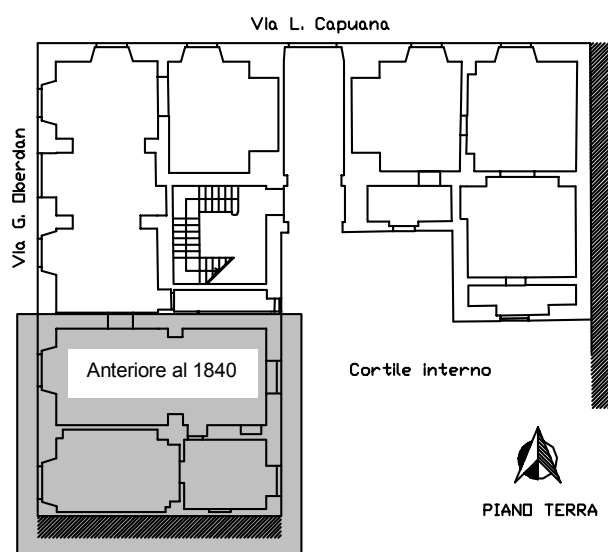


## 9. ANALISI DI ALCUNE PARETI IN UN EDIFICIO STORICO UNIVERSITÀ DI GENOVA

*A. Brencich<sup>1</sup>, L. Gambarotta<sup>1</sup>, S. Lagomarsino<sup>1</sup>*

### 9.1 Premesse

L'edificio di via Capuana 32 rappresenta il blocco terminale di una palazzata posta tra via Oberdan e via Verdi; è costituito da un nucleo più antico, edificato prima del 1840, cui è stato addossato un nucleo più recente e che corrisponde alla testata prospiciente 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.



*Fig. 9.1 - Pianta generale dell'edificio di via Capuana 32.*

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 capitolo, tuttavia, si analizzeranno le risposte delle pareti resistenti nel loro piano, assumendo che il ribaltamento sia

---

<sup>1</sup> *Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Genova*

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 Fig. 9.1 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; poiché il rilievo non si è esteso a tutta questa porzione di edificio, le pareti resistenti sono state individuate nella parte più recente e sono indicate in pianta Fig. 9.2, mentre la loro geometria completa è rappresentata nelle Figg. 9.3, 9.4 e 9.5.

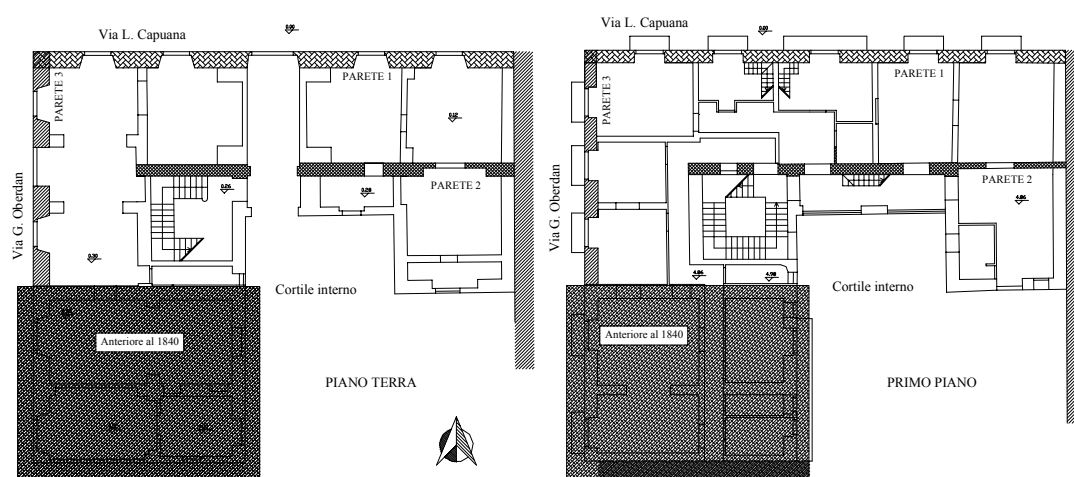


Fig. 9.2 - Individuazione in pianta delle pareti resistenti dell'edificio di via Capuana 32.

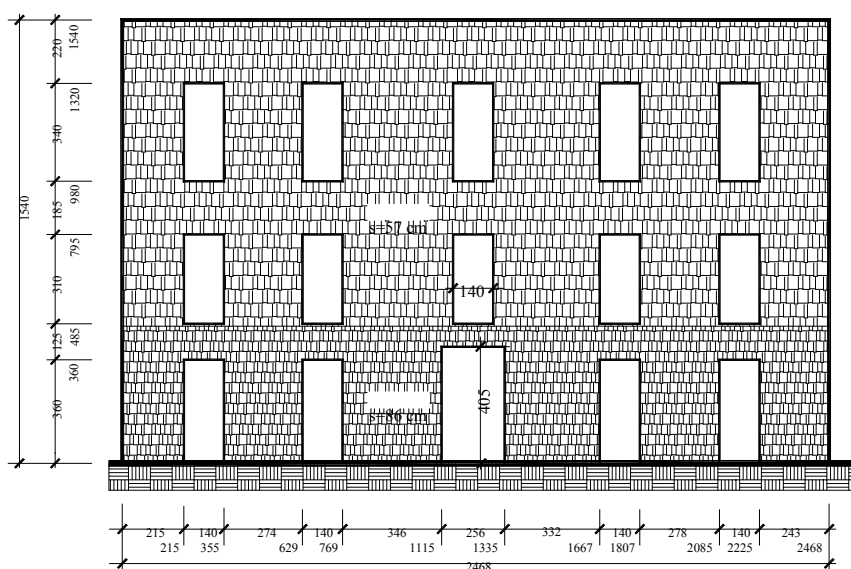


Fig. 9.3 - Parete 1.

Due delle pareti resistenti sono collocate sul perimetro esterno: la parete 1 è il prospetto in fregio alla via Capuana, mentre la parete 3, prospiciente la via Oberdan, è arrestata al limite della 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. La muratura perimetrale prospiciente il cortile interno, indicata come parete 2, è stata scelta per poter quantificare l'effetto di una distribuzione irregolare di aperture sulla risposta complessiva della parete. L'apertura di finestre e porte in epoca successiva alla costruzione dell'edificio ha trasformato questa parete in un insieme di elementi murari di spessore differente, con snellezze estremamente differenziate; la sua analisi di dettaglio può consentire di determinare quello che può essere il contributo di questo tipo di strutture alla resistenza complessiva o, per converso, l'effetto di bucatore successive in edifici in muratura.

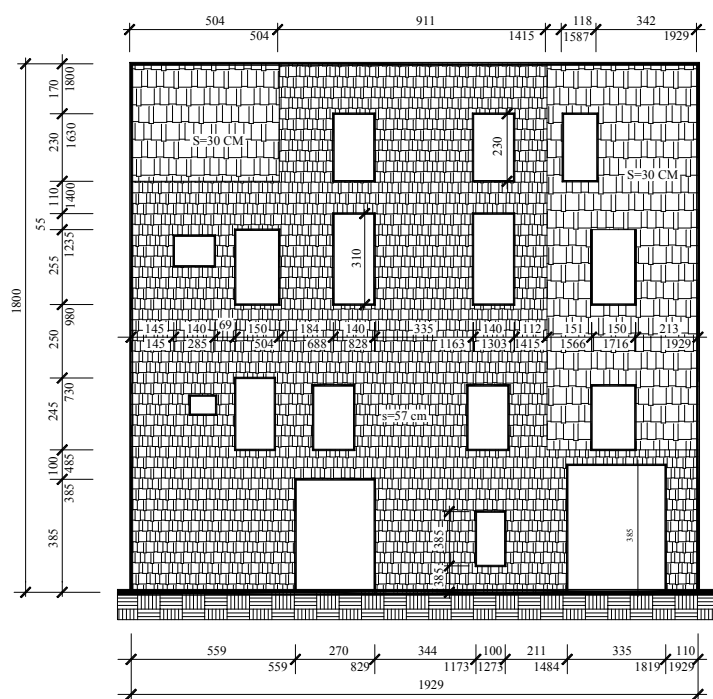


Fig. 9.4 - Parete 2.

Per le tre pareti oggetto di analisi, le caratteristiche geometriche rilevanti ai fini dell'interpretazione della risposta strutturale, sono riassunte nella Tab. 9.1. La snellezza degli elementi strutturali è definita come rapporto tra l'altezza dello elemento strutturale e la sua larghezza di base.

Si tratta di pareti di dimensioni contenute, con tre soli livelli, in cui approssimativamente 1/5 della superficie è interessata dalle aperture. La prima e la terza parete differiscono per le dimensioni generali e sono accomunate da una

perfetta simmetria; la seconda parete, caratterizzata da una forte asimmetria e da una marcata irregolarità geometrica, è stata scelta per individuare le differenze nei meccanismi di collasso che possono insorgere per effetto di irregolarità geometriche.

La seconda parete, in particolare, rappresenta una situazione strutturale piuttosto frequente, in cui ripetuti rimaneggiamenti e adeguamenti a mutate esigenze funzionali hanno condotto all'allargamento di aperture esistenti o alla formazione di nuove aperture. Si osservi come sul lato destro della parete sia rimasto un esile maschio murario, assimilabile piuttosto ad un pilastro in muratura.

