il comportamento reale tridimensionale è costituita dal **Metodo agli Elementi Finiti** (FEM). Grazie a questo metodo è stato possibile studiare comportamenti, manifestatesi in terremoti passati, associati a irregolarità delle costruzioni e alle disomogeneità dei loro parametri di resistenza.

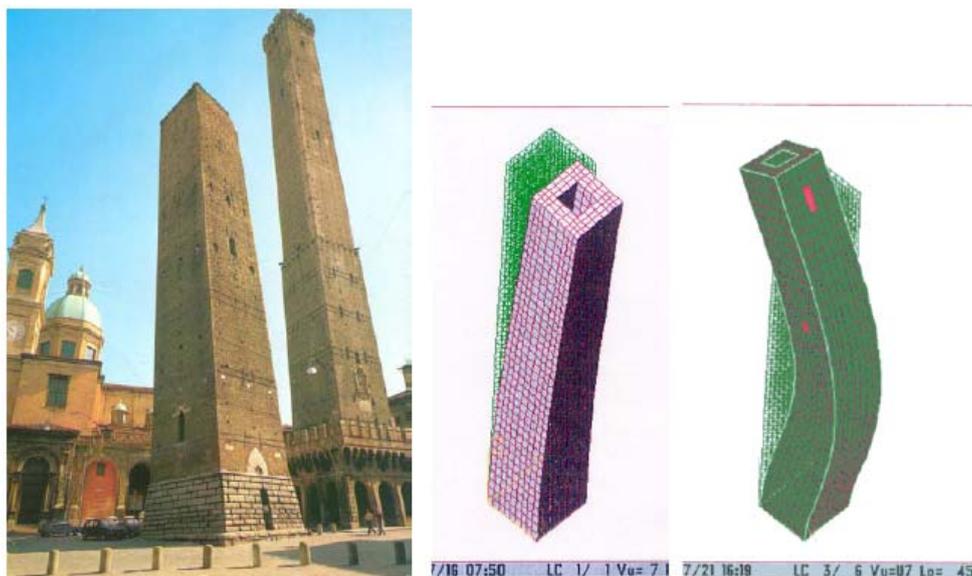


Fig. 3.14 – Metodo FEM, caso studio: Torre della Garisenda, Bologna.

Per l'analisi ad elementi finiti di pareti è anche possibile ricorrere a modellazioni di dettaglio con legami costitutivi non lineari per il materiale muratura: questi ed altri legami costitutivi sono disponibili per la modellazione continua del materiale muratura, ma questa strada appare destinata a restare un percorso di ricerca, che presenta oneri enormi nel passaggio dall'analisi statica di pareti all'analisi dinamica tridimensionale di interi edifici.

Questa tecnica sicuramente offre risultati affidabili e più ricchi di informazioni ( talvolta, proprio per questo, meno leggibili) ma, per complessità ed oneri, non sembrano destinate a divenire strumento di concreto utilizzo, al di fuori del campo della ricerca, se non per analisi di manufatti di particolare pregio (monumenti), il cui valore ne giustifichi l'impiego.

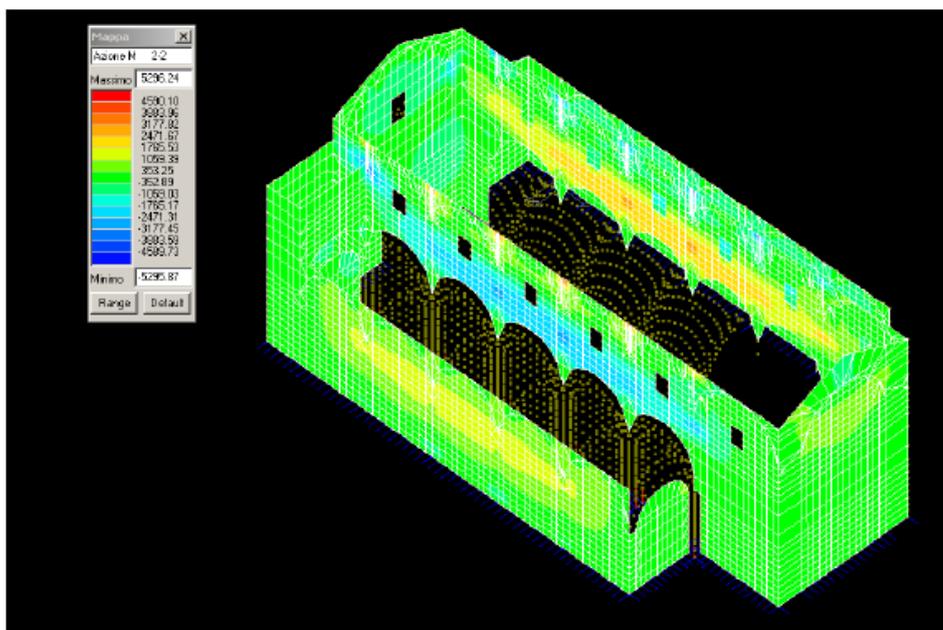


Fig. 3.15 – Metodo FEM, caso studio: Chiesa della S.S Annunziata, Palazzolo Acreide.

### 3.9 Modellazione monodimensionale

La modellazione monodimensionale suddivide gli elementi che compongono le pareti murarie in *maschi* se si tratta di elementi verticali e *fasce* se orizzontali. Tali elementi vengono considerati isolati l'uno dall'altro e schematizzati come aste.

Si possono evidenziare diversi tipi di modellazione monodimensionale, proposto da vari autori:

- Elementi come bielle [Calderoni et al., 1987];
- Elementi come travi deformabili a taglio, a rigidezza variabile [Braga e Dolce, 1982];
- Elementi come travi deformabili a taglio, a rigidezza costante.

#### **3.9.1 Modelli a puntone equivalente**

In letteratura si trova una ampia casistica di modelli che considerano deformazioni in campo elastico, eventualmente seguite da deformazioni anelastiche.

Nella modellazione a **biella**, si raffigura la parte reagente del pannello murario con un elemento tipo biella, o puntone nel caso in cui si abbia sola compressione, la cui l'inclinazione e rigidezza rappresentino mediamente il comportamento del pannello stesso (figure 3.16 e 3.17). Essendo il pannello soggetto a parzializzazioni crescenti, sia l'inclinazione che la rigidezza della biella risultano entità variabili. La situazione di collasso si ha quando viene raggiunta una configurazione limite di equilibrio oppure, nel caso di sola compressione, si ha lo schiacciamento del puntone.

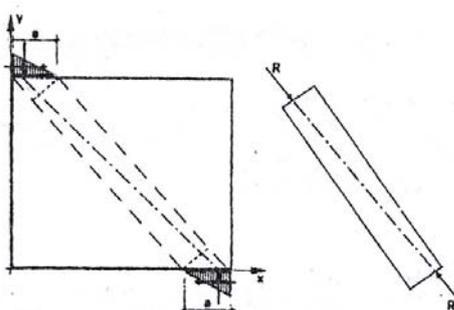


Fig. 3.16 - Individuazione di un elemento puntone all'interno di pannello parzializzato.

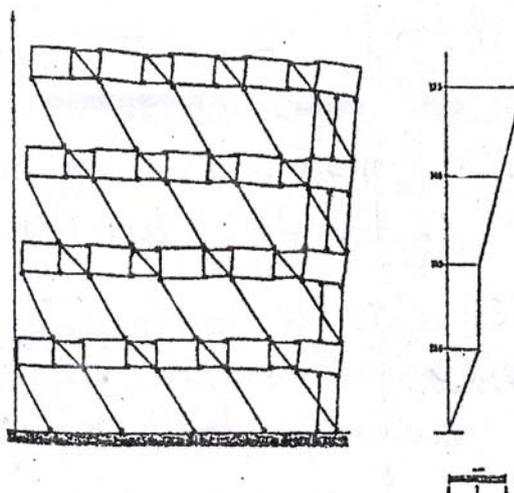


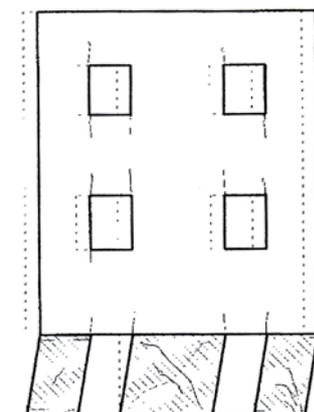
Fig. 3.17 - Parete muraria modellata con elementi bielle equivalenti.

Nella modellazione a **travi deformabili a taglio con rigidità variabile**, il calcolo e le verifiche vengono fatti su sezioni parzializzate, grazie alle quali si tiene conto della non linearità del comportamento del pannello murario.

Ben più diffusa è la modellazione a **travi deformabili a taglio con rigidezza costante**, in cui si evidenziano una fase elastica caratterizzata da una rigidezza costante ed una fase di deformazione post-elastica. In questo caso la non linearità è rappresentata dal raggiungimento di una condizione limite di resistenza.

A questa categoria appartiene la maggior parte dei metodi basati sul concetto di *meccanismo di piano*: tali metodi partono dal presupposto che, per un edificio, il meccanismo di collasso più probabile sia quello di rottura per taglio dei maschi di un certo piano, detto *piano critico* (un esempio in figura 3.18); pertanto, si esegue un'analisi non lineare taglio-spostamento separatamente per ogni piano individuando quello più debole. Questa teoria ha il grande pregio di rendere minimo l'onere computazionale dei metodi di calcolo.

In questa classe rientra anche il metodo POR.



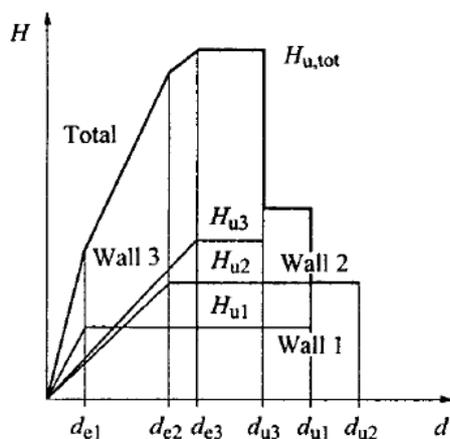
**Fig. 3.18 – Esempio di meccanismo di piano: i maschi del piano terra collassano con rottura a taglio e il primo piano diventa piano critico.**

### 3.9.2 Il metodo POR

Il metodo già dalla fine degli anni Settanta è stato considerato dalle normative italiane come possibile approccio allo studio delle costruzioni in muratura in zona sismica. Appare per la prima volta nelle Normative Tecniche del 1978, quando era stato appena ideato dal ricercatore sloveno Tomazevic e rappresenta un punto di svolta: si tratta, infatti, del primo metodo dedicato alle interamente alle murature e la sua implementazione, chiara e precisa, risulta di facile applicabilità anche in campo

pratico, il che gli ha conferito la popolarità di cui tuttora gode tra i progettisti del settore.

Il metodo POR, tuttavia, dalla data della sua ideazione, è stato oggetto di continue migliorie, sia da parte dell'autore stesso che di altri ricercatori. Le modifiche effettuate riguardano principalmente il meccanismo di collasso considerato per i maschi murari: il limite di considerare solo la rottura per taglio con fessurazione diagonale è stato superato introducendo ulteriori ed opportuni criteri di rottura [Dolce, 1989; Tomazevic e Weiss, 1990]; tuttavia, non è stato possibile superare il limite di considerare i maschi murari come unica sede possibile per deformazioni e rotture, in quanto è causato proprio dal concetto di meccanismo di piano che sta alla base del metodo: eseguendo un'analisi taglio-spostamento piano per piano, non viene considerato il ruolo delle fasce trascurando le sollecitazioni che vi si creano e questo è causa di notevoli difetti.



Tomazevič, Braga e Dolce

→ Edifici fino a 2 piani  
modelli a “meccanismi  
di piano” (es. POR-  
FLEX, POR-90, etc.)

Fig. 3.19 – Modelli a meccanismi di piano.

L'analisi taglio-spostamento interpiano si basa sull'ipotesi di un certo tipo di vincolamento alle estremità dei maschi, il quale è fornito proprio dagli elementi fascia e dipende, dunque, dalla loro rigidezza e resistenza; è evidente che, incrementando le forze orizzontali, le proprietà meccaniche delle fasce possono subire variazioni, soprattutto se si arriva a fessurazione, e ciò va sicuramente a

modificare il grado di vincolamento fornito ai maschi murari. Omettendo l'analisi delle fasce, dunque, si utilizza un errato tipo di vincolamento dei maschi.

Inoltre, trascurando le fasce e le loro sollecitazioni variabili con le forze orizzontali, non è possibile rendersi conto di come variano le sollecitazioni all'interno dei maschi, le quali possono influire sulla resistenza e rigidità dei maschi stessi.

Per evitare tali problemi, è necessaria un'**analisi globale** della parete multipiano, che, tuttavia, entra in contrasto con l'utilizzo incondizionato del concetto di meccanismo di piano: si deduce, quindi, come i limiti presentati dal metodo POR non siano superabili, poiché causati proprio dalla teoria su cui si basa il metodo.

In definitiva, l'impossibilità di svolgere un'analisi globale della parete, lo rende non abbastanza affidabile per diverse categorie di edifici; è evidente, quindi, che il metodo POR, pur con tutti i vantaggi che esso presenta dal punto di vista della semplicità di calcolo, debba essere utilizzato tenendo ben conto di tutti i suoi limiti, in quanto esso potrebbe portare, in alcuni casi, a risultati non cautelativi.

### **3.10 Metodi semplificati a telaio equivalente.**

Nell'ottica di utilizzare un modello di calcolo meno complesso dell'analisi F.E.M. ma comunque sempre capace di cogliere i fenomeni principali connessi al degrado delle murature si colloca l'approccio a telaio equivalente: esso costituisce un notevole affinamento, rispetto ai metodi semplificati descritti in precedenza, ed è costituito dalla modellazione di pareti attraverso telai costituiti sulla formulazione non lineare di macroelementi rappresentativi delle caratteristiche dei pannelli in muratura.

Questa classe di modelli ha in generale come ipotesi fondamentale il comportamento unilatero del materiale che conferisce quindi una rigidità variabile all'elemento, in funzione dello stato di sollecitazione. Per comportamento unilatero 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). Sotto tale ipotesi la parete viene opportunamente schematizzata come un telaio piano composto da elementi verticali detti maschi murari (colonne), orizzontali dette fasce di piano (travi) ed elementi di congiunzione detti nodi (elementi di connessione schematizzati come rigidi).

Nei riguardi delle azioni orizzontali, la modellazione a telaio equivalente trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano, ipotesi largamente accettata data la notevole flessibilità dei maschi murari in questo piano e la natura locale del meccanismo di collasso. Nella letteratura scientifica è possibile trovare numerosi studi sull'analisi non lineare delle strutture in muratura, studi che affrontano il problema con metodi anche molto differenti fra loro.

Tra i modelli a telaio equivalente si distinguono il Metodo SAM sviluppato presso l'università di Pavia (Magenes e Calvi, 1996; Magenes e Della Fontana, 1998) e il Modello a macroelementi sviluppato presso l'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino, 1996; Brencich e Lagomarsino, 1997) ed altri.

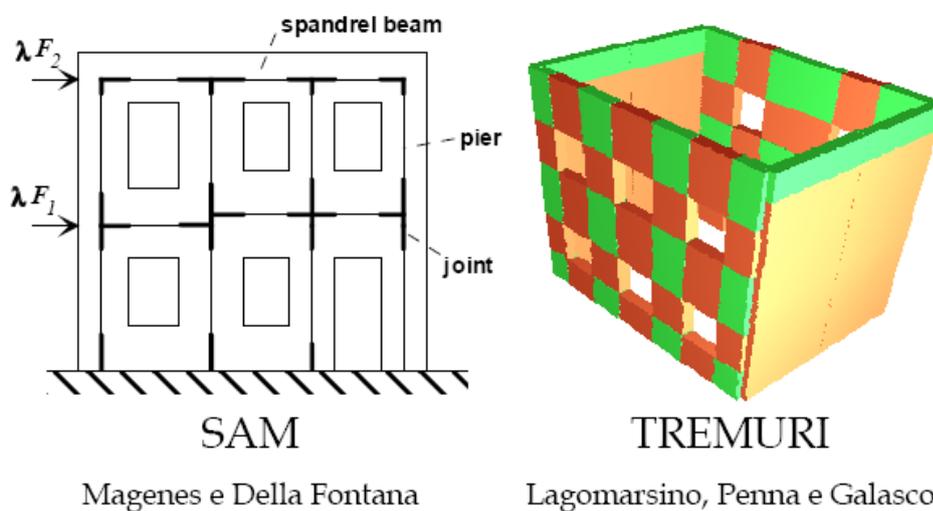


Fig. 3.20 – Modelli semplificati a macroelementi.

Il primo, nato per l'analisi di pareti multipiano caricate nel proprio piano, è stato successivamente esteso all'analisi di problemi tridimensionali; il secondo metodo, proposto dai ricercatori dell'Università di Genova, è in grado di modellare il comportamento ciclico della muratura, come quello che si verifica nella realtà sotto

l'azione sismica. Il metodo si basa sulla formulazione di appositi elementi (macroelementi) che riproducono i maschi e le fasce murarie.

Questo tipo di modellazione descrive in maniera soddisfacente il comportamento dei setti murari nel loro piano utilizzando un più basso numero di incognite e quindi con un onere computazionale minore rispetto ad altre modellazioni FEM più sofisticate.

### 3.10.1 Modello a Macroelementi (Università di Genova).

Il modello a macroelementi di Gambarotta e Lagomarsino , grazie alla sua capacità di simulare meccanicamente i meccanismi di danno tipici della muratura, sembra poter essere un valido punto di partenza per lo sviluppo di un modello sintetico per la modellazione di interi edifici in muratura.

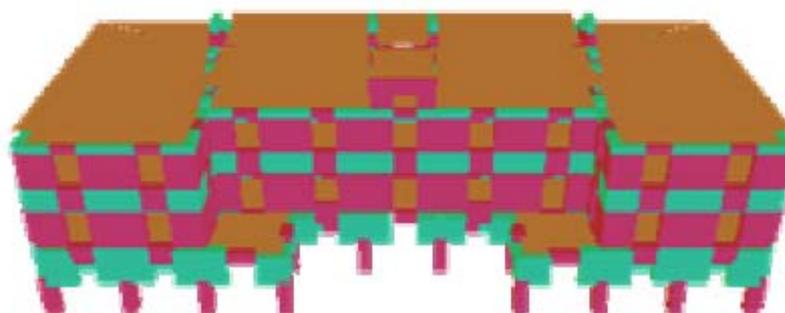


Fig. 3.21 – Vista dell'edificio e modello realizzato con il software Tremuri.

Come già anticipato la modellazione a telaio equivalente si basa sull'ipotesi che la parete possa essere considerata come un insieme di maschi murari verticali ed architravi orizzontali; tale semplificazione è giustificata dall'osservazione dei danni subiti da pareti in muratura dovute ad azioni sismiche: si rileva come solo alcune parti della parete, fasce di piano e maschi murari, siano soggette a danneggiamento e rottura, mentre nelle zone di connessione tra fasce e maschi si riscontra l'assenza di sistematici fenomeni di danno: ciò consente di supporre che lo stato deformativo si mantenga sempre entro i limiti elastici e, quindi, possa essere considerato trascurabile nella valutazione complessiva della parete in cui sono determinanti le deformazioni non lineari delle altre parti.

Su questa base è possibile formulare procedure semplificate di analisi in cui maschi murari e fasce vengano rappresentate da un unico elemento finito, detto macroelemento, individuato da un limitato numero di gradi di libertà. L'intera parete viene modellata mediante l'assemblaggio dei macroelementi connessi mutuamente da blocchi rigidi; si realizzano così dei modelli che, avendo un numero limitato di gradi di libertà, consentono di rappresentare la risposta di una parete muraria soggetta ad azioni statiche (monotone o cicliche) e dinamiche, con un onere computazionale modesto. L'affidabilità di questi modelli è ovviamente legata alla capacità di descrivere i fenomeni di danno che si manifestano nelle murature; il singolo macroelemento deve, cioè, essere capace di descrivere le fondamentali modalità di collasso della muratura: ribaltamento e rottura a taglio e deve inoltre cogliere il livello di degrado presente. Affiancando questi elementi si deve poter modellare la risposta di una parete intera soggetta ad un'azione statica o dinamica constatando quali parti collassino prima e secondo quale modalità.

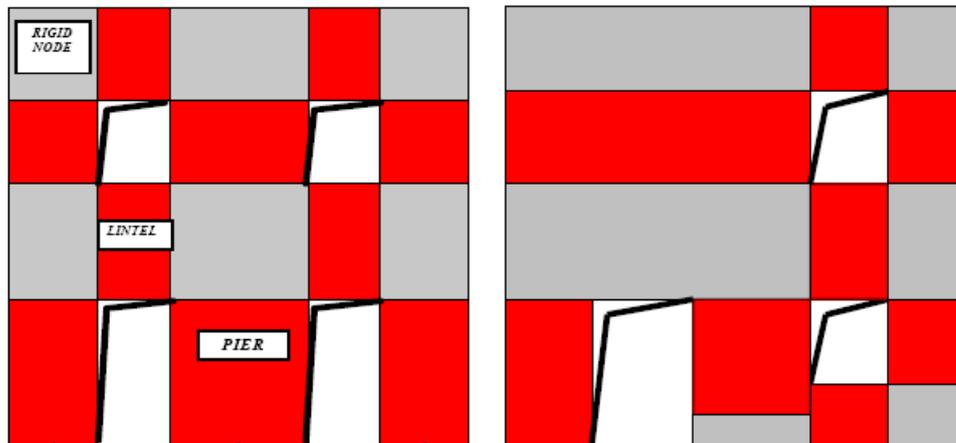


Fig. 3.22 – Modellazione a macroelemento di pareti in muratura.

Una parete deve essere schematizzata distinguendo nodi ed elementi in modo da formare un telaio; gli elementi possono essere sia fasce sia maschi murari, mentre i nodi possono essere sia puntuali sia dotati di una propria geometria non deformabile (le zone indeformabili presenti tra maschi murari e fasce sono modellati mediante nodi rigidi). Considerati gli assi baricentrici degli elementi, questi potrebbero non coincidere con il nodo, nei blocchi rigidi si potrà quindi verificare un'eccentricità tra il nodo del modello e quello dell'elemento deformabile.

Si riporta brevemente la formulazione del macroelemento come presentata da Gambarotta e Lagomarsino ed altri sulla pubblicazione Progetto Catania: indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura (a cura di D. Liberatore, vedi bibliografia).

Il modello di macroelemento (vedi fig. 3.23), rappresentativo di un pannello murario di larghezza  $b$  e spessore  $s$  è formulato concentrando la deformabilità assiale nelle due estremità 1 e 3 di spessore infinitesimo  $\Delta$  (supposte rigide a taglio) e localizzando la deformabilità tangenziale nella parte centrale 2 di altezza  $h$  che è assunta indeformabile assialmente e flessionalmente. Le variabili cinematiche sono costituite dal vettore

$$\vec{V} = \{u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j, \delta, \phi\}^T$$

di sei componenti di spostamento dei nodi nel piano della parete e da due variabili interne  $\delta$  e  $\varphi$  che rappresentano rispettivamente la traslazione e la rotazione dell'elemento centrale 2.

La risposta flessionale e quella tagliante, nonché i relativi meccanismi di danno, sono disaccoppiati e risultano funzione delle sole componenti di spostamento  $w$  e  $\varphi$  di ciascun nodo, nonché delle due componenti di spostamento interne.

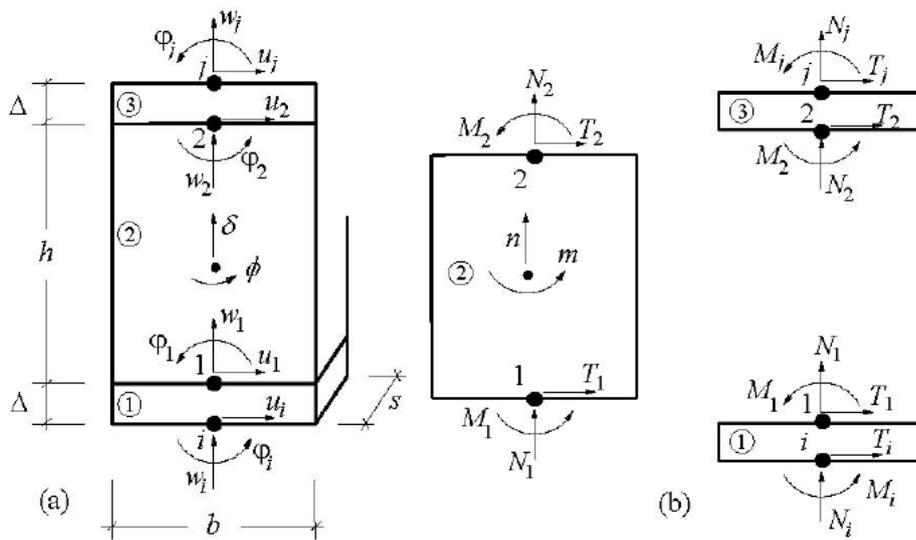


Fig. 3.23 - Schema del macroelemento.

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

L'equilibrio del macroelemento viene imposto introducendo componenti di sollecitazioni corrispondenti; il vettore delle caratteristiche di sollecitazione assume pertanto forma analoga a quello delle componenti di spostamento (in riferimento a fig 3.23)

$$\vec{q} = \{n_i, t_i, m_i, n_j, t_j, m_j, n, m\}^T$$

Le equazioni costitutive del macroelemento risultano espresse assumendo:

- Una risposta elastica monolaterale nelle sezioni di estremità del pannello;
- Una risposta a taglio degradante della parete.

Nel primo caso si pone:

$$n_i = kA(\delta - w_i) + n_i^*$$

$$m_i = kAb^2(\varphi_i - \phi) + m_i^*$$

Dove  $A = sb$  corrisponde alla sezione trasversale del pannello. I contributi anelatici  $n_i^*$  e  $m_i^*$  sono ottenuti dalla condizione di contatto perfettamente elastico:

$$n_i^* = \frac{-ks}{8|\varphi_i - \phi|} \left[ |\varphi_i - \phi|b + 2(\delta - w_i) \right]^2 H \left( \left| e_i - \frac{1}{6}b \right| \right)$$

$$m_i^* = \frac{ks}{24(\varphi_i - \phi)|\varphi_i - \phi|} \left[ (\varphi_i - \phi)b - (\delta - w_i) \right]$$

Dove  $H(\bullet)$  è la funzione di Heavyside.

La risposta a taglio del pannello è modellata supponendo che la distribuzione delle deformazioni a taglio

$$\gamma = (u_i - u_j)/h + \varphi$$

sia uniforme nella porzione centrale del pannello  $2e$  e imponendo una relazione tra le quantità cinematiche  $u_i, u_j, \phi$ , e la sollecitazione di taglio  $T_i = -T_j$ . Il danno dovuto alla fessurazione è normalmente concentrato sulla diagonale, dove lo scorrimento avviene lungo i giunti ed è rappresentato da una componente di deformazione anelastica, che si attiva quando viene raggiunta la condizione di attrito limite di Coulomb. Dalla deformazione a taglio effettiva corrispondente all'elemento

2 e indicando il modulo di taglio elastico con  $G$ , le equazioni costitutive possono essere espresse somma dei contributi lineari  $t_i$  e di un contributo anelastico  $t_i^*$ :

$$t_i = GA \frac{GA}{h} (u_i - u_j + \phi h) + t_i^*$$

$$t_i^* = -\frac{GA}{h} \frac{Gc\alpha}{1 + Gc\alpha} \left( u_i - u_j + \phi h + \frac{h}{GA} f \right)$$

La componente anelastica della forza dipende dalla forza di attrito  $f$ , che viene assunta essere sempre in opposizione ai meccanismi di scorrimento e dalla variabile di danno  $\alpha$ , crescente all'aumentare della deformazione angolare  $\gamma$  e da un coefficiente dimensionale  $c$  che controlla la deformazione anelastica. Anche in questo modello l'evoluzione delle variabili interne  $f$  e  $\alpha$  è determinata in forma incrementale in funzione di due condizioni limite per attrito e per evoluzione del danno:

$$\phi_s = |f| - \mu n \leq 0$$

$$\dot{\gamma}^* = \left( \frac{f}{|f|} \right) \dot{\lambda}$$

Gli effetti del danneggiamento sulle caratteristiche meccaniche del pannello sono descritti dalla variabile di danno  $\alpha$ , che aumenta secondo un criterio di rottura predefinito:

$$\phi_d = Y(s) - R(\alpha) \leq 0$$

dove:

$\mu$  è il coefficiente di attrito

$\dot{\gamma}^*$  è l'incremento della deformazione anelastica

$\dot{\lambda}$  è il moltiplicatore plastico.

$Y = \frac{1}{2} c (t - f)^2$  rappresenta l'energia rilasciata per l'incremento di danno

$R$  è la funzione di tenacità

$s = \{t, n, m\}^T$  rappresenta il vettore delle forze interne.

Assumendo  $R$  come funzione crescente di  $\alpha$  fino al valore critico  $\alpha_c = 1$  e decrescente per valori maggiori, il modello è in grado di rappresentare il degrado di rigidezza e il deterioramento della resistenza.

Il modello costitutivo completo, per il macroelemento può essere espresso nella forma seguente:

$$Q = Ka + Q^*$$

dove  $Q^* = \{t_i^*, n_i^*, m_i^*, t_j^*, n_j^*, m_j^*, n^*, m^*\}$  contiene i termini non lineari valutati per mezzo delle equazioni evolutive, legati alla variabile di danno  $\alpha$  ed all'attrito  $f$ ;  $K$  è la matrice di rigidezza elastica.

I termini non lineari  $n^*$  e  $m^*$  sono definiti dalla seguente equazione:

$$n^* = n_j^* - n_i^*$$

$$m^* = m_j^* - m_i^* + t_i^* h$$

Il meccanismo di rottura a taglio del macroelemento deriva dall'integrazione macroscopica del modello continuo proposto da Gambarotta e Lagomarsino, in cui i parametri sono direttamente correlati alle proprietà meccaniche degli elementi in muratura.

Il meccanismo di ribaltamento nel piano del pannello, favorito dall'assenza di una significativa resistenza a trazione del materiale, viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico monolatero nelle interfacce 1 e 3, mentre il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nel modulo centrale 2 (si assume  $T_i = T_j$ ). Il danneggiamento per fessurazione diagonale, dove si verificano meccanismi di taglio-trazione, è rappresentabile mediante la componente anelastica di spostamento  $\gamma^p$  che si attiva quando viene superata una

condizione limite per attrito alla Coulomb. Il legame Gambarotta-Lagomarsino consente di descrivere, attraverso le variabili  $\alpha$  e  $\gamma^p$ , l'evoluzione ciclica del degrado di rigidezza e del deterioramento della resistenza associato al progressivo danneggiamento a taglio (Gambarotta et al., 1996; Galasco, 2001).

Il meccanismo di taglio è descritto da un modello tipo Mohr-Coulomb riesce a cogliere il progressivo degrado di resistenza e rigidezza dell'elemento, attraverso i parametri in gioco nel danneggiamento. Tale legame, in virtù della sua formulazione incrementale, è capace di modellare un comportamento isteretico, ovvero può descrivere un ciclo di carico-scarico del pannello (questa formulazione è necessaria per poter effettuare analisi dinamiche non lineari e/o push over).

La deformazione ultima a taglio è determinata sulla base dei valori massimi di drift previsti dall' O.P.C.M 3431/05.

Nelle due estremità dell'elemento di fig. 3.23 è concentrato il comportamento a flessione: le relazioni che legano lo sforzo normale di compressione  $N$  ed il momento  $M$  alle componenti di spostamento  $w$  e  $\varphi$  derivano direttamente dalle equazioni elastiche di legame. Fintanto che il centro di pressione risulta interno al nocciolo centrale d'inerzia non si verifica la parzializzazione della sezione di estremità del pannello.

Il legame precedentemente descritto viene completato dall'inserimento di un meccanismo di collasso per superamento del drift: coerentemente con l'O.P.C.M. 3431/05 (punti 8.2.2.1 8.2.2.2.e 11.5.8.1) sono stati stabiliti dei valori massimi accettabili per il pannello, dovuti ai meccanismi di taglio e pressoflessione. Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali.

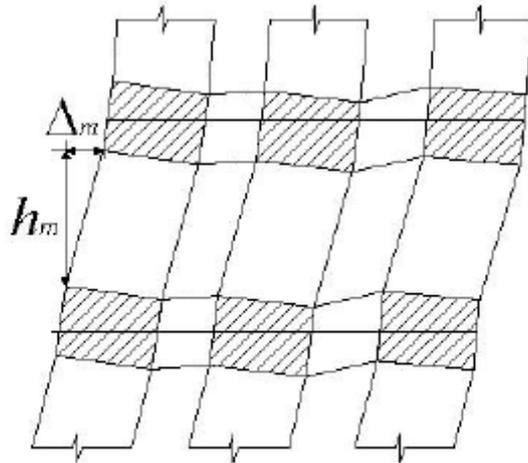


Fig. 3.24 - Definizione di drift relativo all'altezza del macroelemento.

Nel caso di analisi su edifici esistenti in muratura, questi parametri assumono i valori di seguito riportati:

$$\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,004 \rightarrow T \\ 0,006 \rightarrow M, N \end{array} \right\}$$

Con riferimento a fig. 3.24, l'elemento assume come drift il rapporto tra lo spostamento in sommità di un punto e l'altezza, esso sarà successivamente confrontato con il minore dei due valori associati a taglio e momento, l'elemento entra, quindi, in crisi al raggiungere del primo dei due valori; tali drift vengono considerati separatamente all'interno del macroelemento considerando gli spostamenti e le rotazioni corrispondenti alla porzione centrale ed alle porzioni di estremità:

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{\text{Taglio}} = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \varphi_e \\ \delta_{\text{pressoflessione}} = \frac{(\varphi_i - \varphi_j)}{2} + \varphi_e \end{array} \right.$$

Il superamento di tali limiti comporta la pressoché totale perdita di resistenza flessionale e tagliante del pannello, che conserva una sia pur ridotta rigidità assiale.

### 3.10.2 Il Metodo SAM (Università di Pavia).

Tra i modelli semplificati più recentemente ideati per affrontare l'analisi statica non lineare di strutture murarie è da annoverare una modellazione proposta dall'Università di Pavia: il **metodo SAM**. Tale modello considera anche il fondamentale ruolo delle fasce.

Il metodo SAM, il cui nome è l'acronimo di Simplified Analysis Method, è stato sviluppato nella seconda metà degli anni Novanta presso l'unità di ricerca dell'Università di Pavia e rientra nella categoria dei metodi semplificati per l'analisi statica non lineare di costruzioni in muratura soggette ad azioni orizzontali. 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 in ingresso e di lettura ed interpretazione dei risultati, in modo da consentire l'analisi di edifici complessi.



Fig. 3.25 - Schematizzazione a telaio equivalente.

Il modello è stato oggetto di numerosi confronti con prove sperimentali e con altre modellazioni quali gli elementi finiti che hanno valicato i risultati numerici ottenuti. Si è dimostrato, così, che l'affidabilità del metodo, in termini di veridicità della risposta, è comparabile con quella fornita dai ben più complessi metodi agli elementi finiti.

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) sono prevenuti da opportuni dettagli strutturali quali la presenza di catene o cordolature.

Il metodo è stato sviluppato per la muratura di mattoni non armata; esso si è dimostrato applicabile anche per altri tipi di muratura, tra cui quella armata, senza eccessive difficoltà; nella presente trattazione si affronterà il caso della muratura in laterizio ordinaria.

Lo scopo del metodo è l'analisi globale degli edifici, per i quali il meccanismo resistente complessivo è governato dalla risposta nel piano delle pareti. Pertanto, l'analisi viene condotta per ogni parete che compone la scatola muraria dell'edificio.

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 elencati di seguito:

- il modello deve prevedere tutti i principali meccanismi di rottura degli elementi strutturali, sia in muratura che ad esempio, nei cordoli. 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 interpretazioni 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.

Le prime due condizioni implicano il superamento dei due grossi limiti del metodo POR, analizzati nel precedente capitolo. La terza condizione è richiesta nell'ottica dei più moderni approcci di verifica i quali non si limitano a valutare la sicurezza a collasso, ma accertano pure che la struttura non abbia subito deformazioni tali da compromettere la sua funzionalità. L'ultimo requisito è indispensabile per confermare la validità del metodo.

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 degli edifici in muratura, tuttavia si ritiene che non siano finora pienamente approfondite tutte le possibilità di tale approccio nel campo non lineare. Nonostante tale formulazione possa sembrare grossolana, essa si è rivelata molto efficace nel conseguire una serie di risultati di interesse applicativo.

La modellazione a telaio è effettuabile per qualsiasi parete multipiano, a condizione che le aperture siano allineate verticalmente; caratteristica che, peraltro, è assai diffusa negli edifici ad uso civile.

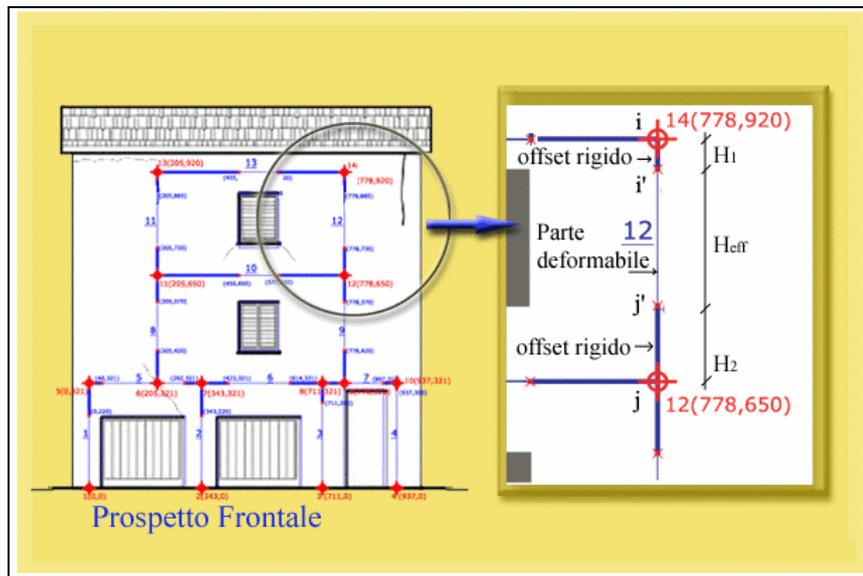


Fig. 3.26 - Particolare della schematizzazione a telaio.

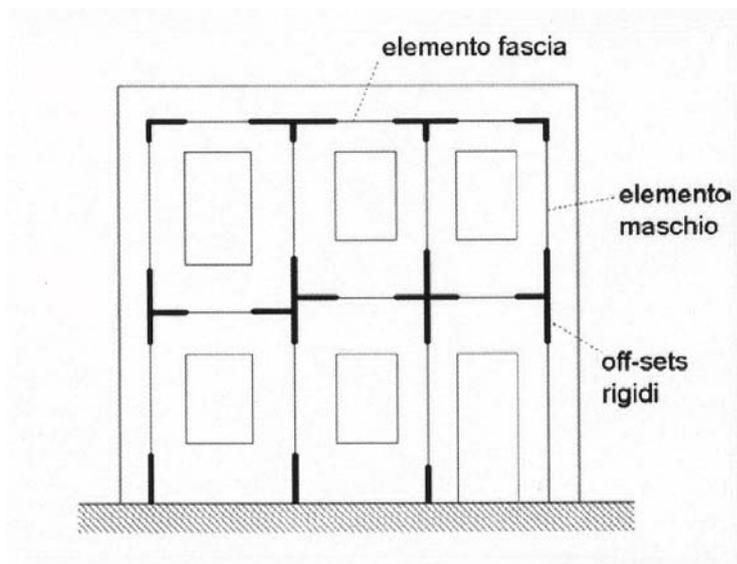


Fig. 3.27 - Esempio di telaio equivalente

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) ed elementi nodo. 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.

Si esaminano nei paragrafi successivi le caratteristiche dell’elemento maschio ed elemento fascia.

### 3.10.2.1 Elemento maschio

L’elemento maschio deve rappresentare il più realisticamente possibile la risposta del montante murario corrispondente. Precisamente, si definiscono, oltre alla geometria dell’elemento, il grado di vincolamento possibile del pannello, il massimo taglio resistente che riprodurrà la resistenza del pannello murario e la deformabilità dell’elemento sia prima che dopo il raggiungimento della resistenza massima.

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.

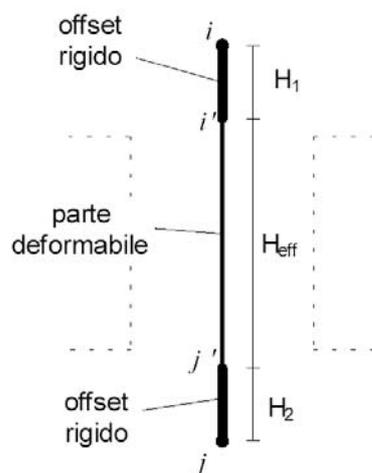


Fig. 3.28 - L’elemento maschio murario.

L'altezza della parte deformabile o «altezza efficace» del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce (1989), 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.

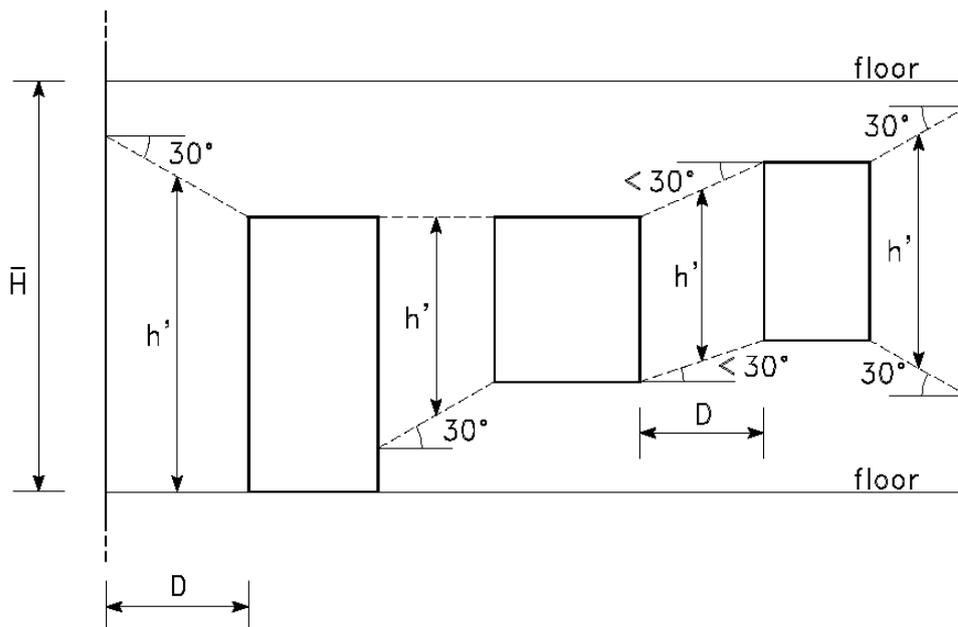


Fig. 3.29 – Definizione dell'altezza efficace

L'altezza efficace è esprimibile, con riferimento alla figura 3.29, dalla seguente formula:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{\bar{H} - h'}{h'}$$

dove  $\bar{H}$  è l'altezza di interpiano e  $D$  la larghezza del maschio murario.

La definizione dell'altezza efficace permette di individuare esattamente la parte deformabile dell'elemento e le sue estremità infinitamente rigide. E' evidente come una tale geometria dell'elemento costituisca un'innovazione nel campo della modellazione a telaio.

Come già discusso in precedenza si è appurato che il maschio murario sottoposto a taglio e compressione può arrivare a rottura secondo tre differenti modalità: per pressoflessione, per taglio con fessurazione diagonale o con scorrimento. Nel metodo SAM saranno contemplate tutte e tre le possibilità e questo costituisce il primo grande passo avanti rispetto ai precedenti metodi per l'analisi statica non lineare.

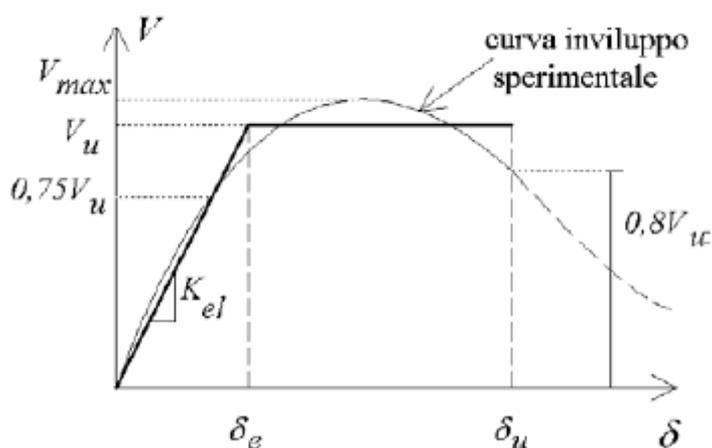


Fig. 3.30 – Interpolazione dell'involuppo sperimentale taglio-spostamento di un pannello murario mediante una bilatera.

