

8. ANALISI DELL'EDIFICIO IN VIA VERDI UNIVERSITÀ DELLA BASILICATA

D. Liberatore¹, G. Spera¹

8.1 Descrizione dell'edificio

La struttura 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. L'ala più recente, anteriore al 1900, presenta un impianto costruttivo molto simile alla restante parte del fabbricato; l'unica evidente differenza tra le due parti è rappresentata dalle scale, realizzate con voltine rampanti nell'ala più antica e con struttura in ferro nella zona più recente.

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 (Figg. 8.1, 8.2, 8.3).

Il corpo scala è situato in corrispondenza dell'angolo interno formato dalle due ali. Il piano terra, adibito a botteghe, presenta un ampio androne con apertura sulla via L. Capuana che permette l'accesso al corpo scala e a un cortile interno. La sua configurazione originale appare strutturalmente immutata eccetto che nel locale d'angolo e nel vano attiguo lungo la via Oberdan, nei quali sono stati abbattuti dei muri interni e le originarie separazioni sono state sostituite da ampi archi a tutto sesto. I livelli superiori, ad uso residenziale, presentano due appartamenti per piano a sviluppo prevalentemente rettilineo e con distribuzione interna abbastanza regolare. Negli appartamenti prospicienti la via G. Oberdan è interessante osservare la zona di giunzione della vecchia fabbrica con quella di più recente costruzione.

Nell'ambito delle ristrutturazioni di cui è stato oggetto l'edificio, sono stati realizzati soppalchi al primo e secondo piano. Dal secondo piano si ha, inoltre, accesso ai sottotetti, costituenti parte integrante degli appartamenti sottostanti.

La muratura portante è realizzata con pietrame informe di natura lavica, con listature e rincoccature in cotto. Le partizioni interne sono realizzate con "cannarozzoni" o "intostoni" di pietra lavica squadrata. La malta appare realizzata con la cosiddetta "ghiara" (o ghiaia rossa), originata per metamorfismo del terreno vegetale superficiale in seguito allo scorrimento delle lave ad elevatissima temperatura. I tramezzi sono realizzati in cartongesso.

Per le strutture murarie si sono assunte, in accordo con le unità di ricerca di Genova e Pavia, le caratteristiche meccaniche riportate in Tab. 8.1.

¹ Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia Applicata all'Ingegneria, Università della Basilicata



Fig. 8.1 - Piante del fabbricato.

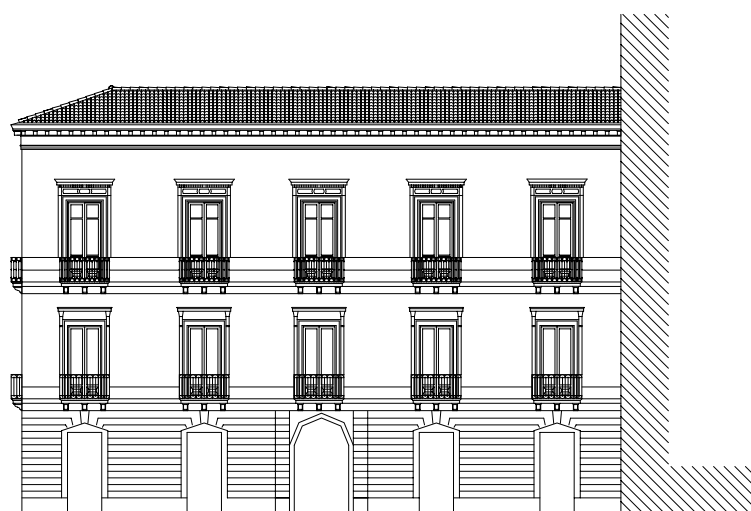


Fig. 8.2 - Prospetti esterni del fabbricato.