Tab. 9.1: Dati geometrici rilevanti ai fini dell’analisi strutturale delle tre pareti.

|          | Snellezza            |               |         |            |         |             |         | Aperture % |
|----------|----------------------|---------------|---------|------------|---------|-------------|---------|------------|
|          | globale della parete | delle mensole |         | dei maschi |         | delle fasce |         |            |
|          |                      | minima        | massima | minima     | massima | minima      | massima |            |
| Parete 1 | 0.62                 | 4.19          | 7.37    | 0.71       | 1.67    | 0.64        | 1.75    | 19.5       |
| Parete 2 | 0.93                 | 3.22          | 9.84    | 0.80       | 3.95    | 0.56        | 1.50    | 19.6       |
| Parete 3 | 1.29                 | 7.52          | 9.44    | 1.47       | 2.14    | 0.58        | 1.04    | 21.6       |

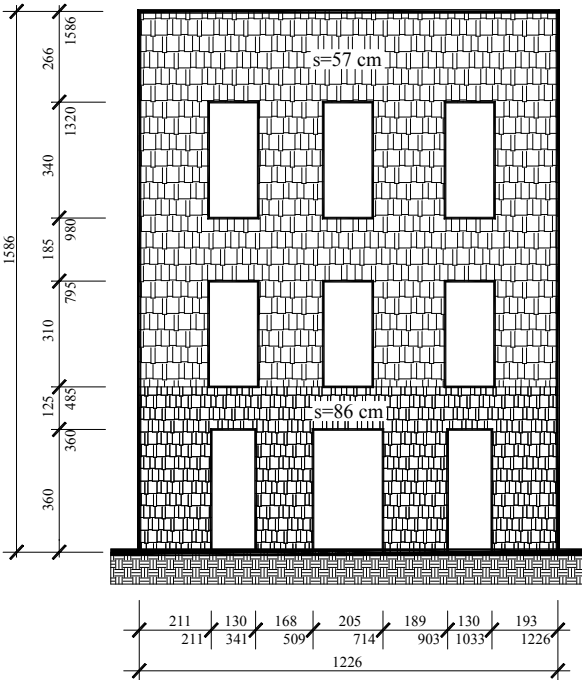


Fig. 9.5 - Parete 3.

Le forze orizzontali imposte alle pareti al livello dei singoli orizzontamenti, assunte equivalenti all'azione sismica, sono state valutate mediante la normativa sismica italiana, D. M. LL. PP. 16 gennaio 1996 "*Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica*", nell'ipotesi che le pareti siano collocate in una zona classificata come "*zona sismica di I categoria*" e determinate secondo quanto previsto ai punti C.9.1 e C.9.5.3. Tali forze sono applicate, come per la parete del Capitolo 6, in modo tale da mantenere il rapporto tra le forze di piano costantemente uguale a quello previsto dalla normativa durante tutto il corso della storia di carico. La distribuzione dei carichi e dei sovraccarichi, nonché delle forze statiche equivalenti all'azione sismica, conformemente alla vigente normativa sismica, vengono riportate nella Tab. 9.2.

La risposta strutturale delle tre pareti è stata analizzata mediante dei modelli ad elementi finiti con il materiale costitutivo già impiegato nel Capitolo 6 e descritto nell'Appendice A di quel capitolo.

## 9.2 Modelli ad elementi finiti delle pareti

La modellazione è stata effettuata mediante elementi finiti rettangolari isoparametrici a quattro nodi con dimensioni medie di 25x25 cm, analoghe a quelle già impiegate per la parete del Capitolo 6. La muratura è modellata con i piani di danneggiamento orizzontali ad eccezione degli architravi che sono stati modellati con i piani di scorrimento verticali per rappresentare la reale tessitura di un architrave di mattoni. Poiché nel corpo della muratura sono rappresentati solo i letti di malta orizzontali, le fasce sopra-finestra possono trasmettere dei momenti flettenti alle mensole murarie anche dopo la rottura a taglio (cfr. Capitolo 6).

I parametri meccanici della muratura sono riassunti nella Tab. 9.3, dove  $\tau_{mr}$  e  $\sigma_{mr}$  rappresentano rispettivamente la coesione e la resistenza a trazione del giunto di malta,  $\tau_{br}$  e  $\sigma_{br}$  rappresentano invece la coesione media della muratura e la resistenza a compressione media del blocco di muratura. Il modello costitutivo è stato sviluppato con riferimento ad una muratura con tessitura regolare, come una muratura di mattoni; tuttavia esso è applicabile anche a murature disordinate in cui i blocchi siano più resistenti dei corsi di malta (quindi con esclusione delle murature costruite con calcarenite) in quanto è in grado di rappresentare la tessitura intrinseca a strati orizzontali della muratura, dovuta alle procedure della sua esecuzione. E anche una muratura di pietra lavica, per quanto non sia costituita da blocchi regolari, è comunque una muratura con struttura a stratificazioni orizzontali.

I valori specifici dei parametri meccanici sono stati dedotti anche sulla base di una prova sperimentale condotta all'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Catania su un blocco di muratura di pietra lavica assimilabile a quella delle pareti in considerazione. In particolare, rispetto alla muratura di mattoni, si rileva una riduzione del modulo elastico a taglio dovuto al maggior spessore dei corsi di malta che, nella muratura di pietra lavica, devono compensare l'irregolarità

delle pietre, nonché un valore della coesione ( $\tau_{mr}$ ) nei giunti di malta più elevato per effetto dell'ingranamento delle superfici dei blocchi della muratura.

Tab. 9.2: Distribuzione dei carichi e forze statiche equivalenti per le tre pareti (muratura di pietra lavica,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ).

| <b>Parete 1</b>                | Spess.<br>(cm) | Peso<br>(kN) | Carico solaio<br>(kN) | Carico totale<br>(kN)          | $h_i$ (m) | $\gamma_i^{**}$ | $F_h$ (kN) |
|--------------------------------|----------------|--------------|-----------------------|--------------------------------|-----------|-----------------|------------|
| Livello 1                      | 86             | 1279.0       | 128.7                 | 1491.8                         | 4.85      | 0.538           | 314.6      |
| Livello 2                      | 57             | 1096.3       | 229.2                 | 1325.6                         | 9.80      | 1.088           | 576.9      |
| Livello 3                      | 57             | 548.2        | 240.6                 | 788.8                          | 15.40     | 1.709           | 538.6      |
| $\sum F_v = 3575.2 \text{ kN}$ |                |              |                       | $\sum F_h = 1430.1 \text{ kN}$ |           |                 |            |
| <b>Parete 2</b>                | Spess.<br>(cm) | Peso<br>(kN) | Carico solaio<br>(kN) | Carico totale<br>(kN)          | $h_i$ (m) | $\gamma_i^{**}$ | $F_h$ (kN) |
| Livello 1                      | 57             | 786.9        | 182.0                 | 945.6                          | 4.85      | 0.461           | 174.2      |
| Livello 1' $\diamond$          | 57-30*         | /            | 37.4                  | 37.4                           | 7.25      | 0.689           | 10.3       |
| Livello 2                      | 57-30*         | 691.6        | 231.5                 | 923.1                          | 9.80      | 0.931           | 343.8      |
| Livello 2' $\diamond$          | 57-30*         | /            | 11.2                  | 11.2                           | 12.45     | 1.183           | 5.3        |
| Livello 3                      | 57-30*         | 598.2        | 237.8                 | 806.0                          | 14.00     | 1.330           | 428.8      |
| Livello 4                      | 57-30*         | 270.0        | 177.0                 | 447.1                          | 18.00     | 1.710           | 305.8      |
| $\sum F_v = 3170.4 \text{ kN}$ |                |              |                       | $\sum F_h = 1298.6 \text{ kN}$ |           |                 |            |
| <b>Parete 3</b>                | Spess. (m)     | Peso<br>(kN) | Carico solaio<br>(kN) | Carico totale<br>(kN)          | $h_i$ (m) | $\gamma_i^{**}$ | $F_h$ (kN) |
| Livello 1                      | 0.86           | 626.0        | 113.2                 | 739.2                          | 4.85      | 0.531           | 157.0      |
| Livello 2                      | 0.57           | 480.0        | 122.8                 | 603.2                          | 9.80      | 1.073           | 258.9      |
| Livello 3                      | 0.57           | 290.0        | 120.1                 | 410.8                          | 15.86     | 1.737           | 285.4      |
| $\sum F_v = 1753.2 \text{ kN}$ |                |              |                       | $\sum F_h = 701.3 \text{ kN}$  |           |                 |            |

---


$$^{**} \gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^{n.piani} W_j}{\sum_{j=1}^{n.piani} W_j h_j}$$

\* Spessore differenziato nelle varie parti della parete, cfr. figura 9.4.