In questi metodi il modello bilineare tende a riprodurre in modo approssimato l'involuppo che si ottiene da prove sperimentali da prove sperimentali cicliche a taglio, 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 in sostituzione di un limite in duttilità trae le sue origini dal lavoro di Magenes e Calvi (1997) 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 e l’altezza del muro.

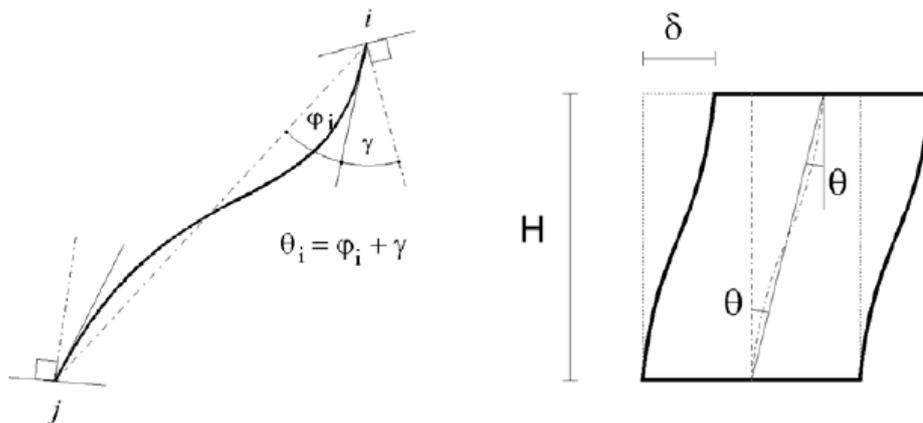


Fig. 3.31 – Deformazioni angolari pertinenti all’estremo di un elemento beam-column.

### 3.10.2.2 Elemento fascia

Per le fasce murarie la disponibilità di teorie e sperimentazioni è assai scarsa, non è paragonabile a quella relativa ai maschi. Nella maggior parte dei metodi utilizzati in campo applicativo per l’analisi delle strutture murarie, il ruolo delle fasce è sempre stato considerato di scarso rilievo e al loro comportamento non è mai stata dedicata molta attenzione. Tuttavia, sebbene siano i montanti murari a costituire il sistema principale di resistenza, le fasce possono influenzare in modo considerevole la risposta sotto azione sismica di un edificio o anche solo di una parete multipiano, tanto più, quanto maggiore è il numero di piani.

Le caratteristiche geometriche dell’elemento fascia sono sostanzialmente simili a quelle dell’elemento maschio: si ha ancora un elemento di telaio, con una parte centrale deformabile assialmente, flessionalmente e a taglio, mentre le due estremità sono infinitamente rigide e resistenti.

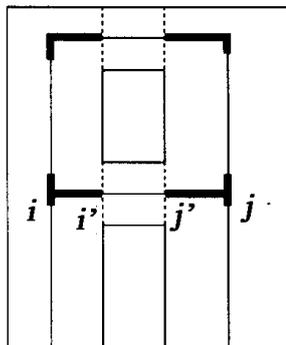


Fig. 3.32 – Lunghezza efficace degli elementi fascia.

Con riferimento alla figura 3.32, la lunghezza della parte centrale deformabile (da  $i'$  a  $j'$ ) è chiamata *lunghezza efficace* e le parti estreme ( $i - i'$  e  $j' - j$ ) costituiranno i bracci in direzione orizzontale degli offsets di nodo. Nel caso delle fasce, al contrario dei maschi, non esistono formulazioni apposite, per definire la lunghezza efficace, ma si ritiene che assumerla pari alla luce libera delle aperture sia appropriato.

La carenza di indagini approfondite sulle fasce rappresenta un limite nello sviluppo di un'analisi globale dell'edificio, in particolare si avverte la necessità di una base sperimentale che possa fornire un valido supporto alla modellazione delle fasce. In mancanza di tali basi, tuttavia, si ricorre ad analogie con i maschi murari. Volendo studiare il comportamento delle fasce in maniera analoga ai maschi, è necessario fare delle osservazioni preliminari:

- L'asse delle fasce è orizzontale e parallelo all'orientamento dei letti, contrariamente al caso dei maschi murari;
- La forza di compressione assiale dovuta ai soli carichi gravitazionali è orizzontale ed è solitamente molto scarsa;
- La forza di compressione verticale, diretta perpendicolarmente ai letti di malta, è trascurabile poiché in generale le fasce si trovano sotto e sopra le aperture della parete.

Nel caso in cui la muratura sia ben organizzata ed i conci abbiano una tessitura regolare, la resistenza a taglio è funzione dello sforzo di compressione, in modo particolare dello sforzo perpendicolare ai letti di malta, ma anche, con incidenza minore, della compressione parallela ai letti stessi. Dalle ultime due osservazioni, si deduce come la fascia sia un elemento generalmente poco compresso, di conseguenza, la resistenza al taglio può risultare molto scarsa e dipendere principalmente dalla forza di coesione che possiede il legante utilizzato. Se, d'altra parte, la muratura presenta una tessitura irregolare, il comportamento si presenta tendente all'isotropia, di conseguenza è possibile trattare la fascia semplicemente come un maschio murario ruotato di un angolo retto.

In analogia con i maschi murari è possibile elencare le varie modalità di collasso delle fasce:

- 1) Rottura per schiacciamento del puntone (analoga alla rottura per pressoflessione del maschio).
- 2) Rottura per taglio.

Nel caso di **rottura per schiacciamento del puntone**, le analogie col maschio sono particolarmente evidenti. Infatti, avviene più comunemente quando si ha una scarsa compressione assiale; si verifica più facilmente, così, l'inflessione delle fasce, di conseguenza le sezioni si parzializzano maggiormente ed il puntone si assottiglia fino al collasso per compressione.

Si può affermare che l'elemento fascia arriva a rottura per pressoflessione quando una delle sue sezioni estreme della parte deformabile ( $i'$  o  $j'$ ), è soggetta ad un momento pari a:

$$V_{\max} \cdot H_0 = P \cdot e' = M_u = \frac{p \cdot D^2 \cdot t}{2} \cdot \left( 1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u} \right)$$

dove  $D$  e  $t$  sono rispettivamente l'altezza e lo spessore dell'elemento fascia, in riferimento a quanto rappresentato in figura 3.33.

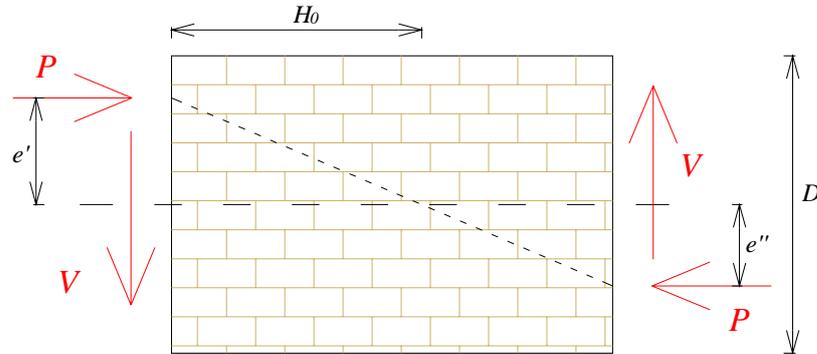


Fig. 3.33 – Fascia muraria sollecitata a taglio e compressione.

Isolando il taglio massimo ed esplicitando il fattore di taglio  $\alpha_v$ , si ottiene:

$$V_{\max} = \frac{D^2 \cdot t}{H_0} \cdot \frac{p}{2} \cdot \left(1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u}\right) = \frac{D \cdot t}{\alpha_v} \cdot \frac{p}{2} \cdot \left(1 - \frac{p}{\kappa \cdot f_u}\right)$$

Per una modalità di **rottura per taglio**, si utilizzano i criteri visti nel caso dei maschi murari; si tiene conto, tuttavia, della diversa orientazione dei letti di malta e della mancanza di compressione nella direzione ad essi perpendicolare. Considerando, dunque, l'elemento fascia, il collasso per taglio si ha quando in una sezione della sua parte deformabile (da  $i'$  a  $j'$ ) si ha un valore del taglio pari a:

$$V_u = D \cdot t \cdot c$$

dove  $c$  è la coesione della muratura, derivante da processo di omogeneizzazione.

Al fine di tener conto di un possibile comportamento 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, una volta superato un

valore limite di deformazione angolare  $\gamma_1$ . A tale degrado segue poi l'annullamento del taglio resistente per deformazioni angolari superiori al limite  $\gamma_2$ .

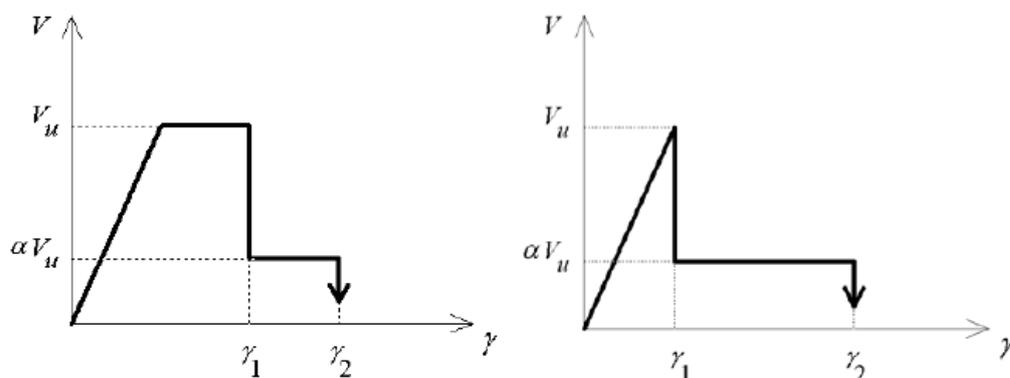


Fig. 3.34 – Comportamento elasto-plastico-fragile ed elasto-fragile di un elemento fascia.

Per poter applicare il metodo al caso di edifici reali è stato necessario risolvere due ordini di 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, una possibilità è l'utilizzo di elementi biella (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.

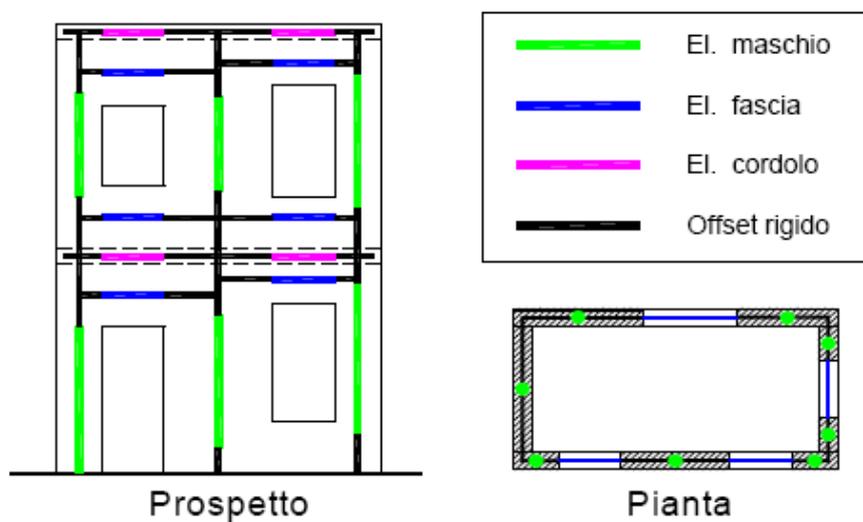


Fig. 3.35 – Modellazione tridimensionale di un edificio

# CAPITOLO 4

## ANALISI STATICA NON LINEARE CON MODELLO RETICOLARE

### 4.1 Introduzione

Come esposto nel precedente capitolo, la procedura più adeguata per simulare il comportamento reale tridimensionale è costituita dal **Metodo agli Elementi Finiti** (FEM). Grazie a questo metodo è stato possibile studiare comportamenti associati a irregolarità delle costruzioni e alle disomogeneità dei loro parametri di resistenza.

Tali metodi presentano evidenti vantaggi come la capacità di cogliere in dettaglio lo stato di tensione e deformazione sotto carichi statici, evidenziando le zone con presenza di trazione e quelle dove vi sono elevati gradienti di tensione e deformazione.

Sono altresì evidenti difficoltà e problematiche connesse con questo tipo di modellazione:

- Se il metodo prevede la legge costitutiva elastico-lineare è indicativo solo di una informazione “statica”, senza cogliere gli effetti redistributivi delle azioni in fase sismica. La presenza di tensioni di trazione è inoltre inaccettabile e i modi di vibrare superiori al primo possono essere virtuali, senza riferimento al comportamento reale della struttura.
- Il fatto che la norma lo consenta (analisi lineare con fattore di struttura) non può che essere ricordato insieme all'impossibilità di cogliere comportamenti diversi fra diverse zone della struttura (tipico per edifici esistenti, non omogenei ed irregolari). Il fattore di struttura abbatte sì le forze, ma ciò ha conseguenze importanti sull'analisi globale solo se le pareti hanno comportamento simile.

In sintesi quindi emerge la non idoneità del M.E.F. elastico lineare, ma occorrono leggi costitutive complesse, in grado di descrivere i fenomeni di non linearità evidenziati, che sono generalmente dedicate ad applicazioni di Ricerca presentando oneri enormi nel passaggio dall'analisi statica di pareti all'analisi dinamica tridimensionale di interi edifici.

Le analisi FEM, condotte con i metodi non lineari appropriati, costituiscono lo strumento di taratura per modelli funzionali che meglio interpretano la realtà. Nascono così i metodi semplificati quali ad esempio quelli a macroelementi (Università di Genova e di Pavia) analizzati nel capitolo 3.

In quest'ottica si cerca di proporre un metodo semplificato che si basa su un **modello reticolare equivalente** per l'analisi non lineare di edifici in muratura. Tale metodo mira alla valutazione della risposta sismica 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.

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) sono prevenuti da opportuni dettagli strutturali quali la presenza di catene o cordolature.

## **4.2 Descrizione del metodo**

Il metodo è stato sviluppato per la muratura di mattoni non armata; nella presente trattazione si affronterà il caso della muratura in laterizio ordinaria nel caso specifico di tre casi studio e l'analisi viene condotta per pareti che compongono la scatola muraria dell'edificio.

In numerosi studi si considera la muratura come materiale elastico, isotropo e resistente sia a trazione che a compressione. Poiché in realtà la muratura va concepita come un insieme di conci incapaci di trasmettere tra loro sforzi di trazione tale modello può utilmente impiegarsi solo nei limiti in cui i ritti (maschi murari) ed i

traversi (fasce di piano) siano effettivamente in grado di assorbire le sollecitazioni flessionali. Tale parziale capacità deriva:

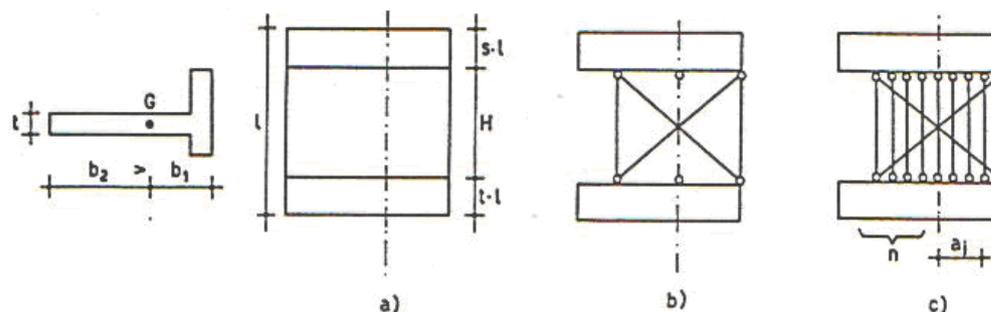
- per le fasce di piano dall'esistenza di armature metalliche nei cordoli e piattabande, nei limiti della loro resistenza;
- per i maschi murari dall'esistenza di sollecitazioni di compressione indotte dai carichi verticali, nei limiti in cui la sollecitazione flessionale non ne esaurisca l'effetto (spostamento del centro di sollecitazione fuori dal nocciolo).

All'aumentare delle azioni sismiche tali limiti vengono superati ed occorre rimuovere l'ipotesi semplificativa assunta per il materiale.

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 elencati di seguito:

- il modello deve prevedere i principali meccanismi di rottura degli elementi strutturali in muratura.
- deve essere raggiunto un giusto compromesso fra il livello di dettaglio e la semplicità d'uso e di lettura ed interpretazioni 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.

Nel presente studio si propone un modello semplificato in cui la parte deformabile dei telai rappresentativi delle pareti murarie viene concepita come un insieme di aste pendolo (bielle) organizzate in montanti verticali e diagonali incrociate.



**Fig. 4.1 – a) Un generico pannello in muratura; b) un modello reticolare equivalente; c) un più complesso modello reticolare equivalente.**

La rigidezza estensionale delle aste del reticolo è assegnata imponendo l'equivalenza meccanica con il corrispondente elemento murario nell'ipotesi di comportamento elastico. Pertanto nei limiti del campo di validità la schematizzazione presenta la medesima lineare deformabilità. Il successivo comportamento non lineare si evidenzia considerando le aste del reticolo (ad eccezione di quelle rappresentative di cordoli e piattabande in c.a.) come elementi a resistenza unilaterale e bilaterale, tali cioè da contrastare elasticamente l'eventuale avvicinamento degli estremi rispetto alla configurazione indeformata e viceversa, nel primo dei due casi, di non esplicitare alcuna resistenza in caso di allontanamento; nel secondo caso viene invece attribuito un valore, seppure molto basso (es 1/10 della resistenza a compressione), alla resistenza a trazione dei montanti murari verticali.

Tale metodo, seguendo quanto proposto dal Prof. Ing. P. Lenza (DAPS, Università di Napoli Federico II) nella rivista *Ingegneria Sismica*, 1/1989, descrive il reale comportamento del materiale; non crea una legge simbolica elastoplastica, in quanto opera alla radice del problema: la plasticità, intesa come spostamenti in aumento a parità di incrementi di forza, è descritta dalla variazione della geometria resistente prodotta dal comportamento unilaterale o bilaterale (non simmetrico) della muratura. C'è inoltre la possibilità di inserire elementi resistenti a trazione, in parallelo alle bielle murarie (es. rinforzi con cordoli, FRP).

Il modello si è dimostrato “robusto” e “stabile” nel senso che i risultati dell’analisi sono a bassa dispersione; inoltre il modello ha mostrato le seguenti caratteristiche di fondamentale importanza nell’ambito dei metodi a macroelementi:

- Chiarezza sui limiti di validità delle ipotesi di calcolo: ogni dato e ogni parametro di calcolo deve essere commisurato alla sua effettiva influenza sul risultato. Si devono chiarire i limiti della modellazione, che soprattutto in analisi globale di edifici esistenti è sempre una fotografia sfocata della realtà.
- Comprensione dei risultati: Si devono chiaramente comprendere tutti i principali aspetti relativi alla resistenza e alla deformazione delle strutture.
- Ripercorribilità dei risultati: si deve comprendere come i metodi di analisi giungono passo dopo passo ai risultati, in particolare per la analisi non lineari.

### **4.3 Il modello reticolare equivalente.**

Per l’illustrazione del metodo si fa riferimento in prima istanza al problema di una parete multipiano in muratura con aperture (allineate verticalmente), caricata nel piano, soggetta a carichi verticali costanti e a forze orizzontali crescenti applicate al livello dei solai, secondo una distribuzione assegnata. E’ possibile suddividere tale parete in elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale) ed elementi nodo che si suppongono infinitamente rigidi e resistenti (Figura 4.2).

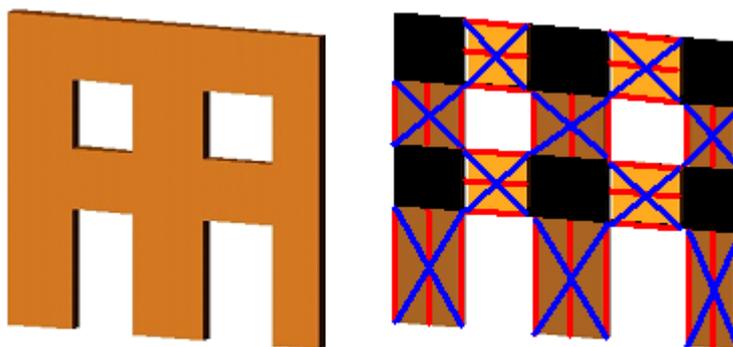


Fig. 4.2 – a): Esempio di parete muraria con aperture allineate verticalmente;  
b): elementi maschi ed elementi fasce e reticolo Equivalente.

Dato un generico pannello di sezione rettangolare (rappresentativo ad esempio di un generico maschio murario) con asse nel baricentro  $G$ , di area  $A$  e momento d'inerzia baricentrico  $I$  (figura 4.3); sia altresì  $l$  la luce dell'asta nella schematizzazione a telaio ed  $H$  il tratto deformabile al netto dei tratti rigidi; esso è equivalente ad un sistema rigido elastico costituito da lastre indeformabili ed aste a pendolo. Queste sono organizzate in due briglie verticali equidistanti dall'asse, una (eventuale) centrale e due diagonali.

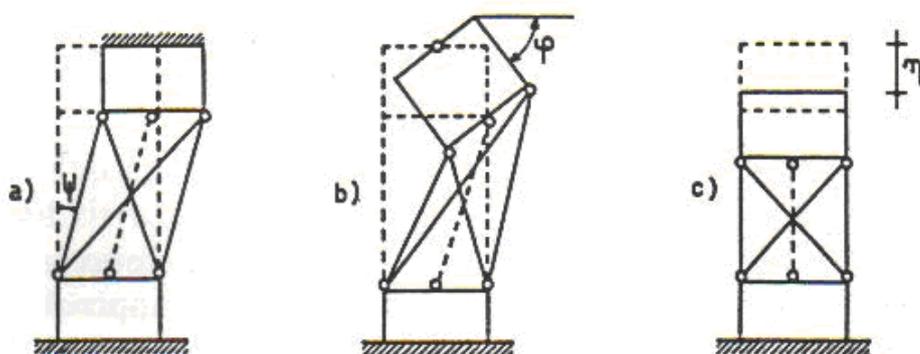
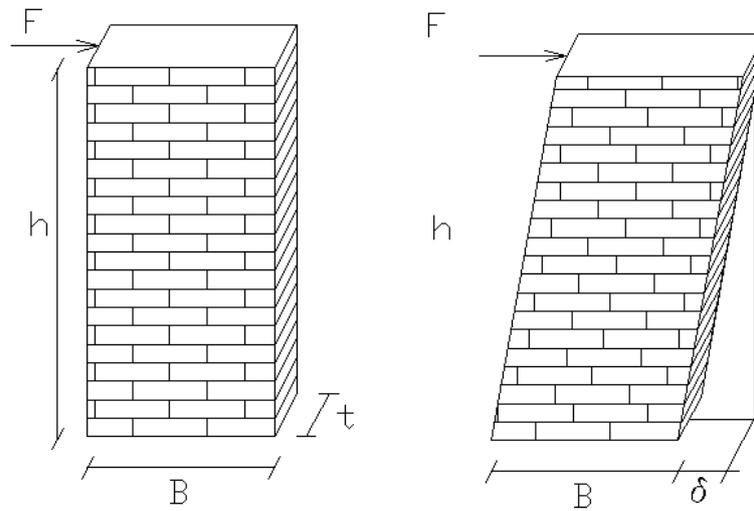


Fig. 4.3 – Deformazione del pannello reticolare equivalente: a) operazione di piano; b) operazione di nodo; variazione di lunghezza dell'asta.

#### 4.3.1 Dimensionamento delle bielle equivalenti.

Le sezioni delle aste equivalenti, immaginate dello stesso materiale della muratura, si otterranno imponendo l'equivalenza meccanica con l'asta-pannello nei due cinatismi fondamentali. La quota parte di azione orizzontale assorbibile da un singolo maschio murario è proporzionale alla propria rigidezza alla traslazione. Tale rigidezza può essere ricavata partendo dallo spostamento  $\delta_i$  della sommità di un setto murario alto  $h_i$  dovuto ad una generica forza orizzontale  $F_i$  ed è la somma di due contributi: deformabilità a taglio e flessionale.



**Fig. 4.4 – Pannello murario sottoposto a taglio: dimensionamento delle bielle diagonali equivalenti.**

$$\delta_p = F_i \times \left( \frac{1,2h}{GA} + \frac{h^3}{12EJ} \right)$$

$$K_p = \frac{F}{\delta} = \frac{1}{\frac{1,2h}{GA} + \frac{h^3}{12EJ}}$$

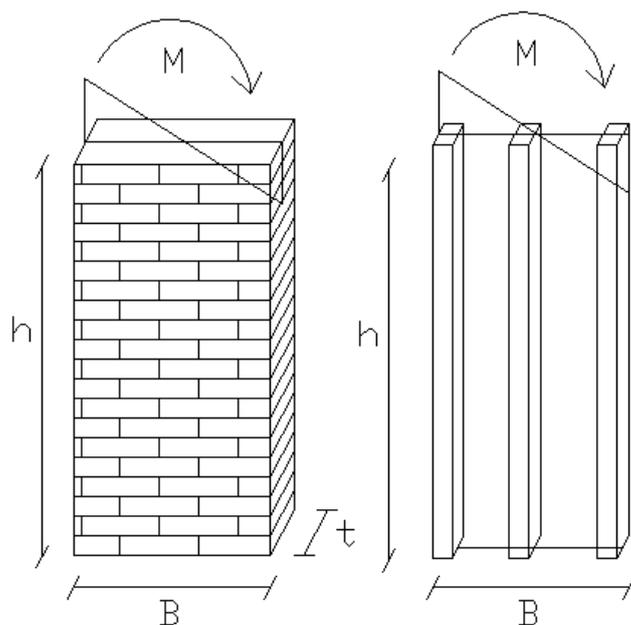
$$J = \frac{tB^3}{12}$$

Il procedimento analitico per la determinazione delle sezioni equivalenti delle bielle conduce alle seguenti espressioni che forniscono l'area delle diagonali  $A_d$  e l'area dei montanti verticali  $A_m$ .

$$A_{diag} = \frac{l_d \cdot K_p}{2E_d} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} \quad (\text{sezione diagonali})$$

$$M = EI\chi \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad \chi_{pannello} = \chi_{mon \tan ti} \quad \longrightarrow \quad A_m$$

Come descritto dalle formule sopra il dimensionamento dei montanti verticali è stato ricavato considerando l'equivalenza tra un pannello murario e un sistema di montanti (due o più) sottoposti alla stessa coppia  $M$ . La sezione è stata ricavata imponendo pertanto l'uguaglianza delle curvature dei due sistemi. (figura sotto)

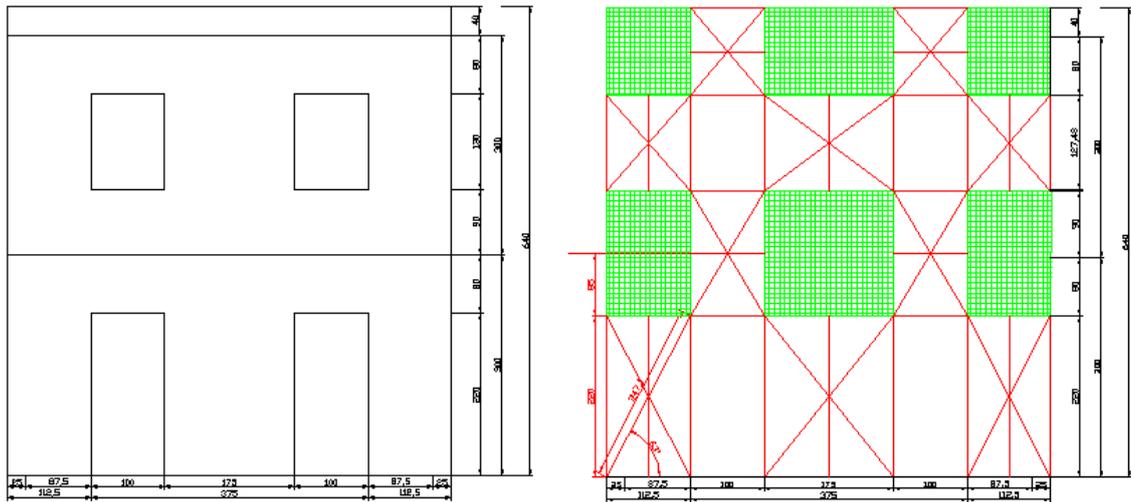


**Fig. 4.5 –Pannello murario sottoposto a coppia flettente: dimensionamento dei montanti verticali equivalenti.**

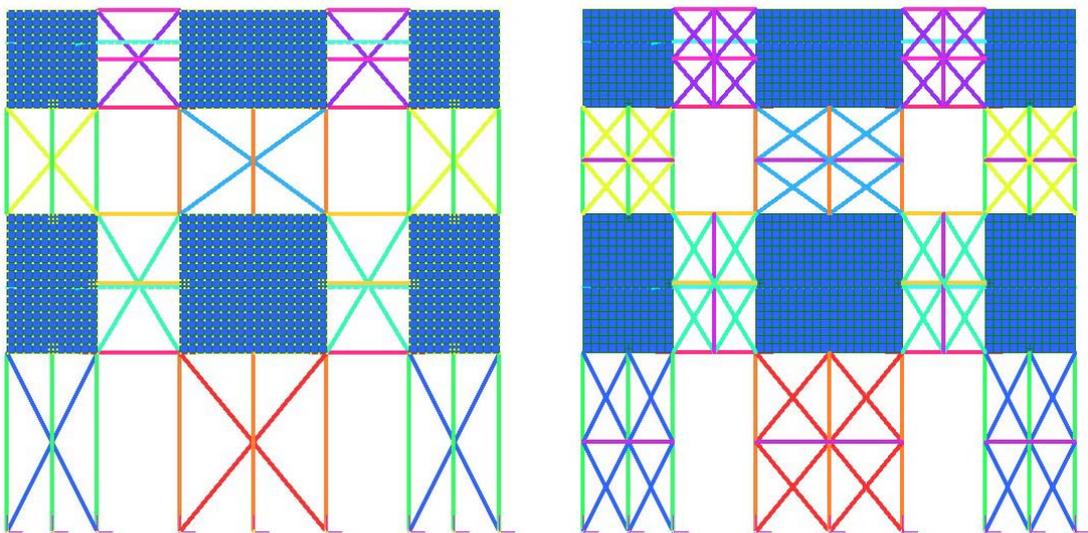
Volendo determinare più accuratamente il progressivo estendersi delle parzializzazioni si può definire un sistema reticolare equivalente che rappresenti con migliore approssimazione il modello continuo. Esso prevede un numero maggiore di montanti verticali (3) e la suddivisione in quattro parti del pannello originario per la definizione delle diagonali. In tal caso le espressioni per la determinazione delle sezioni rimangono le stesse tenendo però in conto delle nuove dimensioni (dimezzate) del pannello di cui si vuole determinare la rigidità equivalente.

Si mostrano nel seguito alcune immagini che meglio illustrano il modello fin qui esposto. Inizialmente per la parete oggetto di studio si ricavano le caratteristiche geometriche e meccaniche. Poi per la creazione del modello geometrico e meccanico

e per l'esecuzione delle analisi è stato utilizzato il programma commerciale agli elementi finiti STRAUS7.



**Fig. 4.6 – Esempio di parete muraria oggetto di studio;  
Definizione delle caratteristiche geometriche e definizione del modello reticolare.**



**Fig. 4.7 – Esempio di parete muraria oggetto di studio;  
Modello reticolare semplice e raffinato.**

L'adozione di sistemi reticolari equivalenti, più o meno complessi, inseriti tra lastre indeformabili rappresentative dei nodi rigidi, non altera le caratteristiche dell'originaria schematizzazione a telaio. Con riferimento ad una parete piana le incognite iperstatiche sono sempre le rotazioni e gli spostamenti (orizzontali e verticali dei nodi); i gradi di libertà dinamici coincidono con le suddette incognite ove si considerino concentrate nei nodi le masse ed i relativi momenti d'inerzia. Un approccio più approssimato considera possibili solo rotazioni e spostamenti verticali dei nodi e gli spostamenti orizzontali dei traversi (ipotesi di fasce di piano assialmente indeformabili). L'estensione al caso di telaio spaziale a piani rigidi, che non dovrebbe presentare sostanziale difficoltà, non è stato trattato in questo lavoro; un'analisi globale del fabbricato può tuttavia già ottenersi mediante la schematizzazione di un treno di telai piani, accettabile per fabbricati abbastanza simmetrici per geometria strutturale e distribuzione di masse.

#### **4.4 Il ruolo delle simulazioni numeriche ad elementi finiti**

Nella calibrazione del metodo reticolare, è stato fondamentale riferirsi anche ad analisi della muratura attraverso simulazioni numeriche agli elementi finiti, considerando il materiale muratura come omogeneo, isotropo e continuo.

I tre casi studio analizzati nel capitolo 5 sono stati pertanto studiati utilizzando anche questo tipo di modellazione; i risultati, espressi in termini di curva di capacità sono stati poi confrontati con quelli relativi al modello reticolare e, ove disponibili, con i risultati di prove sperimentali disponibili in letteratura.

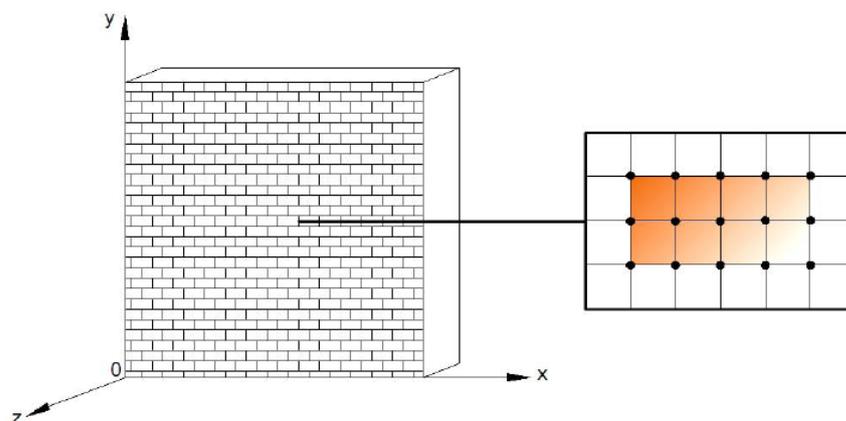


Fig. 4.8 – Discretizzazione mesh: modello omogeneo-isotropo continuo.

La modellazione FEM usualmente adottata per le strutture murarie prescinde dalla effettiva tessitura e fa riferimento ad un materiale omogeneo, con caratteristiche elastiche dipendenti da quelle del legante e quelle del materiale lapideo. Tale scelta è legata alla necessità di semplificare i modelli, sia ai fini dell'ottimizzazione dei tempi di calcolo che della facilitazione nella lettura e interpretazione dei risultati.

Un limite di tali modelli è che possono fornire indicazioni solo sullo stato medio di sollecitazione ma non consentono di definire il cimento puntuale relativo a ciascuno dei due materiali. Ne consegue la necessità di adottare elevati coefficienti di sicurezza, per tenere conto delle incertezze insite nella modellazione

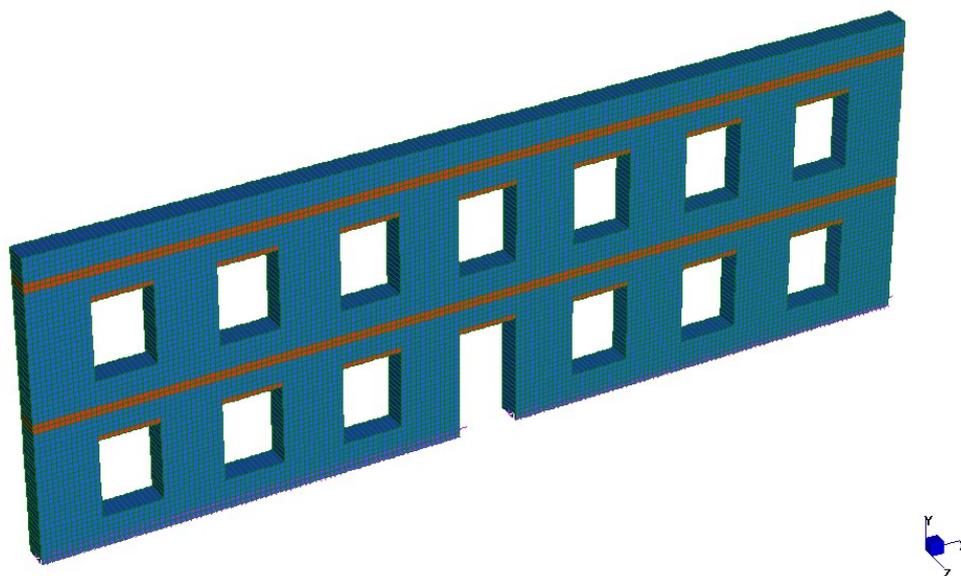


Fig. 4.9 – Esempio di parete muraria discretizzata mediante Elementi finiti tipo Plate (FEM).

Questa modellazione è relativa alla usuale modellazione della muratura e rappresenta un modello di riferimento.

Dati i moduli elastici  $E_m$  ed  $E_b$  dei due materiali malta e mattone è possibile ricavare il modulo per un materiale omogeneo equivalente attraverso la formula:

$$E_K = \frac{h_b + h_m}{\frac{h_b}{E_b} + \frac{h_m}{E_m}}$$

Il criterio di rottura utilizzato nella definizione delle proprietà dei materiali è quello della piramide esagonale di Mohr Coulomb in cui i parametri  $\varphi$  e  $c$  possono essere espressi in termini di resistenza monoassiale a compressione e a trazione:

$$\sin \varphi = \frac{f_c - f_t}{f_c + f_t}$$

$$c = \frac{f_c f_t}{f_c - f_t} \tan \varphi$$

Appare quindi evidente come il valore dell'angolo di attrito sia definito una volta assegnato il rapporto tra le due resistenze monoassiali, mentre la coesione sia nota una volta assegnato tale rapporto e  $f_t$  oppure  $f_c$ .

#### 4.4.1 Criterio di rottura di Mohr Coulomb

Il criterio proposto da *Coulomb* nel 1773 per interpretare la rottura a compressione di opere murarie e che ha trovato diffuse applicazioni nello studio delle condizioni di scorrimento nei terreni, assume che lo scorrimento avvenga quando su almeno un piano il modulo della tensione tangenziale  $\tau$  eguaglia un valore limite linearmente dipendente dalla tensione  $\sigma$ :

$$|\tau| = c - \mu\sigma$$

essendo  $c$  e  $\mu$  parametri del materiale denominati, rispettivamente, *coesione* e *coefficiente di attrito interno* (in alternativa si considera l'*angolo di attrito interno*  $\varphi = \arctan \mu$ ). Il criterio, a differenza di quelli di *snervamento* (*Tresca* e *Huber – Hencky – von Mises*), risulta dipendente dalla tensione *normale* al piano.

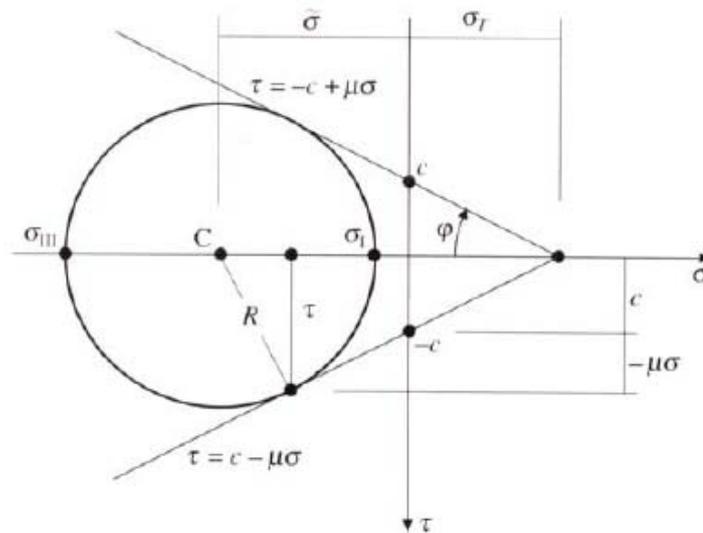


Fig 4.10. – Rette limite secondo il criterio di Coulomb nel piano  $(\sigma, \tau)$  e cerchio di Mohr tangente

Nel piano delle tensioni risolte  $(\sigma, \tau)$  o di *Mohr* il criterio di *Coulomb* è rappresentato in figura dalle rette di equazione:

$$\sigma_{II} - \sigma_I = \pm \sigma_s \quad \sigma_{III} - \sigma_I = \pm \sigma_s \quad \sigma_{III} - \sigma_{II} = \pm \sigma_s$$

Ove  $\sigma_I$ ,  $\sigma_{II}$ ,  $\sigma_{III}$ , sono le tensioni principali e  $\sigma_s$  è la tensione di snervamento. Gli stati limite di tensione sono quelli che appartengono ai massimi cerchi di Mohr tangenti alle due rette. Ricordando che il raggio del cerchio massimo è  $R = (\sigma_I - \sigma_{III})/2$ , dalla figura si può esprimere il criterio nella forma  $R = (\sigma_T - \tilde{\sigma}) \text{sen} \varphi$ , ove  $\tilde{\sigma} = (\sigma_I + \sigma_{III})/2$  e  $\sigma_T = c / \tan \varphi$ , e quindi, in termini della tensione principale massima  $\sigma_I$  e minima  $\sigma_{III}$ :

$$\frac{1}{2}(\sigma_I - \sigma_{III}) = -\frac{1}{2}(\sigma_I + \sigma_{III}) \text{sen} \varphi + c \cos \varphi$$

A differenza del criterio di *Tresca*, il criterio di *Coulomb* fa dipendere la crisi *linearmente* dalla tensione idrostatica attraverso il termine  $(\sigma_I + \sigma_{II})$ , con l'eccezione di attrito interno nullo  $\varphi=0$  nel qual caso i due criteri coincidono e  $c=k$ . Il termine  $k$ , parametro del materiale da determinarsi sperimentalmente, è definito nel criterio di *Tresca*, come quel valore limite raggiunto dalla tensione tangenziale su almeno una giacitura che induce lo snervamento del materiale.

Nello spazio delle tensioni principali  $(0, \sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III})$  il criterio va espresso per tutte le possibili differenze:

$$\begin{aligned}\sigma_{II} - \sigma_I &= \pm 2c \cos \varphi \mp (\sigma_I + \sigma_{II}) \operatorname{sen} \varphi \\ \sigma_{III} - \sigma_I &= \pm 2c \cos \varphi \mp (\sigma_I + \sigma_{III}) \operatorname{sen} \varphi \\ \sigma_{III} - \sigma_{II} &= \pm 2c \cos \varphi \mp (\sigma_{II} + \sigma_{III}) \operatorname{sen} \varphi\end{aligned}$$

che rappresentano le equazioni di sei piani il cui involuppo è una piramide con vertice nel punto  $\sigma_I = \sigma_{II} = \sigma_{III} = \sigma_T$  che rappresenta la resistenza a trazione triassiale, e asse coincidente con l'asse *idrostatico*. Inoltre le sezioni della superficie laterale della piramide con i piani deviatori sono esagonali omotetici non regolari simmetrici rispetto ai tre assi principali mutuamente orientati a  $120^\circ$ .

Nel caso di stati di tensione biassiali ( $\sigma_3 = 0$ ) le Equazioni si particolarizzano nelle:

$$-\frac{\sigma_I}{\sigma_c} + \frac{\sigma_{II}}{\sigma_t} = 1, \quad \frac{\sigma_I}{\sigma_t} - \frac{\sigma_{II}}{\sigma_c} = 1, \quad \sigma_I = -\sigma_c = \sigma_t, \quad \sigma_{II} = -\sigma_c = \sigma_t,$$

Avendo posto:

$$\sigma_t = \frac{2c \cos \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} \quad \text{e} \quad \sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

che rappresentano, rispettivamente, la resistenza a *trazione* e *compressione*.