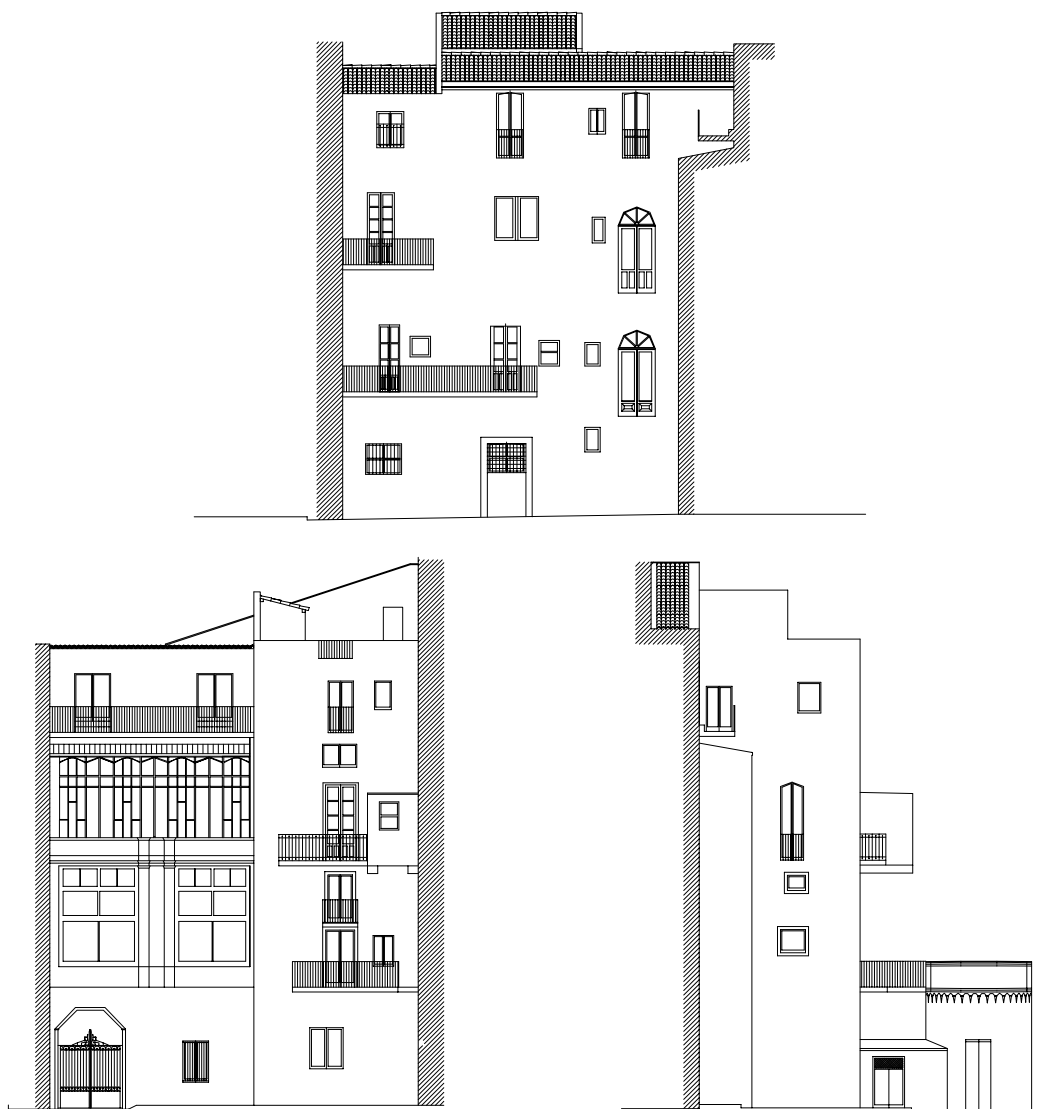


Fig. 8.3 - Prospetti interni del fabbricato.

Gli orizzontamenti rispettano la tradizione costruttiva siciliana: la volta reale, infatti, rappresenta l'elemento caratteristico del centro storico di Catania. Gli elementi lapidei utilizzati per la costruzione delle volte reali sono costituiti da un particolare tipo di pietra vulcanica, spesso definita "pomice" per la sua natura porosa ed il suo basso peso specifico. La malta è quella bastarda formata utilizzando la calce ed il gesso. Il tradizionale riempimento è sostituito da controvoltine, realizzate con la stessa tecnica costruttiva delle volte.

Tab. 8.1: Caratteristiche della muratura.