$\diamond$  Soppalco

Tab. 9.3: Parametri meccanici del modello numerico.

| Muratura (maschi e fasce di muratura e architravi) |           |                   |                     |       |                   |                     |          |          |           |           |
|----------------------------------------------------|-----------|-------------------|---------------------|-------|-------------------|---------------------|----------|----------|-----------|-----------|
| $G$<br>(MPa)                                       | $E$ (MPa) | $\tau_{mr}$ (MPa) | $\sigma_{mr}$ (MPa) | $\mu$ | $\tau_{br}$ (MPa) | $\sigma_{br}$ (MPa) | $c_{mt}$ | $c_{bn}$ | $\beta_m$ | $\beta_b$ |
| 250                                                | 2500      | 0.2               | 0.1                 | 0.5   | 0.6               | 2.4                 | $1/G$    | $1/E$    | 0.8       | 0.3       |

Il modello costitutivo di muratura, appendice A al Capitolo 6, richiede la definizione di due parametri anelastici,  $c_{mt}$  e  $c_{bn}$ , che definiscano la deformabilità del giunto di malta e della muratura in corrispondenza del carico massimo in rapporto alla deformabilità elastica equivalente, e vengono assunti pari all'inverso dei moduli elastici. Per maggiori dettagli in merito a questa scelta si rimanda al Capitolo 6 e alla relativa appendice.

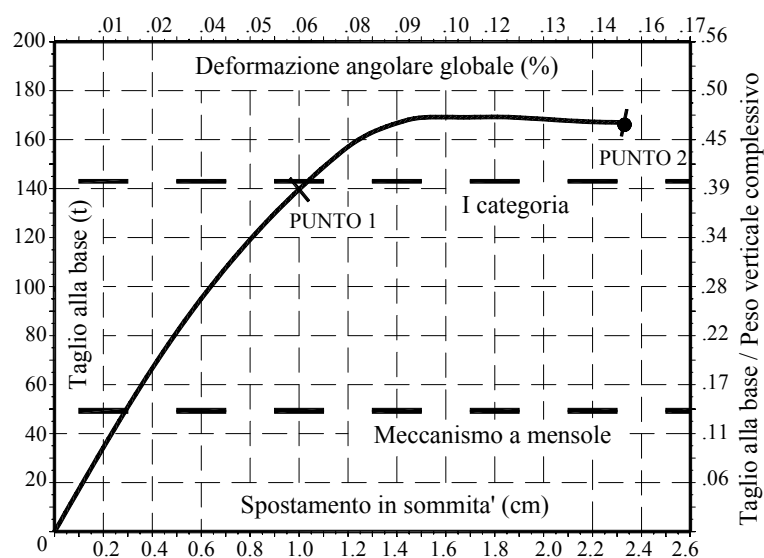
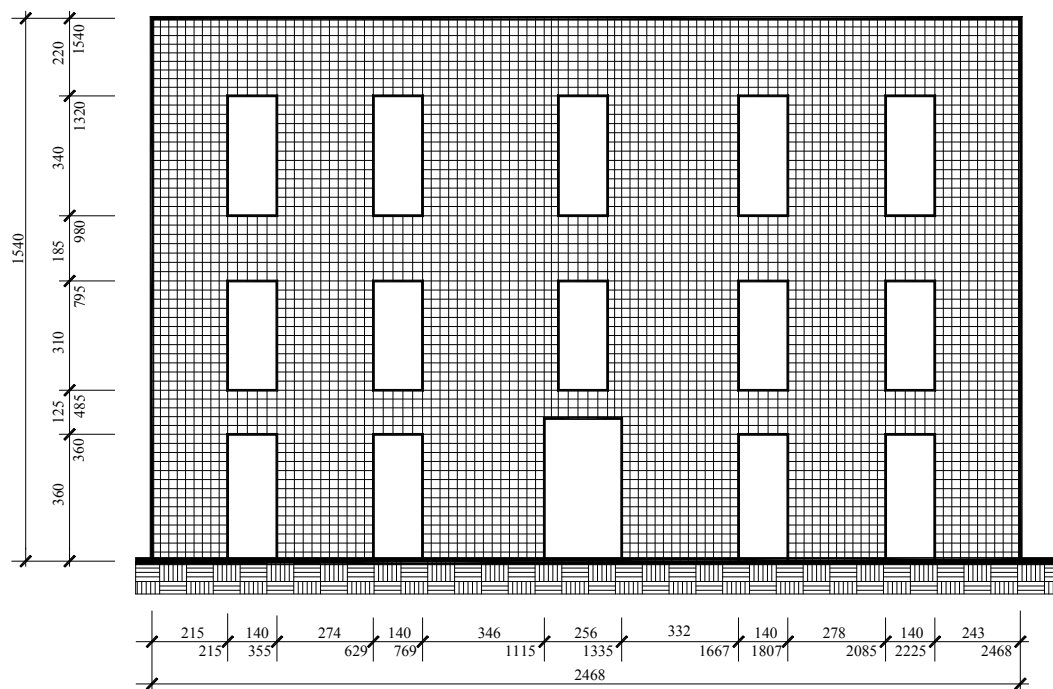
### 9.3 Discussione dei risultati

Di seguito viene discussa la risposta strutturale del modello ad elementi finiti delle tre pareti, insieme ai meccanismi di collasso dedotti da modello teorico.

#### *Parete 1*

In Fig. 9.7 è rappresentato il modello ad elementi finiti della parete 1. Le azioni verticali in fase di esercizio inducono alla base dei maschi murari una tensione di compressione pari a 0.35 MPa allo spiccato fondazione, con punte di 0.45 MPa sotto agli appoggi delle architravi sulla muratura dei maschi; si tratta di tensioni verticali contenute che non determinano alcun danno nei blocchi della muratura né nei suoi giunti di malta.

La risposta della parete alle azioni orizzontali è rappresentata nella Fig. 9.8 diagrammando il taglio alla base in funzione dello spostamento del punto in asse in sommità; vi sono indicati i punti della storia di carico cui si farà riferimento nel seguito, nonché due riferimenti orizzontali che identificano il taglio alla base per un edificio in zona sismica di I categoria (linea tratteggiata superiore) ed il carico di collasso previsto per il meccanismo a mensole indipendenti (Fig. 6.3). La risposta della parete mostra una risposta regolare sino al punto 2 (moltiplicatore di collasso pari a 1.17 volte rispetto al taglio alla base per la zona sismica di I categoria, con una deformazione angolare globale pari a 0.10%) oltre il quale il processo iterativo non risulta più convergente. Il valore limite della resistenza ad azioni orizzontali è superiore a quello richiesto per una zona sismica di I categoria mentre la previsione con meccanismi semplificati di rotazione rigida risulta troppo penalizzante in quanto questa parete manifesta un marcato comportamento “a telaio” nell’ambito dei risultati forniti dal codice di calcolo.



La formazione del meccanismo di collasso può essere individuata dall'evoluzione della deformazione angolare, di quella normale ai giunti di malta, nonché dalla distribuzione della variabile di danno negli stessi giunti di malta, Figg.

9.9 e 9.10. Nel punto 1, in fase pressoché lineare si può osservare che le deformazioni normali positive (di apertura) nei corsi di malta, Fig. 9.9a sono localizzati nello spigolo sopravvento della sezione di base della parete, nonché negli spigoli inferiore destro e superiore sinistro delle aperture; conseguentemente la variabile di danno, pure lontana dalla rottura, denuncia valori significativi in questi stessi punti nonché nelle parti centrali delle fasce sopra-finestra. Si tratta di distribuzioni tipiche di un meccanismo di rotazione delle mensole murarie del tipo di Fig. 6.3 allo stato incipiente: la rotazione rigida delle mensole murarie induce delle forti deformazioni angolari delle fasce sopra-finestra, Fig. 9.9b, che inducono scorrimento nei corsi orizzontali di malta.