L'involuppo delle sei rette definisce un esagono non regolare, intersezione della superficie laterale della piramide con il piano  $\sigma_{III}=0$ . Si osservi come il dominio di scorrimento di *Coulomb*, essendo definito mediante due parametri  $(c, \varphi)$ , sia in

grado di descrivere la differente resistenza a trazione e compressione; inoltre, in assenza di attrito interno ( $\varphi = 0$ ), risulta che  $\sigma_T = \sigma_C$  e l'esagono coincide con quello di *Tresca*. Inoltre è da rilevare che il criterio fornisce eguale resistenza a compressione monoassiale e biassiale, un aspetto che non trova riscontro nei casi reali e che è dovuto all'indipendenza nel criterio dalla tensione principale intermedia  $\sigma_{II}$ .

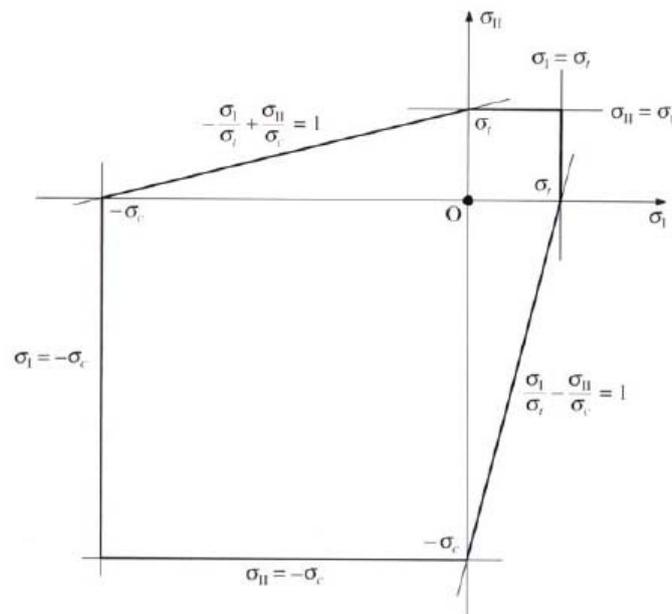


Figura 4.11 – Dominio di Coulomb per stati di tensione biassiale.

#### 4.5 Costruzione della curva di capacità.

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali.

Analisi pushover significa analisi di spinta, intendendo appunto per spinta l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate. Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di

inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo). I vari tipi di distribuzioni di forze che possono essere considerati per l'analisi pushover sono descritti nel prossimo paragrafo.

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidità), viene continuamente aggiornato, per tenere conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva (curva di capacità) che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (generalmente scelto come punto in copertura, per esempio coincidente con il baricentro dell'impalcato di copertura).

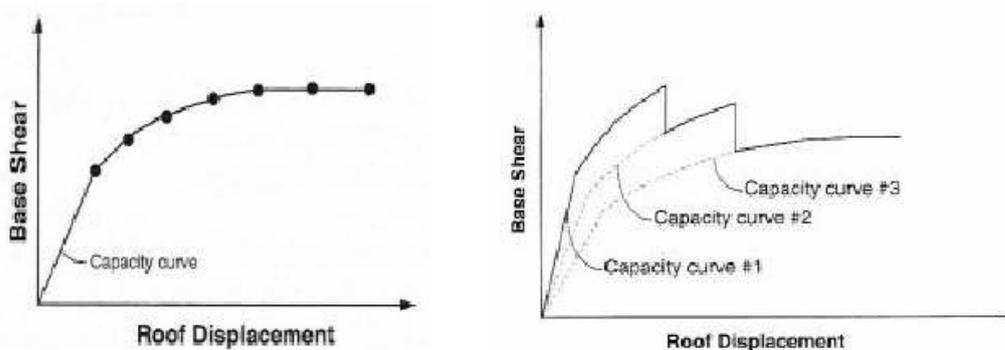


Fig 4.12 – Esempio di costruzione della curva di capacità.

La curva di capacità è quindi una caratteristica intrinseca della struttura, che non dipende dall'input sismico. Essa dovrà in qualche modo essere utilizzata per verificare l'idoneità antisismica della struttura. Infatti, la curva di capacità può essere vista come un mezzo per ridurre una risposta complessa di un sistema a molti gradi di libertà, ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà. In tal modo viene reso possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

La domanda sismica, o domanda di spostamento (target displacement), rappresenta lo spostamento che, secondo l'input sismico, la struttura è chiamata a sostenere.

#### **4.6 Distribuzioni di forze in analisi Pushover.**

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto tra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

Si riportano nel seguito le formulazioni per i due tipi di distribuzioni:

Per le distribuzioni fisse si hanno le seguenti classi:

- A. Forze proporzionali alle masse
- B. Forze proporzionali alla distribuzione da utilizzarsi per l'analisi statica lineare
- C. Forze proporzionali alla distribuzione delle forze modali corrispondenti al primo modo di vibrazione nella direzione considerata. Si tratta di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione. La C. è un'alternativa valida alla B. perché consente di stimare una migliore resistenza dell'edificio (la forma del primo modo è sempre più precisa e meno penalizzante dell'andamento triangolare usato in analisi statica lineare).
- D. Forze proporzionali alla forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi significativi (quelli che movimentano l'85% della massa nella direzione esaminata). Questo tipo di distribuzione è indicato, nelle analisi pushover, per edifici con molti piani con forti irregolarità, dove diventa indispensabile considerare anche gli effetti dei modi superiori. Negli edifici in muratura, generalmente piuttosto bassi, è una distribuzione poco utilizzata; potrebbe

essere indicata nel caso di irregolarità notevoli in pianta (per esempio per tenere conto direttamente di forme modali torsionali).

Nel dettaglio si ha :

$$A. \quad F_J = \frac{W_J}{\sum_{j=1}^N W_J} V$$

$$B. \quad F_J = \frac{W_J z_J}{\sum_{j=1}^N W_J z_j} V$$

$$C. \quad F_J = \frac{W_J \Phi_{1j}}{\sum_{j=1}^N W_J \Phi_{1j}} V$$

$$D. \quad F_J = \frac{W_J \Phi_{eq,j}}{\sum_{j=1}^N W_J \Phi_{eq,j}} V$$

Con:

$$\Phi_{eq,j} = \sqrt{\sum_{k=1}^{NC} (\Phi_{kj} \Gamma_k)^2}$$

$\Gamma_k$  = Coefficiente di partecipazione del modo K; NC= numero di modi modi considerati.

$F_J$  = Forza orizzontale applicata in corrispondenza del livello J; N = numero di livelli

$V$  = Incremento di taglio alla base.

$W_J$  = Massa di piano corrispondente al livello J.

$z_J$  = Quota del livello J.

$\Phi_{1j}$  = Ampiezza del primo modo in corrispondenza del livello J.

$\Phi_{eq,J}$  = Ampiezza del modo K-mo in corrispondenza del livello  $J$ .

Per le distribuzioni adattive invece si hanno le seguenti classi:

- E. Forze proporzionali alla prima forma modale, ma tenendo conto dell'evoluzione della rigidezza e conseguentemente delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni in elastiche. La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo (sia per la distribuzione C. sia per la E.), si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y. Questo è importante nelle analisi 3D (mentre nelle 2D la questione è ininfluente perché il primo modo si riferirà all'unica direzione orizzontale del piano verticale 2D considerato). Per riconoscere se il modo è secondo X o secondo Y si controlla se la massa modale efficace secondo X è maggiore o minore di quella secondo Y.
- F. Distribuzione di forze adattiva tenendo conto di tutti i modi significativi (quelli che movimentano l'85% della massa nella direzione esaminata)

Fra le cinque distribuzioni considerate, E. ed F. sono le uniche distribuzioni dove i rapporti reciproci fra le forze, mentre si incrementa il taglio totale alla base, cambiano ai vari passi, al variare delle rigidezze degli elementi. Infatti, gli elementi in fase plastica hanno rigidezza secante in progressiva diminuzione o equivalentemente rigidezza tangente nulla; gli elementi collassati hanno rigidezza e resistenza nulle. Le variazioni di rigidezza comportano la riesecuzione dell'analisi modale, e conseguentemente l'aggiornamento dei rapporti fra le forze nella tipologia di distribuzione considerata. Per tali motivi l'analisi è detta adattiva.

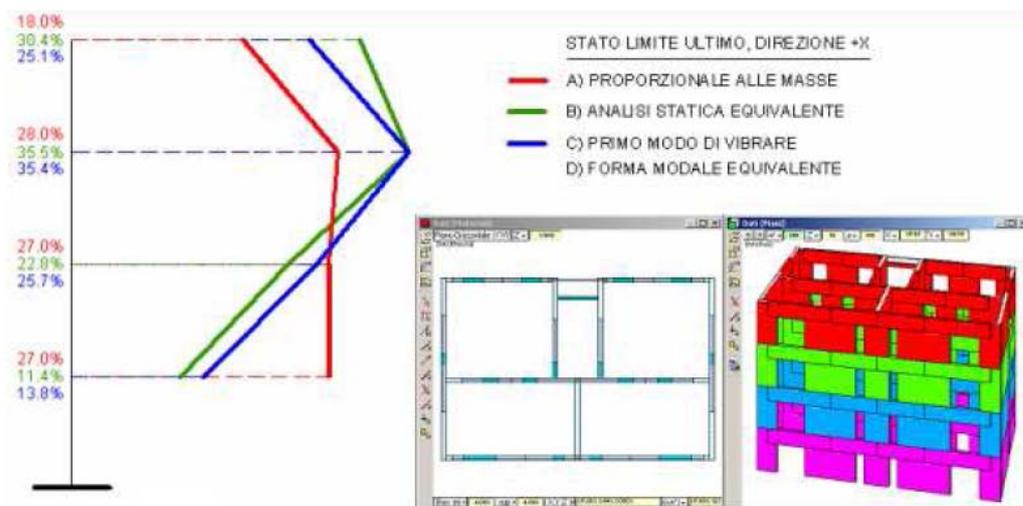


Fig 4.13 – Distribuzioni di Forze in analisi Pushover

In figura è riportato l'esempio di un edificio in muratura di 4 piani.

Anche nelle ipotesi di dimensioni in pianta e in elevazione costanti per l'intero edificio, le masse di piano non sono tutte fra loro uguali, sia per la concentrazione dei pesi propri a livello degli impalcati (p. es. all'ultimo piano solo metà parete viene attribuita al livello di copertura), sia per i diversi carichi di esercizio (piani intermedi: civile abitazione; copertura: neve), sia per i diversi coefficienti di combinazione dei carichi variabili.

In caso di masse tutte uguali, la distribuzione di forze A. proporzionali alle masse corrisponderebbe a forze uguali a tutti i piani, mentre la B. presenterebbe andamento perfettamente triangolare.

#### **4.7 La problematica delle fasce di piano**

Per le fasce murarie la disponibilità di teorie e sperimentazioni è assai scarsa, non è paragonabile a quella relativa ai maschi. Ciò può essere in parte spiegato dal fatto che, i montanti murari rappresentano il sistema "principale" che resiste al sisma e ai carichi verticali. Nella maggior parte dei metodi utilizzati in campo applicativo per l'analisi delle strutture murarie, il ruolo delle fasce è sempre stato considerato di scarso rilievo e al loro comportamento non è mai stata dedicata molta attenzione.

Tuttavia, sebbene siano i montanti murari a costituire il sistema principale di resistenza, le fasce possono influenzare in modo considerevole la risposta sotto azione sismica di un edificio o anche solo di una parete multipiano, tanto più, quanto maggiore è il numero di piani.

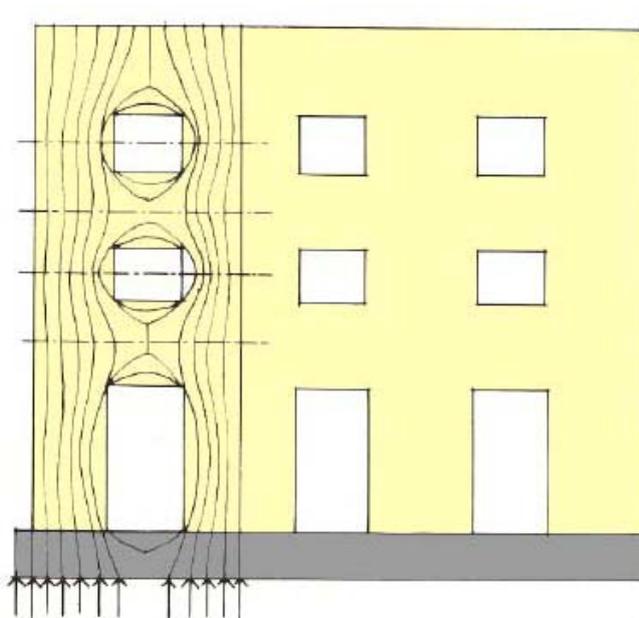


Fig. 4.14 – Differente comportamento tra maschi e fasce di piano: linee di forza verticali.

Tuttavia, la funzione strutturale delle fasce o architravi è tutt'altro che secondaria, infatti 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. Lo stato di sollecitazione generato in una fascia dall'azione sismica è simile a quello riportato in figura 4.15

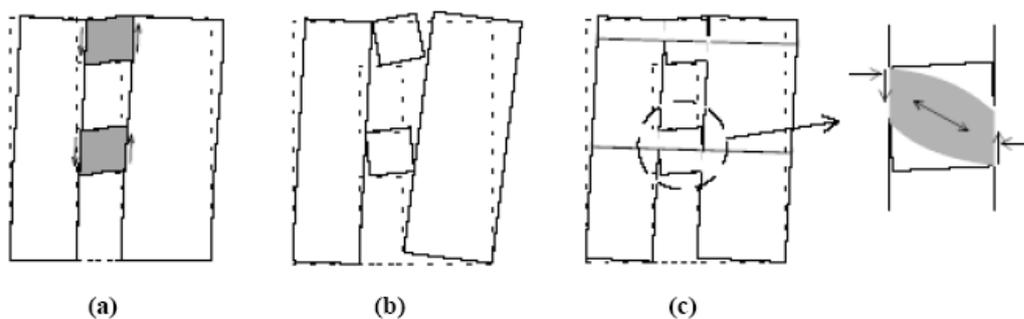


Fig. 4.15 – Risposte delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico.

La carenza di indagini approfondite sulle fasce rappresenta un limite nello sviluppo di un'analisi globale dell'edificio, in particolare si avverte la necessità di una base sperimentale che possa fornire un valido supporto alla modellazione delle fasce. In mancanza di tali basi, tuttavia, si ricorre ad analogie con i maschi murari.

Volendo studiare il comportamento delle fasce in maniera analoga ai maschi, è necessario fare delle osservazioni preliminari:

- L'asse delle fasce è orizzontale e parallelo all'orientamento dei letti, contrariamente al caso dei maschi murari;
- La forza di compressione assiale dovuta ai soli carichi gravitazionali è orizzontale ed è solitamente molto scarsa;
- La forza di compressione verticale, diretta perpendicolarmente ai letti di malta, è trascurabile poiché in generale le fasce si trovano sotto e sopra le aperture della parete.

Nel caso in cui la muratura sia ben organizzata ed i conci abbiano una tessitura regolare, la resistenza a taglio è funzione dello sforzo di compressione, in modo particolare dello sforzo perpendicolare ai letti di malta, ma anche, con incidenza minore, della compressione parallela ai letti stessi. Dalle ultime due osservazioni, si deduce come la fascia sia un elemento generalmente poco compresso, di conseguenza, la resistenza al taglio può risultare molto scarsa e dipendere principalmente dalla forza di coesione che possiede il legante utilizzato. Se, d'altra parte, la muratura presenta una tessitura irregolare, il comportamento si presenta tendente all'isotropia, di conseguenza è possibile trattare la fascia semplicemente come un maschio murario ruotato di un angolo retto.

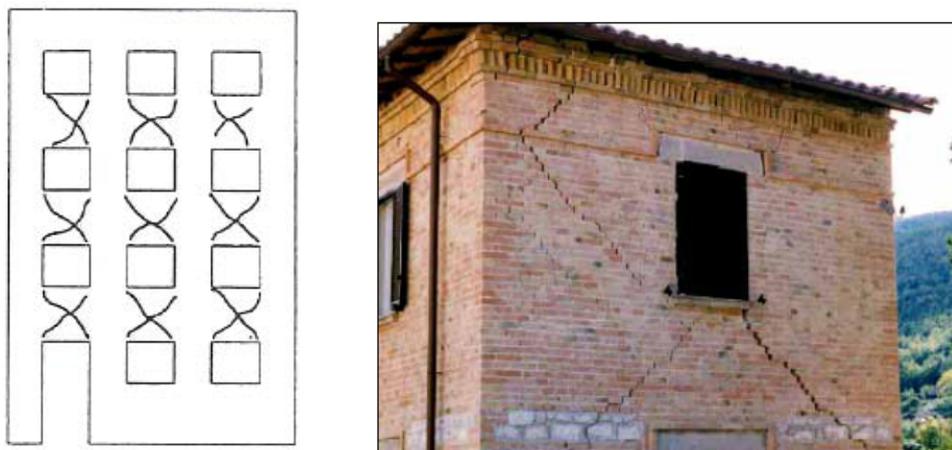


Fig. 4.16 – Tipica rottura per taglio delle fasce di piano.

#### 4.7.1 Funzionamento meccanico delle fasce

Le fasce hanno il compito di trasmettere le sollecitazioni fra i montanti e di mantenerli accoppiati. In particolare, la loro azione influenza positivamente la resistenza a pressoflessione dei maschi murari. Considerando un'azione di tipo sismico, idealizzabile mediante forze orizzontali applicate ai piani, lo stato di sollecitazione delle fasce è prevalentemente di taglio, come rappresentato in figura 4.17.

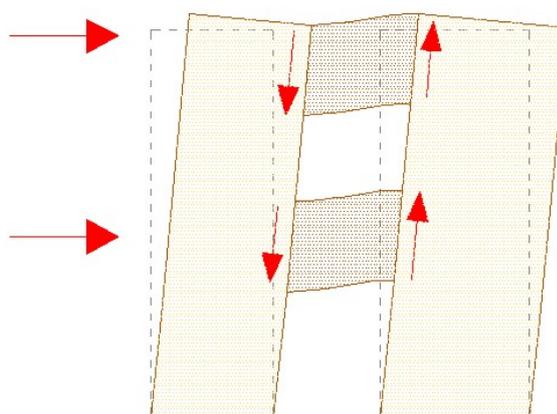


Fig. 4.17 – Stato di sollecitazione delle fasce.

Si supponga che le fasce non riescano ad assolvere la loro funzione di accoppiamento: la conseguenza è l'instaurarsi immediato di un meccanismo di

ribaltamento (figura 4.18), in cui la resistenza a pressoflessione dei maschi murari non può contare sull'ausilio delle fasce:

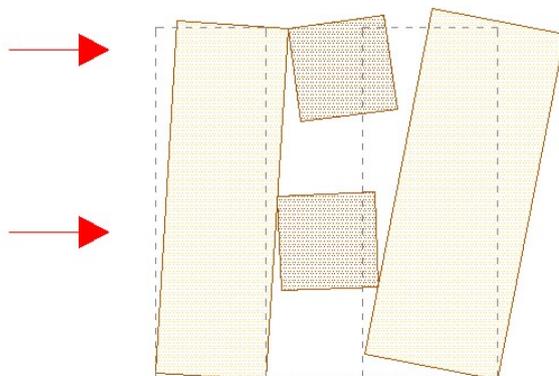


Fig. 4.18 – Ribaltamento della parete per mancanza di accoppiamento fra i maschi murari.

Affinché le fasce possano assolvere alla loro funzione di elementi accoppianti, esse devono essere dotate di un'adeguata resistenza flessionale che deve impedire l'instaurarsi del meccanismo di ribaltamento. Tale resistenza è tanto maggiore quanto più le fasce sono compresse secondo la direzione orizzontale. Come è già stato osservato, le fasce di per sé sono soggette a scarsi sforzi di compressione, sia verticalmente che orizzontalmente. La soluzione costruttiva è, semplicemente, l'inserimento di **cordoli in cemento armato** o **catene**. Tali elementi strutturali, che vengono posti all'altezza dei piani in corrispondenza delle fasce, in primo luogo si oppongono fisicamente alla dilatazione orizzontale che consegue il fenomeno del ribaltamento, ed, inoltre, contrastando questo spostamento, causano una compressione all'interno delle fasce stesse. Con la presenza di questa sollecitazione, nelle fasce aumenta la resistenza a flessione che ostacola ulteriormente il ribaltamento ed al loro interno si crea un meccanismo "a puntone inclinato" la cui azione sui montanti ne garantisce l'accoppiamento (figura 4.19).

Queste considerazioni di carattere generale sono alla base dei meccanismi di rottura delle fasce ed del loro comportamento deformativo.

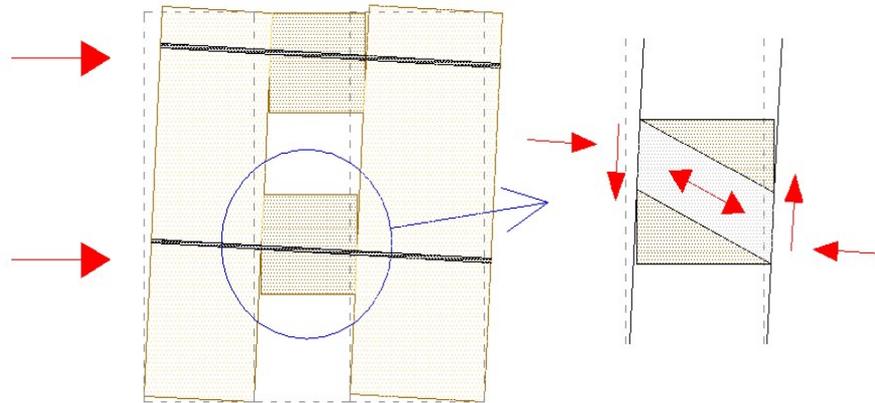


Fig. 4.19 – Funzione dei cordoli e conseguente meccanismo a puntone inclinato nelle fasce.

### 4.7.2 Modelli di calcolo delle fasce di piano

E' necessario prendere in esame le caratteristiche possedute dalle fasce di piano (e in particolare dei pannelli di fascia) le cui caratteristiche di rigidezza e di resistenza condizionano il comportamento di ciascuna parete dunque dell'intero edificio

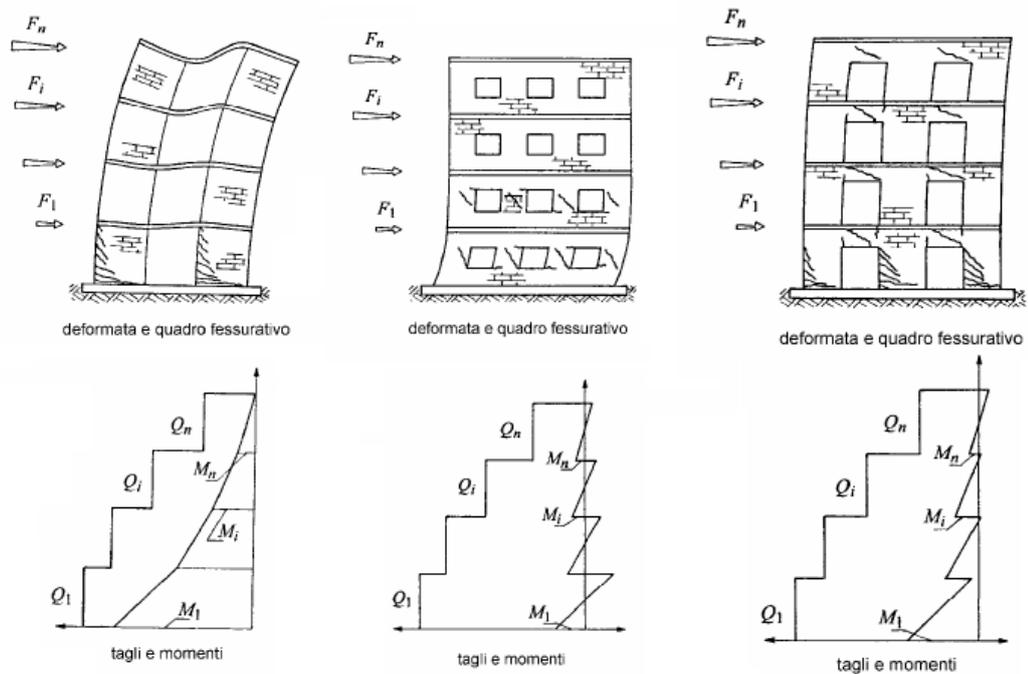


Fig. 4.20 – Ruolo dell'accoppiamento fornito dai cordoli e dalle fasce murarie.

Quando le fasce di piano sono prive di rigidità, sia estensionale che flessionale, la parete si riduce ad una serie di mensole isolate costituite dai soli maschi che, generalmente, giungono alla crisi per sollecitazioni da presso flessione, mentre esibiscono crisi per taglio solamente nel caso di edifici molto bassi con vani disposti a notevole distanza reciproca, o in presenza di pareti cieche, e sempre per sforzi normali non troppo bassi. In tale caso (pareti del I tipo) il modello longitudinale dell'intera parete può essere così caratterizzato:

- I pannelli di maschio posseggono la stessa altezza della parete e si identificano con gli interi maschi murari.
- I pannelli di nodo non esistono.
- I pannelli di fascia sono del tipo architrave e assorbono solamente i carichi verticali, ma si devono considerare pressoché inesistenti ai fini delle azioni orizzontali.

Tale comportamento è caratteristico degli edifici di prima o seconda classe privi di elementi perimetrali di collegamento; nel caso di pareti forate i maschi, essendo molto snelli, risultano particolarmente vulnerabili a presso flessione.

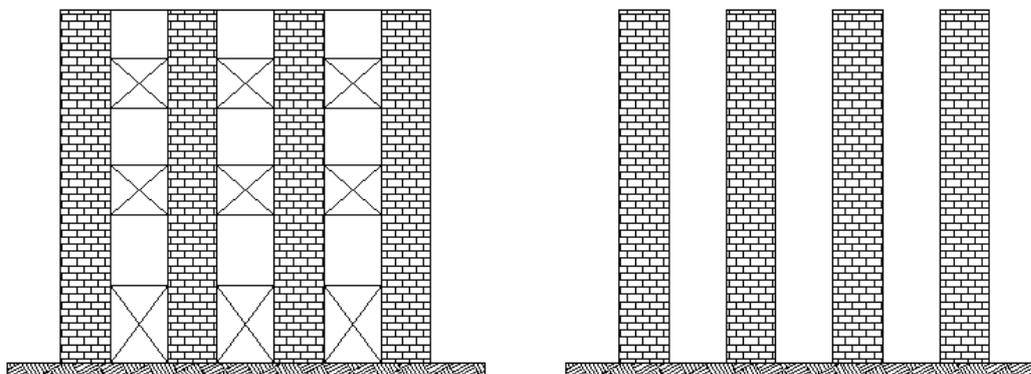


Fig. 4.21 –Pareti di tipo I: discretizzazione e modello di calcolo.

Si definiscono invece pareti del II tipo quelle le cui fasce di piano posseggono rigidità esclusivamente estensionale, per la presenza di un solo elemento concentrato resistente a trazione (come una catena, un cordolo o una piattabanda) e risultano più deboli dei maschi. In tali pareti, i pannelli di fascia (che risultano

sempre tozzi per effetto della limitata ampiezza dei vani) sotto l'azione delle forze orizzontali attingono la crisi quasi sempre per taglio da trazione (evidenziato da lesioni diagonali) e la parete finisce per comportarsi come un sistema di elementi monodimensionali costituito da ritzi schematizzabili come mensole collegati da travi pendolari. Il collasso della parete sopraggiunge, in genere, con la rottura dei pannelli di maschio per presso flessione. In tale caso il modello longitudinale della parete risulta così caratterizzato:

- I pannelli di maschio posseggono l'altezza dell'interpiano.
- I pannelli di nodo non esistono perché degenerano in linee.
- I pannelli di fascia sono del tipo monocatena e risultano assimilabili ad aste orizzontali dotate di sola resistenza estensionale.

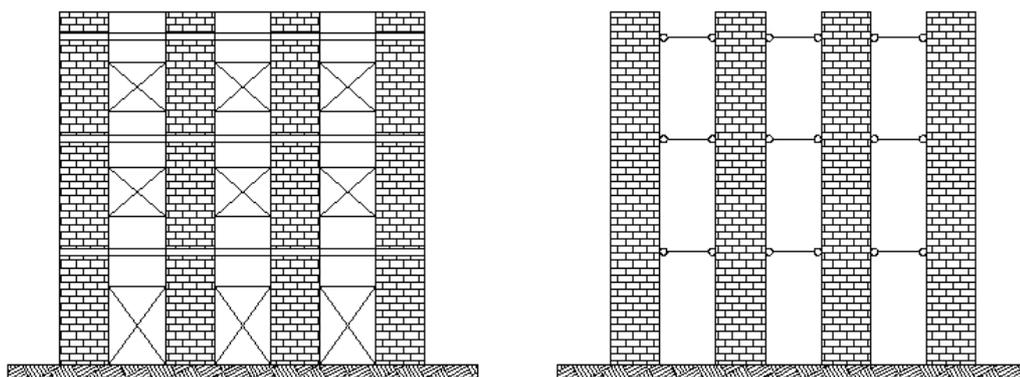


Fig. 4.22 –Pareti di tipo II: discretizzazione e modello di calcolo.

Tale modello costituito da maschi murari a mensola (continui dalle fondazioni alla sommità) collegati, ai soli fini traslazionali, dai solai è previsto anche dalle norme contenute nell'allegato 2 all'ordinanza n° 3274 del 20.03.2003.

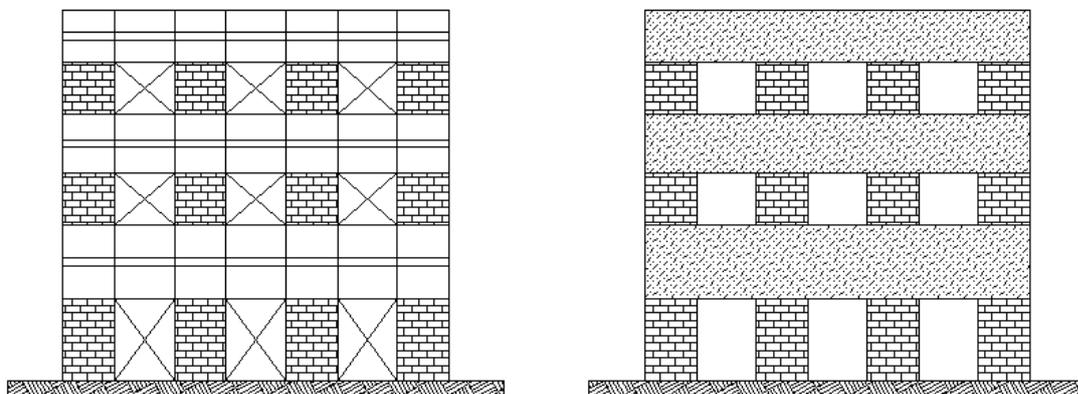
Spesso in passato interventi costituiti dalla posa in opera di catene metalliche hanno consentito di trasformare pareti del I tipo in pareti del II tipo.

Sono denominate infine pareti del III tipo quelle le cui fasce di piano posseggono rigidità (sia estensionale che flessionale) molto maggiore di quella che compete ai maschi murari, generalmente per la presenza di almeno due elementi concentrati di estremità resistenti a trazione (come catene, cordoli, piattabande),

oppure di almeno uno di tali elementi in posizione centrata, o ancora per effetto di interventi di consolidamento diffusi (semprecchè la muratura non abbia capacità di resistenza proprie)

Tali pareti, sotto l'azione delle forze orizzontali, si comportano alla stregua di telai dotati di traversi rigidi (comportamento alla "Grinter") che impediscono le rotazioni alle estremità dei maschi : il collasso si manifesta con la rottura dei pannelli di maschio che può verificarsi per taglio o per presso flessione. In tale caso, il modello longitudinale della parete può essere così caratterizzato:

- I pannelli di maschio posseggono l'altezza dei vani e sono contenuti tra due fasce;
- I pannelli di nodo sono interamente contornati tranne che alle estremità della parete.
- I pannelli di fascia sono generalmente del tipo bicatena, armati e vincolati ai pannelli di nodo (ai quali devono assicurare la compatibilità delle deformazioni).



**Fig. 4.23 –Pareti di tipo III: discretizzazione e modello di calcolo.**

Anche tale modello è previsto dalle norme contenute nell'allegato 2 all'ordinanza n. 3274 del 20.03.2003; lo stesso era, peraltro, contemplato dalla Circolare LL.PP. 30.07.1981 n. 21745 che consentiva "a favore della sicurezza e rinunciando a qualsiasi redistribuzione delle forze in fase elasto-plastica", di schematizzare le pareti

come telai elastici piani, tutte le volte in cui il collasso non si verificava per rottura a taglio dei pannelli di maschio.

In sintesi modellare le fasce come maschi ruotati, senza tener conto di quanto detto sopra, porta a risultati poco realistici. Tale limite è stato in parte compensato, nel testo normativo, da alcune precisazioni sulla modellazione delle travi in muratura; Si riporta infatti che, qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad esempio quando l'analisi statica è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti in prossimità della trave in muratura elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli) i valori di resistenza potranno essere assunti non superiori a determinati valori associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

Ovvero in assenza di una valutazione realistica della compressione assiale (condizione necessaria per poter modellare la fascia come maschio murario ruotato) si assume comunque una resistenza a trazione della fascia, giustificata da un meccanismo a puntone equivalente. Tale dispositivo è ammesso a favore di sicurezza solo in presenza di un cordolo o tirante, inserito nell'elemento (infatti la resistenza assunta è la minima fra il puntone equivalente ed il tirante).

In definitiva quindi il collasso di una parete sottoposta a carichi orizzontali, qualunque ne sia la tipologia, si verifica sempre per rottura degli elementi portanti (maschi o pannelli di maschio), tanto nel caso di pareti prive di vani che forate; non sussiste, però, alcun dubbio sul fatto che il progressivo indebolimento delle fasce, al variare del tipo di parete, renda sempre più vulnerabili i maschi murari. Il meccanismo di rottura dipende dal rapporto  $H/B$  tra le dimensioni longitudinali dell'intera parete o dei singoli pannelli di maschio che la costituiscono, oltre che dalle caratteristiche del materiale e dall'intensità degli sforzi normali applicati.

Le osservazioni formulate in merito al comportamento dei paramenti murari sollecitati da azioni orizzontali (oltre che verticali naturalmente) fanno ben

comprendere come il meccanismo di rottura dei pannelli, e dunque dell'intera parete, possa essere condizionato attraverso una mirata scelta delle dimensioni e del materiale che caratterizzano questi ultimi, oltre che da eventuali interventi. In particolare, per quanto riguarda gli edifici esistenti, è possibile modificarne radicalmente il comportamento attraverso interventi, cosiddetti di consolidamento o di adeguamento, in grado di mutare anche i meccanismi di collasso e, dunque, il modello di calcolo. Atteso il miglior comportamento esibito dalle pareti del III tipo, la tendenza attuale è quella di intervenire sugli edifici esistenti adeguandoli a tale tipologia costruttiva, ovvero di progettarli ex novo con tali caratteristiche.

Il modello di calcolo più diffuso per pareti forate sollecitate da azioni verticali e orizzontali è, dunque, quello costituito da una sorta di telaio a nodi rigidi i cui ritti sono rappresentati dai pannelli di maschio (dotati di deformabilità estensionale, flessionale e tagliente) e i cui traversi sono rappresentati dalle fasce di piano, supposte rigide sia estensionalmente che flessionalmente. L'osservazione dei danni prodotti in occasione dei sismi più violenti e i risultati delle numerose campagne sperimentali condotte confermano, d'altronde, l'esistenza di un'efficace interazione tra maschi murari e fasce di piano. Quando tale ipotesi essenziale risulta soddisfatta, si consegue una notevole semplificazione delle procedure di calcolo essendo possibile operare nelle seguenti ipotesi:

- Comportamento “alla Grinter” (o shear type) nei riguardi delle azioni taglianti dovute alle forze sismiche, che consente peraltro di analizzare ogni piano indipendentemente dagli altri.
- Comportamento “alla Engesser” nei riguardi delle coppie generate dalle eccentricità che le risultanti delle forze orizzontali equivalenti al sisma posseggono rispetto alla sommità dei pannelli di maschio.

# CAPITOLO 5

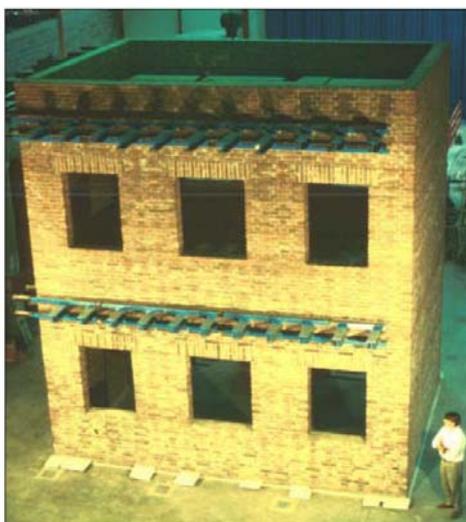
## APPLICAZIONI DEL MODELLO RETICOLARE

### 5.1 Introduzione

In questo quinto capitolo si riportano nel dettaglio i risultati di tre specifici casi studio esaminati. Tali casi riguardano prove o sperimentazioni note in letteratura, pertanto si disponeva di risultati di indagini sperimentali ed analitiche.

Ognuno dei tre casi presi in esame è stato dapprima analizzato attraverso la modellazione ad elementi finiti (Utilizzando il codice commerciale di calcolo Straus7) considerando il materiale muratura come continuo omogeneo e isotropo come descritto nel paragrafo 4.4. Partendo poi da tale base è stato calibrato, per ogni parete oggetto di studio, il modello Reticolare equivalente.

Il primo caso studio riguarda l'analisi di due pareti, oggetto di un ampio programma di ricerca promosso dal CNR-GNDT relativamente al comportamento di edifici in muratura.



**Figura 5.1 – Prototipo di edificio in muratura provato a Pavia.**

L'analisi condotta riguarda le due pareti forate dell'edificio prototipo, su cui è stata svolta l'analisi statica non lineare.

Il secondo caso studio è stato analizzato prendendo spunto dall'articolo "Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames" di T. Salonikios, C. Karakostas, V. Lekidis, A. Anthoine, pubblicato su *Engineering Structures* 25 (2003). In tale pubblicazione si tratta la determinazione della capacità sismica resistente di edifici esistenti, con particolare riguardo alle pareti in muratura non armata. Sono esaminate due diverse tipologie di pareti denominate 1\_bay e 7\_bay a seconda delle dimensioni e del numero di aperture presenti.

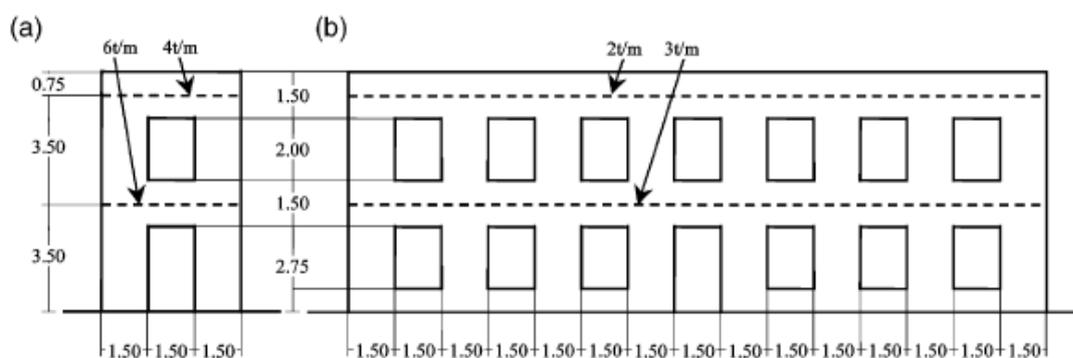
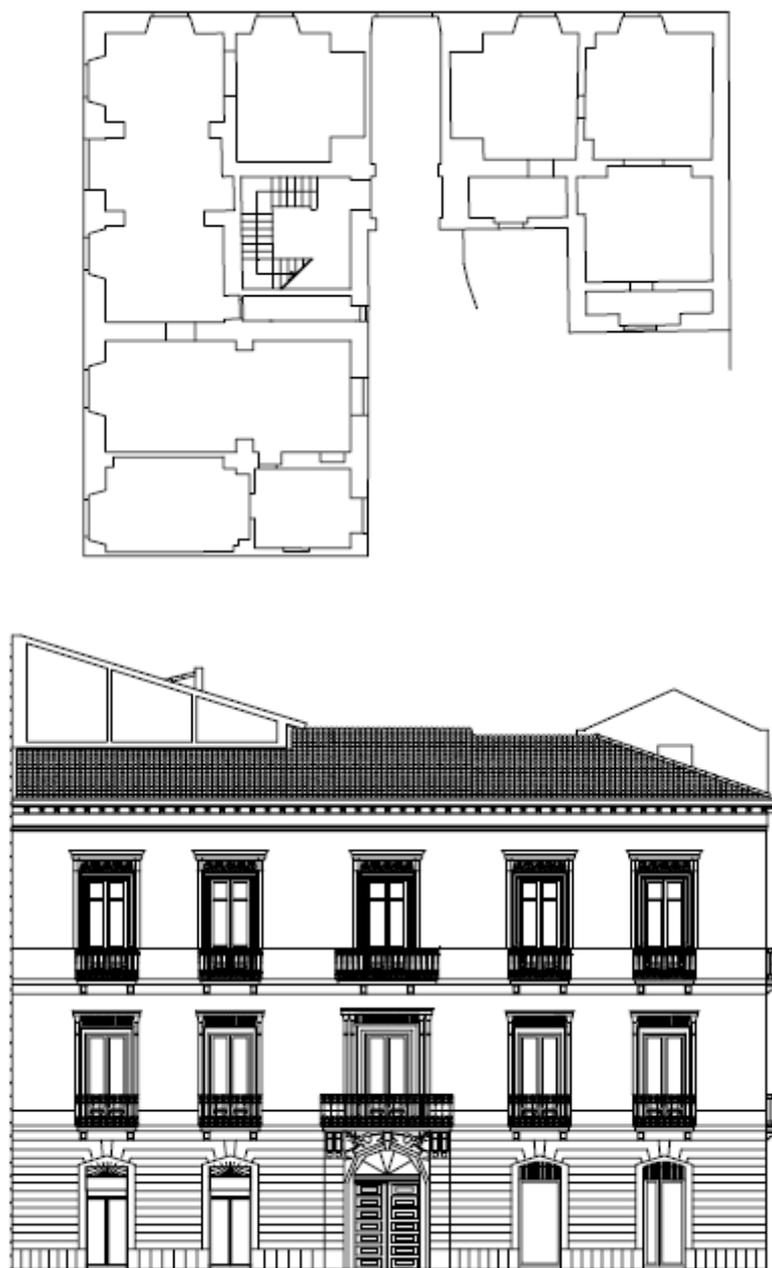


Fig 5.2 – Pareti esaminate nel caso studio 2: 1B e 7B.

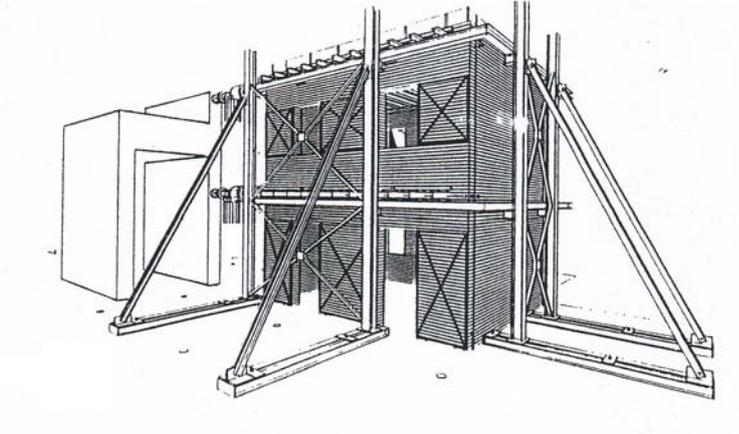
Infine l'ultimo caso esaminato tratta la risposta sismica di un edificio campione, scelto sulla base di un'indagine preliminare sulle caratteristiche costruttive tipiche dell'edilizia di Catania. Tale analisi prende spunto dal rapporto al programma triennale 1996-1998 del Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, e in particolare rientra nell'ambito del progetto "Pianificazione dell'intervento sul patrimonio edilizio per interventi estesi di riduzione della vulnerabilità". Esso è stato svolto in stretto coordinamento col "Progetto Catania", volto alla determinazione dello scenario di danno conseguente a un terremoto comparabile con l'evento distruttivo del 1693.