Caratteristica	
MODULO DI YOUNG	1500 MPa
MODULO G	150 MPa
PESO SPECIFICO	1900 kg/mc
RES. A COMPR. f_u	2.4 MPa
τ_k (AD USO POR E SIMIL.)	0.13 MPa
ATTRITO m	0.5
COESIONE c	0.2 MPa
RES. A TRAZ. BLOCCHI f_{bt}	2 MPa

Il corpo di fabbrica presenta, comunque, diverse tipologie di volte reali:

- volte a crociera, al piano terra, con spessore in chiave di 10 cm;
- volte a botte, in corrispondenza dell'androne di ingresso al cortile interno, con spessore in chiave di 10 cm;
- volte a padiglione, al primo ed al secondo piano, con spessore in chiave di 10cm.

In corrispondenza delle zone di servizio e dei sottotetti sono stati realizzati solai con putrelle ad interasse di 70 cm e voltine di pietra pomice e malta di calce e gesso aventi 4 cm di spessore.

I soppalchi realizzati interessano gli appartamenti che affacciano sulla via L. Capuana. Il primo piano presenta diversi soppalchi, costruiti in putrelle, tavelloni e sovrastante rete elettrosaldata, ad una altezza di 2,40 m dal piano di calpestio. I profilati sono direttamente ammorsati nelle murature portanti per una profondità di 15 cm circa. La realizzazione dei soppalchi ha reso necessario il ribassamento, la creazione e la modifica di alcune aperture. L'accesso ai soppalchi è possibile mediante scale a struttura metallica e gradini lignei.

Il soppalco realizzato al secondo piano interessa unicamente il locale affacciato sul cortile interno e situato lungo la via L. Capuana, al confine con il fabbricato adiacente. La struttura portante è costituita da un reticolato di profilati, poggiati su mensole metalliche ammorsate nella muratura. Il piano di calpestio del soppalco è stato realizzato mediante un tavolato. Una scala a struttura metallica collega il soppalco al sottotetto il cui solaio presenta una struttura in putrelle ammorsate nella muratura e voltine in pietra pomice e malta di calce e gesso.

I balconi esterni sono costituiti da mensole lapidee di sostegno incastrate nella muratura e sovrastanti lastroni in pietra. I balconi interni hanno strutture differenti; in alcuni casi sono realizzati in putrelle e tavelloni in altri presentano mensole e soletta in calcestruzzo armato.

Il corpo scala ha una pesante struttura in ferro con rivestimento marmoreo.

L'ala dell'edificio parallela alla via Capuana presenta, sul cortile interno, un'ampia superficie finestrata con parapetti realizzati in mattoni siciliani per un'altezza di 80 cm sovrastati da infissi metallici. Le verande hanno solai in putrelle e voltine. Le putrelle sono ammorsate direttamente nella muratura al primo piano, mentre al secondo piano risultano incastrate nella muratura da un solo lato e saldate sul prospetto interno a due lunghe travi metalliche che poggiano centralmente sulle lesene sottostanti e lateralmente alla muratura. La copertura inclinata della veranda è realizzata con putrelle incastrate nella muratura e saldate al telaio metallico.

La zona dei servizi al secondo piano, in adiacenza al fabbricato attiguo, presenta un piccolo locale, aggettante rispetto al filo del prospetto interno sostenuto da due mensoloni in c.a., realizzato in fase successiva al corpo principale.

I locali del piano ammezzati con copertura a due falde sono caratterizzati da volte non portanti in canne e gesso e scheletro ligneo.

La copertura è in coppi e canali con struttura ed orditura in legno e, in taluni casi, presenta anche pannelli sandwich in lamiera zincata portati da travi lignee.

8.2 Risposta fuori del piano delle pareti

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.

Al fine di verificare numericamente la vulnerabilità nei confronti del ribaltamento si sono effettuate analisi dinamiche di interi montanti. I due montanti scelti (Fig. 8.4) sono rappresentativi della tipologia strutturale per carichi e geometria.

Ogni montante è stato modellato come un blocco rigido libero di oscillare attorno al vertice inferiore esterno (Fig. 8.5). Le analisi sono state ripetute a livello di ogni piano per sondare la possibilità di ribaltamento rispetto a posizioni intermedie.