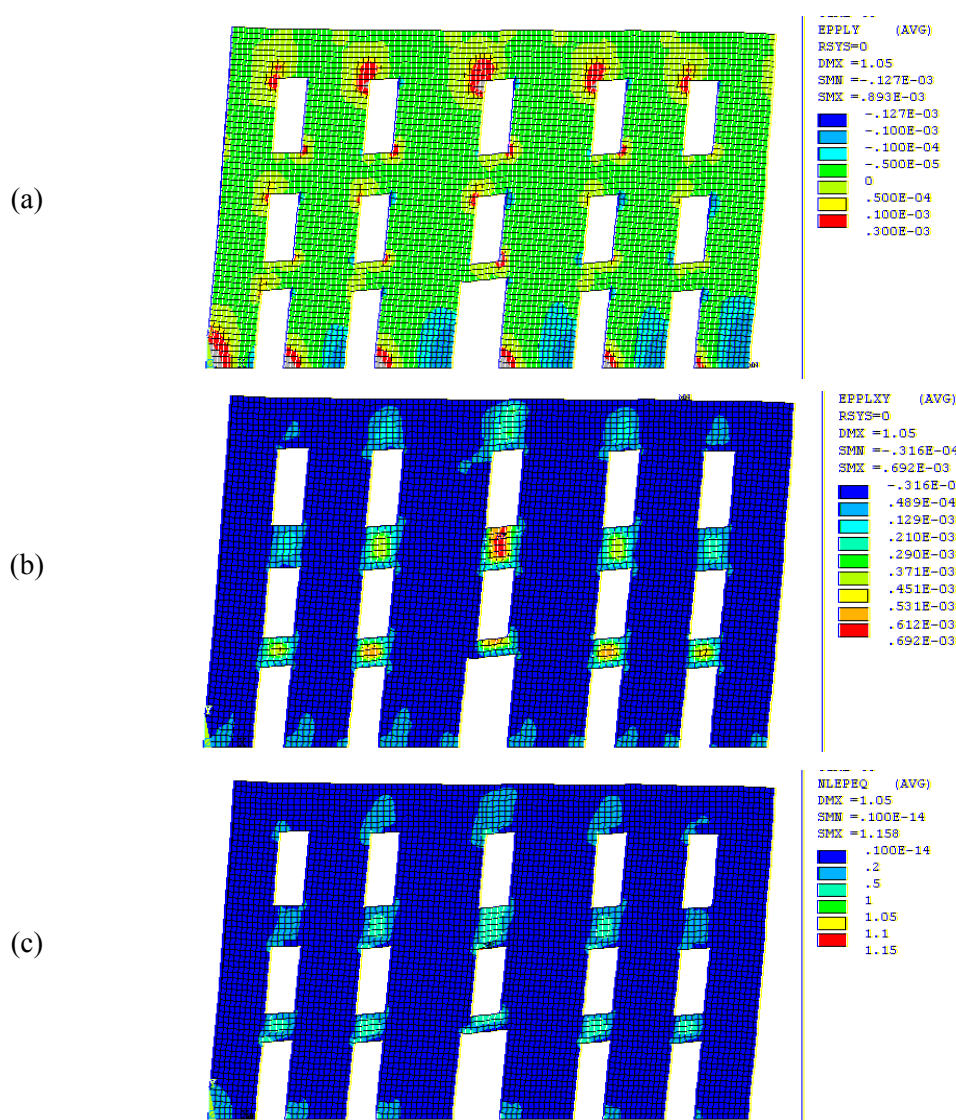


Fig. 9.9 - Parete 1 - Punto 1: Distribuzione delle (a) dilatazioni anelastiche normali ai corsi di malta; (b) deformazioni angolari anelastiche e (c) del danno nei giunti di malta.

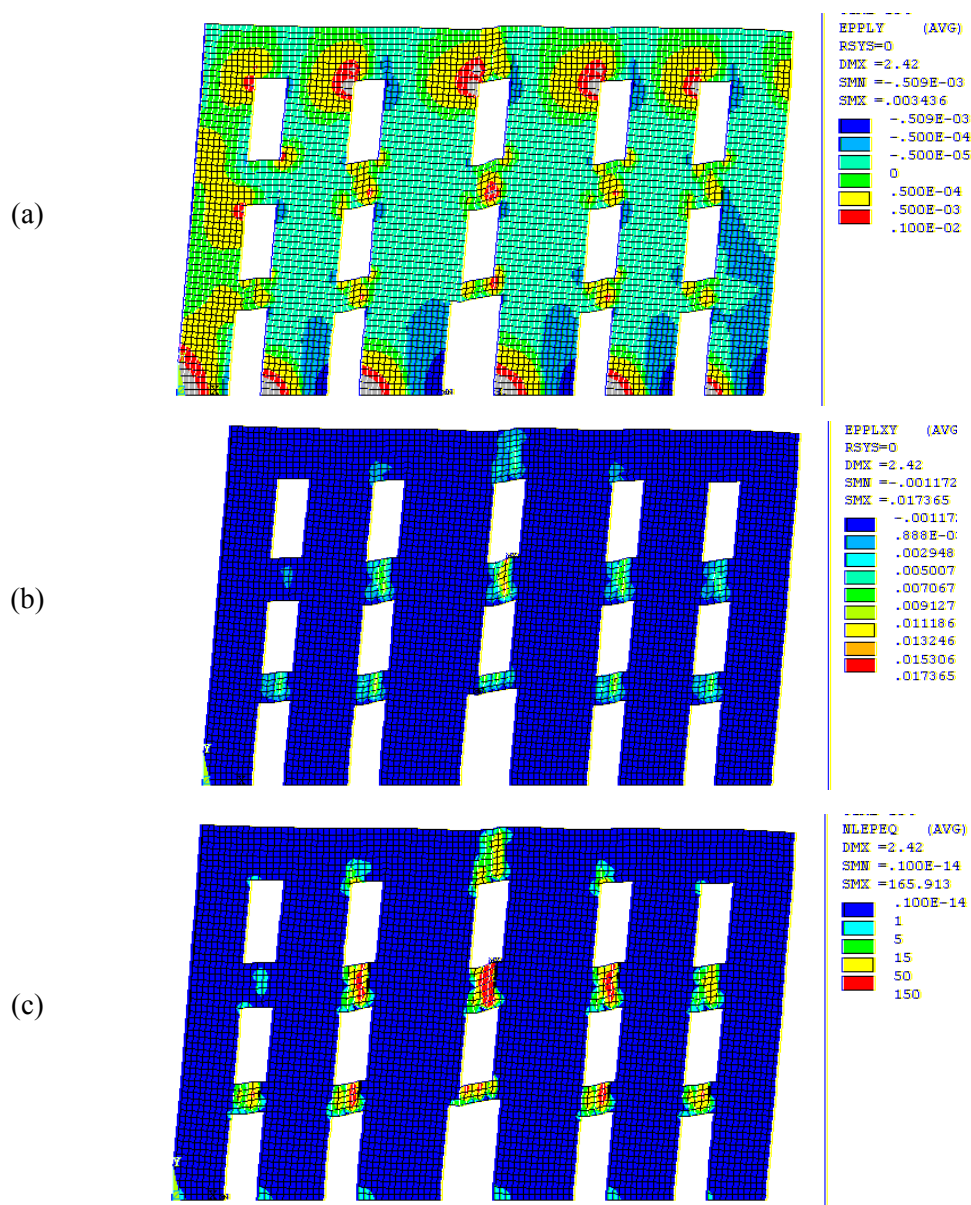


Fig. 9.10 - Parete 1 - Punto 2: (a) deformazioni normali ai corsi di malta; distribuzione delle (b) deformazioni angolari; c) distribuzione del danno nei giunti di malta.

I successivi passi di carico fino al collasso evidenziano la progressione di questo meccanismo. La differenza che emerge rispetto ad un meccanismo del tipo di Fig. 6.3 è dovuta alle fasce di piano del terzo ed ultimo livello, dotate di un'altezza così elevata da prevenire la rottura delle singole fasce. All'ultimo passo la congruenza degli spostamenti verticali della metà destra e della metà sinistra della parete impongono la rottura centrale per taglio di questa fascia di muratura, con sia apertura, Fig. 9.10a, che scorrimento, Fig. 9.10b, dei giunti.

La struttura resistente nella prima fase della storia di carico coinvolge fasce e maschi; la rottura progressiva delle fasce consente la transizione ad un meccanismo di collasso per rotazione rigida dei maschi che viene individuato schematicamente in Fig. 9.11. Tuttavia l'analisi non si può considerare esaustiva in quanto la perdita di convergenza del procedimento iterativo di soluzione oltre il punto 2 non ha consentito di esplorare la fase di *strain softening* che può avvenire in modo regolare o catastrofico.

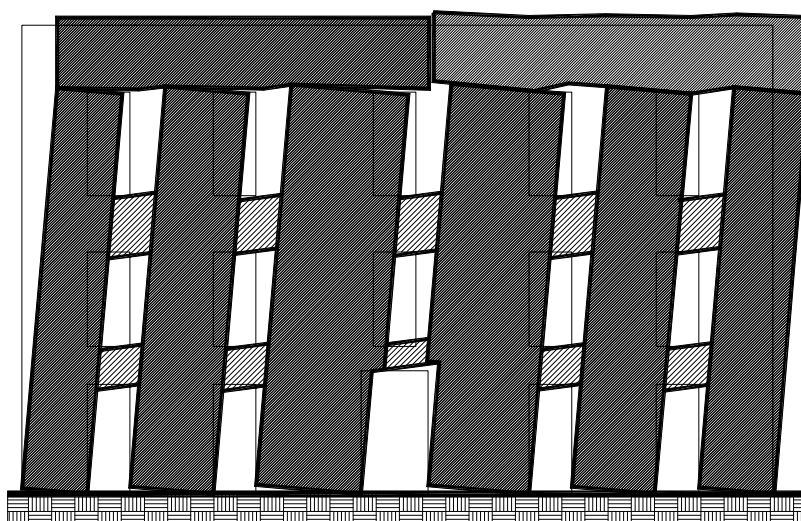


Fig. 9.11 - Parete 1: meccanismo finale di collasso.

## **Parete 2**

Nel modello ad elementi finiti della parete 2, Fig. 9.12, gli architravi al di sopra delle aperture sono stati modellati come elementi elastici in quanto le aperture carrabili sono state realizzate in tempi piuttosto recenti, ed è lecito ritenere che siano sovrastate da architravi in cemento armato o metalliche di resistenza significativa.

La tensione media di compressione è approssimativamente di 1 MPa per effetto dei soli pesi propri ed una frazione pari ad  $1/3$  dei sovraccarichi (Tab. 9.2), valore piuttosto elevato anche se inferiore al valore di rottura assunto pari a 2.4 MPa.