**Fig 5.3 – Pianta e prospetto dell’edificio esaminato nel caso studio 3.**

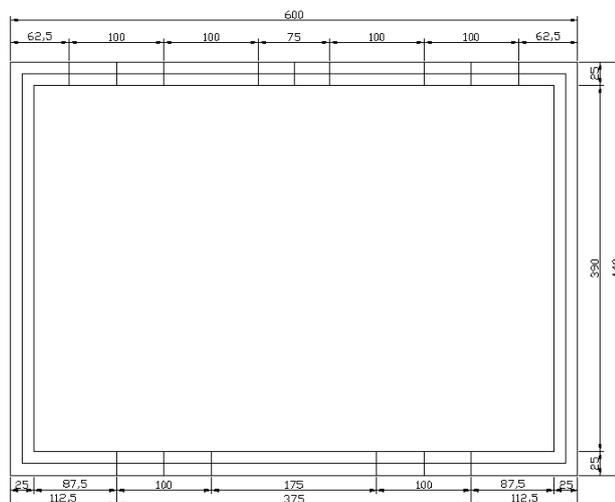
## **5.2 Caso Studio 1: la sperimentazione di Pavia**

All'interno di un ampio programma di ricerca promosso dal CNR-GNDT, relativamente al comportamento di edifici in muratura, presso il Dipartimento di Meccanica Strutturale dell'Università di Pavia è stata condotta una dettagliata sperimentazione (prova ciclica quasi statica), in scala reale, su un edificio prototipo.



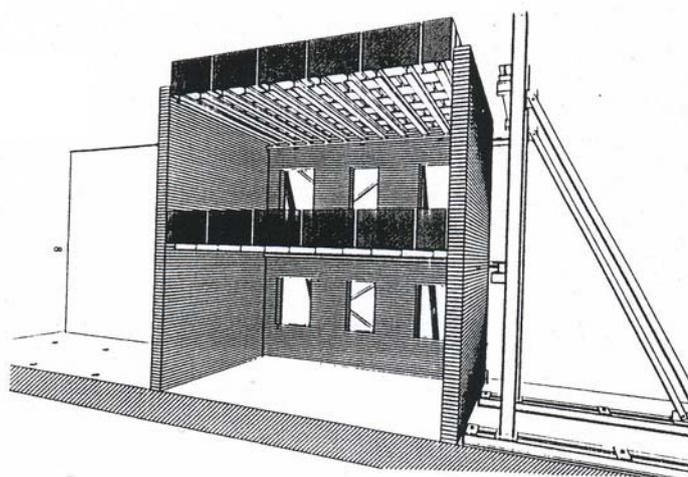
**Fig 5.4 – Schema dell'impianto di prova.**

Compatibilmente con la struttura di prova presente, la struttura tridimensionale è stata separata in modo da poter intervenire separatamente sulle due pareti esterne: una parete, denominata “door wall”, contenente due aperture per piano (al piano terra simulano porte), non era ammorsata all'altra parete, identificata invece come “window wall”, contenente tre finestre per piano e connessa ai due muri trasversali da entrambi i lati.



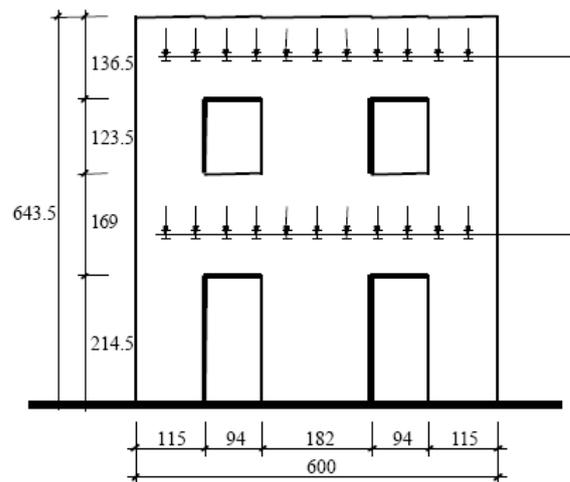
**Figura 5.5 – Pianta dell'edificio.**

Le due pareti si sviluppano su una larghezza di base di 6 m per un'altezza di 6,4 m ed uno spessore murario di 25 cm; l'unica connessione fra di esse è costituita dai solai, orditi perpendicolarmente ad esse mediante profili metallici. Si è prevista inoltre la presenza di un carico aggiuntivo di 248,4 KN sul primo solaio e di 263,8 KN sul secondo, atto a simulare un carico distribuito di 10 KN/m<sup>2</sup> per piano. Ad entrambe le estremità delle pareti è stato posizionato un giunto di espansione per eliminare gli effetti di bordo.



**Figura 5.6 – Immagine della sperimentazione di Pavia.**

Mediante due profili metallici, di elevata rigidezza assiale, connessi alle pareti in corrispondenza dei solai, si è previsto di imporre uno stato di spostamento tale da indurre forze uguali ai due piani. Si era infatti stabilito, mediante opportune considerazioni, che tale distribuzione potesse simulare effetti dinamici con sufficiente approssimazione (la massa dei due piani era molto simile e l'altezza complessiva modesta, pertanto una distribuzione modale non sarebbe risultata particolarmente differente). Operativamente, l'uguaglianza delle forze, veniva ottenuta imponendo, mediante attuatori meccanici, lo spostamento al secondo piano e ricercato lo spostamento del primo piano in modo da garantire che le forze misurate risultassero uguali; tale operazione veniva svolta da una centralina collegata al sistema di prova.



**Figura 5.7 – Parete D (Door Wall) di Pavia.**

Sul modello reale si sono poi effettuati più cicli di carico in corrispondenza di differenti valori dello spostamento del secondo piano: ciascun ciclo è stato ripetuto più volte per garantire un danneggiamento più uniforme dell'insieme.

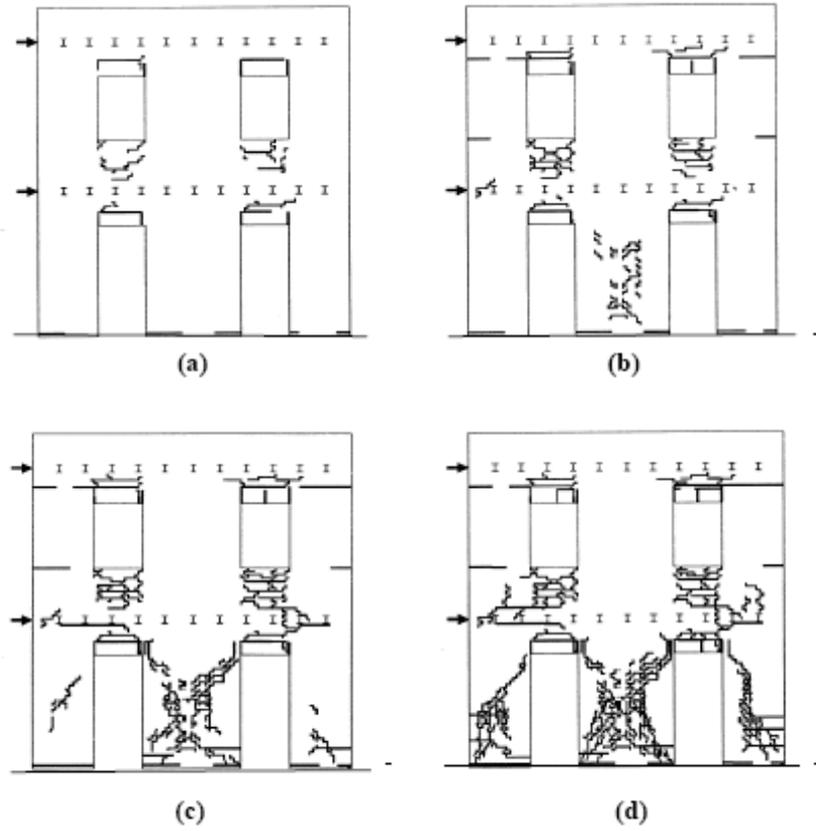


Figura 5.8 – Fasi del danneggiamento reale della parete.

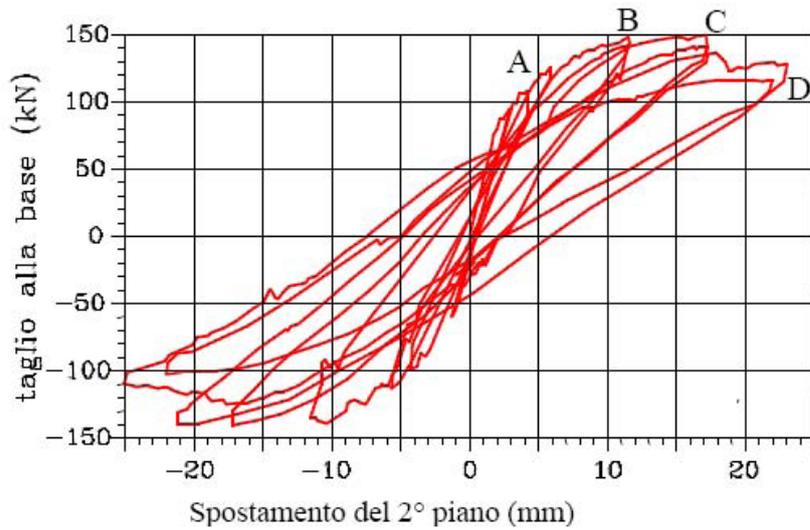


Figura 5.9 – Curva sperimentale taglio alla base – spostamento orizzontale del 2° piano.

Il primo ciclo (A) ha mostrato un primo danneggiamento delle fasce, mentre i maschi murari non hanno presentato particolari danni. Nel secondo ciclo (B), è risultato evidente l'inizio del danneggiamento dei maschi, in particolare di quello centrale alla base. Il ciclo C ha mostrato un danneggiamento diffuso dei maschi alla base fino a delineare nel ciclo D un meccanismo di piano debole.

Tale studio è stato assunto come base per la calibrazione del metodo reticolare proposto in questo lavoro, nei prossimi due paragrafi si mostreranno i risultati delle simulazioni svolte al calcolatore.

### **5.2.1 Modello continuo omogeneo.**

Per una prima analisi delle pareti oggetto di studio (Door Wall e Window Wall) si è fatto ricorso alla modellazione di dettaglio agli elementi finiti (f.e.m) eseguita mediante il codice di calcolo Straus7.

Come già detto, la modellazione usualmente adottata per le strutture murarie fa riferimento ad un materiale omogeneo, con caratteristiche elastiche dipendenti da quelle del legante e quelle del materiale lapideo.

Al fine di cogliere il comportamento globale delle pareti si è operata una fitta discretizzazione mediante elementi finiti piani.

Inizialmente è stata svolta un'analisi nel piano (2D), in stato piano di tensione (2D plane stress), delle due pareti oggetto di studio per confrontare i risultati ottenuti dall'analisi numerica al calcolatore con quelli noti da letteratura e quelli relativi al modello reticolare che verranno esposti nel prossimo paragrafo.

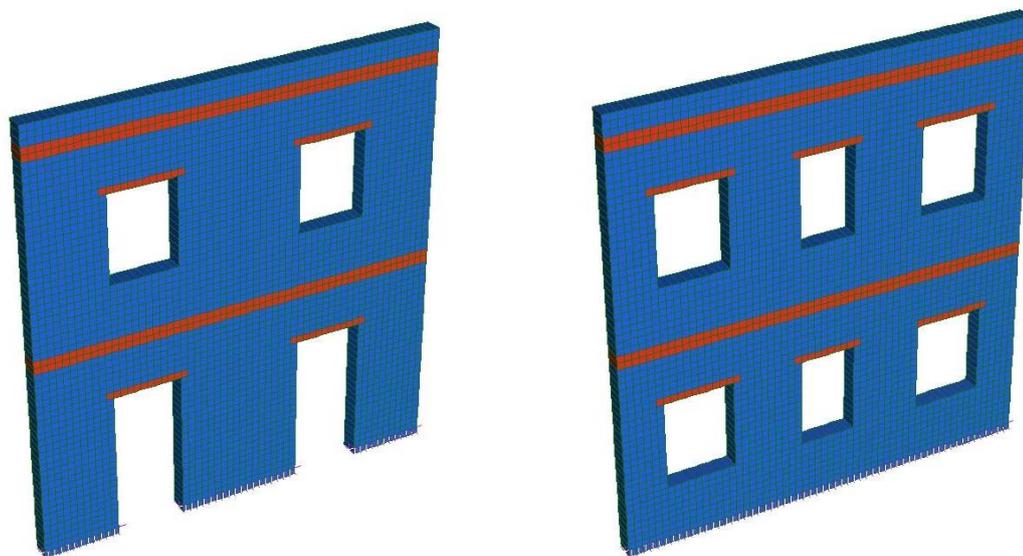


Figura 5.10 – Modelli 2d creati in Straus7.

Come mostrato in figura per le analisi nel piano sono stati creati due modelli costituiti da elementi bidimensionali tipo Plate (2D Plane Stress). La mesh è formata da elementi Quad4 di dimensioni 10 cm x 10 cm; nel caso Door Wall si hanno 3140 plates e 3353 nodi, mentre nel modello Window Wall 3112 plates e 3371 nodi. Sono state attribuite differenti proprietà per distinguere due materiali concrete e muratura. Infatti ad alcuni elementi plate sono state attribuite caratteristiche differenti da quelle tipiche della muratura per simulare la presenza di architravi, al di sopra delle aperture, e in alcuni modelli sono stati inseriti cordoli a livello dei solai. A questi elementi sono state assegnate le caratteristiche relative al materiale “Concrete: Compressive Strength  $f_c = 25$  MPa” caricato dalla libreria del codice di calcolo.

Per il materiale muratura si è scelto invece di considerare un materiale Continuo Omogeneo Equivalente e cui sono state attribuite particolari caratteristiche dipendenti da quelle di malta e mattoni.

Il criterio di rottura utilizzato nella definizione delle proprietà dei materiali è quello della piramide esagonale di Mohr Coulomb (Par 4.4.1) in cui i parametri  $\phi$  e  $c$

possono essere espressi in termini di resistenza monoassiale a compressione e a trazione:

$$\sin \varphi = \frac{f_c - f_t}{f_c + f_t}$$

$$c = \frac{f_c f_t}{f_c - f_t} \tan \varphi$$

Appare quindi evidente come il valore dell'angolo di attrito sia definito una volta assegnato il rapporto tra le due resistenze monoassiali, mentre la coesione sia nota una volta assegnato tale rapporto e  $f_t$  oppure  $f_c$ .

Assumendo quindi

- $f_{mc} = 6MPa$
- $f_{mt} = 0,076MPa$
- $\nu = 0,2$
- $E = 2000MPa$
- $\gamma = 1800kg / m^3$

si ricavano i seguenti valori :

$$\varphi = 76^\circ$$

$$c = 0,34MPa$$

L'analisi statica non lineare è stata impostata applicando un taglio alla base iniziale di 1 N (somma di due forze a livello di piano). Questo valore è stato incrementato fino ad ottenere uno spostamento di circa 0,5% dell'altezza totale dell'edificio.

Oltre ai pesi propri sono state considerate masse aggiuntive a livello dei solai per simulare un carico distribuito di 10 KN/m<sup>2</sup> per piano, mentre seguendo le

indicazioni riportate in 4.6 sono state applicate alla struttura tre diverse distribuzioni di forze orizzontali:

- UNIF : proporzionale alle masse
- MASS: proporzionale alle masse per le altezze
- MODAL : proporzionale all'ampiezza relativa al primo modo di vibrare.

In tabella sotto vengono riportati i valori di forze applicati a livello dei solai nelle tre diverse distribuzioni di forze relative alle due pareti oggetto di studio.

<b>Door Wall</b>			<b>Window Wall</b>		
Distribuzione	% F unit 1°P	% F unit 2° P	Distribuzione	% F unit 1° P	% F unit 2° P
“UNIF”	50	50	“UNIF”	50	50
“MASS”	33	66	“MASS”	33	66
“MODAL”	57,4	42,6	“MODAL”	52,3	47,7

**Tab 5.1 – Distribuzioni di forza per l'analisi pushover**

Nel seguito si riportano alcuni risultati in termini di Plate Stress YY e Plate Stress XY relative alle due pareti a collasso e le corrispondenti curve taglio alla base – spostamento (curve di capacità).

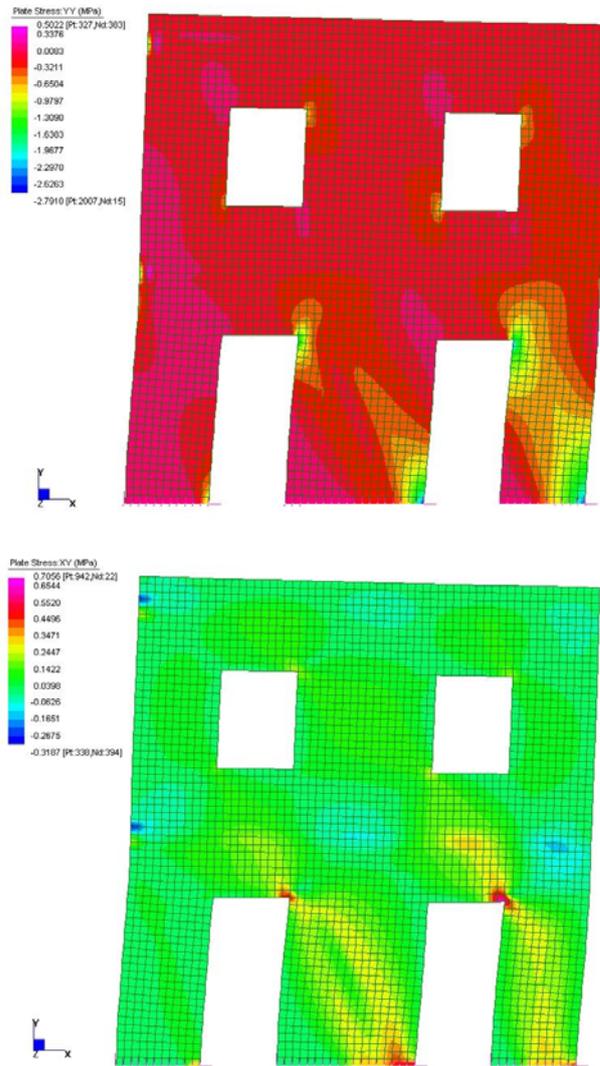


Fig 5.11 – Door Wall: Plate stress YY e XY.

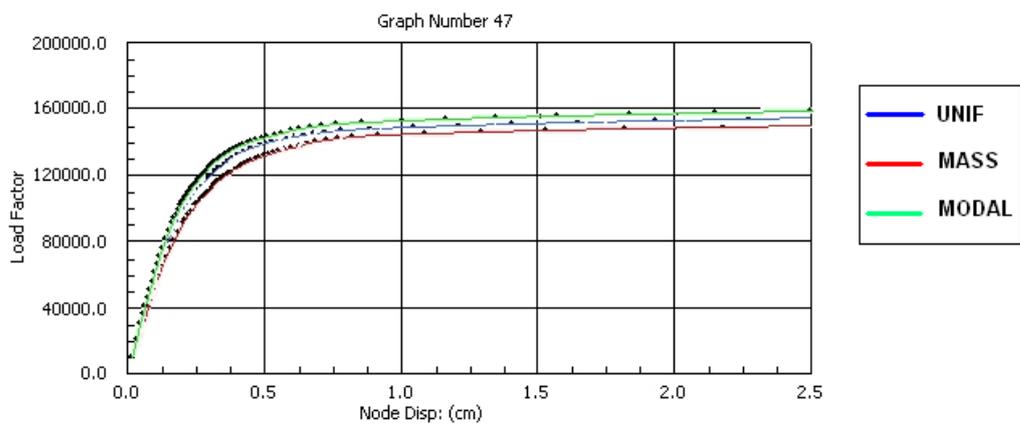


Figura 5.12 – Door Wall: Confronto curve di capacità.

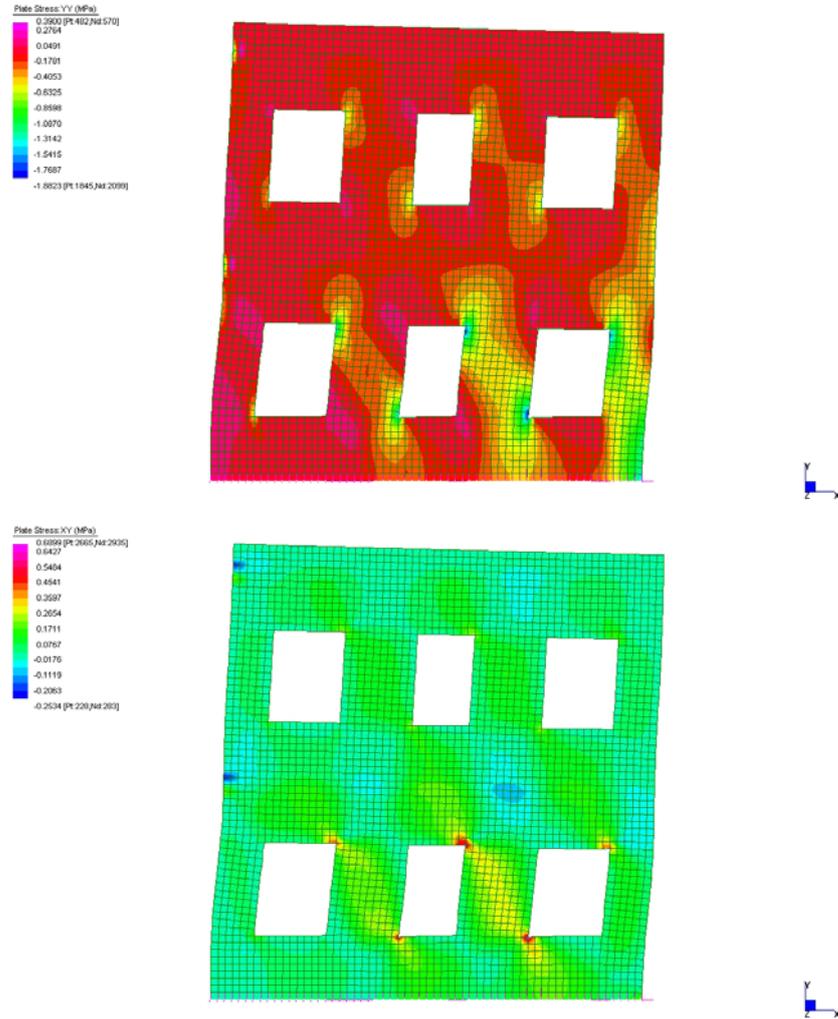


Figura 5.13 – Window Wall: Plate Stress YY e XY.

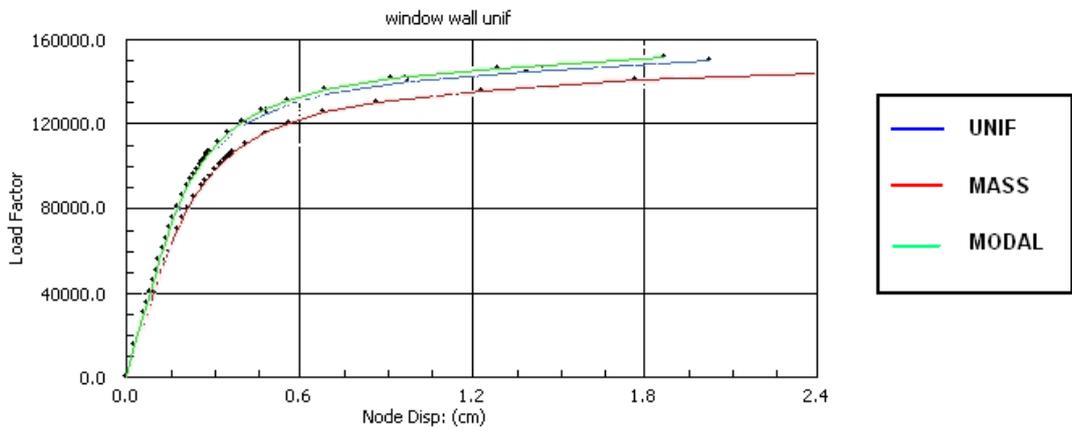


Figura 5.14 – Window Wall: Confronto curve di capacità.

Si riporta ora l'andamento delle tensioni normali e tangenziali a collasso nella sezione di base come mostrato in figura 5.15 per la parete door wall e per la Window Wall.

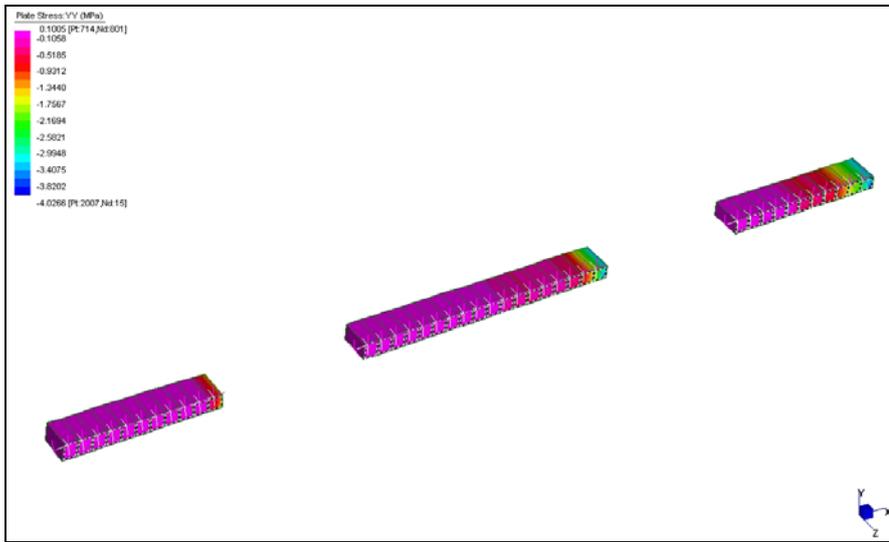
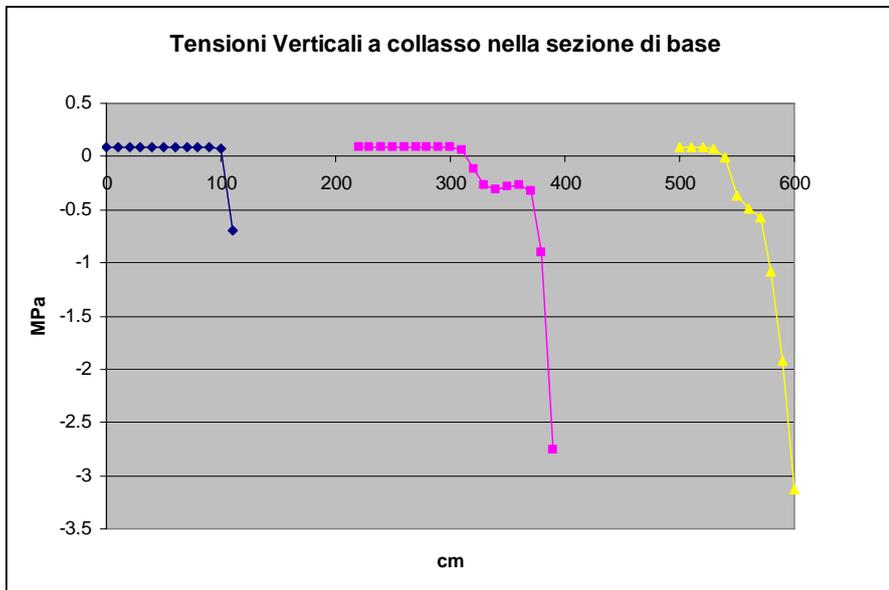


Figura 5.15 – Door Wall: Sezione di base.



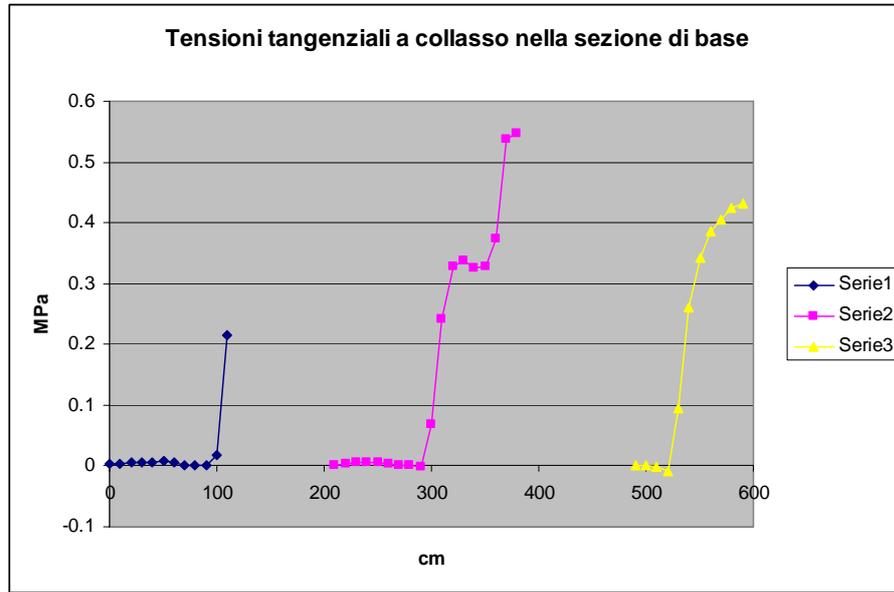


Fig 5.16 – Andamento tensioni normali e tangenziali nella sezione di base.

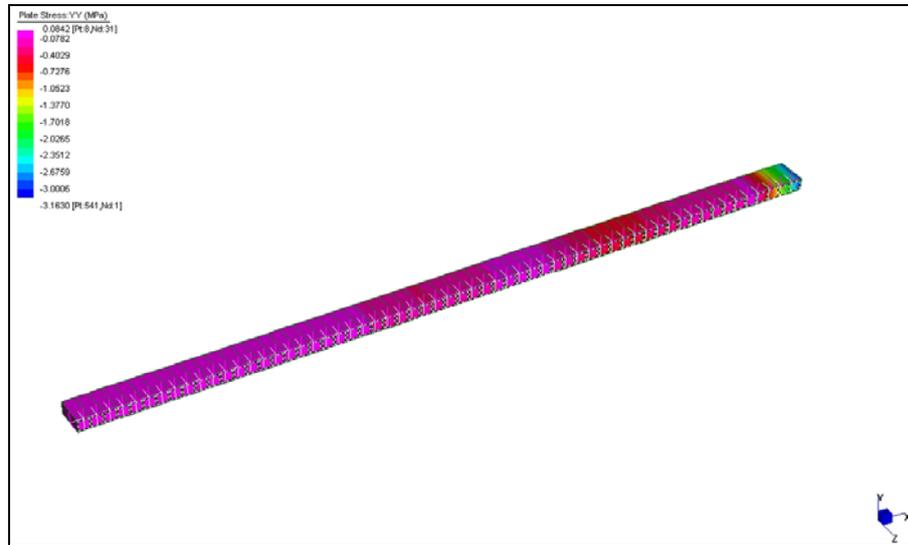
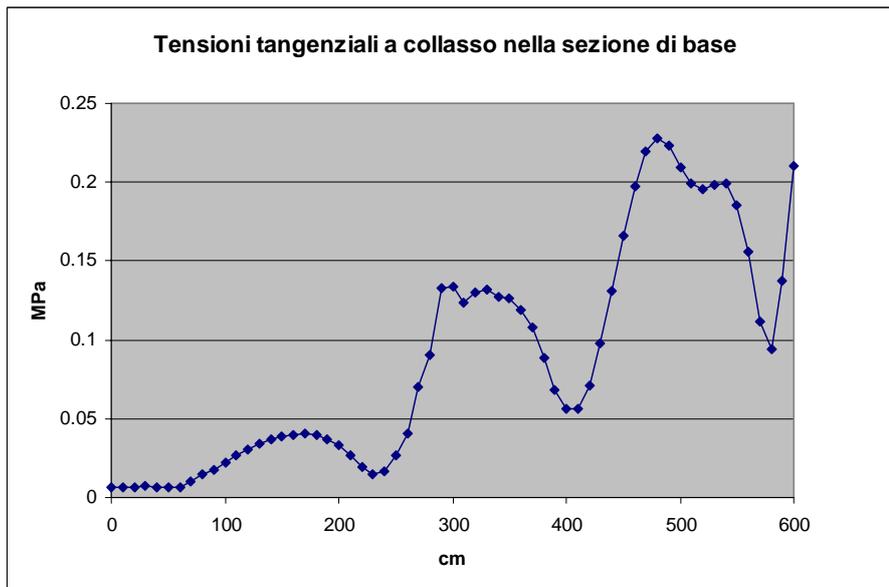
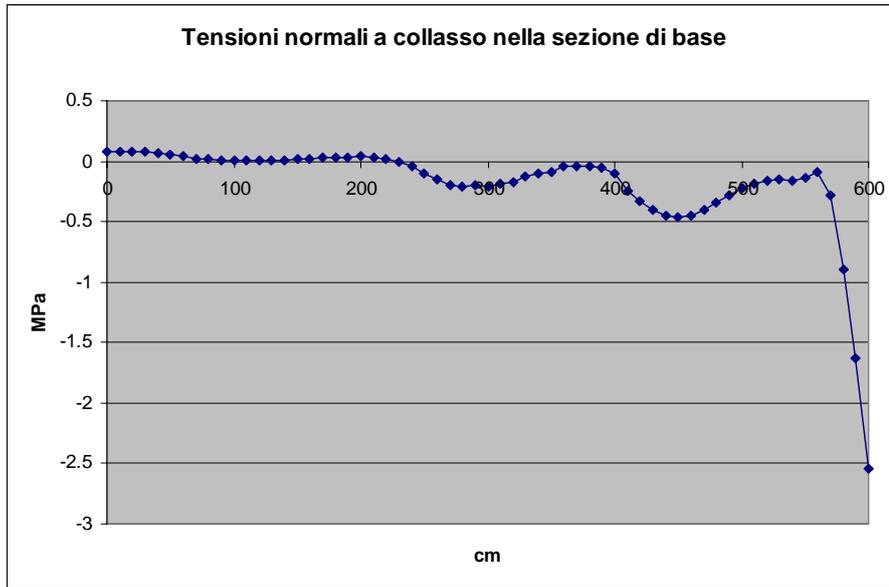


Figura 17 – Window Wall: Sezione di base.



**Fig 5.18 – Tensioni normali e tangenziali nella sezione di base.**

Le tensioni normali a collasso nella parete sono caratterizzate da una distribuzione alla base con valori nulli nelle zone in tensione e picco corrispondente alla fibra soggetta a massima compressione. Si può notare inoltre che la distribuzione di tensioni di compressione ha valori più elevati sulla colonna con distanza maggiore dall'asse.

Le tensioni tangenziali a collasso nella parete sono caratterizzate da una distribuzione alla base con valori nulli nelle zone con tensione verticale nulla e picco corrispondente alla fibra soggetta a massima compressione. Si può notare inoltre che la distribuzione di tensioni tangenziali ha valori più elevati sulla colonna con rigidità tagliante maggiore.

### **5.2.2 Analisi con modello reticolare.**

Utilizzando il metodo descritto nel capitolo 4 è stato determinato il modello reticolare equivalente alle due pareti esaminate in questa sezione. I maschi murari e le fasce di piano sono state modellate mediante una struttura reticolare formata da una doppia reticolare (8 elementi diagonali) e tre montanti (due laterali più uno centrale). Le zone di intersezione fra le fasce di piano e i maschi murari sono invece state modellate mediante elementi plate bidimensionali a quattro nodi (quad4), infinitamente rigidi e resistenti, poiché dall'osservazione dei danni provocati da terremoti passati, si è constatato come tali regioni siano molto meno interessate da fessurazione e danneggiamento rispetto a montanti murari e fasce di piano. Si riportano nel seguito le immagini del tipo di modellazione effettuata e le tabelle in cui si riportano le sezioni delle bielle equivalenti e il tipo di elemento beam utilizzato per le due pareti Door Wall e Window Wall.

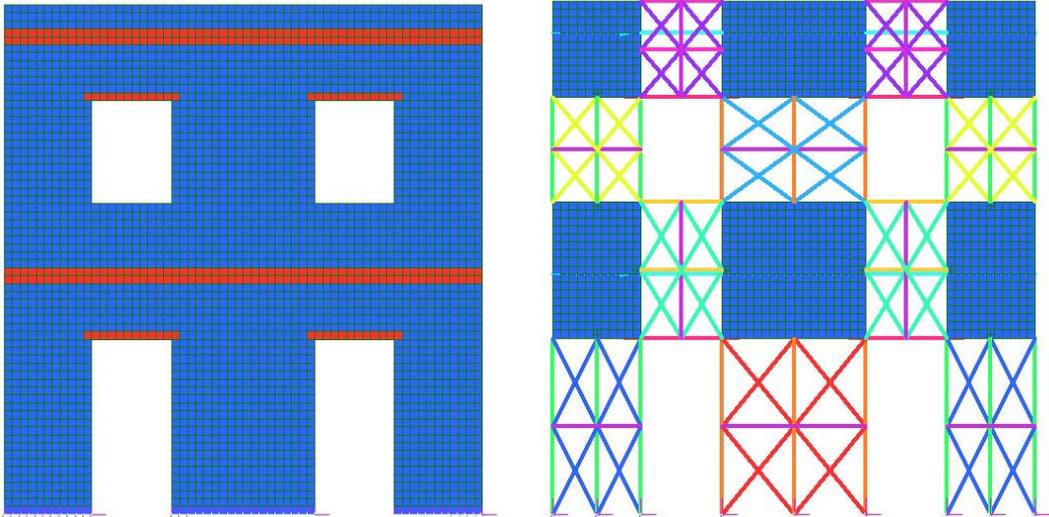


Figura 5.19 – Modello reticolare door wall.

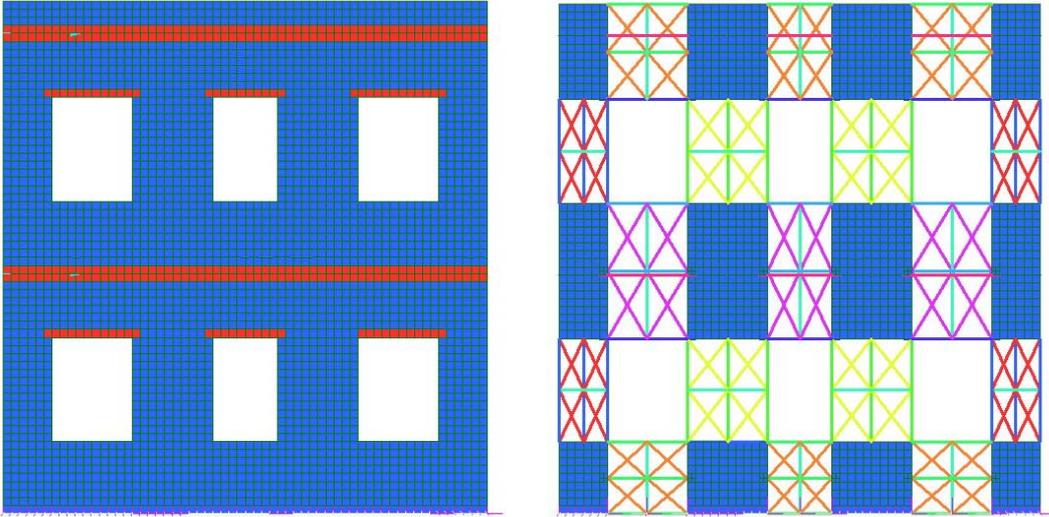


Figura 5.20 – Modello reticolare window wall.

**DOOR WALL**

Pannello	B [mm]	H [mm]	E [MPa]	Elemento	L [mm]	Sez. [mm]
Maschio1 1° piano	1100	2200	2000	Diagonali	2460	<b>182,4</b>
				Montanti	2200	<b>214,0</b>
Maschio2 1° piano	1800	2200	2000	Diagonali	2842	<b>205,44</b>
				Montanti	2200	<b>273,86</b>
Maschio3 1° piano	1100	2200	2000	Diagonali	2460	<b>182,4</b>
				Montanti	2200	<b>214,0</b>
Fascia 1° piano	1700	1000	2000	Diagonali	1972	<b>192,41</b>
				Montanti	1000	<b>266,14</b>
Maschio1 2° piano	1100	1300	2000	Diagonali	1703	<b>159,23</b>
				Montanti	1300	<b>214,0</b>
Maschio2 2° piano	1800	1300	2000	Diagonali	2220	<b>194,97</b>
				Montanti	1300	<b>273,86</b>
Maschio3 2° piano	1100	1300	2000	Diagonali	1703	<b>159,23</b>
				Montanti	1300	<b>214,0</b>
Fascia 2° piano	1200	1000	2000	Diagonali	1562	<b>159,02</b>
				Montanti	1000	<b>223,6</b>

Tab 5.2 – Door Wall: sezioni bielle equivalenti.

**WINDOW WALL**

Pannello	B [mm]	H [mm]	E [MPa]	Elemento	L [mm]	Sez. [mm]
Maschio1 1° piano	600	1300	2000	Diagonali	715	<b>139,34</b>
				Montanti	1300	<b>158,11</b>
Maschio2 1° piano	1000	1300	2000	Diagonali	820	<b>152,96</b>
				Montanti	1300	<b>204,12</b>
Maschio3				Diagonali	820	<b>152,96</b>

1° piano	1000	1300	2000	Montanti	1300	<b>204,12</b>
Maschio4				Diagonali	715	<b>139,34</b>
1° piano	600	1300	2000	Montanti	1300	<b>158,11</b>
Fascia				Diagonali	986,2	<b>192,4</b>
1° piano	1700	1000	2000	Montanti	1000	<b>266,14</b>
Maschio1				Diagonali	715	<b>139,34</b>
2° piano	600	1300	2000	Montanti	1300	<b>158,11</b>
Maschio2				Diagonali	820	<b>152,96</b>
2° piano	1000	1300	2000	Montanti	1300	<b>204,12</b>
Maschio3				Diagonali	820	<b>152,96</b>
2° piano	1000	1300	2000	Montanti	1300	<b>204,12</b>
Maschio4				Diagonali	715	<b>139,34</b>
2° piano	600	1300	2000	Montanti	1300	<b>158,11</b>
Fascia				Diagonali	781	<b>159</b>
2° piano	1200	1000	2000	Montanti	1000	<b>223,6</b>

Tab 5.3 – Window Wall: sezioni bielle equivalenti.

Gli elementi monodimensionali costituenti il reticolo equivalente sono del tipo Cut-off bar ovvero elementi truss (biella) a cui viene assegnato il valore massimo di resistenza a compressione e trazione.

L'elemento cutoff bar è un tipo speciale di elemento truss (biella) che ha predefiniti limiti di resistenza a trazione e a compressione. In campo lineare o quando la forza assiale nell'elemento rientra nei limiti predefiniti, l'elemento si comporta come una biella. Quando invece la forza assiale eccede i limiti, il comportamento cambia e la rigidità assiale è governata da parametri aggiuntivi.

Un elemento cutoff può essere classificato nelle seguenti tipologie:

- Resistente a trazione (tension only): un elemento biella che diventa automaticamente inattivo durante la soluzione se va in compressione. E' invece attivo in trazione fino ad un predefinito valore di cutoff.

- Resistente a compressione (compression only): un elemento biella che diventa automaticamente inattivo durante la soluzione se va in trazione. E' invece attivo in compressione fino ad un predefinito valore di cutoff.
- Resistente a trazione-compressione: un elemento biella che resiste sia a trazione che a compressione, ma solamente entro i limiti predefiniti.

Una volta superati i valori di cutoff, l'elemento può avere due differenti tipi di comportamento:

- Brittle: quando la forza assiale nell'elemento eccede uno dei due limiti, l'elemento va effettivamente in crisi. La resistenza si annulla e la forza assiale nell'elemento va a zero. Se il carico assiale è successivamente ridotto entro i limiti dell'elemento, esso riprenderà ancora la sua capacità di resistere ai carichi. In altre parole, anche se l'elemento ha già raggiunto uno dei due limiti, in seguito potrebbe tornare a contribuire alla rigidezza del sistema.
- Se il carico assiale nella barra eccede i limiti di resistenza, la barra diventa perfettamente plastica (yielding). Non può contribuire ulteriormente alla resistenza del sistema ma la forza assiale rimarrà allo stesso livello in caso di diminuzione di carico. Se la diminuzione di carico avviene dopo lo snervamento della barra, la forza assiale rimane al valore limite fino a che l'effettiva deformazione dell'elemento si riduce fino a raggiungere la deformazione di snervamento. Da questo punto, se il carico è ulteriormente ridotto, anche la forza assiale nell'elemento si riduce.

E' da notare che l'elemento non esibisce comportamento isteretico. Effettivamente la rigidezza dell'elemento e la sua forza assiale sono dettate unicamente dalla deformazione dell'elemento, come per un elemento elastico non lineare.

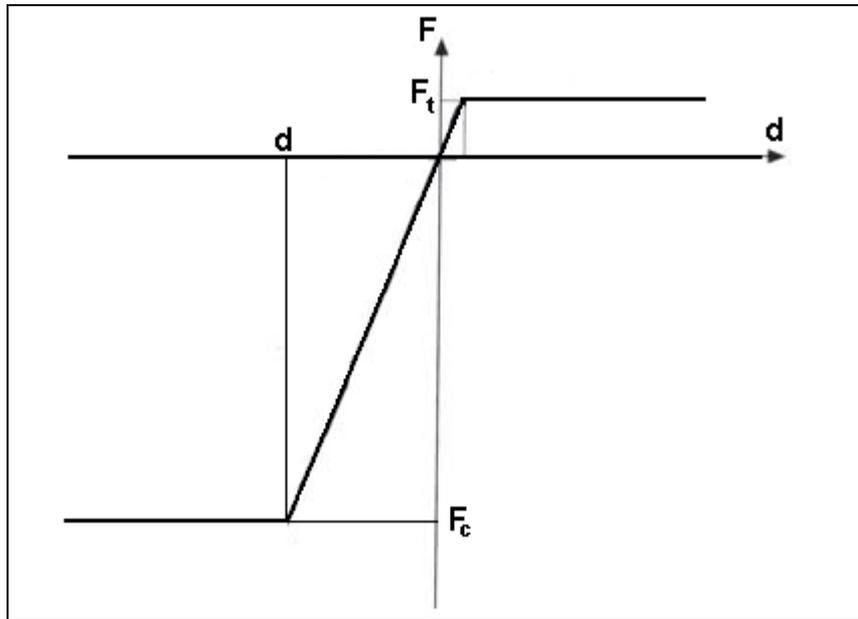


Fig 5.21 – Diagramma forza-spostamento: comportamento di un elemento cutoff bar duttile

Nel caso particolare dell'applicazione degli elementi cutoff bar al modello reticolare sono stati assunti, per i valori limite, rispettivamente il valore della resistenza a compressione della muratura ( $f_c$ ) e della resistenza a trazione  $f_t$  nel caso di modello a resistenza bilaterale mentre nel caso di modello a resistenza unilaterale la resistenza a trazione della muratura è stata assunta pari a 0.

In tal modo è possibile evidenziare il comportamento non lineare della muratura per progressiva variazione di geometria, descrivendo il reale comportamento del materiale.

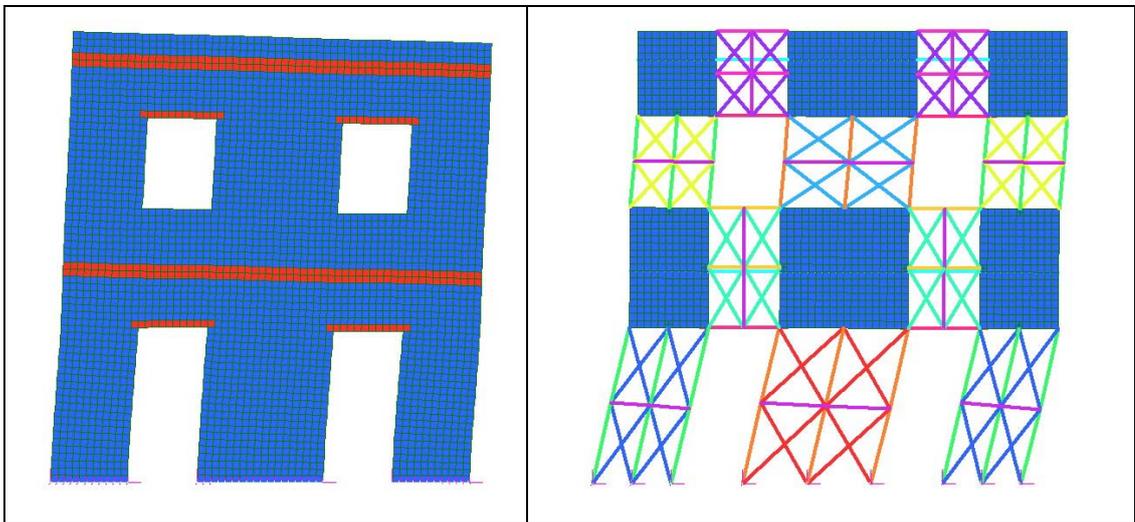
Sono state effettuate quindi diverse tipologie di prove considerando sia resistenza unilaterale ( $f_t=0$ ), sia assegnando il valore corrispondente di resistenza a trazione.

Le caratteristiche meccaniche assegnate

- $f_{mc} = 6MPa$
- $f_{mt} = 0MPa$       cut off bar a resistenza unilaterale

- $f_{mt} = 0,1MPa$  cut off bar a resistenza bilaterale.
- $\nu = 0,2$
- $E = 2000MPa$
- $\gamma = 2000kg / m^3$

Un'analisi preliminare (determinazione delle prime forme modali e frequenze) è stata necessaria per definire la distribuzione delle forze laterali per il caso di carico MODAL. Questa è anche un'opportunità per controllare le possibili differenze già esistenti fra le diverse strategie di modellazione. Sia il modello continuo (paragrafo precedente), che quello reticolare hanno mostrato circa le stesse frequenze fondamentali e forme modali molto simili tenendo conto che comunque con i soli due primi modi si attiva già più del 90% della massa totale del sistema.



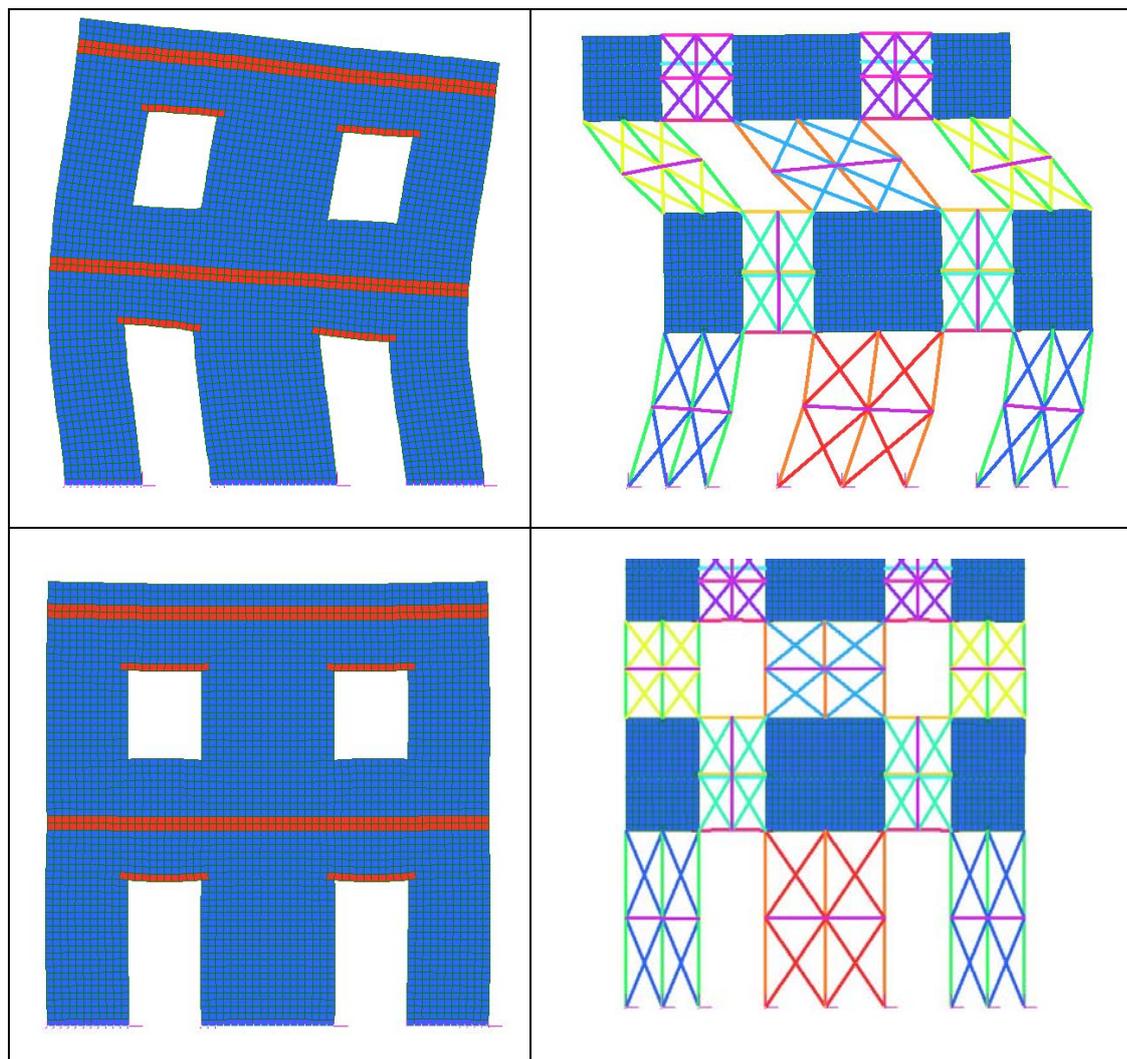


Fig 5.22 – Door Wall: confronto forme modali.

Modo		Frequenza [Hz]	Periodo [s]
1	Continuo	12,87	0,077
	Reticolare	14,35	0,069
2	Continuo	34,65	0,0288
	Reticolare	38,28	0,0261
3	Continuo	36,65	0,0272
	Reticolare	48,67	0,0205

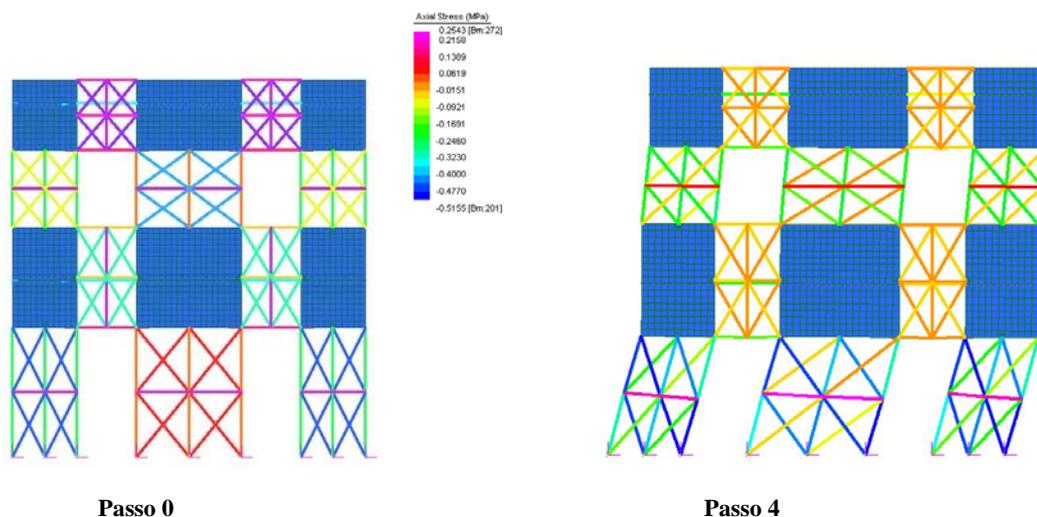
Tab 5.4 – Door Wall: confronto frequenze e periodo proprio.

Anche l'analisi modale svolta sulla parete Window Wall ha mostrato una buona corrispondenza tra le due strategie di modellazione.

Modo		Frequenza [Hz]	Periodo [s]
1	Continuo	12,225	0,082
	Reticolare	12,44	0,080
2	Continuo	32,90	0,030
	Reticolare	32,713	0,031
3	Continuo	35,52	0,028
	Reticolare	38,258	0,021

Tab 5.5 – Window Wall: confronto frequenze e periodo proprio.

Nel seguito si riportano alcuni risultati in termini di spostamenti e tensioni relative agli elementi cut-off per le due pareti analizzate con il modello reticolare e le corrispondenti curve taglio alla base – spostamento (curve di capacità) confrontate in ultima analisi con quelle relative alle prove sperimentali.



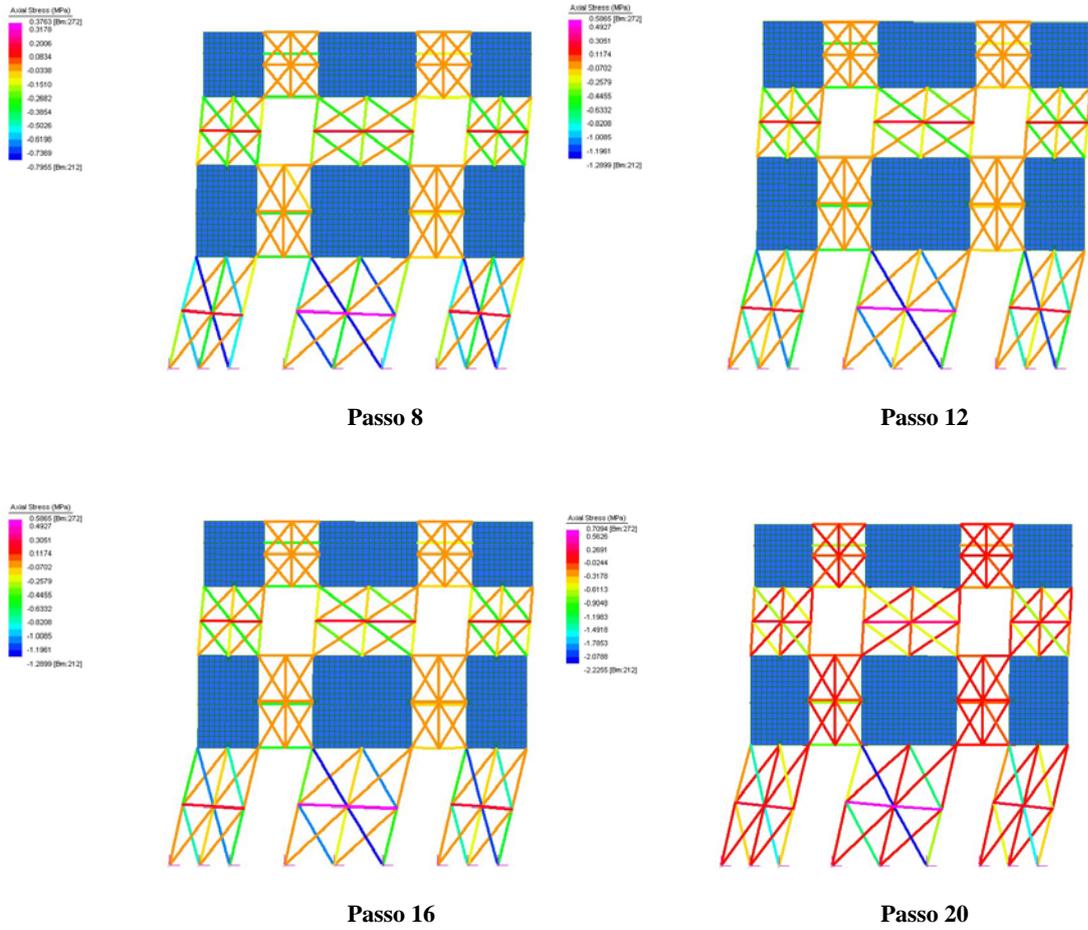


Fig 5.23 – Door Wall: spostamenti e sforzi assiali a diversi passi di carico.

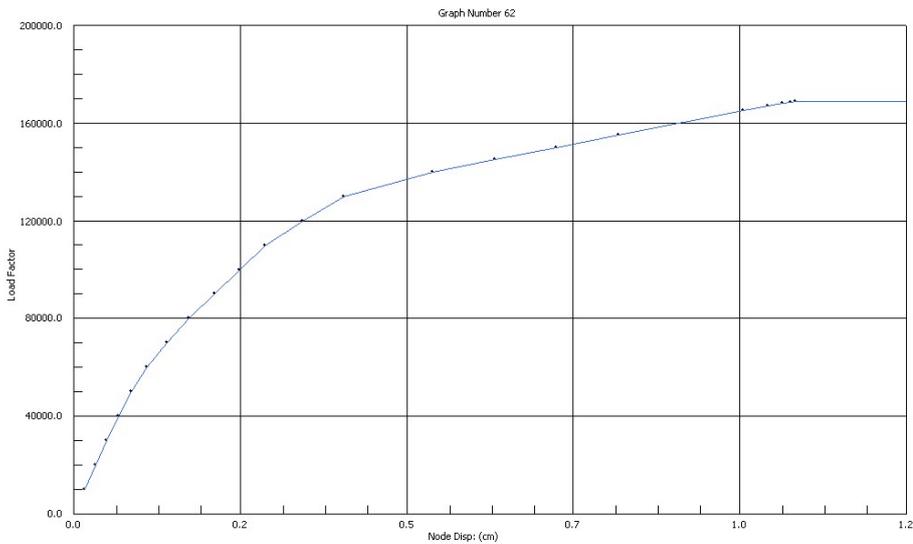


Fig. 5.24 – Door Wall: curva di capacità.

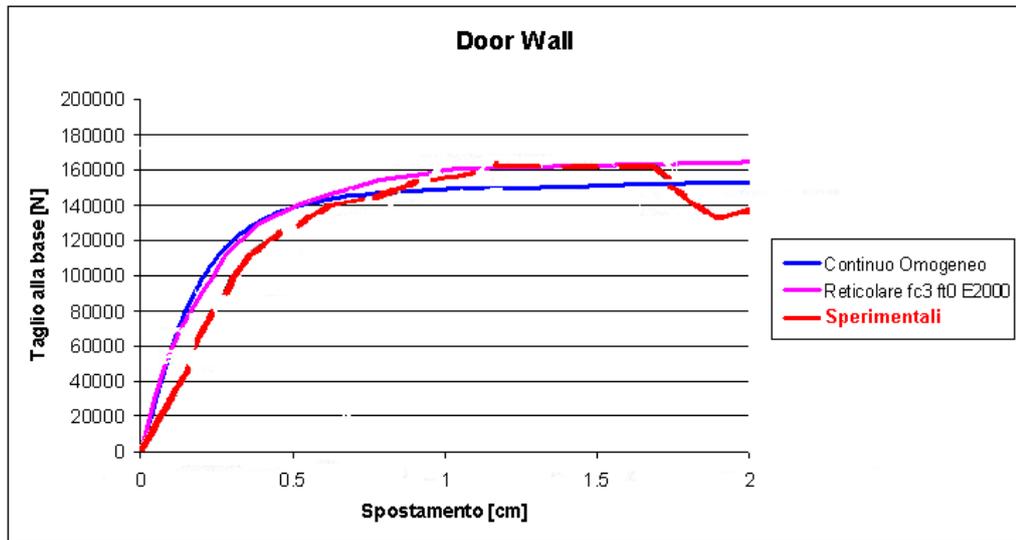


Fig 5.25 – Door Wall: confronto curve di capacità.

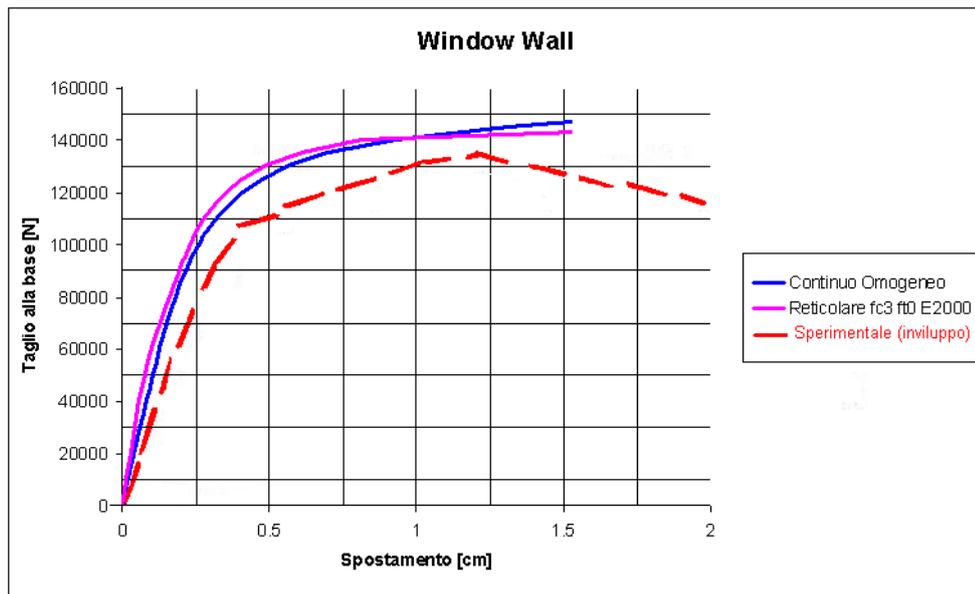
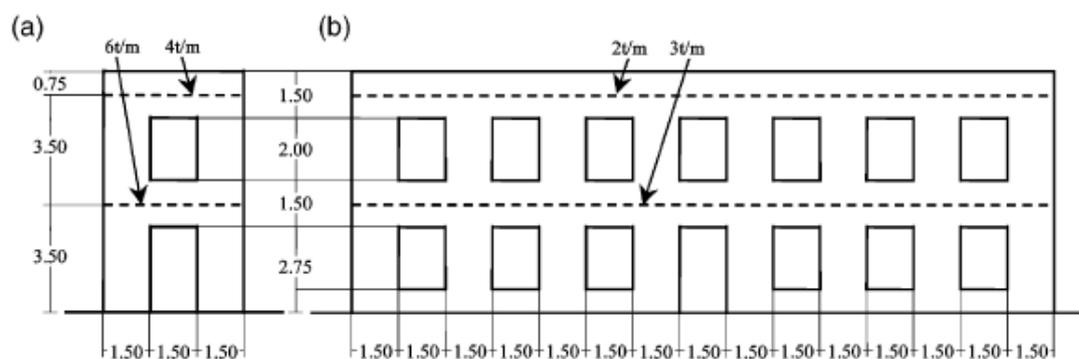


Fig. 5.26 – Window Wall: confronto curve di capacità.

### **5.3 Caso Studio 2: Analisi di pareti in muratura (Salonikios)**

Quando una struttura in muratura ordinaria è soggetta ad un'eccitazione sismica alla base, sia il meccanismo resistente flettente che quello tagliante possono essere attivati e la rottura può apparire prima dove si ha minore resistenza.

I metodi che si basano sul displacement-based method o l'analisi statica non lineare hanno il vantaggio che i carichi sono applicati in maniera statica e i risultati possono essere facilmente verificati. Nell'articolo è presentato uno studio comparativo usando differenti metodi di modellazione (continuo omogeneo, a telaio, continuo eterogeneo). Nelle analisi sono state assunte tre differenti distribuzioni di forze laterali, poiché nelle costruzioni in muratura non è sempre ovvio un appropriato profilo di forze laterali. Questo problema deriva dal fatto che, in alcune strutture, una frazione importante della massa totale è distribuita lungo l'altezza delle pareti e in molti casi ci sono solai flessibili in legno che non costituiscono diaframmi sufficientemente rigidi a livello di piano.



**Fig 5.27 – pareti oggetto di studio: 1B e 7B**

Sono esaminati due differenti pareti di due piani, denominate one-bay (1B) e seven-bay (7B). La scelta dei due modelli è stata dettata dal fatto che la maggior parte degli edifici in muratura del sud dell'Europa sono di piccole dimensioni (spesso due soli piani, come in Grecia), ma possono essere più piccole o grandi a seconda dell'uso (privato o collettivo).

In aggiunta ai pesi propri sono state considerate masse aggiuntive a livello dei solai. Per la parete 1B è stata applicata una massa uniforme distribuita di 6t/m per il primo piano e 4t/m per il secondo. I corrispondenti valori per la parete 7B sono 3t/m e 2t/m rispettivamente per il primo e per il secondo piano.

Le principali caratteristiche meccaniche del materiale muratura sono:

- $t = 60\text{cm}$  Spessore della parete
- $\rho = 2\text{t} / \text{m}^3$  Massa volumetrica
- $E = 1650\text{MPa}$  Modulo di Young
- $\nu = 0,2$  Coefficiente di Poisson
- $f_t = 0,1\text{MPa}$  Resistenza a trazione
- $f_c = 3\text{MPa}$  Resistenza a compressione

Nel modello continuo la muratura è considerata come un materiale omogeneo bidimensionale in stato piano di tensione; in tal modo i mattoni e i giunti di malta non sono rappresentati separatamente. I parametri governanti il tratto del comportamento post-picco sono stati assunti per ottenere un softening fragile in trazione e più duttile in compressione, tuttavia nella presenta analisi il tratto di softening non può essere ottenuto perché il caricamento è effettuato in controllo di forza.

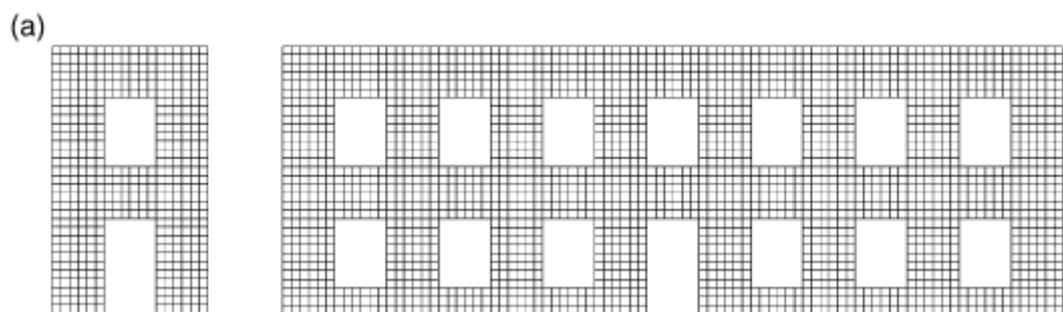


Fig 5.28 – Modello continuo: discretizzazione (meshes)

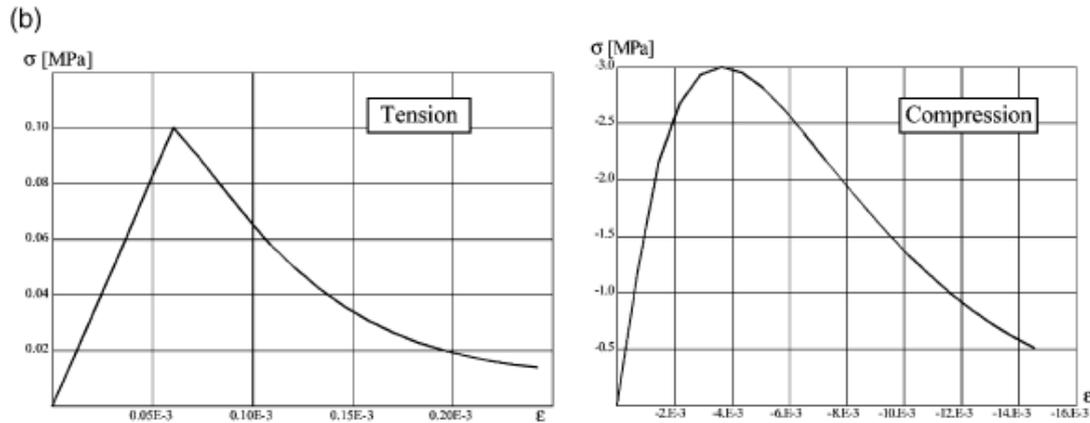


Fig 5.29 – Curve tensione-deformazione del materiale in trazione e compressione.

I carichi sono assegnati alla struttura in maniera incrementale.

L'analisi è stata portata avanti fino al raggiungimento di un prescritto valore di spostamento (7,5 cm nel caso 1B, 2,5 nel caso 7B) di un nodo di controllo.

Come detto, nelle analisi sono state usate tre differenti distribuzioni di forze orizzontali:

- Load Case ACC (UNIF) : la forza laterale applicata a ciascun nodo è proporzionale alla massa; quando tutti i nodi hanno la stessa massa, questo caso di carico risulta una distribuzione uniforme del carico laterale.
- Load Case LOAD (MASS) : La forza laterale applicata a ciascun nodo è proporzionale al prodotto dell'altezza del nodo per la massa. Quando tutti i nodi hanno la stessa massa, questo caso di carico risulta una distribuzione triangolare inversa del carico laterale.
- Load Case MODE (MODAL) : La forza laterale applicata a ciascun nodo è proporzionale al prodotto dello spostamento del nodo nel primo modo di vibrare per la massa del nodo.

I risultati del modello continuo in termini di curva di pushover sono presentati in figura sotto per le pareti 1B e 7B rispettivamente.

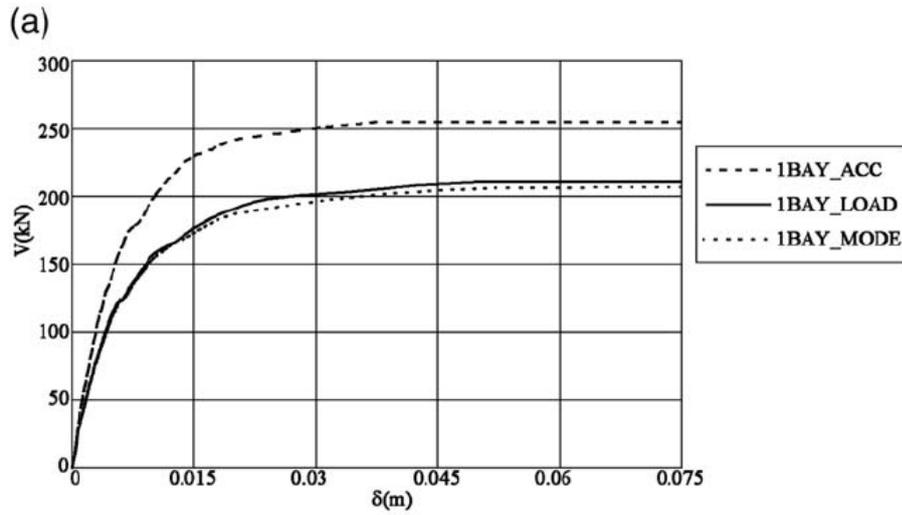


Fig 5.30 – Curve di capacità per la parete 1B (Salonikios).

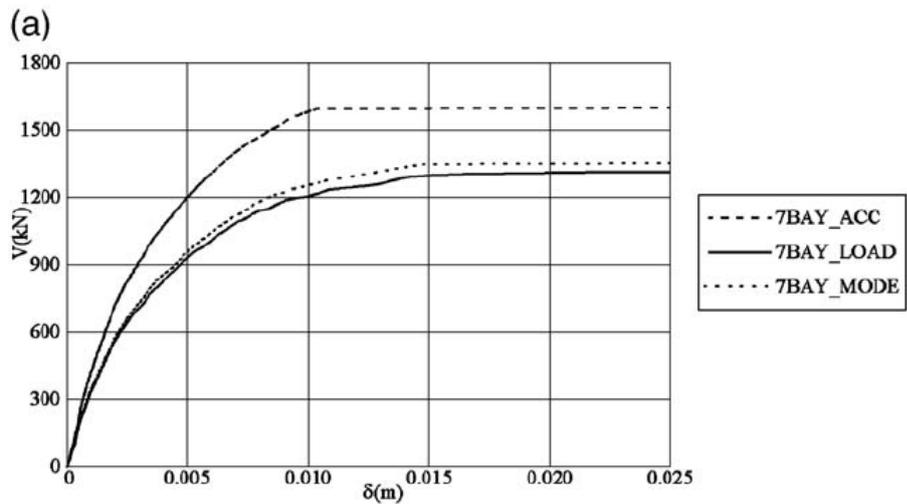


Fig 5.31 – Curve di capacità per la parete 7B (Salonikios).

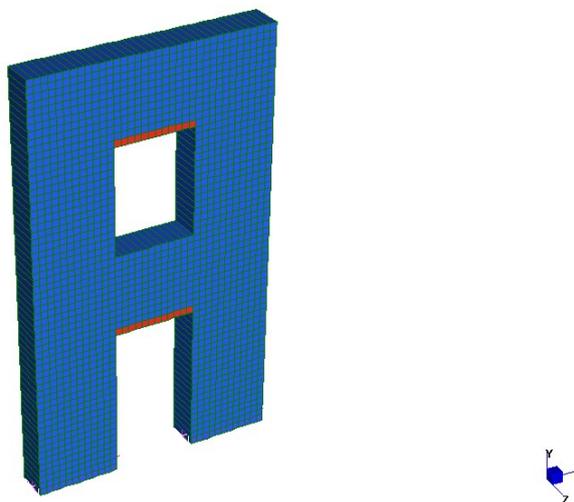
I casi di carico LOAD E MODE mostrano risultati simili (stesse curve di capacità, simili meccanismo di crisi), mentre il load case ACC (UNIF) mostra una maggiore rigidezza e un più alto taglio ultimo alla base. Questo è dovuto al fatto che il taglio applicato ai maschi del secondo piano è più alto nei casi di carico LOAD e MODE rispetto al caso UNIF. Sotto i casi di carico LOAD/MODE non solo lo spostamento totale del punto di controllo è maggiore (minore rigidezza), ma anche i meccanismi di crisi non sono limitati alla crisi per taglio dei maschi murari del primo piano. Per la parete 7B il collasso interessa in maniera più estesa il secondo piano

dove molti maschi mostrano un meccanismo di rottura per presso flessione, mentre nel load case UNIF (ACC) il meccanismo di crisi è concentrato principalmente nel primo piano.

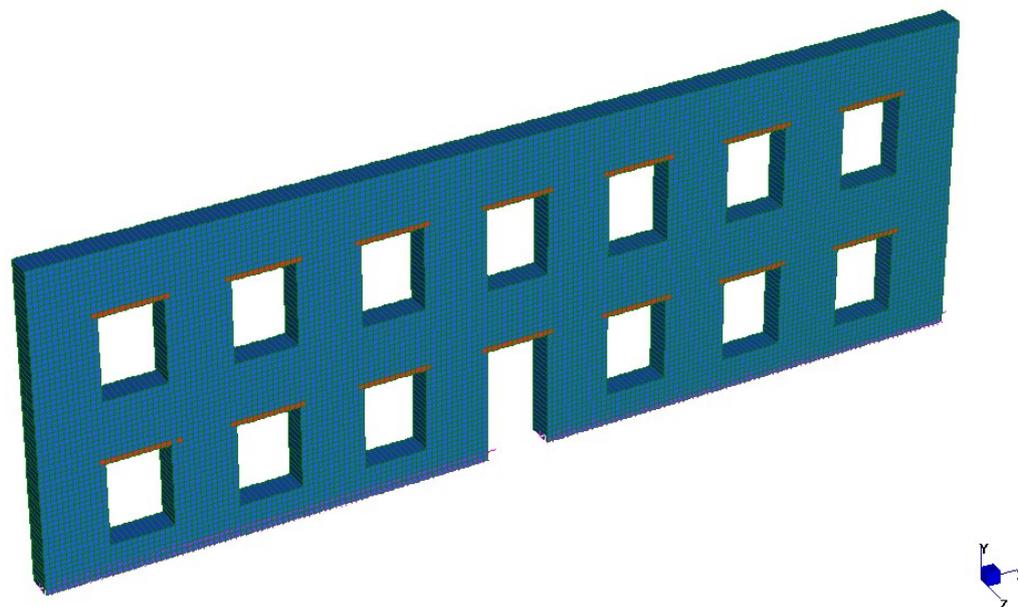
### 5.3.1 Modello continuo omogeneo.

Per una prima analisi delle pareti oggetto di studio (1B – 7B) si è fatto ricorso alla modellazione di dettaglio agli elementi finiti (f.e.m. = finit element method) eseguita mediante il codice di calcolo Straus7 operando una fitta discretizzazione mediante elementi finiti piani.

Inizialmente è stata svolta un'analisi in stato piano di tensione delle due pareti oggetto di studio per confrontare i risultati ottenuti dall'analisi numerica al calcolatore con quelli noti da letteratura (ottenuti con analisi numeriche da T. Salonikios) e quelli relativi al modello reticolare che verranno esposti nel prossimo paragrafo.



Tab 5.32 – Modello creato con il codice di calcolo Straus7 della parete 1B.



**Tab 5.33 – Modelli creati con il codice di calcolo Straus7: parete 7B**

Come mostrato in figura per le analisi nel piano sono stati creati due modelli costituiti da elementi bidimensionali tipo Plate (2D Plane Stress). La mesh è formata da elementi Quad4 di dimensioni 12,5 cm x 12.5 cm; nel caso 1B si hanno 1776 plates e 1924 nodi, mentre nel modello 7B 8400 plates e 9016 nodi. Sono state attribuite differenti proprietà per distinguere due materiali concrete e muratura.

Infatti ad alcuni elementi plate sono state attribuite caratteristiche differenti da quelle tipiche della muratura per simulare la presenza di architravi, al di sopra delle aperture. A questi elementi sono state assegnate le caratteristiche relative al materiale “Concrete: Compressive Strength  $f_c = 25 \text{ MPa}$ ” caricato dalla libreria del codice di calcolo.

Per il materiale muratura si è invece considerato un materiale Continuo Omogeneo Equivalente e cui sono state attribuite particolari caratteristiche dipendenti da quelle di malta e mattoni.

Assumendo quindi

- $f_{mc} = 3 \text{ MPa}$

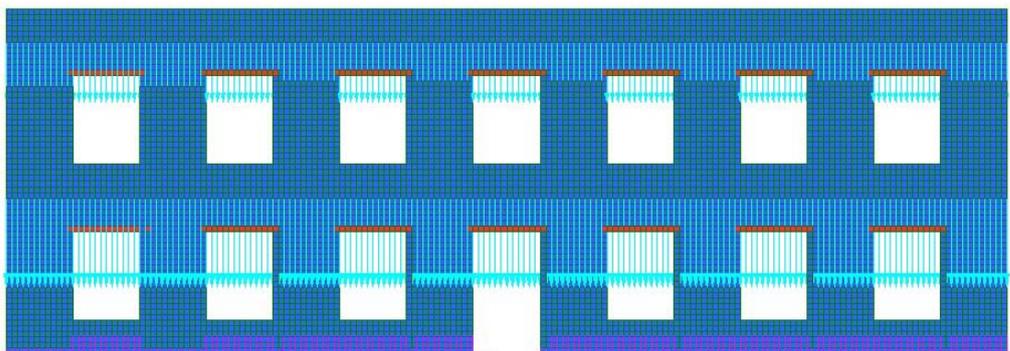
- $f_{mt} = 0,1MPa$
- $\nu = 0,2$
- $E = 1650MPa$
- $\gamma = 2000kg / m^3$

si ricavano i seguenti valori :

$$\begin{aligned} \varphi &= 69^\circ \\ c &= 0,27MPa \end{aligned} \quad (\text{Parametri di Mohr-Coulomb})$$

L'analisi statica non lineare è stata impostata applicando un taglio alla base iniziale di 1 N (somma di due forze a livello di piano). Questo valore è stato incrementato fino ad ottenere uno spostamento di circa 0,5% dell'altezza totale dell'edificio. Nel caso della parete 7B la forza orizzontale è stata suddivisa per tutti i nodi appartenenti al livello di piano per evitare eccessive concentrazioni di tensioni negli elementi in cui è applicata la forza orizzontale.

Oltre ai pesi propri sono state considerate masse aggiuntive a livello dei solai. Per la parete 1B è stata applicata una massa uniforme distribuita di 6t/m per il primo piano e 4t/m per il secondo. I corrispondenti valori per la parete 7B sono 3t/m e 2t/m rispettivamente per il primo e per il secondo piano.



Tab 5.34 – 7-Bay: carichi verticali

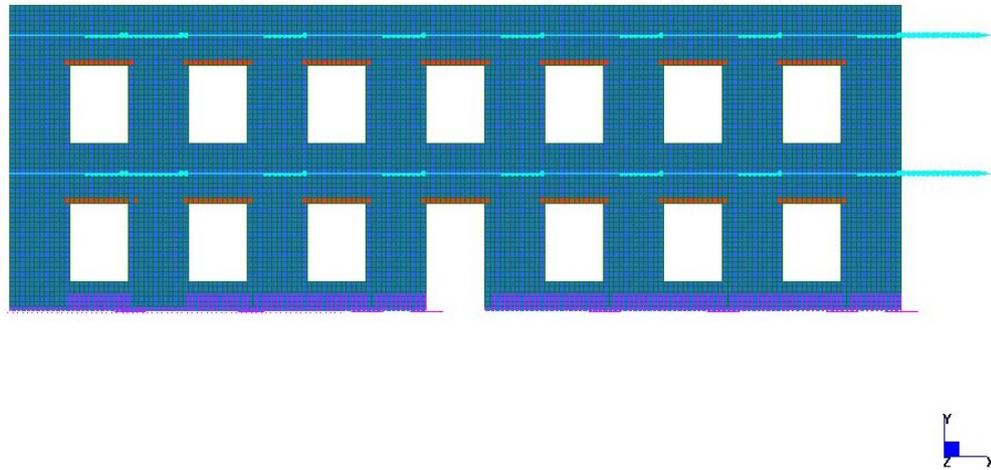
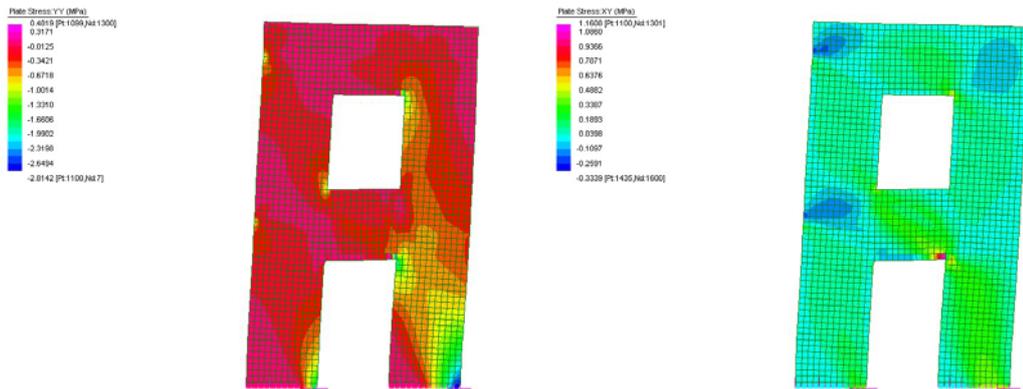
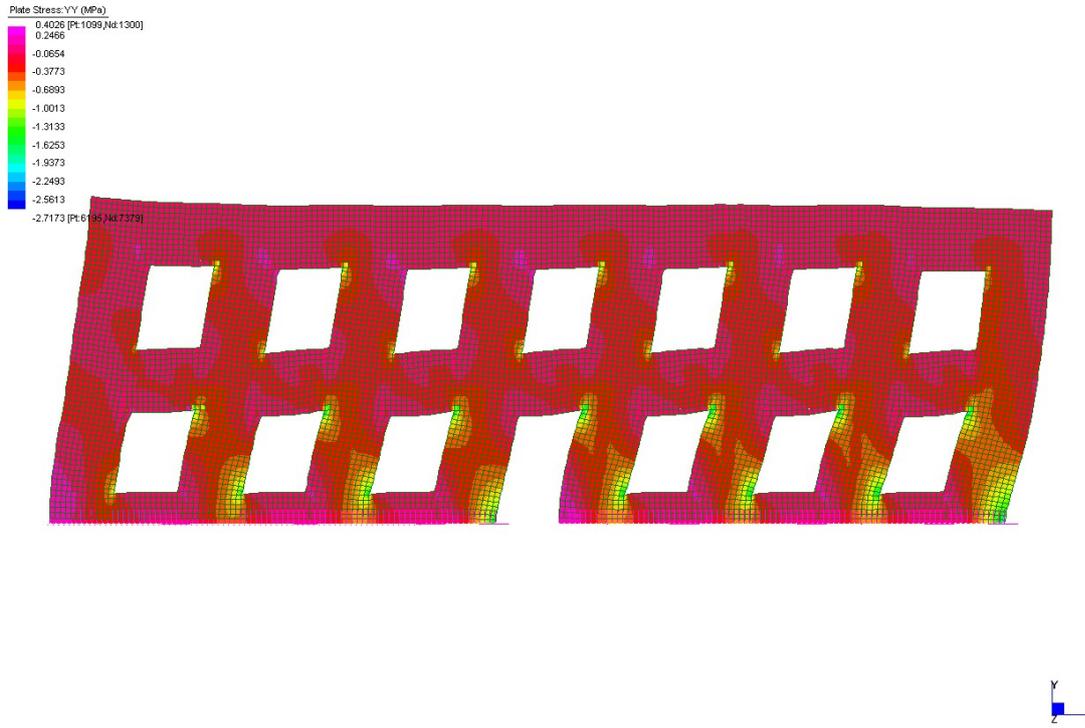


Fig 5.35 – 7 – Bay: carichi orizzontali.