Il diagramma taglio alla base/spostamento in sommità, riportato in Fig. 9.13, evidenzia una risposta fragile della struttura. Nel punto 1, Fig. 9.14, in fase pressoché elastica, la parete presenta solo una rottura localizzata per taglio al livello del piano terreno; a collasso incipiente (Fig. 9.15), punto 2 di Fig. 9.13, la rottura per taglio delle fasce consente d'individuare tre sistemi murari verticali con una tendenza piuttosto chiara alla rotazione rigida attorno ad uno spigolo di base. Tuttavia, prima che il meccanismo di rotazione rigida possa attivarsi completamente, interviene il collasso rotazione del pilastro di muratura del piano terreno (Fig. 9.15). Il

moltiplicatore di collasso rispetto al taglio alla base in zona di I categoria è pari a 0.87 in corrispondenza di una deformazione angolare complessiva pari a 0.10%.

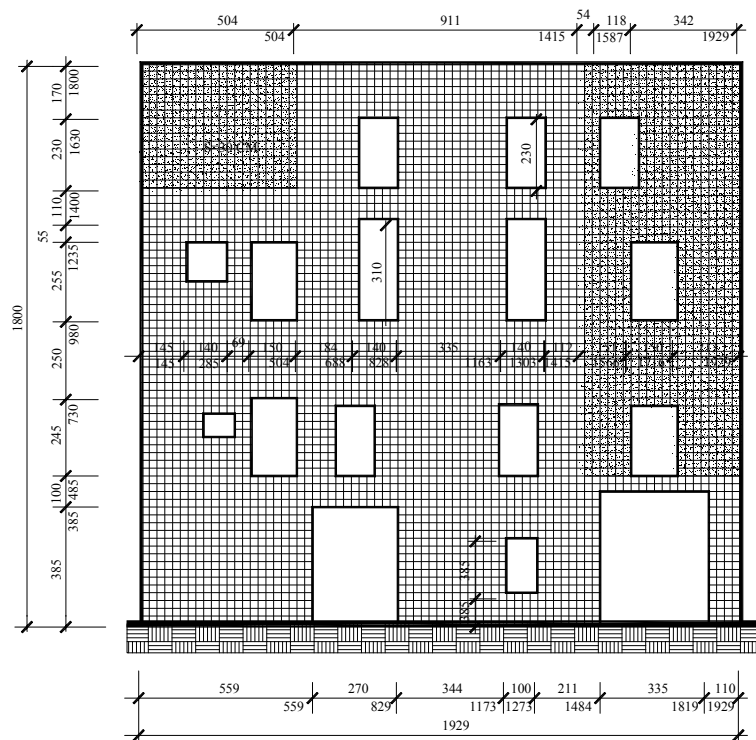


Fig. 9.12 - Parete 2: modello ad elementi finiti e geometria; punteggiata la zona della parete di minore spessore.

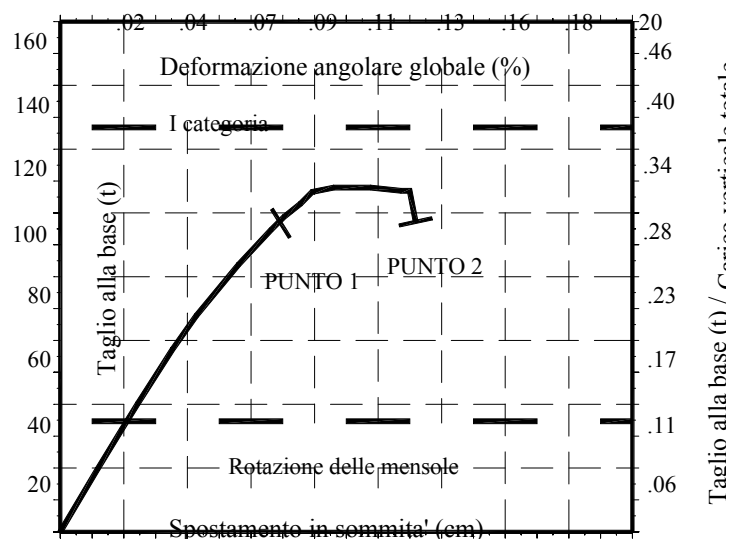


Fig. 9.13 - Diagramma Taglio alla base/Spostamento della parete 2 in sommità.

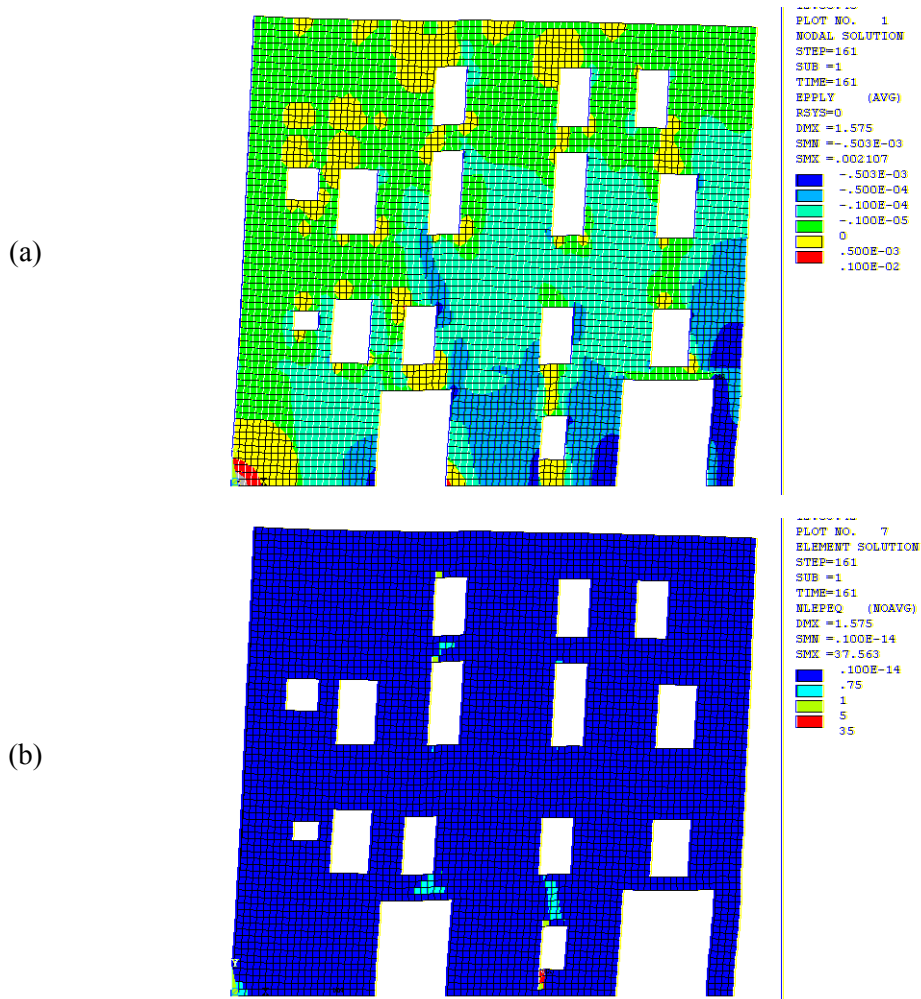


Fig. 9.14 - Parete 2 - Punto 1: (a) deformazioni normali ai corsi di malta; (b) distribuzione del danno nei giunti di malta.

Anche per questa parete la stima con il meccanismo semplificato di Fig. 6.3 risulta troppo cautelativo; la presenza di un elemento strutturale debole (il pilastro sul filo destro) rende fragile la risposta complessiva della parete, arrestando la resistenza ad azioni orizzontali a circa l'85% della resistenza richiesta in zona di I categoria.

In Fig. 9.16 è rappresentato in forma schematica il meccanismo di collasso della parete. Dall'analisi del meccanismo finale di collasso emerge come non tutte le aperture concorrano ad individuare le mensole di muratura: le finestre e le porte sulla sinistra della parete, ad esempio, non sono sufficiente a suddividere il maschio murario individuabile nella metà sinistra della parete.