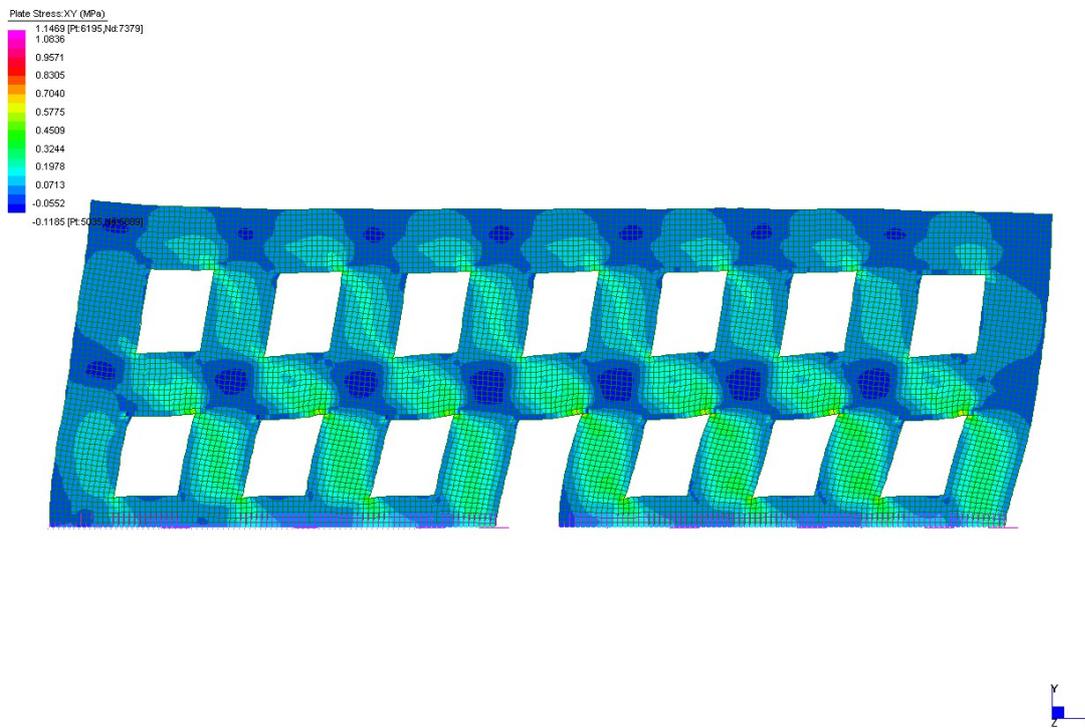
Nel seguito si riportano alcuni risultati in termini di Plate Stress YY e Plate Stress XY relative alle due pareti a collasso e le corrispondenti curve taglio alla base – spostamento (curve di capacità).



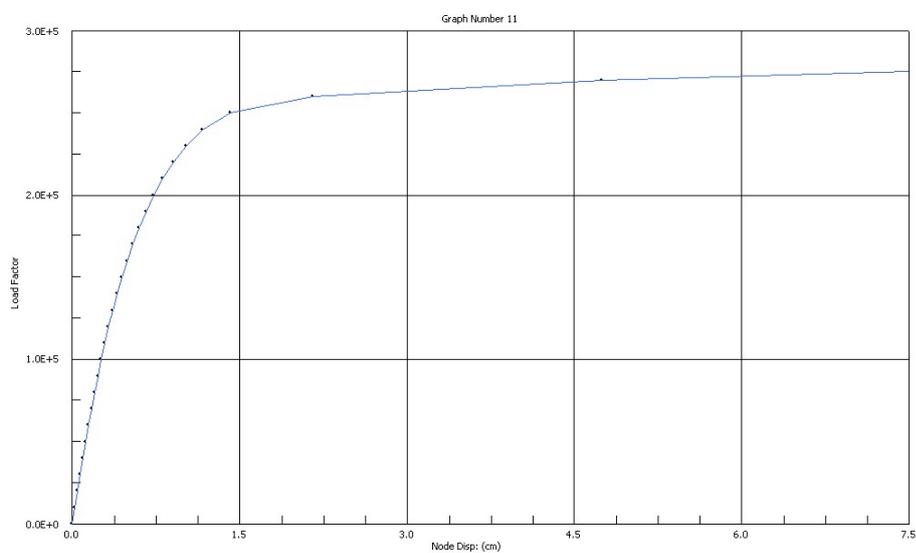
Tab 5.36 – Parete 1 B: plate stress YY e XY.



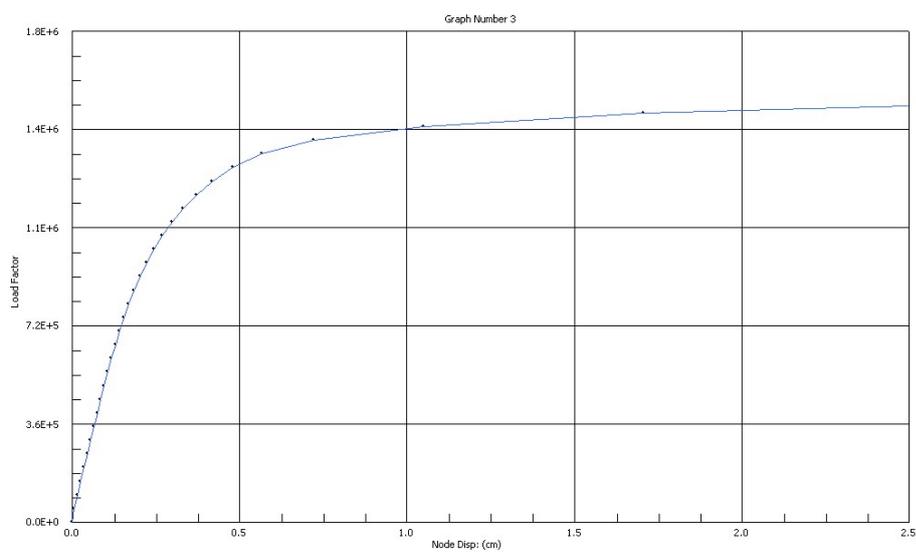
Tab 5.37 – Parete 7 B: plate stress YY.



Tab 5.38 – Parete 7 B: plate stress XY.



**Fig 5.39 – Parete 1 B: Curva di capacità.**



**Fig 5.40 – Parete 7 B: Curva di capacità.**

### 5.3.2 Analisi con modello reticolare.

E' stato determinato il modello reticolare equivalente alle due pareti esaminate in questa sezione. I maschi murari e le fasce di piano sono state modellate mediante una struttura reticolare formata da una doppia reticolare (8 elementi diagonali) e tre montanti (due laterali più uno centrale) mentre le zone nodali sono invece state modellate mediante elementi plate bidimensionali a quattro nodi (quad4), infinitamente rigidi e resistenti.

Si riportano nel seguito le immagini del tipo di modellazione effettuata e le tabelle in cui si riportano le sezioni delle bielle equivalenti e il tipo di elemento beam utilizzato per le due pareti 1B e 2B.

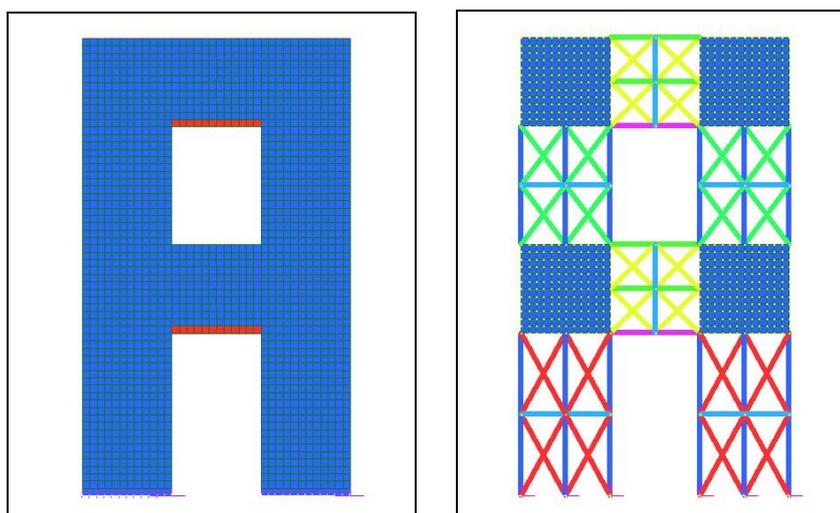


Fig 5.41 – Parete 1 B: Modello reticolare.

Pannello	B [cm]	H [cm]	E [MPa]	Elemento	L [cm]	Sez. [cm]
Maschio 1° piano	750	1375	1650	Diagonali	1566	<b>32,2</b>
				Montanti	1375	<b>38,7</b>
Maschio 2° piano	750	1000	1650	Diagonali	1250	<b>29,4</b>
				Montanti	1650	<b>38,7</b>
Fascia di Piano	750	750	1650	Diagonali	1060	<b>27,8</b>
				Montanti	1650	<b>38,7</b>

Tab 5.6 – Parete 1 B: sezioni bielle equivalenti.

Tali sezioni degli elementi (sia montanti che diagonali) sono valide sia per la parete 1B che per quella 7B avendo quest'ultima le stesse dimensioni principali della prima con solamente un numero maggiore di aperture (7).

Gli elemento monodimensionali costituenti il reticolo equivalente sono del tipo Cut-off bar ovvero elementi truss (biella) a cui viene assegnato il valore massimo di resistenza a compressione e trazione. Sono state effettuate quindi diverse tipologie di prove considerando sia resistenza unilaterale ( $f_t=0$ ), sia assegnando il valore corrispondente di resistenza a trazione.

Le caratteristiche meccaniche assegnate

- $f_{mc} = 3MPa$
- $f_{mt} = 0MPa$       cut off bar a resistenza unilaterale
- $f_{mt} = 0,1MPa$       cut off bar a resistenza bilaterale.
- $\nu = 0,2$
- $E = 1650MPa$
- $\gamma = 2000kg / m^3$

E' stata quindi svolta un'analisi preliminare per determinare le prime forme modali e le relative frequenze, necessarie per definire la distribuzione delle forze laterali per il caso di carico MODAL. Questa è anche un'opportunità per controllare le possibili differenze già esistenti fra le diverse strategie di modellazione. Sia il modello continuo (paragrafo precedente), che quello reticolare hanno mostrato le stesse frequenze fondamentali e forme modali molto simili.

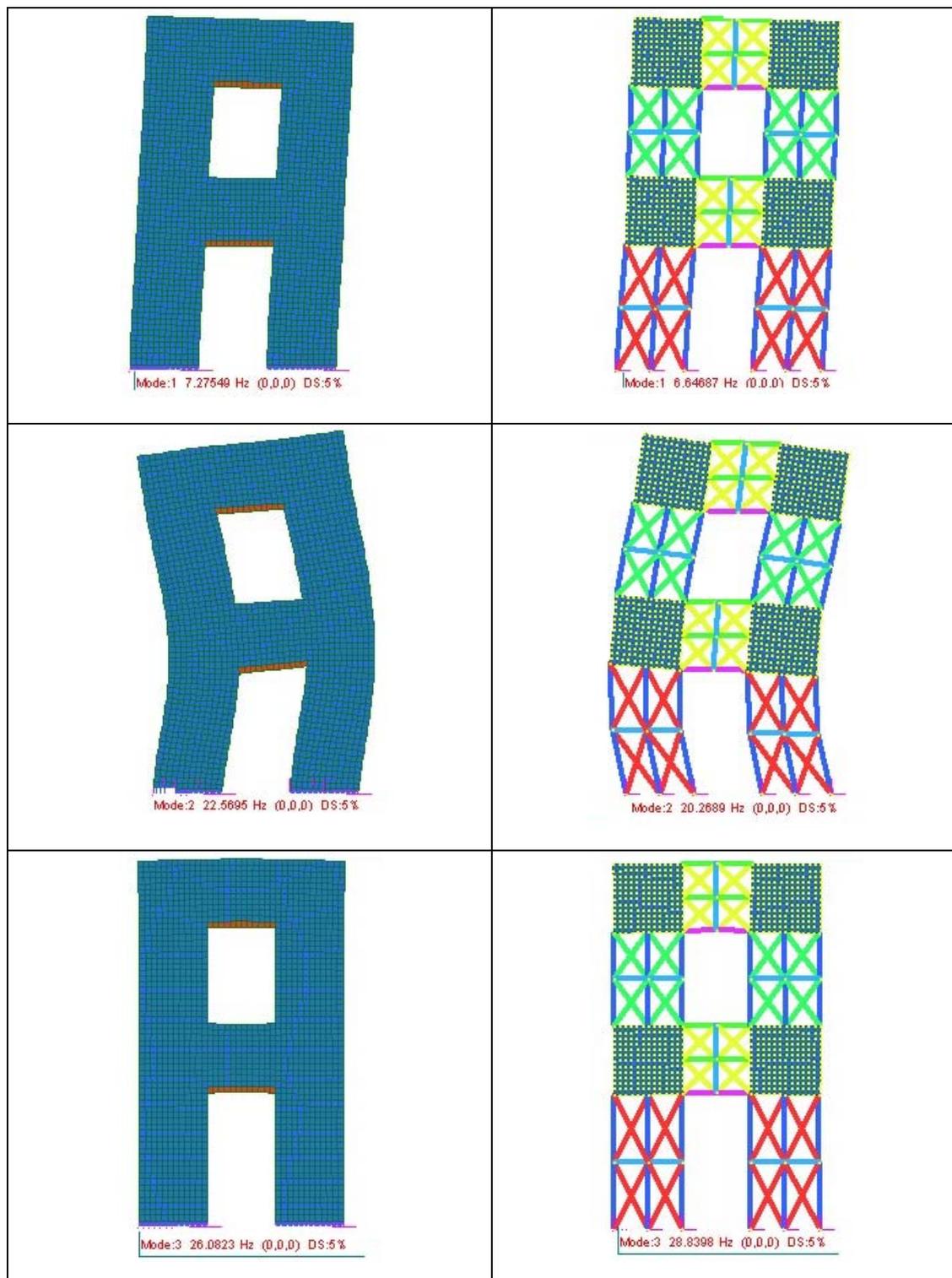


Fig 5.42 – Parete 1 B: Confronto forme modali.

Modo		Frequenza [Hz]	Periodo [s]
1	Continuo	7,27	0,137
	Reticolare	6,64	0,150
2	Continuo	22,56	0,044
	Reticolare	20,26	0,049
3	Continuo	26,08	0,038
	Reticolare	28,83	0,034

Tab 5.7 – Frequenze e periodi propri.

MODE PARTICIPATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	7.275E+00	1.302E+01	73.753	0.000	0.000
2	2.257E+01	1.696E+01	14.674	0.000	0.000
3	2.608E+01	1.596E+01	0.000	83.305	0.000
4	4.275E+01	1.192E+01	0.100	0.000	0.000
5	5.437E+01	1.048E+01	0.000	1.494	0.000
6	6.564E+01	1.223E+01	3.612	0.000	0.000
7	6.710E+01	6.702E+00	0.000	0.391	0.000
8	7.833E+01	1.592E+01	0.000	5.195	0.000
9	8.897E+01	1.058E+01	2.268	0.000	0.000
10	9.026E+01	3.134E+00	0.000	0.482	0.000
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS			94.407	90.867	0.000
Total CPU time: 5.157 Seconds ( 0:00:05 )					

MODE PARTICIPATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	6.647E+00	2.143E+01	87.774	0.000	0.000
2	2.027E+01	2.173E+01	9.512	0.000	0.000
3	2.884E+01	2.246E+01	0.000	93.022	0.000
4	3.532E+01	6.985E+00	0.006	0.022	0.000
5	3.748E+01	1.032E+01	2.340	0.000	0.000
6	4.056E+01	3.829E+01	0.329	0.000	0.000
7	5.560E+01	8.676E+00	0.000	0.071	0.000
8	6.302E+01	1.213E+01	0.008	0.000	0.000
9	7.536E+01	4.490E+00	0.000	2.113	0.000
10	8.566E+01	3.847E+00	0.002	0.168	0.000
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS			99.971	95.397	0.000
Total CPU time: 4.557 Seconds ( 0:00:05 )					

Fig 5.43 – Masse partecipanti per le due pareti esaminate.

Anche l'analisi modale svolta sulla parete 7B ha mostrato una buona corrispondenza tra le due strategie di modellazione.

Modo		Frequenza [Hz]	Periodo [s]
1	Continuo	9,84	0,101
	Reticolare	7,92	0,126
2	Continuo	21,42	0,0466
	Reticolare	22,54	0,044
3	Continuo	24,56	0,0407
	Reticolare	27,80	0,035
4	Continuo	25,13	0,039
	Reticolare	29,92	0,033

Tab. 5.8 – Parete 7 B: frequenze e forme modali.

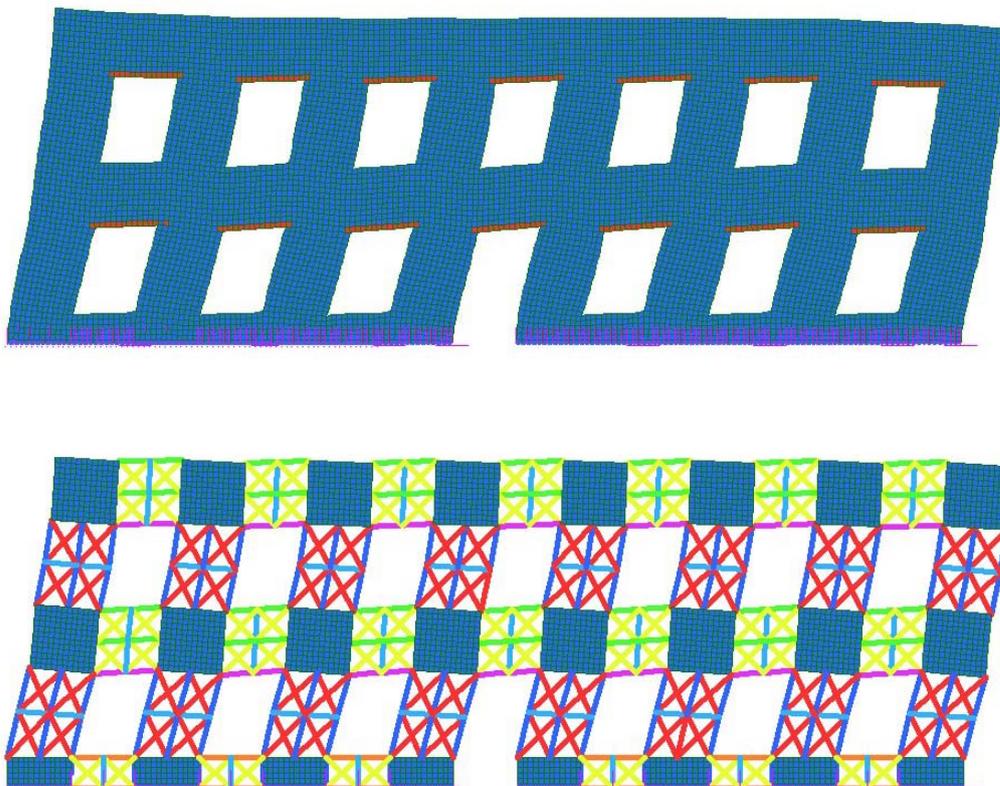


Fig. 5.44 – Confronto fra il primo modo di vibrare nei due modelli:  
continuo,  $f_1=9,84\text{Hz}$  ; reticolare,  $f_1=7,92\text{Hz}$ .

Nel seguito si riportano alcuni risultati in termini di spostamenti e tensioni relative agli elementi cut-off per le due pareti analizzate con il modello reticolare e le corrispondenti curve taglio alla base – spostamento (curve di capacità).

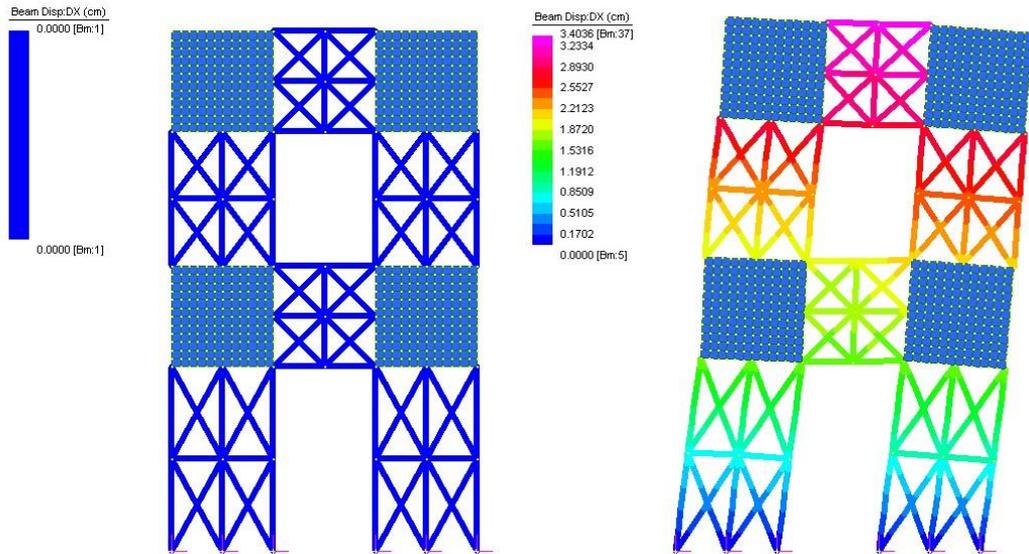


Fig 5.45 – Parete 1 B: passo di carico 1 e a collasso.

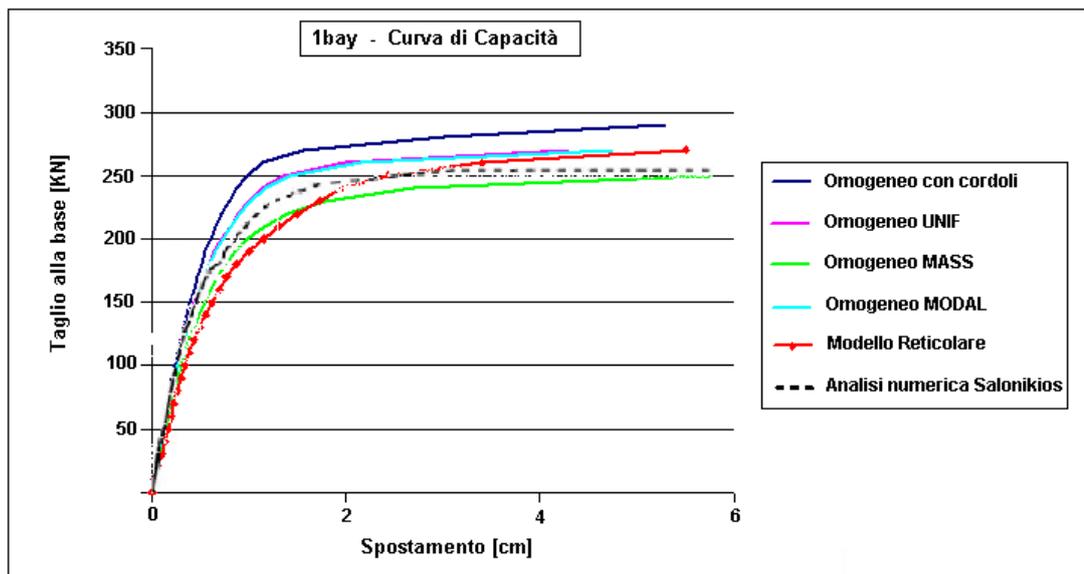


Fig 5.46 – 1 bay: curve di capacità relative a varie prove effettuate.

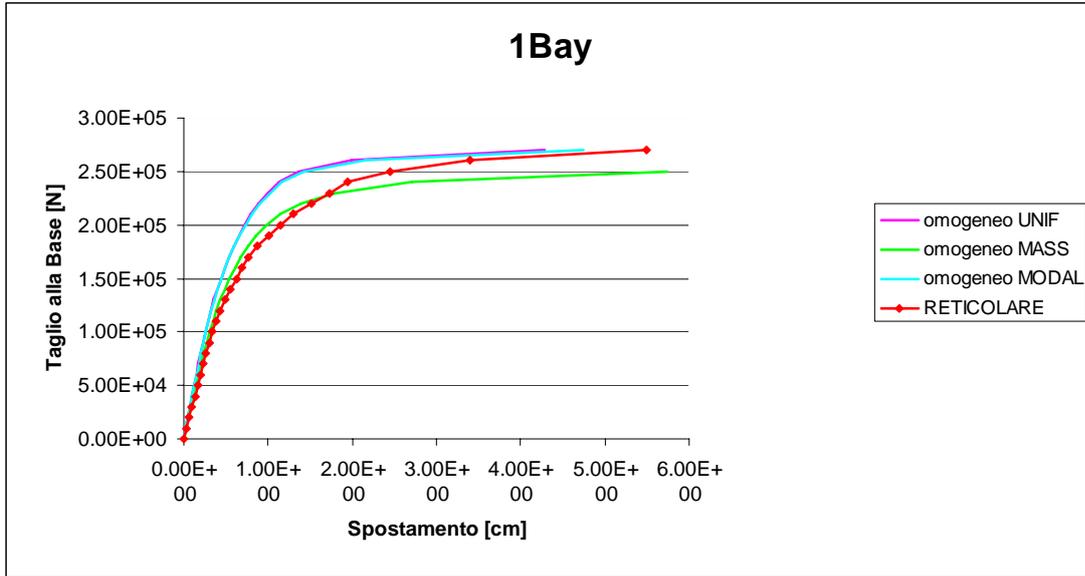


Fig 5.47 – 1 bay: confronto modello continuo e reticolare.

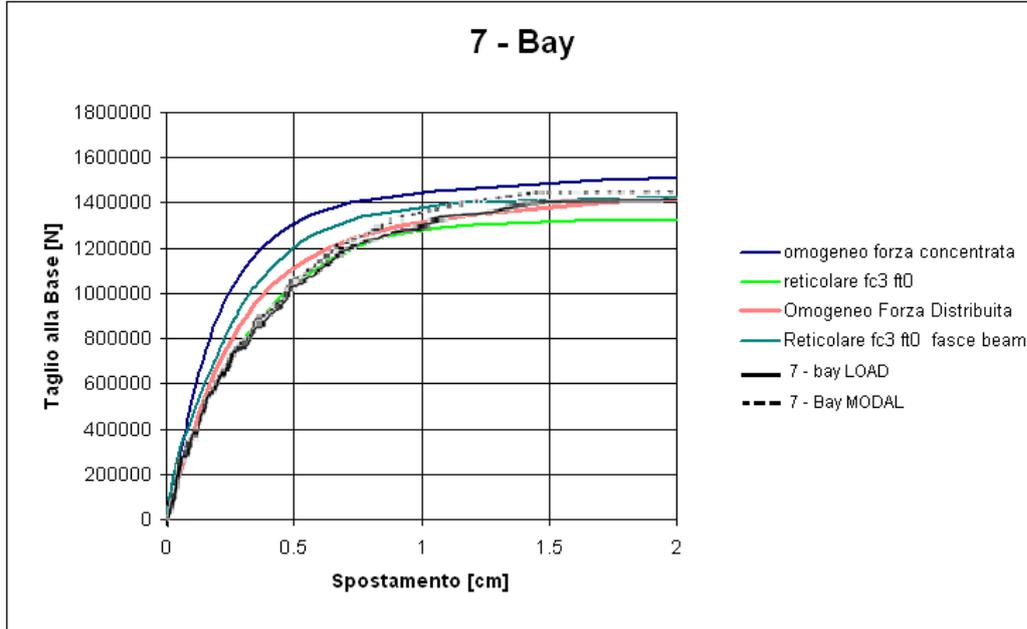


Fig 5.48 – 7 bay: curve di capacità relative a varie prove effettuate.

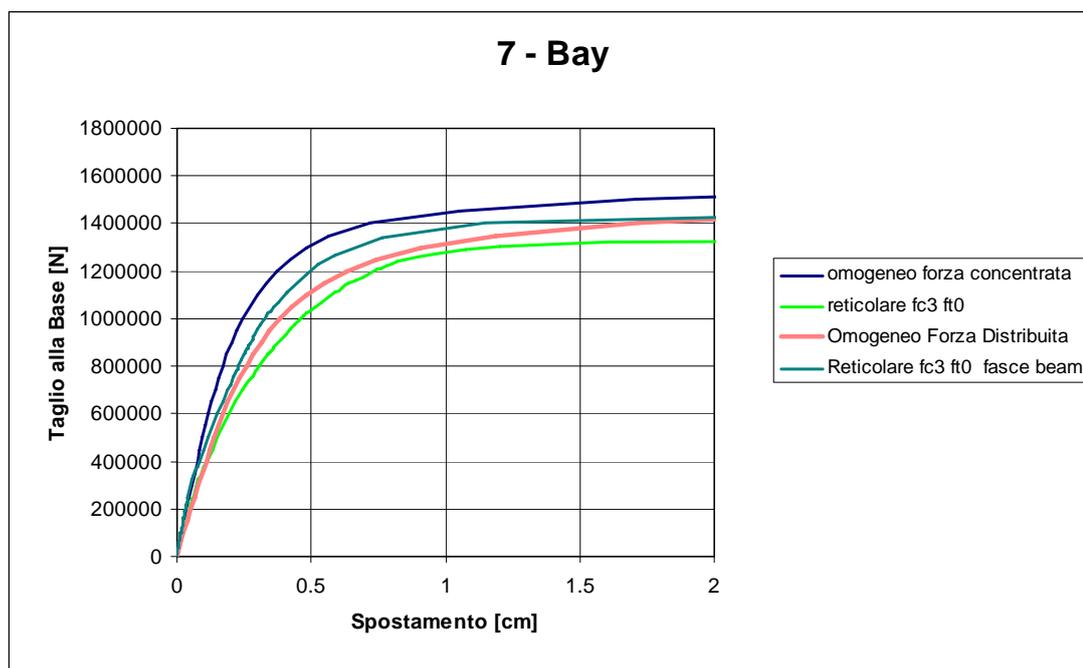


Fig 5.49 – 7B: Confronto modello continuo e reticolare.

## **5.4 Caso Studio 3: il Progetto Catania.**

Come accennato nell'introduzione di questo capitolo, tale studio, promosso dal GNDT è volto alla determinazione dello scenario di danno conseguente a un terremoto comparabile con l'evento distruttivo del 1693.

Gli obiettivi dello studio sono molteplici. Da un lato, nell'ambito del Progetto Catania, si era ravvisata l'opportunità di eseguire un'analisi dettagliata di alcuni edifici rappresentativi dell'edilizia in muratura, sia storica che recente, al fine di effettuare una taratura delle valutazioni di vulnerabilità a media e a grande scala. Dall'altro, questo studio era sembrato un'importante occasione per applicare a casi reali alcuni dei modelli di calcolo che in anni recenti sono stati messi a punto per l'analisi delle costruzioni in muratura, ed effettuare confronti tra i modelli stessi.

Su queste basi si è studiato il comportamento di determinate pareti in muratura appartenenti agli edifici campione. Le analisi sono state eseguite utilizzando sia il modello continuo agli elementi finiti che quello reticolare e infine i risultati sono stati confrontati con quelli disponibili in letteratura ottenuti da analisi sugli stessi edifici dalle principali unità di ricerca in Italia (Pavia, Basilicata, Genova).

Lo studio non poteva prescindere da un'indagine tipologica sulle costruzioni in muratura di Catania e da indagini sperimentali sui materiali, arricchendo così le conoscenze che da anni si vanno accumulando in Italia sulle caratteristiche del patrimonio edilizio in muratura.

### **5.4.1 Descrizione dell'edificio esaminato.**

L'edificio esaminato presenta una pianta a C prospiciente via L. Capuana, via G. Oberdan e via G. Verdi ed uno sviluppo in elevazione che comprende, nel complesso, 3 livelli. L'edificio è costituito da due parti risalenti ad epoche diverse. E' presente un nucleo più antico, edificato prima del 1840, cui è stato addossato un nucleo più recente e che corrisponde alla testata che si affaccia sulla Via Capuana.

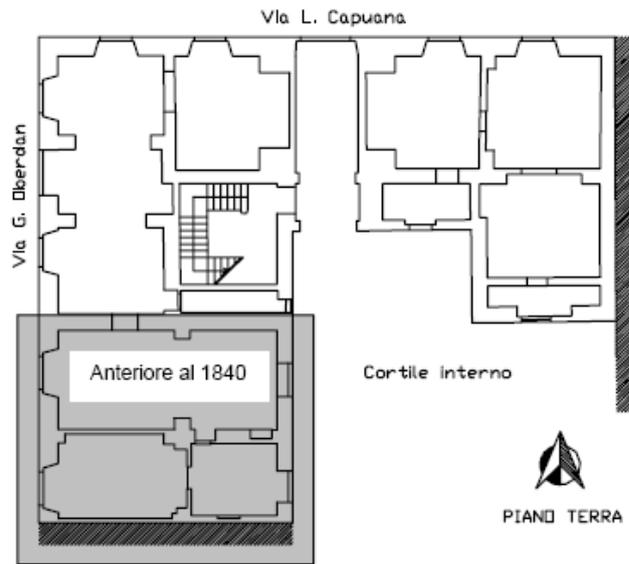
Sebbene stilisticamente omogeneo con l'edificio preesistente, il corpo aggiunto può essere individuato per una diversa dimensione e spaziatura delle aperture sui vari prospetti. L'edificio è dotato all'interno di un ampio cortile, in cui l'irregolarità dei prospetti, la variabilità delle forme e delle dimensioni geometriche dei prospetti che vi si affacciano, nonché la presenza di numerosi aggetti e corpi aggiunti, testimoniano ripetuti rimaneggiamenti del blocco edilizio.

L'edificio presenta una struttura portante in muratura di pietra lavica con orizzontamenti prevalentemente voltati, e rappresenta un tipico esempio degli edifici del centro storico della città di Catania. La spinta orizzontale delle volte rende necessaria la valutazione della sicurezza anche nei confronti del ribaltamento delle pareti al di fuori del loro piano; in questo paragrafo, tuttavia, si analizzeranno le risposte delle pareti resistenti nel loro piano, assumendo che il ribaltamento sia impedito da catene opportunamente disposte.

L'obiettivo è quello di fornire le informazioni di dettaglio sulla risposta delle singole pareti resistenti necessarie a valutare e calibrare i risultati delle analisi tridimensionali, che per limiti di natura computazionale non possono fornire informazioni altamente dettagliate.

La Figura sotto rappresenta la pianta al piano terreno dell'edificio limitatamente alla parte oggetto di un accurato rilievo. La porzione di fabbricato compresa nella zona con ombreggiatura grigia è quella edificata anteriormente al 1840.

Le indagini svolte riguardano solo una parte dell'intero edificio. In particolare è stata analizzata l'ala prospiciente la via L. Capuana, realizzata successivamente al 1840, e una parte dell'ala prospiciente la via G. Oberdan in cui è presente il giunto di separazione tra le strutture di epoca differente.



**Fig 5.50 – Pianta del fabbricato.**



**Fig 5.51 – Prospetto esterno del fabbricato.**

Per le strutture murarie si sono assunte, in accordo con le unità di ricerca di Genova e Pavia, le caratteristiche meccaniche riportate in Tabella sotto.

Modulo di Young	2500 MPa
Modulo G	E/6
Peso specifico	2000 kg/mc
Resist. a compressione	3 MPa
Angolo di attrito	55°
Coesione	0.2

**Tag 5.9 – Parete A: caratteristiche meccaniche.**

Il meccanismo di collasso che appare più probabile è quello di ribaltamento delle pareti esterne al di fuori del piano. Tale convinzione è supportata da diverse considerazioni ed in particolare:

- le pareti si presentano molto snelle, con spessori esigui alla base (85 cm), rastremazioni ai piani superiori e altezze complessive elevate (oltre i 19m);
- sono presenti volte strutturali, a crociera o a padiglione, non soltanto ai piani bassi ma anche all'ultimo livello, in corrispondenza del quale, inoltre, queste ultime sono particolarmente ribassate e quindi maggiormente spingenti;
- sono del tutto assenti catene capaci di assorbire le spinte esercitate dagli orizzontamenti ai diversi piani.

In questo studio però interessa valutare la risposta delle pareti nel proprio piano pertanto si ipotizza di realizzare un intervento di incatenamento dell'edificio in modo

da garantire il trasferimento delle forze sismiche sulle pareti parallele all'azione e, quindi, maggiormente in grado di sopportarle, evitando quindi di considerare i meccanismi di collasso fuori dal piano (di I modo).

Lo studio del comportamento della struttura è effettuato con l'esame di dettaglio di alcune pareti, in particolare si riportano i risultati relativi alla parete di

facciata del lato di dimensioni longitudinali maggiori (parete che si affaccia su Via Verdi).

In funzione dei carichi verticali applicati, sono state calcolate le forze sismiche agenti secondo l'analisi statica equivalente. I coefficienti di distribuzione sono stati ricavati concentrando carichi permanenti ed accidentali di solaio a livello di piano e peso della muratura nei nodi degli elementi finiti. L'analisi è stata condotta applicando dapprima la modellazione continua omogenea e in seguito il modello reticolare proposto in questo lavoro.

#### 5.4.2 Studio di dettaglio delle pareti: Il modello omogeneo.

La parete da esaminare è denominata "parete A"; essa costituisce la parete di facciata dell'edificio, è abbastanza tozza (24.68 m di larghezza per 15.4 m di altezza) e quasi simmetrica rispetto all'asse verticale centrale. Si presenta molto regolare per dimensione e allineamento delle aperture, per spessore di piano (86 cm al primo livello, 57 cm a quelli superiori), per caratteristiche meccaniche della muratura. Unico elemento di irregolarità è rappresentato dall'apertura centrale del piano terra, più larga (2.56 m) e più alta (4.05 m) delle altre;

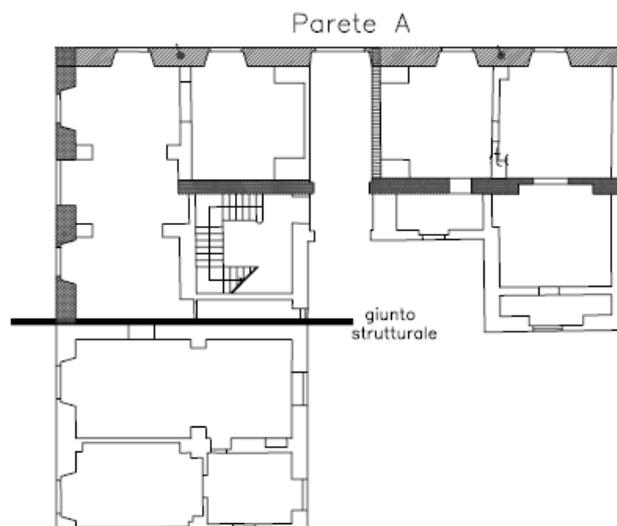


Fig 5.52 – Pianta dell'edificio in Via Verdi.



Fig 5.53 – Prospetto e modello della parete esaminata.

La forza sismica applicata è stata calcolata secondo l’analisi statica equivalente in funzione dei soli carichi gravanti sulle pareti. Va, quindi, sottolineato come la situazione considerata sia meno gravosa di quella reale, nella quale la parete sopporta anche le forze d’inerzia che nascono per i carichi ed i sovraccarichi agenti sulle pareti ortogonali al sisma.

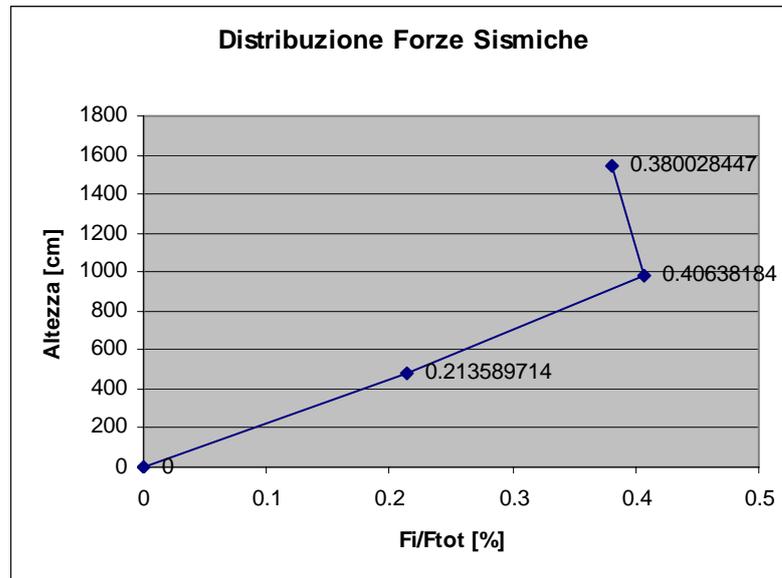


Fig 5.54 – Distribuzione delle forze sismiche lungo l’altezza della parete.

Piano	W	Z	Zi	Carico Solaio	Carichi totali	Fi/Ftot	Normalizzato	%
			0			0	0	
1	1279	485	485	128.7	1407.7	0.464452979	0.213589714	21.35897
2	1096.3	495	980	229.2	1325.5	0.883681395	0.40638184	40.63818
3	548.2	560	1540	240.6	788.8	0.826375678	0.380028447	38.00284

Tab 5.10 – Calcolo delle distribuzioni di Forze sismiche.

La modellazione è stata effettuata mediante elementi finiti rettangolari a quattro nodi (quad4), con dimensioni medie di 25x25cm assumendo per la muratura un comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr Coulomb. I parametri meccanici della muratura sono riportati sotto:

- $f_{mc} = 3MPa$
- $f_{mt} = 0,3MPa$
- $\nu = 0,2$
- $E = 2500MPa$
- $\gamma = 2000kg / m^3$

Da cui si ricava

$$\varphi = 55^\circ$$

$$c = 0,20MPa \quad (\text{Parametri di Mohr-Coulomb})$$

L'analisi pushover è stata impostata applicando un taglio alla base iniziale di 1 N (somma di tre forze a livello di piano). Questo valore è stato incrementato fino al raggiungimento del taglio ultimo. La forza orizzontale inoltre è stata suddivisa per tutti i nodi appartenenti al livello di piano per evitare eccessive concentrazioni di tensioni negli elementi in cui è applicata.

Oltre ai pesi propri sono state considerate masse aggiuntive a livello dei solai come riportato in tabella 5.30.

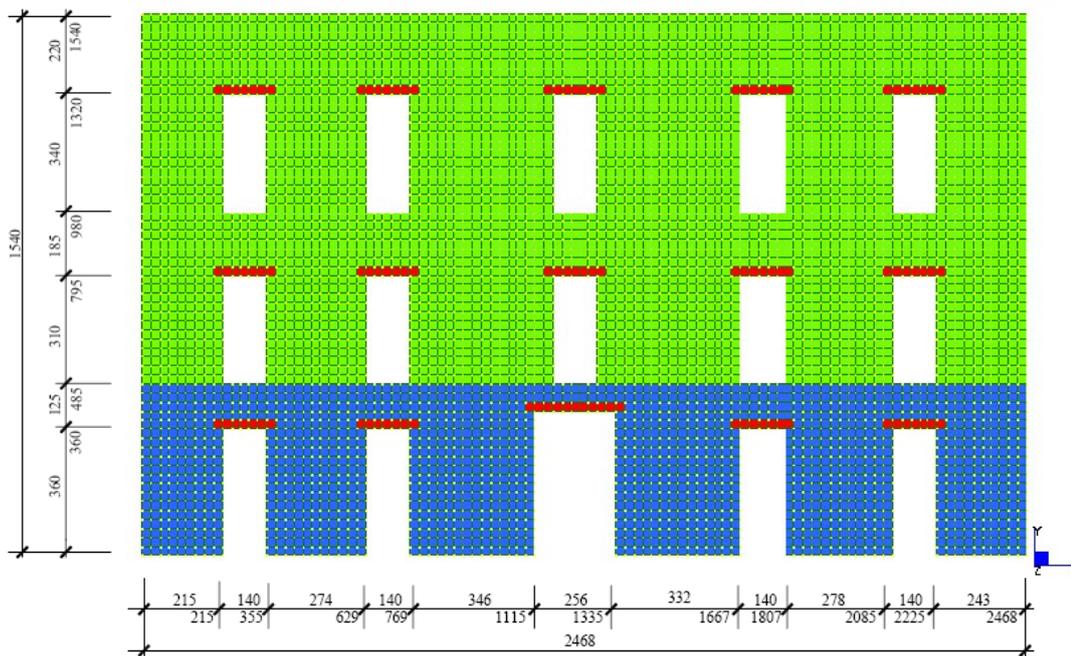


Fig 5.55 – Parete esaminata: modello ad elementi finiti

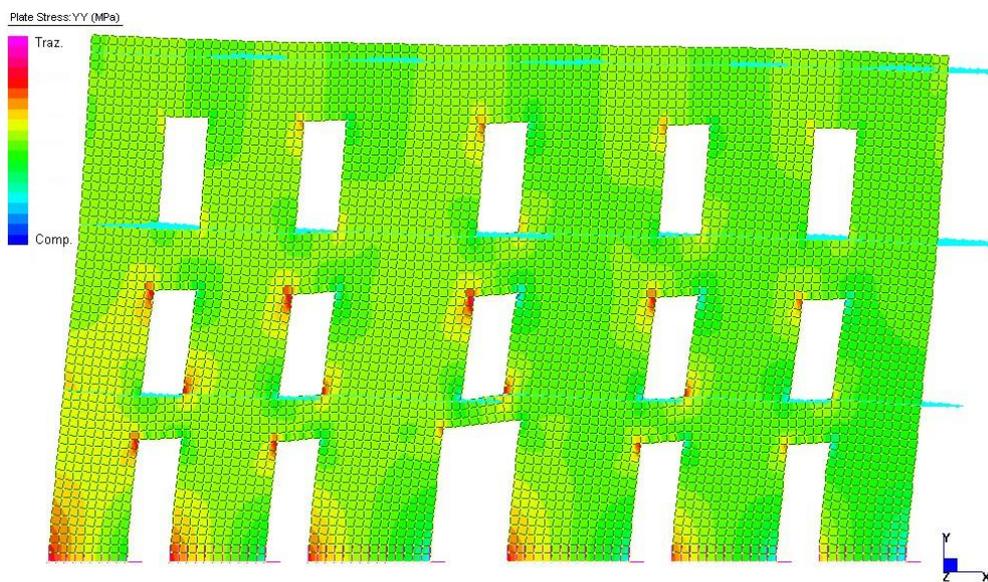


Fig 5.56 – Tensioni normali YY.

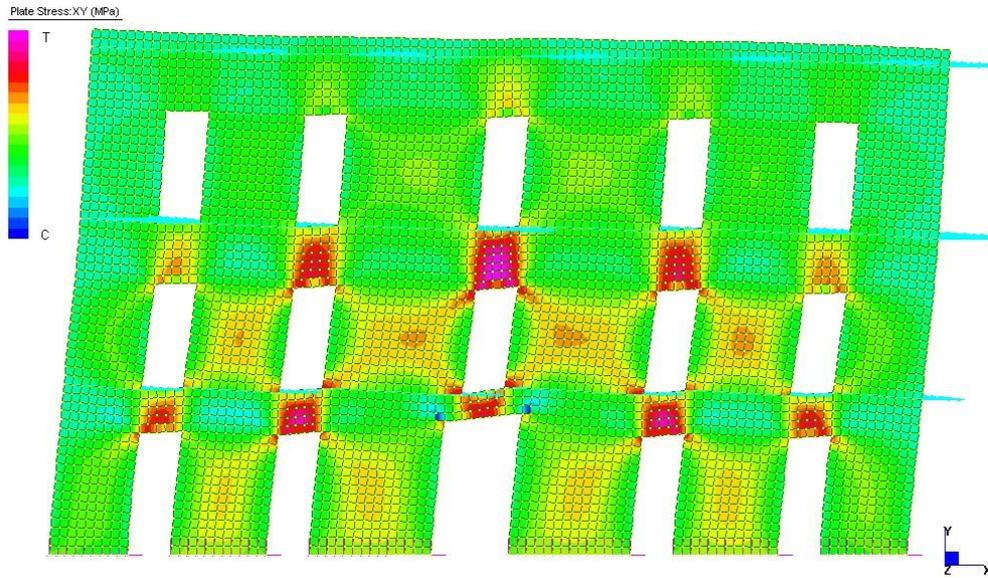


Fig 5.57 – Tensioni tangenziali XY.

Dai risultati si ricava un valore del taglio ultimo pari a circa 175 kN, valore molto prossimo a quanto riportato dall'unità di ricerca dell'Università di Genova.

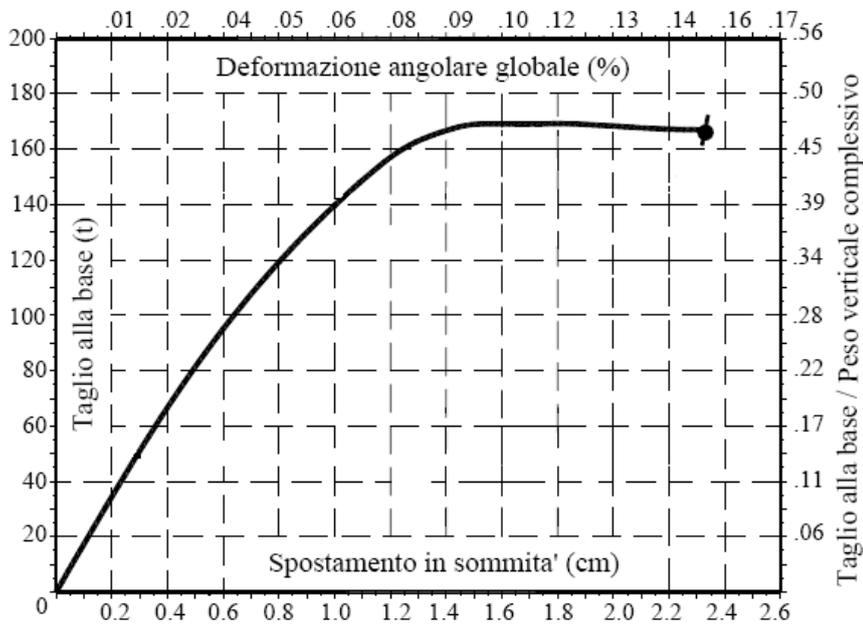


Fig 5.58 – Parete esaminata: Curva di Pushover

### 5.4.3 Analisi con modello reticolare.

La stessa parete A è stata studiata attraverso il modello reticolare equivalente. I maschi murari e le fasce di piano sono state modellate mediante una struttura reticolare formata da una doppia reticolare (8 elementi diagonali) e tre montanti (due laterali più uno centrale) mentre le zone nodali sono invece state modellate mediante elementi plate bidimensionali a quattro nodi (quad4), infinitamente rigidi e resistenti. Nella parete non erano presenti cordoli a livello di piano che quindi non sono stati modellati inserendo elementi tipo beam.

Si riportano nel seguito le immagini del tipo di modellazione effettuata e le tabelle in cui si riportano le sezioni delle bielle equivalenti e il tipo di elementi beam utilizzati.

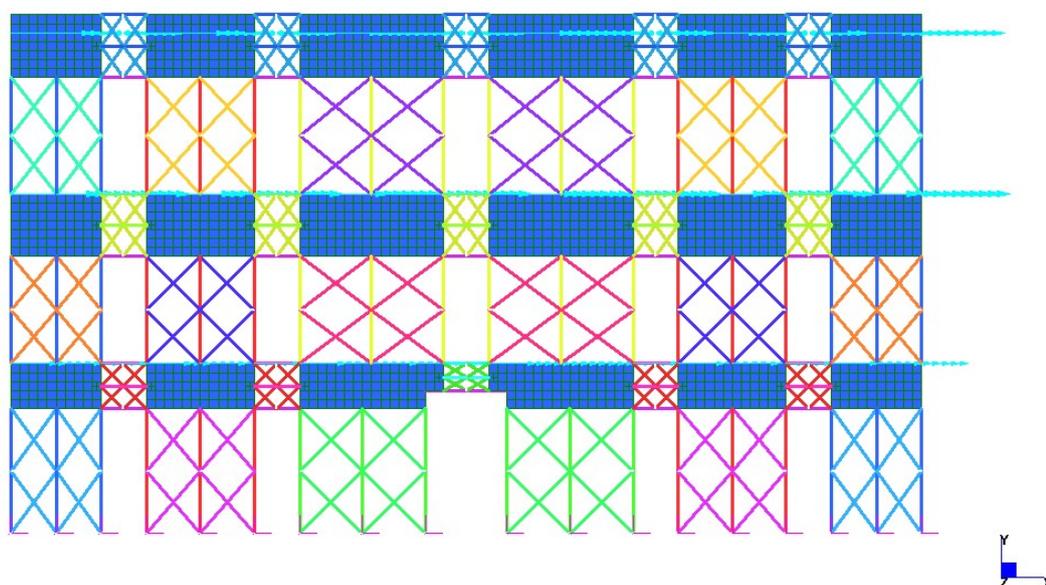


Fig 5.59 – Parete A- Via Verdi: Modello reticolare.

Pannello	B [mm]	H [mm]	E [MPa]	Elemento	L [mm]	Sez. [mm]
Maschio1 Piano1°	2500	3500	2500	Diagonali	4301	<b>265,12</b>
				Montanti	3500	<b>335,41</b>
Maschio2 Piano 1°	3000	3500	2500	Diagonali	4609	<b>280,07</b>
				Montanti	3500	<b>370,80</b>
Maschio3 Piano 1°	3500	3500	2500	Diagonali	4949	<b>300,91</b>
				Montanti	3500	<b>418,33</b>
Maschio1 Piano2°	2500	3000	2500	Diagonali	3905	<b>254,70</b>
				Montanti	3000	<b>335,41</b>
Maschio2 Piano2°	3000	3000	2500	Diagonali	4242	<b>267,77</b>
				Montanti	3000	<b>370,80</b>
Maschio3 Piano2°	3500	3000	2500	Diagonali	4609	<b>317,78</b>
				Montanti	3000	<b>447,21</b>
Maschio1 Piano3°	2500	3250	2500	Diagonali	4100	<b>259,16</b>
				Montanti	3250	<b>335,41</b>
Maschio2 Piano3°	3000	3250	2500	Diagonali	4422	<b>275,75</b>
				Montanti	3250	<b>370,80</b>
Maschio3 Piano3°	3500	3250	2500	Diagonali	4776	<b>331,56</b>
				Montanti	3250	<b>447,21</b>
Fascia di Piano 1	1650	1250	2500	Diagonali	2070	<b>179,83</b>
				Montanti	1250	<b>250,00</b>
Fascia di Piano 2	2150	1250	2500	Diagonali	2486	<b>211,50</b>
				Montanti	1250	<b>295,80</b>
Fascia di Piano 3	2300	1250	2500	Diagonali	2617	<b>245,96</b>
				Montanti	1250	<b>335,41</b>

Tab 5.11 – Parete A : sezioni bielle equivalenti.

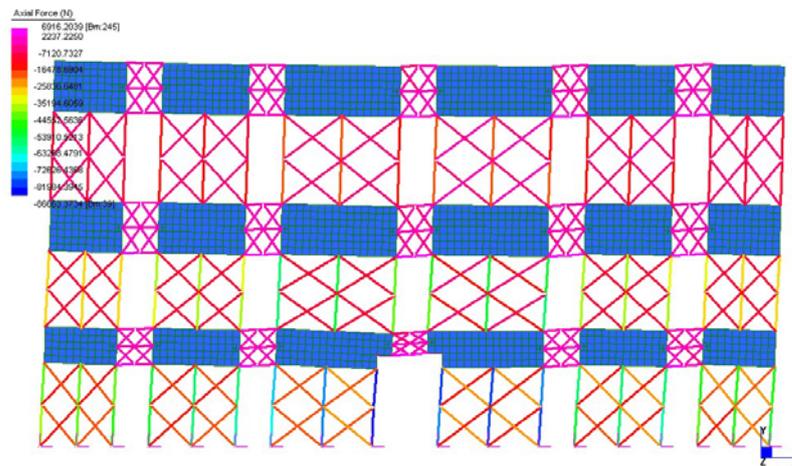
Gli elemento monodimensionali costituenti il reticolo equivalente sono del tipo Cut-off bar ovvero elementi truss (biella) a cui viene assegnato il valore massimo di resistenza a compressione e trazione. Sono state effettuate quindi diverse

tipologie di prove considerando sia resistenza unilaterale ( $f_t=0$ ), sia assegnando il valore corrispondente di resistenza a trazione.

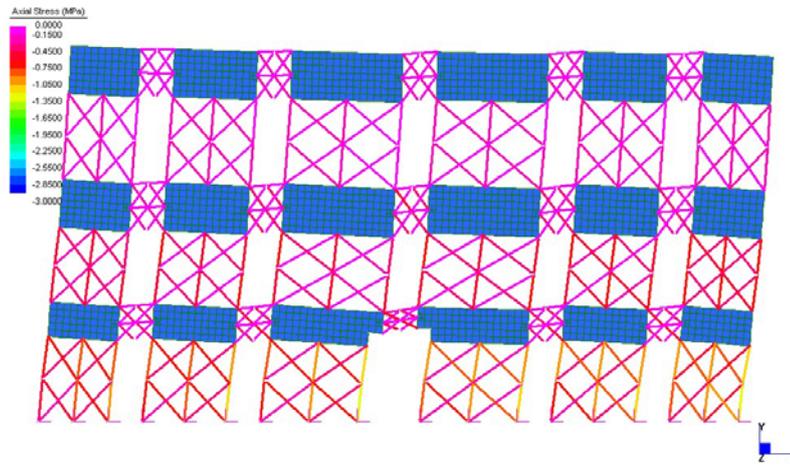
Le caratteristiche meccaniche assegnate

- $f_{mc} = 3MPa$
- $f_{mt} = 0MPa$  cut off bar a resistenza unilaterale
- $\nu = 0,2$
- $E = 2500MPa$
- $\gamma = 2000kg / m^3$

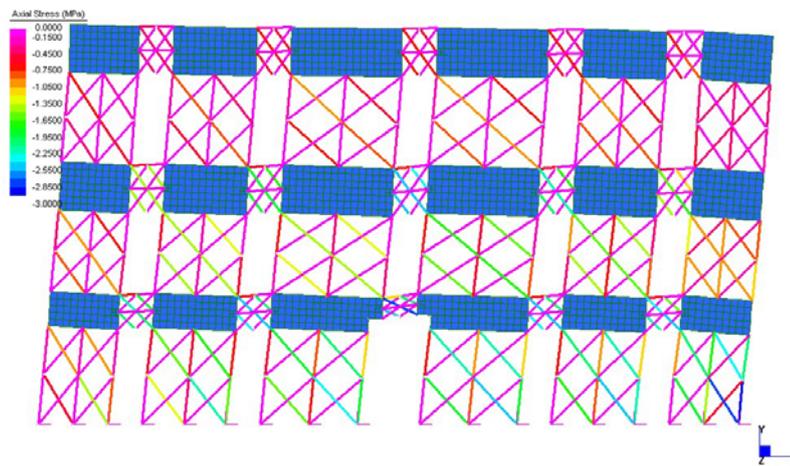
Nel seguito si riportano alcuni risultati in termini di spostamenti e tensioni relative agli elementi cut-off per la parete A analizzate con il modello reticolare e le corrispondenti curve taglio alla base – spostamento (curve di capacità).



Passo 5



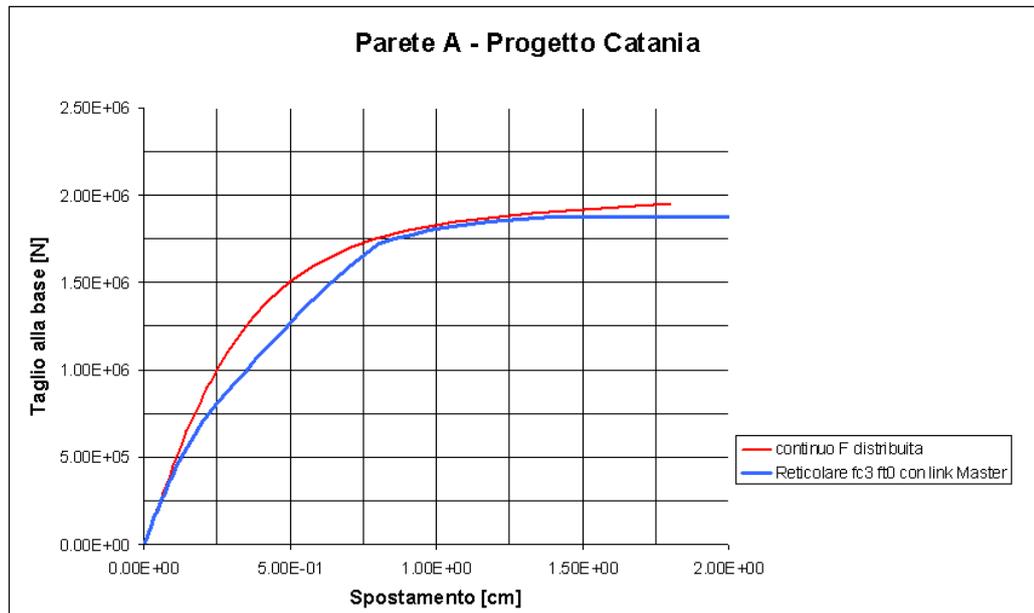
Passo 10



Passo 25 – collasso.

**Fig 5.60 – Parete A : spostamenti e sforzi assiali a diversi passi di carico.**

Il modello reticolare porta a determinare un taglio ultimo di 170 KN che viene confrontato sotto con la curva ricavata utilizzando il modello continuo omogeneo.



**Fig 5.61 – Parete A: Confronto modello continuo e reticolare.**

Infine i risultati in termini di curve di pushover sono stati confrontati con quelli ottenuti dalle tre diverse unità di ricerca: Università di Pavia, università della Basilicata e Università di Genova.

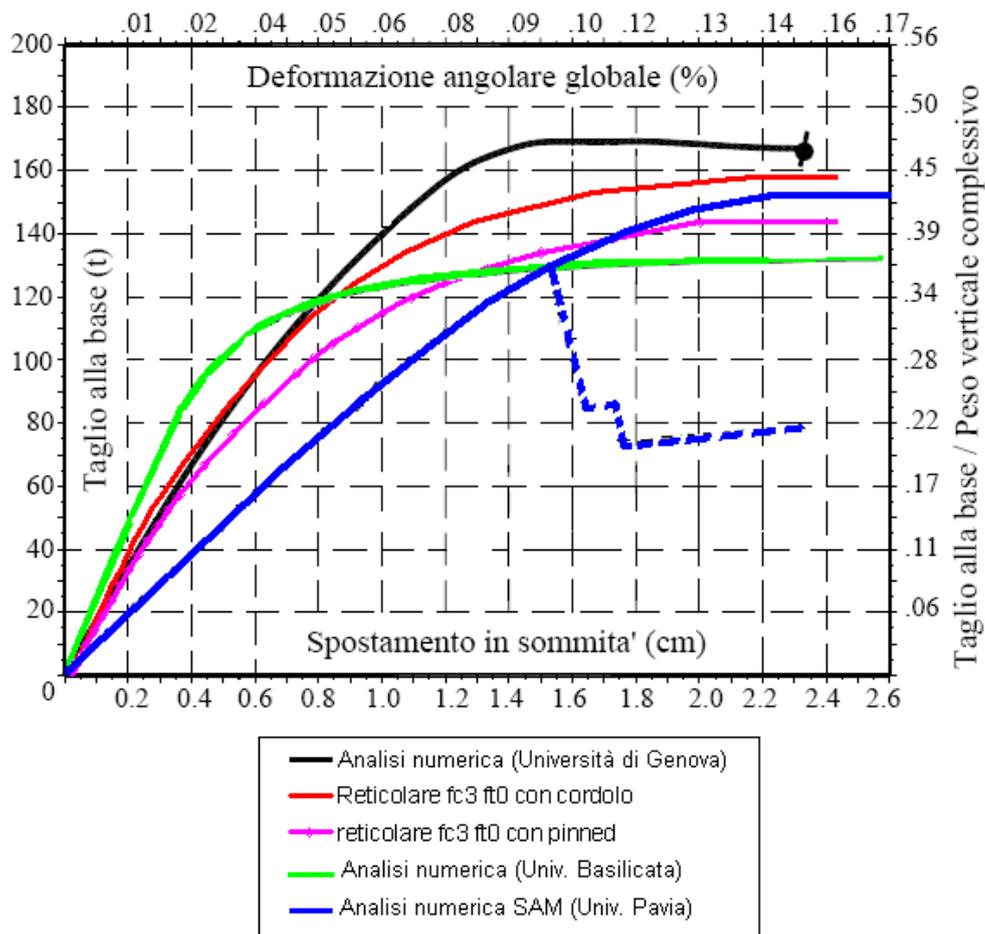


Fig 5.62 – Parete A: Confronto Curve Pushover relative a diverse strategie di modellazione.

Questo grafico riassuntivo in termini di Taglio-Spostamento, alla luce di quanto visto anche nei due precedenti casi studio, mostra come il modello reticolare proposto in questo lavoro ben rappresenti il reale comportamento delle pareti in muratura nel proprio piano.

Inoltre grazie agli elementi Cut-Off a comportamento unilaterale è anche riproducibile il comportamento della muratura (NTM : no tension material) quale materiale non resistente a trazione; seguendo passo passo l’evoluzione dell’analisi si possono controllare, oltre che gli spostamenti di un eventuale punto di controllo, anche il valore di tensione negli elementi biella e più precisamente il valore dello sforzo assiale. Controllano gli elementi che raggiungono il valore nullo di sforzo

assiale (che vanno quindi in trazione) si possono individuare eventuali percorsi di rottura. Tale modellazione è inoltre in grado di cogliere i principali meccanismi di rottura dei maschi murari e delle fasce di piano, quali la crisi per fessurazione diagonale e la crisi per presso flessione. Infatti la crisi dei diagonali è indicativa della fessurazione diagonale, mentre la crisi dei montanti verticali, che sopraggiunge nell'ultima fase dell'analisi prima del collasso, rappresenta la rottura per presso flessione dei maschi murari.

Infine il metodo proposto e analizzato ha mostrato il notevole vantaggio, rispetto alle altre modellazioni (soprattutto nei confronti delle analisi FEM bidimensionali), di ridurre in maniera significativa i tempi di calcolo operando una diminuzione dei gradi di libertà e dell'onere computazionale complessivo.

# CAPITOLO 6

## ANALISI DI VULNERABILITA' CON IL METODO DELLO SPETTRO DI CAPACITA'.

### 6.1 Descrizione del C.S.M.

In questo capitolo conclusivo viene presentato il Metodo dello Spettro di Capacità (Capacity Spectrum Method, C.S.M.), quale strumento per la valutazione di vulnerabilità sismica attraverso le curve di capacità.

Il metodo consiste nel confronto tra la domanda del terremoto, rappresentata attraverso gli spettri di risposta di accelerazione e spostamento, e la capacità della struttura: un diagramma forza-spostamento non lineare, da convertire in accelerazione spostamento, ottenuto applicando un sistema di forze orizzontali ai vari piani. Si farà riferimento alla pseudo-accelerazione come accelerazione poiché nell'ambito dell'ingegneria civile, in generale, e delle strutture in muratura, in particolare, le due grandezze tendono a coincidere.

P. FAJFAR

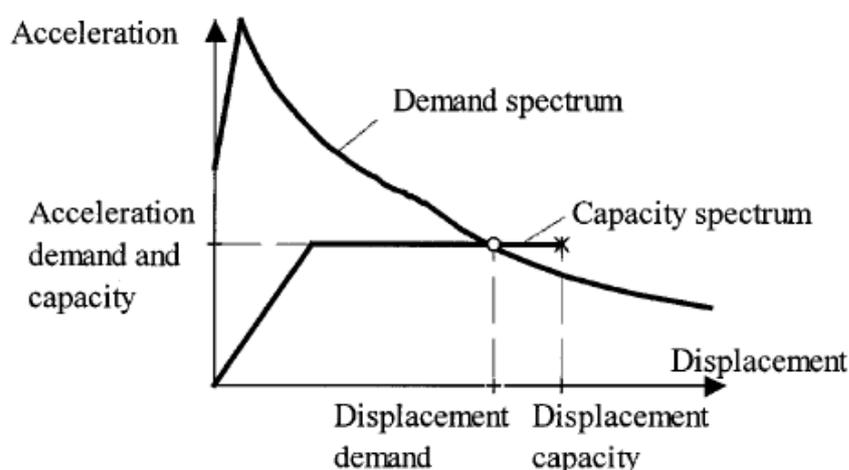


Fig 6.1 – Capacity Spectrum Method

La metodologia illustrata segue la riformulazione proposta da Fajfar (2000) del cosiddetto Metodo dello spettro di capacità, introdotto precedentemente da Freeman. Il metodo, nella sua formulazione originale, è stato adottato dalla normativa statunitense ATC 40, mentre la versione presentata nella norma italiana deriva, con alcune correzioni in particolare per gli edifici in muratura, da quella contenuta nella nuova versione dell'Eurocodice 8, secondo l'impostazione di Fajfar.

Partendo dai due spettri di risposta di spostamento ed accelerazione (si tratta in realtà di pseudo-accelerazione) è possibile costruire un unico diagramma rappresentativo della domanda del terremoto. Tale diagramma è detto "Spettro della domanda": in ascissa è riportato lo spettro di risposta di spostamento, mentre in ordinata lo spettro di accelerazione; il periodo proprio non è quindi esplicitamente presente (implicitamente i differenti periodi identificano le rette di un fascio con centro nell'origine).

Gli spettri sono solitamente definiti in base alla tipologia di suolo, attraverso ordinate corrispondenti ad alcuni valori di periodo, che definiscono la forma della curva. A titolo di esempio si riportano le formule ed i periodi che descrivono gli accelerogrammi nella nuova normativa italiana (simili a quanto previsto nell'eurocodice 8):

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g S \left( 1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right) \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g S \cdot 2,5 \cdot \eta \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g S \cdot 2,5 \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g S \cdot 2,5 \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T} \right)
 \end{aligned}$$

dove S tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione e  $\eta$  dipende dallo smorzamento ( $\eta = 1$  per smorzamento viscoso 5%) ed  $a_g$  dalla categoria sismica.

Categoria suolo	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Tab 6.1 – Periodi descrittivi dello spettro nella nuova normativa italiana

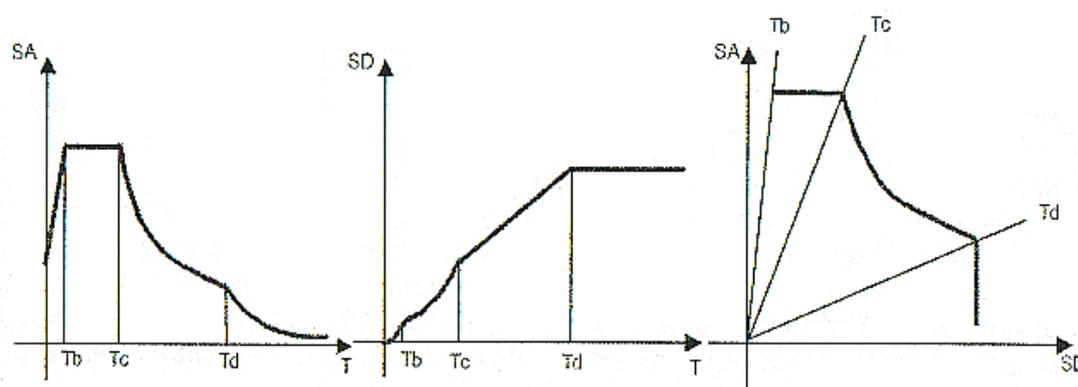


Fig. 6.2 – Spettri elastici di accelerazione e spostamento e Spettro della Domanda. Assi accelerazione e spostamento, i periodi implicitamente sono individuabili lungo le rette a partire dall'origine.

Come si può notare dalla figura più a destra, scompare una dipendenza esplicita dal periodo o dalla frequenza, ma i punti a uguale periodo si trovano allineati su rette passanti per l'origine degli assi, secondo l'espressione:

$$S_A = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_D$$

Sullo stesso piano ( $S_D$  -  $S_A$ ) è possibile rappresentare lo spettro di capacità della struttura, convertendo opportunamente i valori di forza (somma delle reazioni vincolari nella direzione considerata) e spostamento (spostamento orizzontale nella direzione considerata di un punto della struttura, solitamente assunto come lo spostamento medio dei punti in sommità dell'edificio) ottenuti dall'analisi.

La curva di capacità forza spostamento è il risultato dell'analisi statica non lineare su una struttura a più gradi di libertà: ai diversi piani dell'edificio sono applicate delle forze orizzontali che sono proporzionali ad una prefissata distribuzione (ad es. possono essere proporzionali alle masse). L'analisi, in particolare per le strutture in muratura, non è semplicemente un'analisi statica

incrementale. Si tratta di un'analisi "a spinta" (analisi pushover) cioè in grado di seguire la capacità di spostamento della struttura anche dopo il raggiungimento della resistenza massima.

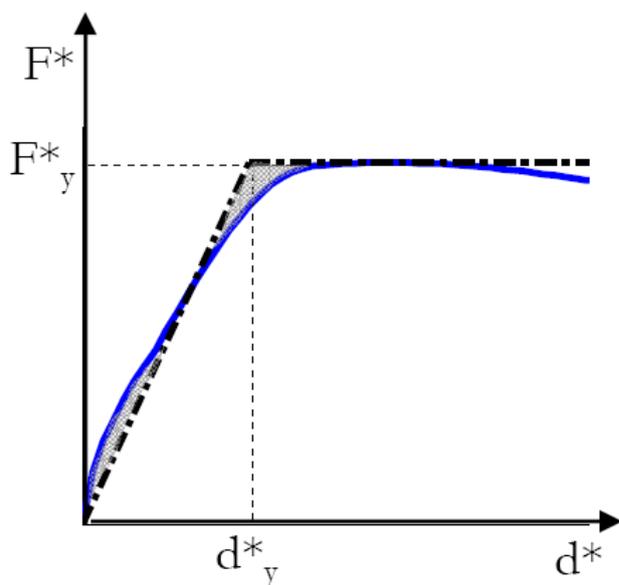


Fig 6.3 - Curva di Capacità.

Ad ulteriore semplificazione della curva pushover, ottenuta per punti, e nell'ottica di voler rappresentare un oscillatore elastoplastico (sistema ad un grado di libertà), si può riassumere la curva con un andamento bilineare. E' in tal modo evidente il tratto elastico iniziale ed il tratto degradato successivo, come si vede nella figura precedente.

Dal confronto tra capacità e domanda, ovvero dall'intersezione tra lo spettro di capacità e quello della domanda, è possibile determinare le prestazioni richieste alla struttura dalla sollecitazione sismica di progetto. E' bene notare, tuttavia, che la domanda deve essere ridotta quando, per effetto dell'entrata in campo non lineare, la struttura è maggiormente in grado di dissipare energia. La riduzione degli spettri della domanda può essere effettuata secondo due distinti approcci: utilizzando un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente incrementato per tenere conto dell'energia dissipata per isteresi (spettro di risposta elastico sovrasmorzato); utilizzando fattori di riduzione delle ordinate spettrali dipendenti dalla duttilità globale (spettro di risposta anelastico).

La nuova normativa italiana propone, al punto 4.5.4, come metodo generale applicabile a tutte le tipologie strutturali, l'approccio mediante spettro anelastico pur consentendo, per le sole costruzioni in muratura, l'utilizzo, in alternativa, del metodo basato sullo spettro elastico sovrasmorzato.

## **6.2 Spettri di risposta della domanda: anelastici ed elastici sovrasmorzati.**

Come si è accennato, le strutture che abbiano una resistenza alle azioni orizzontali inferiore alla massima sollecitazione elastica dovuta al sisma hanno una risposta caratterizzata dal superamento del limite elastico: gli edifici, cioè, si danneggiano e, per sopportare l'eccitazione sismica, fanno affidamento non più sulla resistenza, ma sulla loro capacità di deformarsi in campo non lineare.

Al comportamento duttile, che emerge da un'analisi statica allorché si instaura un meccanismo di collasso, è però associato, per la natura dinamica ed alternata dell'azione sismica, un comportamento ciclico isteretico: una parte dell'energia trasmessa dal sisma alla struttura viene dunque assorbita da questo fenomeno dissipativo. L'effetto dell'energia dissipata nei cicli di isteresi viene in genere quantificato riducendo le ordinate degli spettri di risposta di accelerazione e spostamento.

Ad esempio, gli spettri di progetto proposti dalla nuova ordinanza, attraverso l'introduzione del coefficiente di struttura sono infatti basati su questo tipo di considerazioni: la riduzione della domanda del terremoto può avvenire tenendo conto della dissipazione di energia per isteresi o, in maniera alternativa, attraverso un fattore riduttivo dipendente dalla duttilità globale disponibile (una sorta di fattore di struttura) oppure attraverso un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente.

Si noti che in entrambi i casi la riduzione della domanda del terremoto avviene sulla base delle proprietà post-elastiche della struttura che si sta analizzando, cioè dalla sua curva di capacità ottenuta con l'analisi pushover, e non invece da un preassegnato valore valido per un'intera tipologia strutturale.

Gli spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento di un terremoto rappresentano, come noto, la domanda di massima accelerazione assoluta e massimo

spostamento relativo per sistemi ad un grado di libertà con legame indefinitamente elastico lineare, caratterizzati da uguale smorzamento viscoso e periodo proprio di vibrazione variabile.

Lo spostamento massimo indotto dal sisma di progetto può essere confrontato, in fase di verifica, con la capacità di spostamento corrispondente allo stato limite in esame. La duttilità disponibile può, tuttavia, essere un dato progettuale ed essa può essere utilizzata per la determinazione di altri parametri. In altre parole, invertendo le relazioni precedenti si possono definire fattori di riduzione degli spettri di risposta elastici in funzione della duttilità (Fajfar, 2000).

$$R(\mu, T) = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_c}, \quad T < T_c$$

$$R(\mu, T) = \mu \quad T > T_c, \quad T > T_c$$

Di conseguenza gli spettri di risposta ridotti, detti appunto spettri anelastici a duttilità costante, possono essere così ottenuti a partire dagli spettri di risposta elastici:

$$\begin{cases} S_a(T, \mu) = \frac{S_e(T)}{R(\mu, T)} \\ S_{Da}(T, \mu) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{De}(T) = \frac{\mu T^2}{4\pi^2} S_a(T, \mu) \end{cases}$$

in cui con  $S_a(T, \mu)$  e  $S_{Da}(T, \mu)$  si intendono rispettivamente gli spettri di risposta anelastici di accelerazione e spostamento.

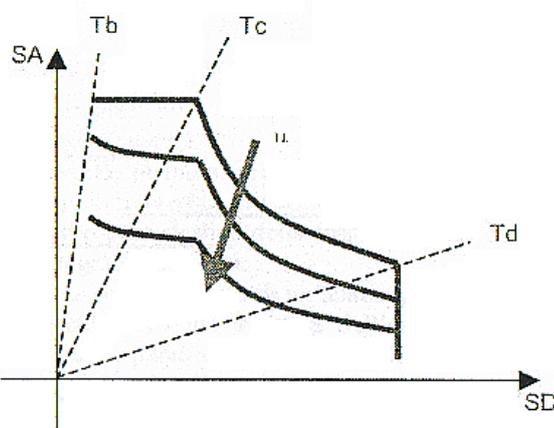


Fig 6.4 – Spettri di risposta anelastici a duttilità costante nel piano (Sd, Sa).

In alternativa all'approccio descritto in precedenza, è possibile tener conto della maggiore dissipazione di energia dovuta alla risposta elastoplastica definendo un valore di smorzamento viscoso equivalente che surroggi la dissipazione di energia legata al comportamento isteretico.

Lo spettro di risposta (a prescindere dalla normativa di definizione) tiene conto dello smorzamento viscoso strutturale; nello specifico, nella nuova normativa italiana (come nell'EC8) si modifica lo spettro attraverso il coefficiente

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

in cui  $\xi$  rappresenta, in percentuale, il valore dello smorzamento elastico viscoso relativo allo smorzamento critico: per il valore usuale di smorzamento strutturale per gli edifici in c.a. o muratura, 5%, il coefficiente  $\eta$  è pari a 1.

In letteratura ed in altre norme si trovano definizioni alternative ed in genere di meno semplice utilizzo dei coefficienti di riduzione spettrale in funzione dello smorzamento viscoso elastico che, peraltro, portano sostanzialmente agli stessi risultati.

Per la definizione dello smorzamento elastico equivalente esistono varie definizioni: tipicamente si fa riferimento alla relazione di Gulkan e Sozen che lo correla direttamente all'energia dissipata per isteresi.

Si ha

$$\xi_{eq} = \frac{\Delta W}{4\pi E}$$

dove con  $\Delta W$  si intende l'energia dissipata in un ciclo di isteresi e con  $E$  l'energia di deformazione necessaria a raggiungere linearmente il massimo spostamento del ciclo. L'interpretazione grafica della formula è presentata nella figura seguente:

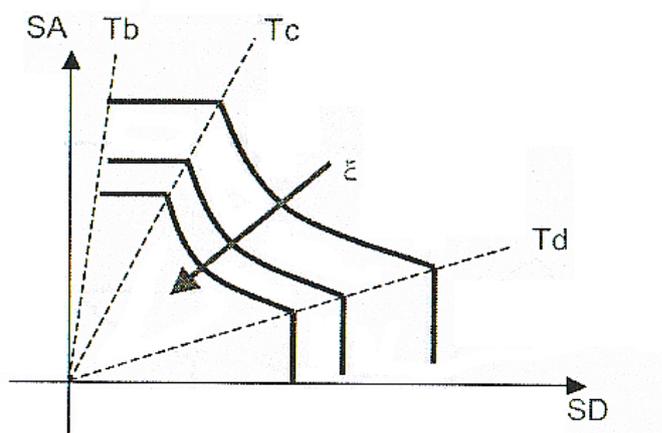


Fig 6.5 – Spettri di risposta sovrasmorzati nel piano (Sd, Sa)

Per un sistema elastico perfettamente plastico, l'espressione precedente può anche essere espressa in funzione della duttilità, mediante la formula seguente:

$$\xi_{eq} = \frac{2(\mu - 1)}{\pi\mu}$$

I valori ottenuti con queste relazioni tendono in generale a sovrastimare l'effettiva capacità di dissipazione sperimentalmente osservata e, pertanto, in alcune norme come l'ATC 40 vengono introdotti coefficienti moltiplicativi  $k (< 1)$  che tengono conto dell'effettiva capacità di dissipazione della tipologia strutturale considerata in funzione anche della magnitudo dell'evento.

Lo smorzamento elastico totale, risulterebbe dunque  $\xi_{tot} = \xi_{el} + k\xi_{eq}$ .

### **6.3 Curva di capacità e spostamento massimo**

Come si è accennato nei paragrafi precedenti, il prodotto dell'analisi statica non lineare è la cosiddetta Curva di Capacità.

Attraverso la curva di capacità ottenuta, prima, in termini di taglio alla base-spostamento in sommità e, poi, convertita in accelerazione-spostamento si ha la descrizione del comportamento post elastico della struttura intesa come un sistema non lineare equivalente ad un grado di libertà.

La curva di capacità si ottiene come risultato di un'analisi pushover, eseguita su un modello meccanico rappresentativo della struttura dell'edificio: la modellazione deve riprodurre la geometria delle pareti e tenere conto dell'effetto di collegamento, ripartizione ed irrigidimenti degli orizzontamenti.

La descrizione del comportamento strutturale attraverso la curva di capacità, sottintende l'ipotesi che la struttura sviluppi una risposta sismica complessiva: l'attenzione ai particolari costruttivi, quali ad esempio i collegamenti tra le pareti e tra pareti e solai o i limiti di snellezza trasversale (spessori minimi) delle pareti stesse, fanno sì che si instauri un meccanismo di risposta globale e che le singole pareti collaborino alla risposta sulla base della propria rigidità e resistenza nel proprio piano, analogamente a sistemi di controvento verticali resi collaboranti da irrigidimenti di piano costituiti dai solai. In altre parole, cioè, si ipotizza che l'attivazione di meccanismi di danno locali, quali ad esempio il ribaltamento fuori pino di pareti o porzioni di pareti, non possa avvenire prima dell'instaurarsi di una risposta globale legata al comportamento delle pareti nel piano.

Ferme restando tutte le osservazioni precedentemente menzionate, l'analisi statica non lineare prevede di poter individuare lo spostamento massimo a seguito di un evento dinamico di spettro noto, mediante l'intersezione fra la curva di capacità e lo spettro opportunamente modificato per tenere in conto le non linearità.

Si illustra brevemente il procedimento secondo la formulazione inserita nella nuova ordinanza sismica (coerentemente con quanto esposto da Fajfar) e rivista in

modo da effettuare direttamente il calcolo dello spostamento a partire da uno spettro di accelerazione con P.G.A. assegnata:

1. In primo luogo vengono valutati, in ragione del nodo di controllo, i valori di  $\Gamma$  e  $m^*$  (coefficiente di partecipazione e massa partecipante): numericamente si realizza un'analisi elastica imponendo un campo di forze modali (oppure più comunemente proporzionali alle masse per le altezze), assumendo come vettore  $\Phi$  la deformata e calcolando:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad m^* = \sum m_i \Phi_i$$

2. Assegnata la distribuzione di forze si realizza un'analisi pushover ottenendo una curva in termini di taglio e spostamento del nodo di controllo. Tale curva si dovrà arrestare nel momento in cui si verifichi un decremento di resistenza del 20%.
3. Si procede ad una semplificazione bilineare assumendo che il ramo crescente intersechi la pushover nel punto posto al 70% della resistenza, ovvero si determina in questo modo la rigidezza equivalente del sistema

$$k^* = \frac{F_{70\%}}{d_{70\%}}$$

4. Il plateau della bilineare individua il valore di  $F_y$ , esso viene ottenuto imponendo che l'area sottesa sia uguale all'area sottesa dalla curva pushover ottenuta numericamente.

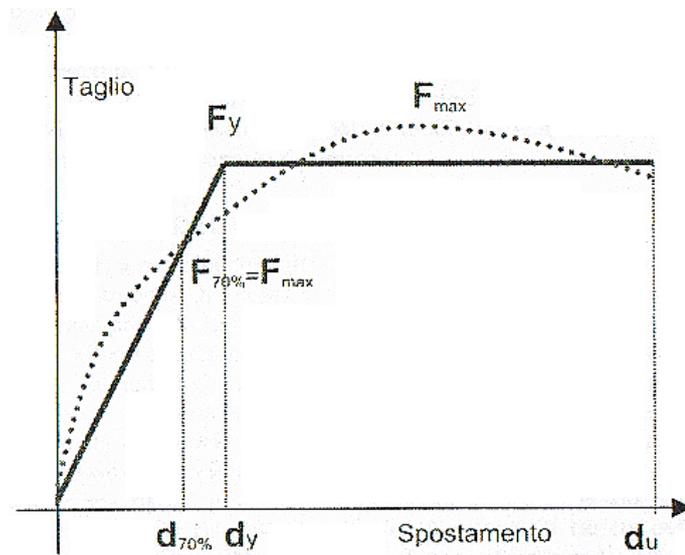


Fig 6.6 – Schema per il calcolo della bilineare equivalente

$$F_y = \left( d_u - \sqrt{d_u^2 - 2 \frac{Area}{k^*}} \right) k^*$$

5. la curva ottenuta verrà normalizzata rispetto a  $\Gamma$  dividendo sia forza, sia spostamento per il coefficiente ed ottenendo i valori normalizzati  $F^*_y$  e  $d^*_u$ . Idealmente, dividendo la forza anche per  $m^*$  di otterrebbe il diagramma in accelerazione-spostamento.
6. La previsione di spostamento (performance point) verrà effettuata considerando il sistema bilineare schematizzato, a cui è associabile il periodo:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

7. Assegnato uno spettro elastico di accelerazione, definito in ragione del suolo, ed assegnata una P.G.A. (ovvero il massimo valore di accelerazione al suolo dell'accelerogramma), è possibile determinare lo spostamento massimo usando lo spettro anelastico di spostamento. La correlazione fra spettro di accelerazione e spostamento è fornita dalle relazioni di pseudo-spettro:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2$$

8. Il valore dello spettro anelastico di accelerazione si può calcolare a seconda del valore di  $T^*$  (ovvero valutando se si tratta di strutture flessibili o rigide, si avrà uno spostamento uguale a quello di una struttura elastica di pari periodo o ridotto secondo l'equivalenza delle aree), ottenendo infine il valore di  $d^*_{max}$ , il massimo spostamento richiesto al sistema equivalente normalizzato; lo spostamento previsto sul sistema di partenza sarà  $d_{max} = \Gamma d^*_{max}$ .

Tale assunto deriva dall'ipotesi di aver ricondotto la struttura a  $n$  gradi di libertà in un oscillatore semplice elastoplastico: questo passaggio è reso possibile dall'analisi di pushover, tuttavia la metodologia e la sintesi dei risultati (bilineare equivalente) sono gli aspetti più delicati del procedimento.