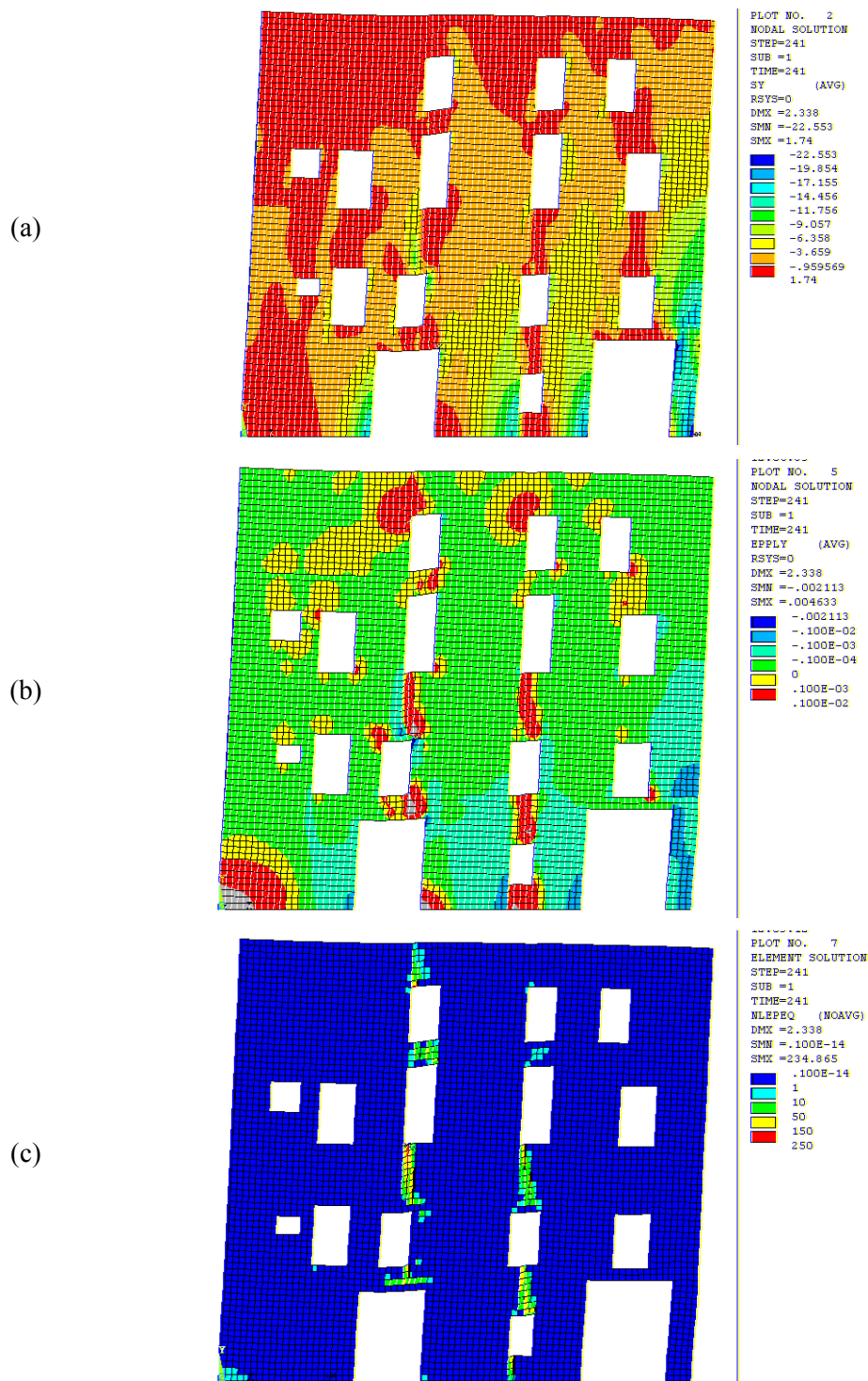


Fig. 9.15 - Parete 2 - Punto 2: (a) distribuzione delle tensioni verticali; (b) deformazioni normali ai corsi di malta; (c) distribuzione del danno nei giunti di malta.

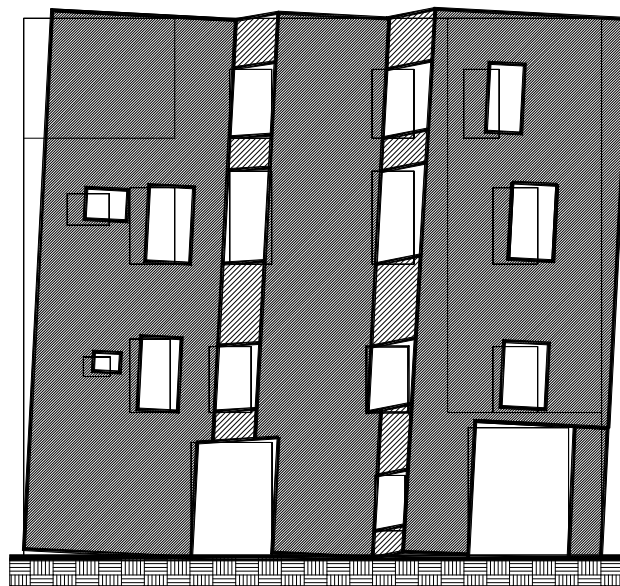


Fig. 9.16 - Meccanismo finale di collasso.

### **Parete 3**

Per effetto dei pesi propri e di una parte dei sovraccarichi accidentali (Tab. 9.2) lo stato di compressione alla base della parete 3 vale al più 0.4 MPa, e raggiunge il valore di 0.5 MPa solo all'appoggio degli architravi.

La risposta della parete è riportata in Fig. 9.18, dove si evidenzia un comportamento già individuato come tipico di altre pareti murarie esaminate: al punto limite segue una fase di *strain-softening* in cui la resistenza tende ad un valore asintoto (punto 2 e fase immediatamente seguente).

Il punto limite (punto 1, Fig. 9.20) evidenzia una risposta simile a quella della parete 1: le fasce sono in parte rotte ( $\alpha > 1$ ) per scorrimento angolare ed in parte in procinto di rompersi, mentre appare evidente la formazione incipiente di un meccanismo di rotazione (rigida) delle mensole murarie segnalato dalle aperture dei giunti di malta in prossimità dello spigolo di base sopravento, nonché degli spigoli inferiore destro e superiore sinistro delle aperture.

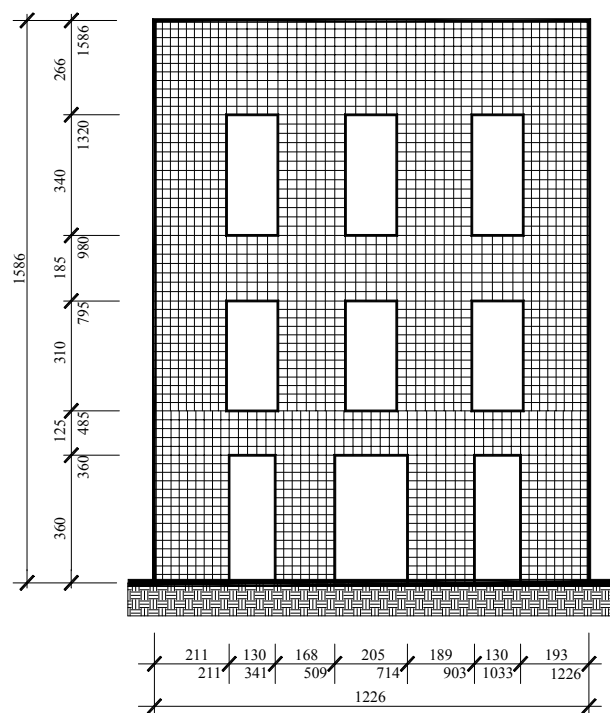


Fig. 9.17 - Parete 3: modello ad elementi finiti e geometria

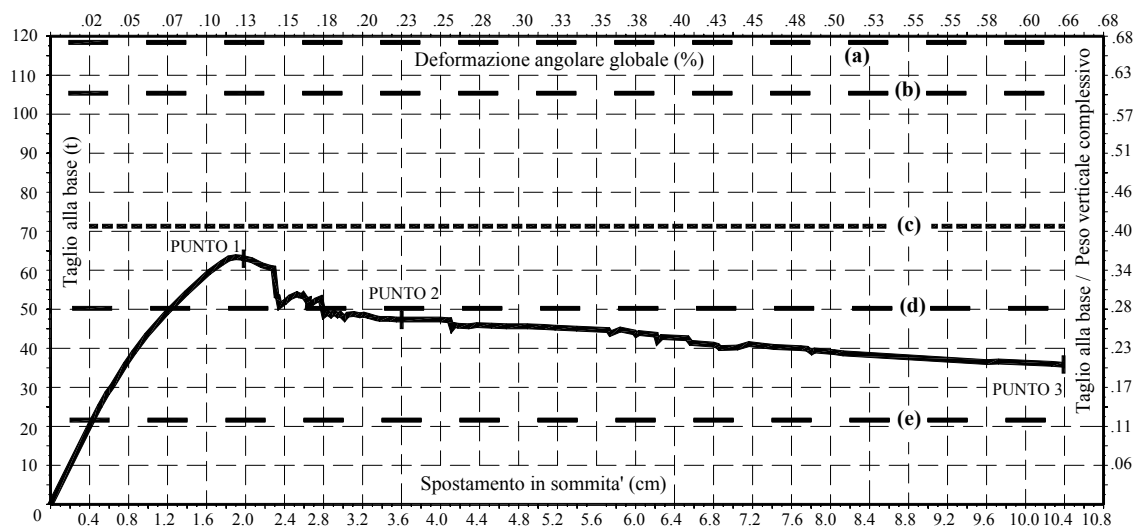


Fig. 9.18 - Diagramma Taglio alla base/Spostamento della parete in sommità; (a) rotazione rigida dei soli maschi dell'ultimo piano; (b) rottura per taglio dei maschi del piano terreno; (c) taglio alla base per edifici in zona sismica di I categoria; (d) scorrimento dell'ultimo piano; (e) rotazione rigida delle mensole murarie con rottura delle fasce.

Nel tratto individuato da spostamenti in sommità di 4.2-5.2 cm il meccanismo attivato è simile a quello della parete 1, con la fascia di muratura superiore rotta in asse per la differenza di spostamenti verticali dei maschi adiacenti all'asse di simmetria, Fig. 9.20.