#### **6.4 Applicazione del CSM al caso studio 3.**

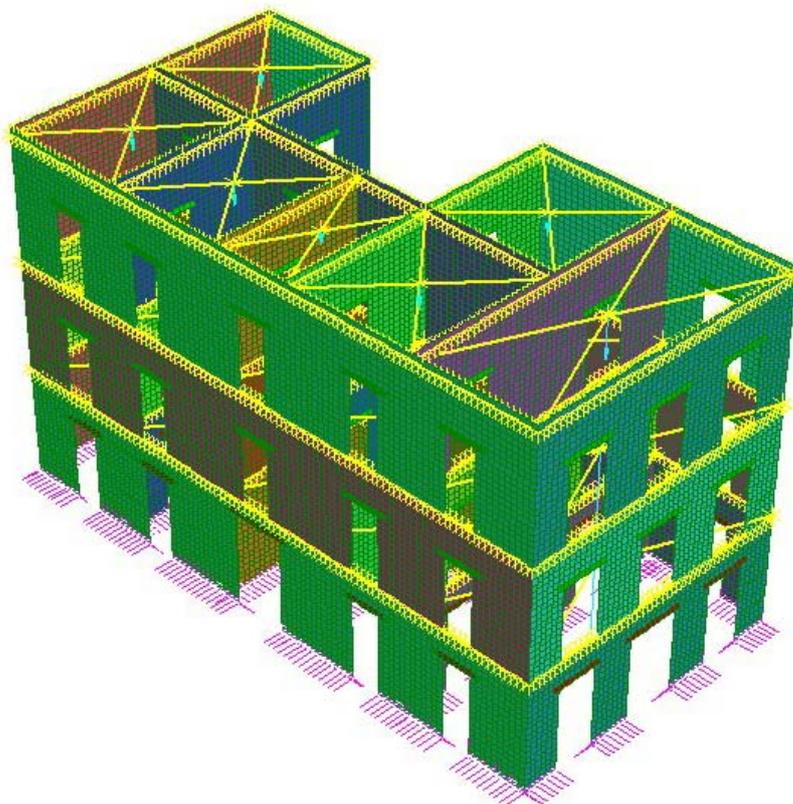
Il metodo presentato nei primi paragrafi è stato applicato al caso studio 3 del Capitolo 5, ossia all'edificio situato in Via Verdi, analizzato all'interno del "Progetto Catania" del GNDT.

Scopo di questa analisi è la risposta sismica dell'edificio campione, rappresentativo di una ben precisa tipologia edilizia in muratura del Comune di Catania, ossia edifici storici costruiti nell'Ottocento con orizzontamenti a volta e sprovvisti di catene.

Lo studio inoltre è volto alla determinazione dello scenario di danno conseguente ad un terremoto di scenario (Comune di Catania: zona2, terreni A,B,C,D,E) e di un evento sismico comparabile con l'evento distruttivo del 1693.

Su queste basi si è studiato il comportamento complessivo dell'edificio creando il modello tridimensionale in Straus 7, considerando la muratura come materiale omogeneo continuo. Come già presentato nel paragrafo 5.4.1 l'edificio, su tre piani, è costituito da due parti risalenti ad epoche diverse: un nucleo più antico (antecedente il 1840) e un nucleo più recente a C; l'analisi condotta riguarda solamente la nuova costruzione in quanto difficilmente l'ammorsamento con il

nucleo preesistente può rendere solidali due pareti realizzate a molti anni di distanza l'una dall'altra e probabilmente con tecniche costruttive differenti.



**Fig 6.7 – Modello tridimensionale dell'edificio.**

La modellazione è stata effettuata mediante elementi finiti rettangolari (tipo Plate-Shell) isoparametrici a quattro nodi con dimensioni medie di 25 x 25 cm. Per la muratura si è considerato un comportamento elasto-plastico con superficie limite di Mohr-Coulomb ( $\varphi = 55^\circ$ ,  $c = 0,2$ ), mentre al di sopra di ogni apertura è presente un architrave in c.a. di spessore pari a quello delle pareti e altezza di 20cm. Gli spessori delle pareti sono rispettivamente 86cm per il primo piano e 57 cm per le pareti (sia trasversali che longitudinali) dei due piani superiori.

Oltre ai pesi propri sono stati applicati alla struttura carichi verticali aggiuntivi, applicati nei baricentri dei solai, pari a:

- 500 kg/mq per il primo e il secondo piano
- 200 kg/mq per l'ultimo piano.

I solai sono stati considerati e modellati come infinitamente rigidi nel proprio piano (link Master Slave che collegano i nodi perimetrali con il baricentro del solaio), ricordando comunque che nella realtà sono presenti solai a volta e che la mancanza di cordoli o catene a livello di piano è stata trascurata, per poter considerare i meccanismi di crisi nel piano delle pareti, non valutando quelli fuori dal piano (o di I modo), molto frequenti in un edificio di questo tipo.

Inizialmente sul modello è stata svolta un'Analisi Modale per valutare le frequenze e i periodi propri relativi ai primi modi di vibrare; è stata inoltre necessaria per valutare il vettore  $\Phi_i$  degli spostamenti relativi all'i-esimo modo di vibrare, utile nel seguito per la determinazione del coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  e della massa partecipante  $m^*$ .

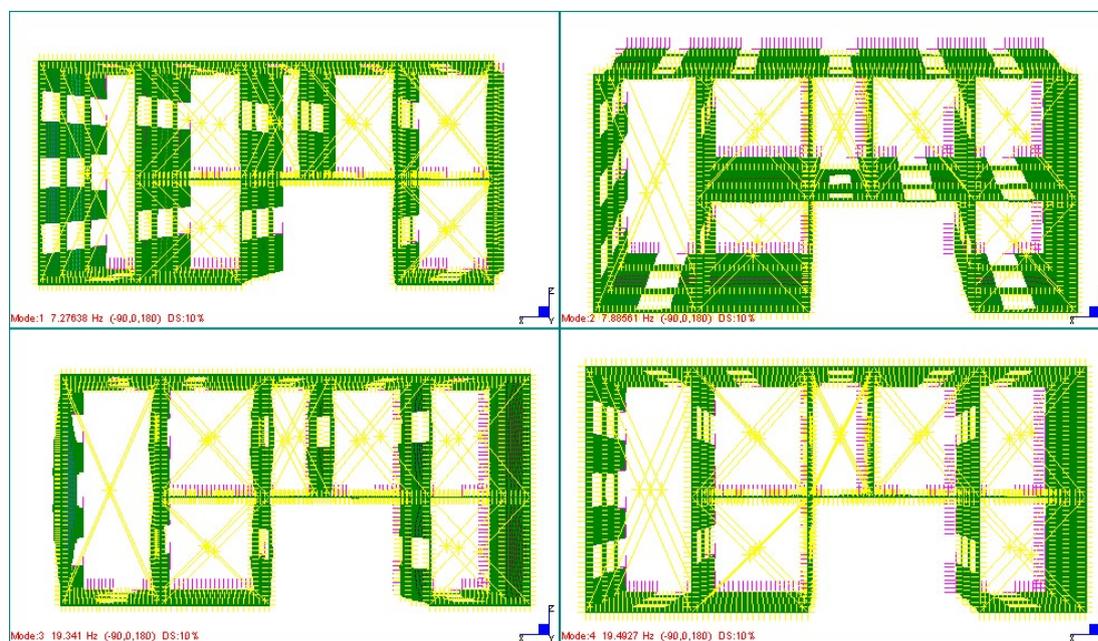


Fig 6.8 – Risultati analisi modale.

MODE PARTICIPATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	7.276E+00	7.870E+02	73.938	0.000	0.007
2	7.886E+00	8.133E+02	0.006	0.000	72.005
3	1.934E+01	2.798E+02	11.572	0.001	0.000
4	1.949E+01	9.069E+02	0.000	74.761	0.000
5	2.120E+01	4.786E+02	0.001	0.001	13.362
6	2.611E+01	9.660E+00	0.425	0.000	0.000
7	2.942E+01	2.819E+01	2.922	0.000	0.001
8	2.983E+01	1.360E+01	1.573	0.000	0.005
9	3.072E+01	1.691E+01	0.011	0.000	0.007
10	3.092E+01	1.939E+01	0.035	0.000	0.017
-----					
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS			90.484	74.763	85.404
Total CPU time: 421.453 Seconds ( 0:07:01 )					

Fig 6.9 – Masse partecipanti nelle tre direzioni.

Si nota come il primo modo sia in direzione x (longitudinale), così come il terzo mentre il secondo è in direzione trasversale (Z, quella di nostro interesse,  $f = 7.8856$  Hz) e il quarto è prevalentemente verticale.

E' stata quindi realizzata l'analisi pushover, impostata imponendo non un sistema di forze alla struttura, ma direttamente le accelerazioni ai nodi degli elementi. In questo modo, incrementando un'accelerazione iniziale di  $1\text{m/s}^2$  è stata determinata la curva Accelerazione – Spostamento di un punto di controllo (mezzeria del prospetto frontale).

La curva sotto mostra come si giunga ad un valore di accelerazione massima di circa  $9\text{ m/s}^2$  e relativi spostamenti superiori a 4 cm a collasso.

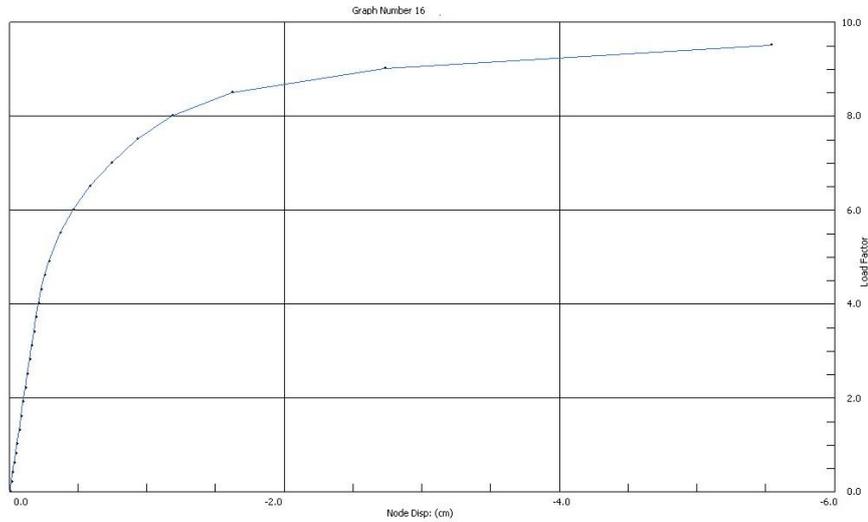


Fig 6.10 – Curva di Pushover.

### 6.4.1 Spettri di Capacità

Seguendo quanto descritto nei tre paragrafi iniziali di questo capitolo, a partire dalla curva di Capacità della struttura (espressa qui in termini di Acc-Spostamento) è stata calcolata la bilineare equivalente attraverso l'uguaglianza delle aree sottese alle curve.

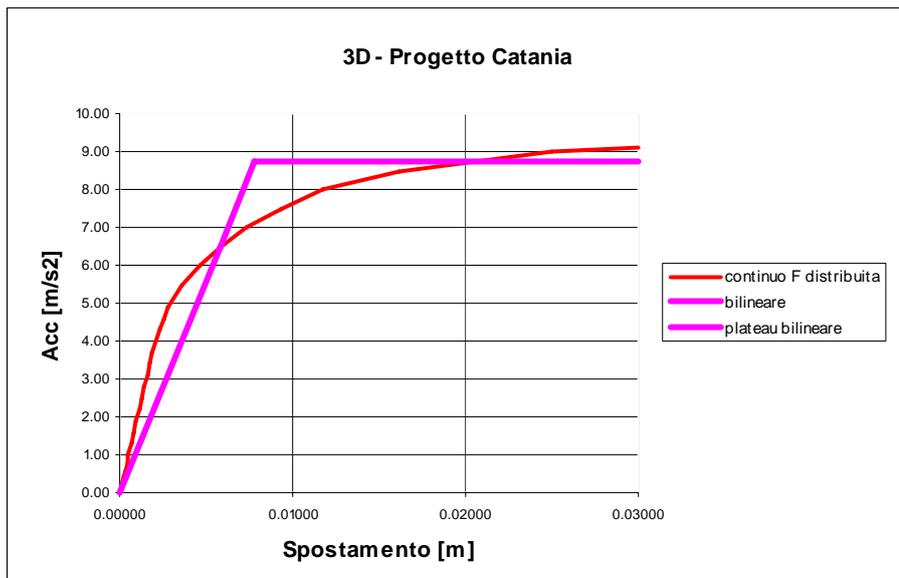


Fig 6.11 – Curva di Pushover e bilineare equivalente.

Dalla bilineare si possono determinare alcuni valori caratteristici:

Accelerazione Massima	$A_{\max}$	9,10 m/s <sup>2</sup>
Area Sottesa	A	0,2264
70 % di A. massima	$A_{70}$	6,37 m/s <sup>2</sup>
Rigidezza Secante	$k^*$	1,12E+3
Acc al limite elastico	$A_Y$	8,71 m/s <sup>2</sup>
Spst. Limite elastico	$d_Y$	0,779 cm
Spst. Ultimo	$d_U$	3,00 cm

**Tab 6.2 – Valori caratteristici dell'analisi.**

In seguito occorre definire la corrispondente curva per il sistema Equivalente ad un grado di libertà. La trasformazione tra la struttura reale (MDOF) e la struttura equivalente si ottiene utilizzando la seguente relazione:

$$P^* = \frac{P}{\Gamma}$$

nella quale P è la grandezza generica (spostamenti, tagliante o accelerazione) relativa alla struttura e P\* la corrispondente grandezza calcolata per il sistema SDOF-equivalente.

Il parametro  $\Gamma$  dipende dall'andamento degli spostamenti di piano della struttura sotto azione sismica:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

essendo  $m_i$  la massa del piano i-esimo e  $\Phi_i$  lo spostamento dello stesso secondo il primo modo di vibrazione della struttura, normalizzato rispetto a quello dell'ultimo piano.

Spostamenti "MODAL"	normalizzazione	piano	Masse kg
0.0106	0.3183	1	861600
0.0254	0.7628	2	588594
3.33E-02	1.0000	3	6.95E+05

Tab 6.3 – Spostamenti nodali, normalizzazione e masse di piano.

Sulla base di quanto descritto è stato ricavato il valore del coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  e la massa partecipante  $m^* = \sum m_i \Phi_i$  come indicato nell'Ordinanza.

- $\Gamma = 1,26$
- $m^* = 1418190 \text{ kg}$  (66%)

La curva di capacità Acc-Spost viene resa così bilineare sulla base di un'equivalenza di energia. Essa può essere rappresentata in un piano ADRS una volta che l'ordinata sia moltiplicata per il rapporto  $m^*/m$ .

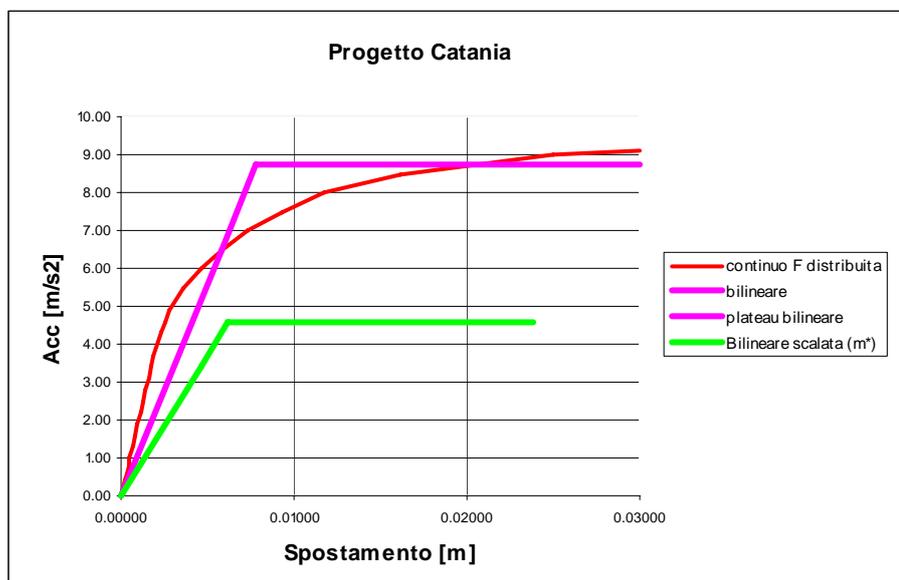


Fig 6.12 – Bilineare equivalente ridotta con  $\Gamma$  e  $m^*$ .

## 6.4.2 Spettri di Domanda

Si vuole ora determinare lo spettro (elastico ed anelastico) relativo a due diversi eventi sismici: un terremoto di scenario determinato dalla classificazione sismica della zona in cui si trova l'edificio oggetto di studio e un terremoto comparabile con l'evento distruttivo del 1693.

La normativa introdotta dalla regione Sicilia ad inizio del 2004 suddivide il territorio dell'isola in quattro zone sismiche sulla base di analisi che tengono conto anche degli effetti massimi attesi:

- le aree in Zona 1 - effetti massimi più elevati - comprendono l'area dello stretto di Messina e la zona del Belice.
- Quasi tutto il resto della Sicilia si trova in Zona 2;
- Parte del settore centro-meridionale dell'isola ricade in zona 3 o 4, cioè a basso rischio sismico.
- Limitatamente alle strutture strategiche come ospedali, scuole ecc., l'intero settore della Sicilia orientale viene considerato in zona sismica 1.

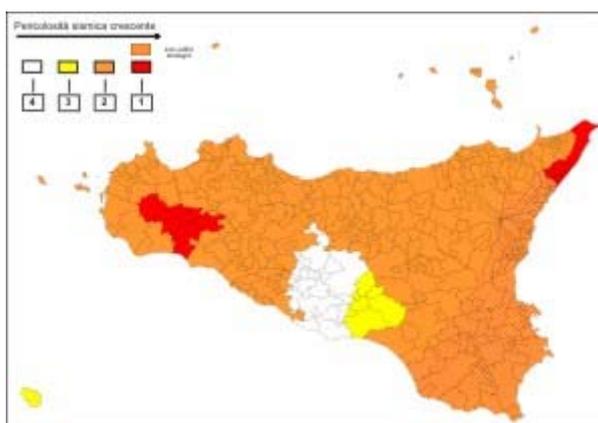


Fig 6.13 – Classificazione sismica Regione Sicilia

I terremoti più forti di tutta la regione e dell'intero territorio italiano avvengono nella zona orientale. Qui si sono verificati gli eventi sismici del 1169 e 1693, con epicentro

lungo la fascia costiera tra Siracusa e Catania, che hanno provocato distruzioni nell'area iblea e nel catanese, e quello del 1908, con epicentro nello Stretto di Messina, che ha provocato ampie devastazioni nella Sicilia nord-orientale e nella Calabria meridionale.



Fig 6.14 – Evento sismico del 1693.

In entrambe le aree si sviluppano importanti sistemi di faglie attive capaci di generare terremoti di Magnitudo superiore a 7 che fortunatamente avvengono raramente, cioè con periodi di ritorno di alcune centinaia di anni.

Il terremoto del 1693 di intensità massima pari al grado XI° MCS colpì, in due riprese, il 9 e 11 gennaio (di magnitudo rispettivamente 6.0 e 7.1), un territorio vastissimo della Sicilia. Gli effetti furono catastrofici in circa 40 località della Val di Noto. I danni si estesero sino a Palermo, alla Calabria meridionale ed a Malta; la scossa principale fu fortemente avvertita anche a Trapani, in Calabria settentrionale ed in Tunisia.

Catania fu totalmente distrutta, così come la maggior parte delle località del versante orientale dell'Etna e degli Iblei; Siracusa e Ragusa ebbero gravissimi danni. Le vittime del terremoto furono circa 60.000, di cui 12.000 solo a Catania. Molte località furono ricostruite in sito diverso. Ci furono forti sconvolgimenti del suolo in un'area molto vasta e si osservarono effetti di maremoto (onde di tsunami) su tutta la costa orientale dell'isola tra Messina a Siracusa. Il periodo sismico si protrasse per 2 anni.

Partendo dalle considerazioni sopra riportate e dagli spettri di risposta di spostamento ed accelerazione (si tratta in realtà di pseudo-accelerazione) presenti in normativa è stato possibile costruire un unico diagramma rappresentativo della domanda dei terremoti considerati. Tale diagramma è detto "Spettro della domanda": in ascissa è riportato lo spettro di risposta di spostamento, mentre in ordinata lo spettro di accelerazione.

E' stato dapprima ricavato lo spettro da normativa relativo ai seguenti parametri:

<b>Zona</b>	<b>A<sub>g</sub></b>	<b>S</b>	<b>T<sub>b</sub></b>	<b>T<sub>c</sub></b>	<b>T<sub>d</sub></b>	<b>η</b>
2	0,25	1,00	0,15	0,40	2	1
2	0,25	1,25	0,15	0,50	2	1
2	0,25	1,35	0,20	0,80	2	1

**Tab 6.4 – Parametri per la determinazione dello spettro relativo al terremoto di scenario.**

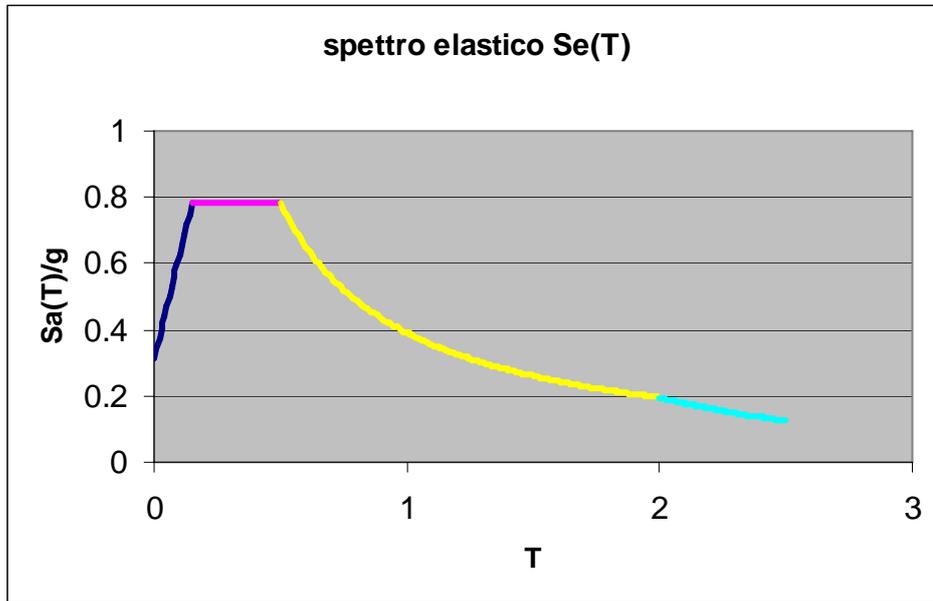


Fig 6.15 – Spettro Elastico – Zona 2 – Terreno B – C – E .

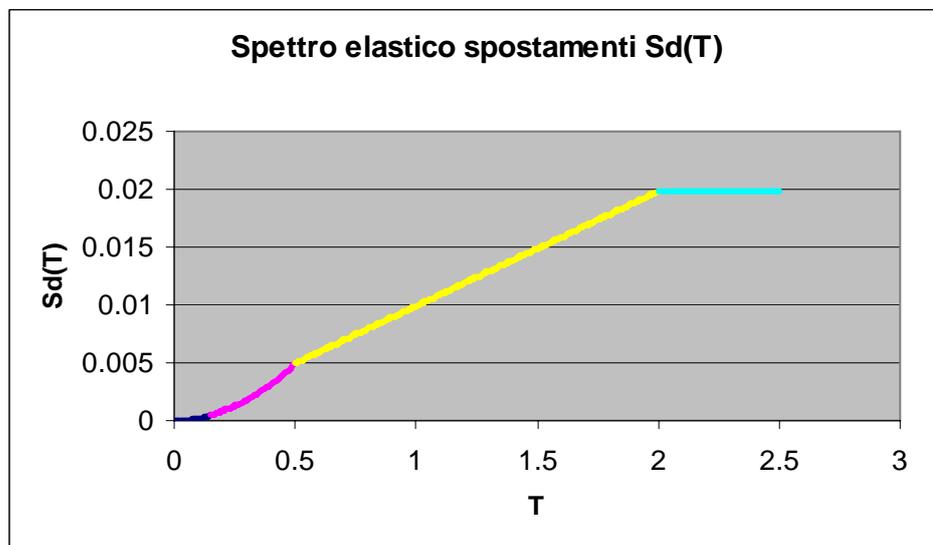


Fig 6.16 – Spettro Elastico Spostamenti – Zona 2 – Terreno B – C – E .

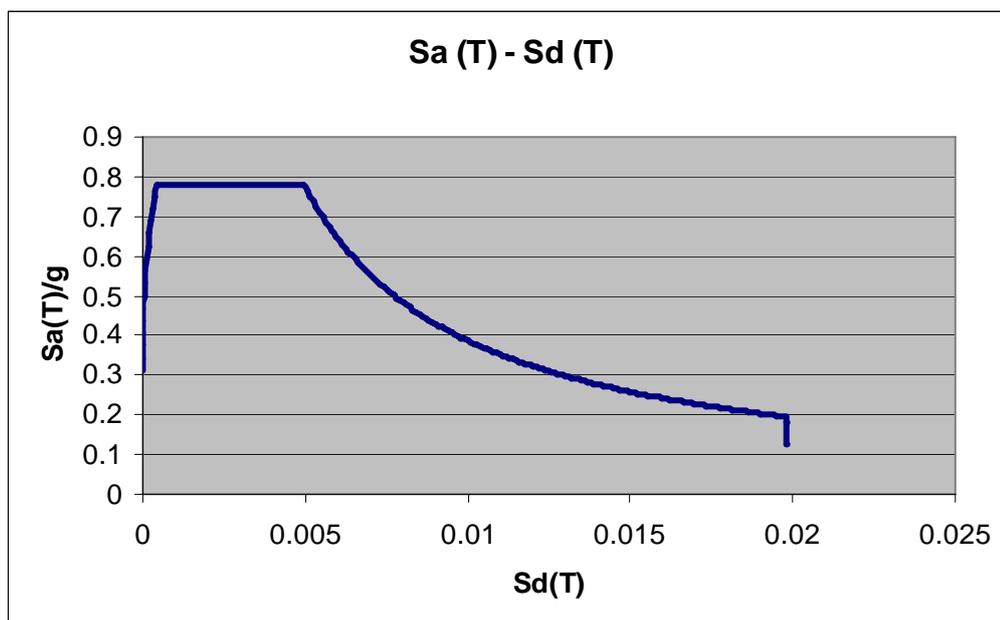


Fig 6.17 – Spettro della domanda – Zona 2 – Terreno B – C – E .

Come esposto nel paragrafo 6.2 tali spettri elastici devono essere opportunamente ridotti poiché, per effetto dell'entrata in campo non lineare, la struttura è maggiormente in grado di dissipare energia.

Il valore dello spettro anelastico di accelerazione si può calcolare a seconda del valore di  $T^*$  (ovvero valutando se si tratta di strutture flessibili o rigide, si avrà uno spostamento uguale a quello di una struttura elastica di pari periodo o ridotto secondo l'equivalenza delle aree), ottenendo infine il valore di  $d_{max}^*$ , il massimo spostamento richiesto al sistema equivalente normalizzato; lo spostamento previsto sul sistema di partenza sarà  $d_{max} = \Gamma d_{max}^*$ .

Si è calcolato il valore di  $T^* = 0,1878$  che risulta quindi minore di  $T_c$  utilizzando pertanto il metodo dell'uguaglianza dell'energia per la determinazione di  $R_\mu$ , fattore riduttivo degli spettri elastici.

Ricavato il valore di  $R_\mu$  pari a 1,5634 sono stati determinati gli spettri anelastici per i casi in esame.

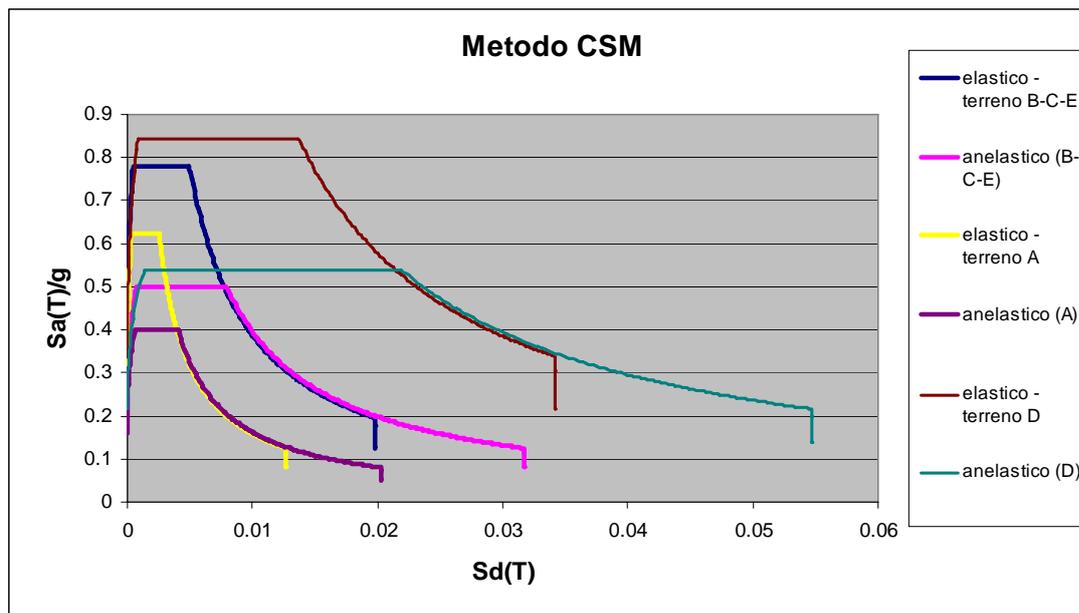


Fig 6.19 – Spettri della domanda elastici e ridotti.

La figura sopra mostra gli spettri elastici e anelastici ridotti tramite il coefficiente  $R$ , rispettivamente per la zona 2, considerando le tre diverse tipologie di terreno indicate in normativa: A, B-C-E, D.

### 6.4.3 Valutazione di vulnerabilità sismica.

Con l'ausilio delle suddette metodologie semplificate di analisi della risposta sismica degli edifici, può essere impostata una procedura per la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture. La definizione di un parametro di vulnerabilità, come definito in questo paragrafo, consente sia di stabilire in senso assoluto il fatto che una struttura sia o meno adeguata sismicamente (con riferimento alle prescrizioni di uno specifico codice normativo), che di mettere a punto, in senso relativo, una scala di priorità da prevedere per gli interventi di adeguamento sugli edifici che manifestino un grado di vulnerabilità maggiore.

Dal confronto tra la domanda del terremoto, rappresentata attraverso gli spettri di risposta di accelerazione elastici e anelastici, e la capacità della struttura

(curva di capacità scalata) è possibile determinare il Performance Point ovvero la capacità della struttura rapportata alla domanda di spostamento del sisma.

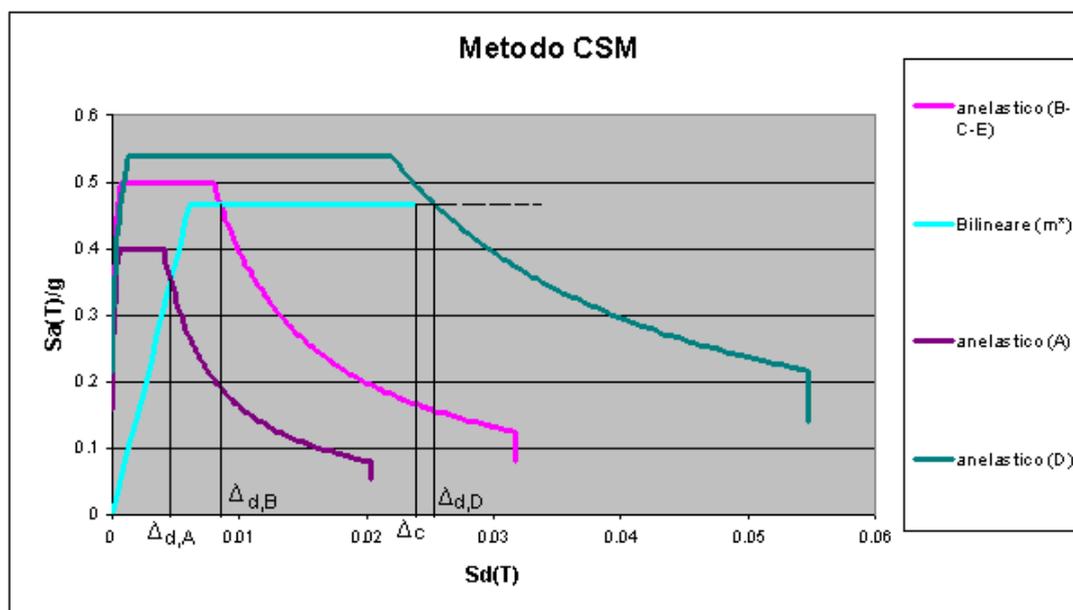


Fig 6.20 – Confronto fra Spettri della domanda e Spettro di Capacità.

Dal Grafico sopra e dall'intersezione fra i diversi spettri si ricavano i seguenti parametri:

Δ <sub>c,2B</sub>	Δ <sub>d,2A</sub>	Δ <sub>d,2B-C-E</sub>	Δ <sub>d,2D</sub>
0,02379 m	0,004561 m	0,008552 m	0,02517

Fig 6.5 – Valori della domanda di spostamento e della capacità di spostamento.

Utilizzando le grandezze introdotte sopra, dal confronto fra domanda di spostamento e capacità di spostamento, si può introdurre il seguente Parametro di Vulnerabilità :

$$V_{DSP} = \frac{\Delta_d}{\Delta_c}$$

la cui eccedenza rispetto all'unità è indice del grado di inadeguatezza.

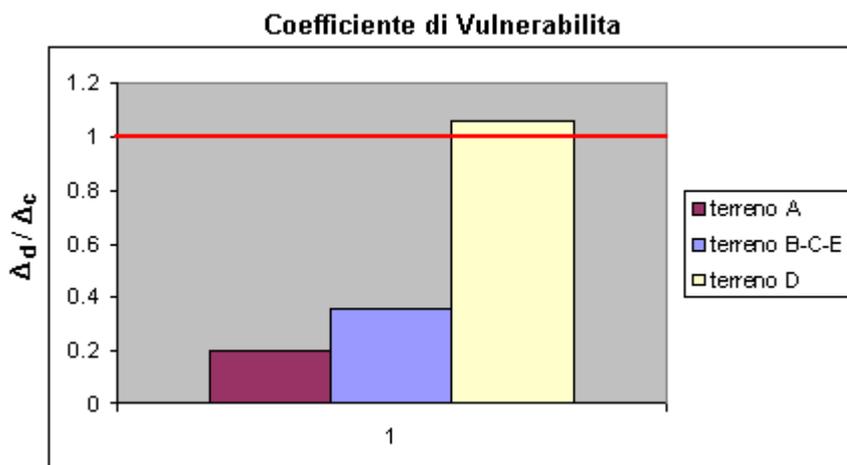


Fig 6.21 – Parametro di Vulnerabilità sismica nei due casi esaminati.

Le analisi proposte mostrano che il parametro di vulnerabilità assume nel caso del terremoto di scenario in Zona 2 – Terreno A un valore inferiore all'unità ( $V_{DSP} = 0,191$ ) così come nel caso di Zona 2 e terreno B-C-E ( $V_{DSP} = 0,359$ ), mentre nel caso del terremoto sul suolo di tipo D un valore superiore a 1 ( $V_{DSP} = 1,058$ ), mostrando la non adeguatezza della struttura per un evento sismico che si verifichi su un terreno definito nell'ordinanza come deposito granulare sciolto o poco addensato, oppure coesivo, poco o mediamente consistente. Si nota qui come il terremoto di Catania del 1693 mostri un valore di PGA di circa 0,5 - 0,6g, superiore quindi a quello considerato per la definizione degli spettri di normativa (0,25g); pertanto sotto tale sisma la struttura mostra una vulnerabilità molto elevata, ricordando che, comunque, eventi sismici di questo tipo hanno un periodo di ritorno di diverse centinaia di anni.

## **BIBLIOGRAFIA**

### **Publicazioni**

[P1] “A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings” – A. Brencich, L. Gambarotta, S. Lagomarsino. – 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake engineering. 1998 Balkema, Rotterdam.

[P2] “An experimental and theoretical investigation of the stresses and deflections in Model Cross-wall structures.” – U. C. Kalita, A. W. Hendry. Proceedings of the second international Brick masonry conference held in Stoke on Trent, England, April 12-15, 1970.

[P3] “Analisi non lineare di edifici in muratura con il programma Tremuri” – S. Cattari, A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna. – XI Congresso Nazionale “L’ingegneria sismica in Italia”, Genova 25-29 Gennaio 2004.

[P4] “Analisi strutturale degli edifici in muratura secondo la nuova normativa sismica: guida all’applicazione di un Software dedicato.” – Convegno – Aedes Software. Ancona 4 aprile 2007.

[P5] “Analyses of a two-story Unreinforced Masonry Building” – Tianyi Yi , J. Struct. Engrg. 132, 653 (2006).

[P6] “Analysis and modelling of the in-plane shear behaviour of hollow brick masonry panels.” – A. Gabor, E. Ferrier, E. Jacquelin, P. Hamelin. – Construction and building Materials 20 (2006).

[P7] “Analyses of repair and maintenance of a masonry wall.” – G.C. Beolchini, F. Grillo, G. Valente. – Stremah 97. 25-27 july 1997. San Sebastian, Spain.

[P8] “Aspetti critici dell’applicazione dell’analisi statica non lineare per gli edifici in muratura” – M. Mezzi e R. Gubbiotti – Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.

[P9] “Behaviour of masonry structures during the Bhuj earthquake of January 2001” – K.S. Jagadish, S.Raghunath, K.S. Nanjunda Rao. – Proc. Indian Acad. Sci. 112. No 3, September 2003, pp. 431-440.

[P10] “Cyclic behaviour of tuff masonry walls under horizontal Loadings” – G. Faella, G. Manfredi, R. Realfonzo. – Department of Civil Engineering . Univ of Saskatchewan Saskatoon, Canada, June 1992.

[P11] “Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames” – T. Salonikios, C. Karakostas, V. Lekidis, A. Anthoine. – Engineering Structures 25 (2003) 1515-1523.

[P12] “Comparison of numerical prediction with tests for brick masonry” – C. Gavarini, F. Mollaioli, G. Valente. – Third international symposium on computer methods in Structural Masonry. 19-25 April 1995 Lisbon, Portugal.

[P13] “Comportamento di pannelli in muratura ben organizzata” – N. Augenti, P. Clemente, A. Marano. – Costruire in Laterizio. No 58/97.

[P14] “Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications” – L. Gambarotta and S. Lagomarsino – Earthquake engineering and structural dynamics, vol. 26, 441-462 (1997)

[P15] “Experimental and analytical investigation into crack strength determination of infilled steel frames.” – H.A. Moghadam, M. Gh. Mohammadi, M. Ghaemian. – Journal of constructional steel research 62 (2006) – 1341-1352.

- [P16] “Failure mechanisms of polymer-reinforced concrete Masonry walls subjected to blast” – J.S.Davidson, J.W.Fisher, M.I.Hammons, J.R.Porter, R.J. Dinan. – Journal of structural engineering, ASCE, August 2005.
- [P17] “Homogenised limit analysis of masonry walls: structural examples” – G. Milani, P.B. Lourenco, A. Tralli. – Computer and Structures, 84 (2006) 181-195.
- [P18] “Il comportamento sismico delle strutture in muratura” – A. Cubana. Dipartimento di Ingegneria Civile – Università di Udine.
- [P19] “In-plane seismic response of brick masonry walls.” - G. Magenes, G. M. Calvi - Earthquake engineering and structural dynamics, Vol 26, 1091-1112 (1997).
- [P20] “Indagini e interventi di consolidamento di strutture in muratura in zona sismica” – Corso di aggiornamento professionale. Bologna – Aprile 2007. Ing. Alessandro Uberti.
- [P21] “Large scale testing of a two story URM structure” – Ph.D. dissertation, Georgia Institute of technology, Atlanta.
- [P22] “Lateral load tests on a two-story Unreinforced Masonry Building” – Tianyi Yi – J. Struct. Engrg. 132, 643 (2006).
- [P23] “Measured Seismic Behavior of a two story masonry building” – G.R. Kingsley, G. Magenes, G. M. Calvi. – Worldwide Advances in Structural Concrete and Masonry 1996 – ASCE 1996.
- [P24] “Numerical Modeling of unreinforced masonry building.” – C. Gavarini, F. Mollaioli, G. Valente. 7<sup>th</sup> International Conference – Computational Methods and experimental measurements. 16-18 May 1995 Capri. Italy.

[P25] “Problems and certainties in the experimental simulation of the seismic response of MDOF structures.” – G. M. Calvi, G. R. Kingsley, *Engineering Structures*, Vol. 18, No. 3 pp. 213-336.

[P26] “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.

[P27] “Progettazione di strutture in muratura in zona sismica” – Prof. Ing. Andrea Benedetti. Dip. DISTART, Univ. di Bologna.

[P28] “Seismic evaluation and rehabilitation of masonry buildings.” – G. M. Calvi, Guido Magenes. – Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università di Pavia, Italy.

[P29] “Seismic testing of a full scale, two story masonry building: test procedure and measured experimental response.” – Experimental and Numerical investigation on a brick masonry building prototype. Rep. No. 3.0, GNDT, Pavia, Italy.

[P30] “Some experimental results on the strength of brick masonry walls.” – V. Turnsek, F. Cacovic. Ljubljana, Yugoslavia.

[P31] “Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura” – D. Benedetti, M. Tomasevic. – *Ingegneria Sismica*, Anni I, n. 0. 1984.

[P32] “Testing of masonry structures for seismic assessment” – G.M. Calvi, G.R.Kingsley, G.Magenes. *Earthquake Spectra*. February 1996. Volume 12, Issue1, pp. 145-162.

[P33] “Un modello di danno per le murature” – R. Luciano e E. Sacco – Dipartimento di Ingegneria Industriale, Università di Cassino.

[P34] “Un modello reticolare per l’analisi non lineare di edifici in muratura.” Prof. Ing. P. Lenza, DAPS Università di Napoli Federico II – Ingegneria Sismica, 1/1989.

[P35] “Un semplice macro-elemento per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in muratura.” – Ivo Calaiò, Massimo Marletta e Bartolomeo Pantò. Dipartimento di ingegneria Civile e Ambientale, Università di Catania.

[P36] “Valutazione della sicurezza sismica di edificio esistenti a fini preventive: gli interventi di miglioramento e di adeguamento.” – Prof. Sergio Lagomarsino. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Genova.

[P37] “Verifica di resistenza sismica negli edificio in muratura: seguendo le nuove tendenze” – Miha Tomazevic – Rivista Murature Oggi, No 60 , Settembre 1998.

### **Libri di Testo**

[T1] “Edifici in muratura e nuova normativa sismica: l’analisi Pushover come evoluzione del metodo Por.” – Ing Francesco Pugi – Alinea Editrice, 2006.

[T2] “Il calcolo sismico degli edificio in muratura” – Nicola Augenti – Nuova edizione – 2004.

[T3] “L’edificio antisismico in muratura” – Luigi Tomaselli; presentazione di Sergio Lagomarsino. Genova. Vitali e Ghianda, 2000.

[T4] “Meccanica delle murature” – Theodosios P. Tassios. Napoli : Liguori, 1988.

[T5] “Progetto di strutture in muratura.” – A. W. Hendry, B.P. Sinha, S.R. Davies. – Bologna: Pitagora, 2002.

[T6] “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings” – T. Paulay , M.J.N. Priestley.

[T7] “Tecnologie di consolidamento delle strutture murarie” – Luigi Caleca, Antonio De Vecchi – D. Flaccovio 1990.

[T8] “Teoria degli edifici.” Vol 3. – Ghersi Aurelio, Lenza Pietro. Liguori Editore. 1988.

### **Normative**

[N1] Decreto 20 Novembre 1987. “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”

[N2] Eurocodice 6 : Progettazione delle strutture di muratura – Parte 1-1 regole generali per gli edifici – Regole per la muratura armata e non armata - UNI ENV 1996-1-1.

[N3] Ordinanza 3431 – Testo integrato dell’allegato 2 – Edifici – all’ordinanza 3274 come modificato dall’ OPCM 3431 del 3/5/05. “Norme tecniche per il progetto, la valutazione, e l’ adeguamento sismico degli edifici.”

### **Manuali**

[M1] “Theoretical Manual” – Theoretical background to the Strauss7 finite element analysis system.

[M2] Il modello tremuri: riferimenti teorici. – STA Data.