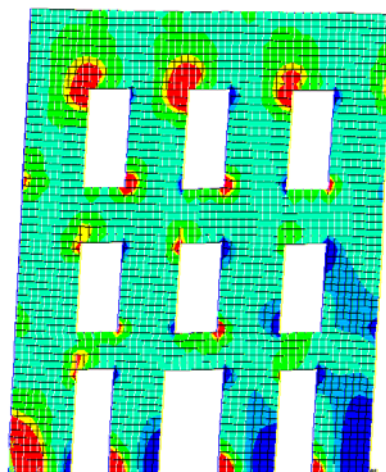
Per spostamenti in sommità superiori a 9 cm, punto 3 di Fig. 9.18 e Fig. 9.21, s'identifica una seconda rottura per taglio della fascia superiore di muratura che viene rotta una seconda volta sempre per poter mantenere la congruenza degli spostamenti verticali delle mensole murarie adiacenti. E' necessario rilevare che questa seconda rottura della parete in sommità interviene per spostamenti rilevanti.

Il confronto con la resistenza calcolata con un modello elementare -linea tratteggiata inferiore (e)-, rappresentato in Fig. 6.3, evidenzia una netta sottostima della resistenza; questo fatto è dovuto al rilevante comportamento a telaio che la parete manifesta nella fase pre-critica della storia di carico.

Il moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente a meccanismi di collasso per rottura a taglio dei maschi al livello inferiore o per rotazione rigida dei maschi dell'ultimo livello tenendo conto della modesta resistenza a trazione del giunto di malta -linee tratteggiate superiori (b) ed (a)-, rappresentati nelle Figg. 6.8 e 6.5 rispettivamente- denotano come in alcuni casi, come per la parete oggetto di studio, i meccanismi di collasso per taglio portano a sovrastimare la resistenza effettiva della parete di un fattore circa 2.

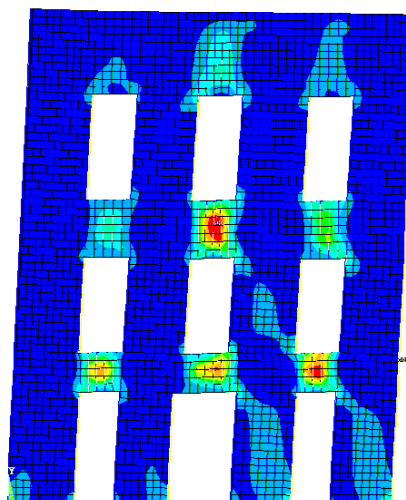
La resistenza corrispondente ad un meccanismo di puro scorrimento al piano con minore carico verticale, tipicamente l'ultimo, linea (d), indicherebbe una resistenza inferiore a quella determinata dal modello ad elementi finiti. Questo fatto è probabilmente ascrivibile all'estrema approssimazione di questo meccanismo semplificato; nella parete in realtà la sollecitazione tagliante è accompagnata da uno stato di presso-flessione che, in presenza di una pur modesta resistenza a trazione, inibisce tale meccanismo di collasso.

(a)



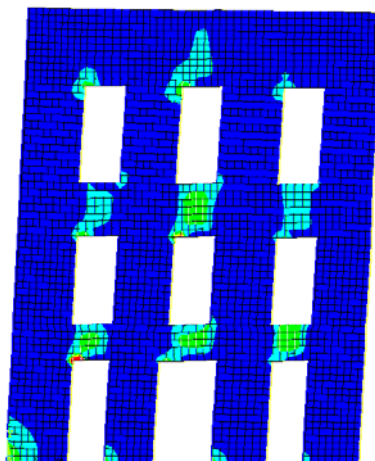
MAR 2 1999  
16:14:25  
PLOT NO. 8  
MODAL SOLUTION  
STEP=61  
SUB =1  
TIME=61  
EPPLX (AVG)  
RSTX=0  
DMX =1.376  
SMN =-.157E-03  
SMX =.001116  
-.157E-03  
-.100E-04  
-.500E-05  
0  
.500E-04  
.100E-03  
.100E-02

(b)



MAR 2 1999  
18:11:47  
PLOT NO. 7  
MODAL SOLUTION  
STEP=31  
SUB =1  
TIME=31  
EPPLX (AVG)  
RSTX=0  
DMX =.708504  
SMN =-.631E-05  
SMX =.117E-03  
-.631E-05  
.742E-05  
.211E-04  
.349E-04  
.486E-04  
.623E-04  
.761E-04  
.898E-04  
.104E-03  
.117E-03

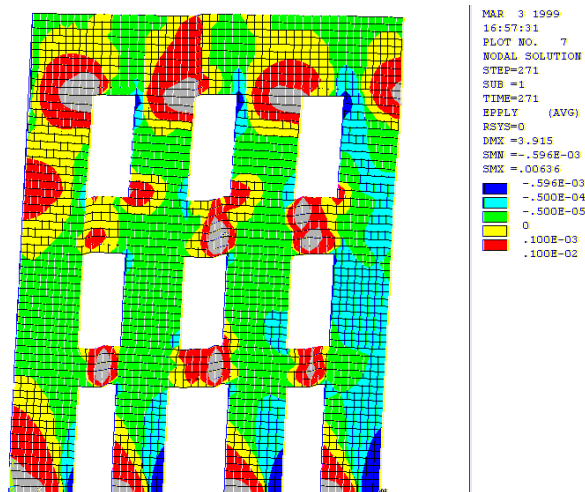
(c)



MAR 2 1999  
16:16:56  
PLOT NO. 9  
MODAL SOLUTION  
STEP=61  
SUB =1  
TIME=61  
ELEPEQ (AVG)  
DMX =1.376  
SMN =-1.00E-14  
SMX =1.798  
-1.00E-14  
.25  
.5  
.75  
1  
1.75

Fig. 9.19 - Parete 3 - Punto 1: (a) deformazioni normali e (b) deformazioni angolari ai corsi di malta; (c) distribuzione del danno nei giunti di malta.

(a)



(b)

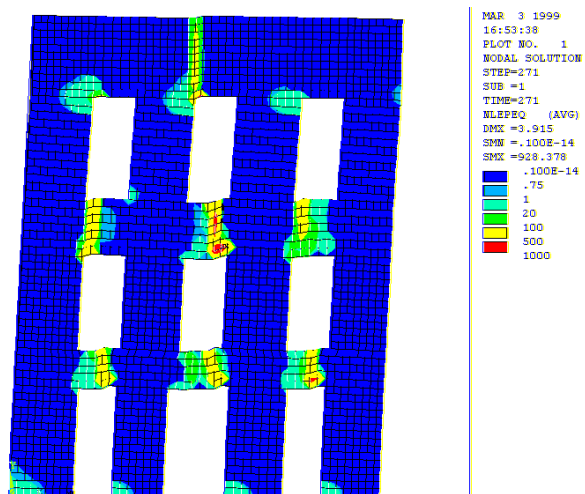
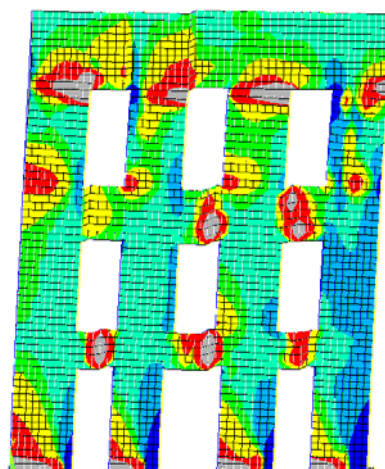


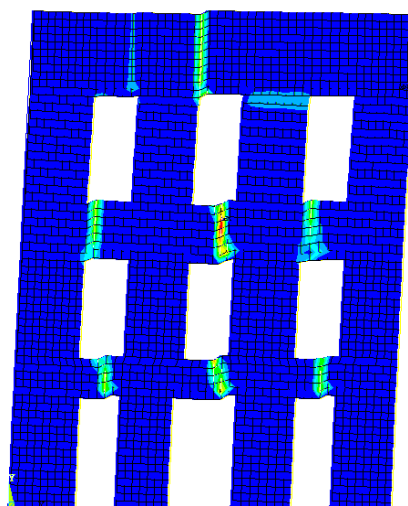
Fig. 9.20 - Parete 3 - Punto 2: (a) deformazioni normali ai corsi di malta; (b) distribuzione del danno nei giunti di malta.

(a)



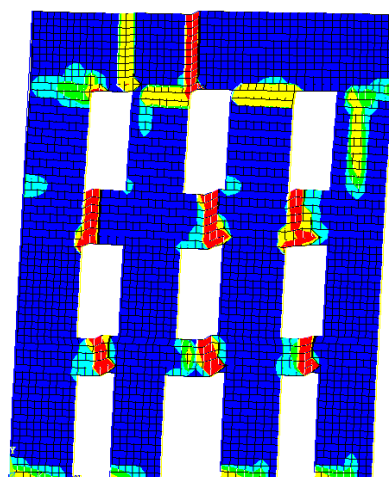
MAR 5 1999  
09:45:16  
PLOT NO. 7  
MODAL SOLUTION  
STEP=721  
SUB =1  
TIME=721  
EPFLY (AVG)  
RSTX=0  
DMX =10.485  
SMX =-.009947  
SMY =.029291  
-.009947  
-.500E-04  
-.500E-05  
0  
.500E-04  
.500E-03  
.005

(b)



MAR 5 1999  
09:45:41  
PLOT NO. 5  
MODAL SOLUTION  
STEP=721  
SUB =1  
TIME=721  
EPFLY (AVG)  
RSTX=0  
DMX =10.485  
SMX =-.001686  
SMY =.11221  
-.001686  
.010969  
.023624  
.03628  
.048935  
.06159  
.074245  
.0869  
.099555  
.11221

(c)



MAR 5 1999  
09:45:12  
PLOT NO. 1  
MODAL SOLUTION  
STEP=721  
SUB =1  
TIME=721  
NLEPEQ (AVG)  
DMX =10.485  
SMX =.100E-14  
SMY =.6697  
.100E-14  
1  
20  
50  
500  
5000

Fig. 9.21 - Parete 3 - Punto 3: (a) deformazioni normali e (b) angolari dei corsi di malta; (c) distribuzione del danno nei giunti di malta.

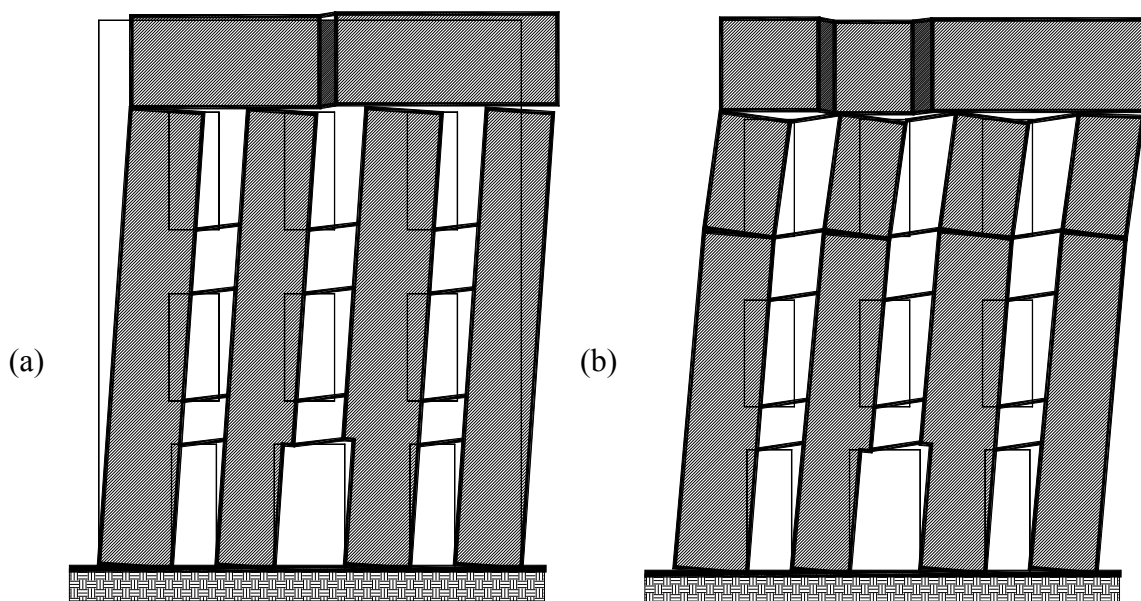


Fig. 9.22 - Meccanismo di collasso della parete 3: a) punto 2; b) punto 3.

## 9.4 Confronti

La Tab. 9.4 riassume i moltiplicatori di collasso, rispetto alla risultante delle forze sismiche di I categoria, determinati per le tre pareti mediante i modelli ad elementi finiti ed i modelli semplificati discussi nel Capitolo 6.

Il moltiplicatore delle forze orizzontali relativo ai meccanismi di collasso elementari fornisce valutazioni che, in generale, sottostimano notevolmente la resistenza massima. La rotazione rigida delle mensole murarie attorno ad uno degli spigoli di base rappresenta solo un limite inferiore della resistenza della parete, che può fornire una ragionevole stima della resistenza residua. Escludendo alcuni meccanismi riscontrati sugli edifici reali in forma pressoché episodica, come la rotazione o lo scorrimento dell'ultimo livello, il secondo meccanismo di riferimento è quello per rottura a taglio dei maschi del primo livello di una parete. In questo caso la valutazione della resistenza ad azioni orizzontali conduce a sovrastime della resistenza della parete, a volte anche rilevanti. Questa considerazione può essere considerata come una prima spiegazione del motivo per il quale alcuni edifici adeguati alla normativa antisismica hanno fornito prestazioni insufficienti nel corso degli ultimi eventi sismici. I modelli semplificati, quindi, possono essere efficacemente impiegati per definire dei limiti superiore ed inferiore alla resistenza ad azioni sismiche, individuando, però, un campo di oscillazione per la resistenza che, in genere, è piuttosto ampio.

Tab. 9.4: Moltiplicatore di collasso (rispetto al taglio alla base per un edificio in zona sismica di I categoria) delle diverse pareti determinati con analisi rigorose e procedimenti semplificati.

| <b>VALORI DEL MOLTIPLICATORE DI COLLASSO</b>           |             |             |             |
|--------------------------------------------------------|-------------|-------------|-------------|
|                                                        | Parete 1    | Parete 2    | Parete 3    |
| <b>Modello ad Elementi Finiti</b>                      |             |             |             |
| a) resistenza massima                                  | <b>1.17</b> | <b>0.87</b> | <b>0.88</b> |
| Deformazione angolare globale al carico massimo        | 0.12%       | 0.11%       | 0.13%       |
| b) resistenza residua                                  | *           | *           | <b>0.65</b> |
| <b>Rotazione rigida dei maschi (ultimo piano)</b>      |             |             |             |
| a) senza resistenza a trazione della malta             | 0.91        | 1.40        | 1.04        |
| b) con resistenza a trazione della malta               | 1.10        | 1.63        | 1.66        |
| <b>Rotazione rigida delle mensole – modello NRT</b>    |             |             |             |
|                                                        | 0.34        | 0.27        | 0.29        |
| <b>Scorrimento dell'ultimo piano</b>                   |             |             |             |
| a) con coesione ed attrito                             | 4.47        | 1.85        | 5.10        |
| b) solo con attrito                                    | 0.73        | 1.03        | 0.72        |
| <b>Rottura per taglio dei maschi del primo livello</b> |             |             |             |
|                                                        | 2.45        | 1.85        | 1.51        |

\* collasso fragile

La risposta di una parete, così come rappresentata da un dettagliato modello ad elementi finiti, è in generale intermedia tra le risposte limite fornite dai modelli elementari. Nella prima fase della risposta, precedente al raggiungimento della massima resistenza, si manifesta un progressivo degrado di rigidità della muratura corrispondente alla perdita di coesione; inoltre, nelle sezioni di base delle mensole si realizza una sollecitazione di presso-flessione che conduce alla parzializzazione della sezione. Superata la massima resistenza, la risposta della parete degrada verso un valore residuo della resistenza, dovuto a meccanismi resistenti in cui le mensole murarie ruotano in modo pressoché rigido attorno ad un o spigolo di base, salvo alcune differenze rispetto ai meccanismi elementari dovute alla specifica geometria della parete. L'analisi della parete 2 ha evidenziato come il meccanismo di collasso tenda a quello di Fig. 6.3 anche in presenza di forti irregolarità geometriche.

Il moltiplicatore determinato con i meccanismi elementari risulta significativo quando nella parete si realizzano specifiche condizioni che rendono possibile l'attivazione del meccanismo ipotizzato. In particolare, con riferimento alle analisi a macroelementi del Capitolo 6, si è visto che il moltiplicatore di collasso è prossimo a quello delle mensole di Fig. 6.3 quando le fasce non sono in grado di trasmettere

momenti flettenti alle mensole adiacenti. Questo può succedere quando la muratura delle fasce sia fortemente disgregata o degradata o quando interventi edilizi (inserimento d'impianti e/o di nicchie) ne abbiano annullato l'effetto strutturale.

Il quadro di danneggiamento rilevato anche per le pareti analizzate in questo capitolo, di dimensione inferiore rispetto a quella del Capitolo 6, ha posto in evidenza l'importanza strutturale della fasce sopra-finestra, spesso considerate ininfluenti sul comportamento strutturale delle pareti in muratura, determinanti in particolare nella fase pre-critica della risposta dove il comportamento "*a telaio*" della parete è significativo; quando la loro efficacia flessionale viene meno si assiste ad una rilevante caduta di resistenza della parete.

Infine, sembra importante osservare come la risposta della parete 3 evidenzia un comportamento già osservato nell'analisi della parete trattata nel Capitolo 6, ovvero, raggiunta la resistenza massima, si realizza una caduta di resistenza fino al raggiungimento di un valore limite. Mentre il valore massimo viene ottenuto considerando l'effetto della coesione, analogamente a quanto viene fatto con i comuni metodi di calcolo (POR ed altri), il valore residuo della resistenza è quello che si ottiene considerando non più efficace la coesione (rottura definitiva a trazione, a taglio, etc.) analogamente a quanto viene fatto operando per meccanismi. Se da un lato questa interpretazione consente di spiegare differenze di valutazione da metodi diversi per concezione metodologica, il problema di quale stima assumere per una struttura muraria soggetta ad azioni sismiche rimane ancora aperto. Una risposta in tal senso può derivare da un approccio metodologico basato sulla valutazione della risposta dinamica all'azione sismica analogo a quello descritto nel Capitolo 6.