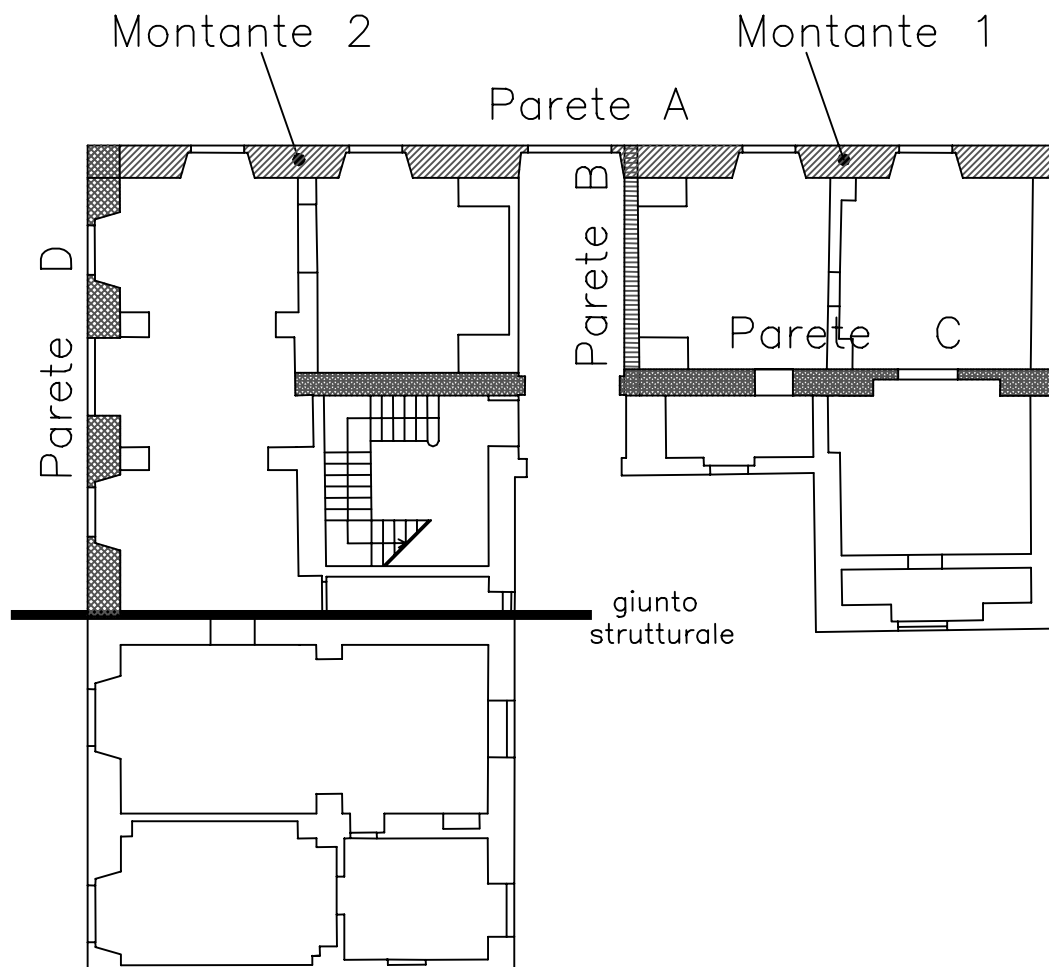


Fig. 8.4 - Pianta del palazzo con indicazione degli elementi strutturali analizzati.

La presenza della parete trasversale è stata portata in conto impedendo le rotazioni attorno allo spigolo inferiore interno e smorzando totalmente l'energia cinetica nell'impatto.

L'analisi delle forze in gioco conduce ad una risultante esterna alla base delle pareti; già in condizioni statiche, pertanto, le pareti dovrebbero ribaltare fuori del proprio piano medio. Il fatto che esse continuino, invece, a rimanere in piedi è quindi da addebitare ad un fattore non ancora considerato: l'ammorsamento con la parete trasversale.

La parete trasversale è realizzata in muratura listata con elementi lapidei, gli intostoni, di dimensioni medie $25 \times 60 \times 15 \text{ cm}^3$; l'ammorsamento è ottenuto tramite l'inserimento di un intostone per metà larghezza mediamente ogni cinque. Lo spessore della parete trasversale al montante 2, sempre superiore ai 50 cm, fa ipotizzare la presenza di due intostoni affiancati in corrispondenza di ogni

ammorsamento; al contrario, la riduzione di spessore che interessa la parete ortogonale al montante 1 permette di avere un singolo elemento lapideo ammorsato.

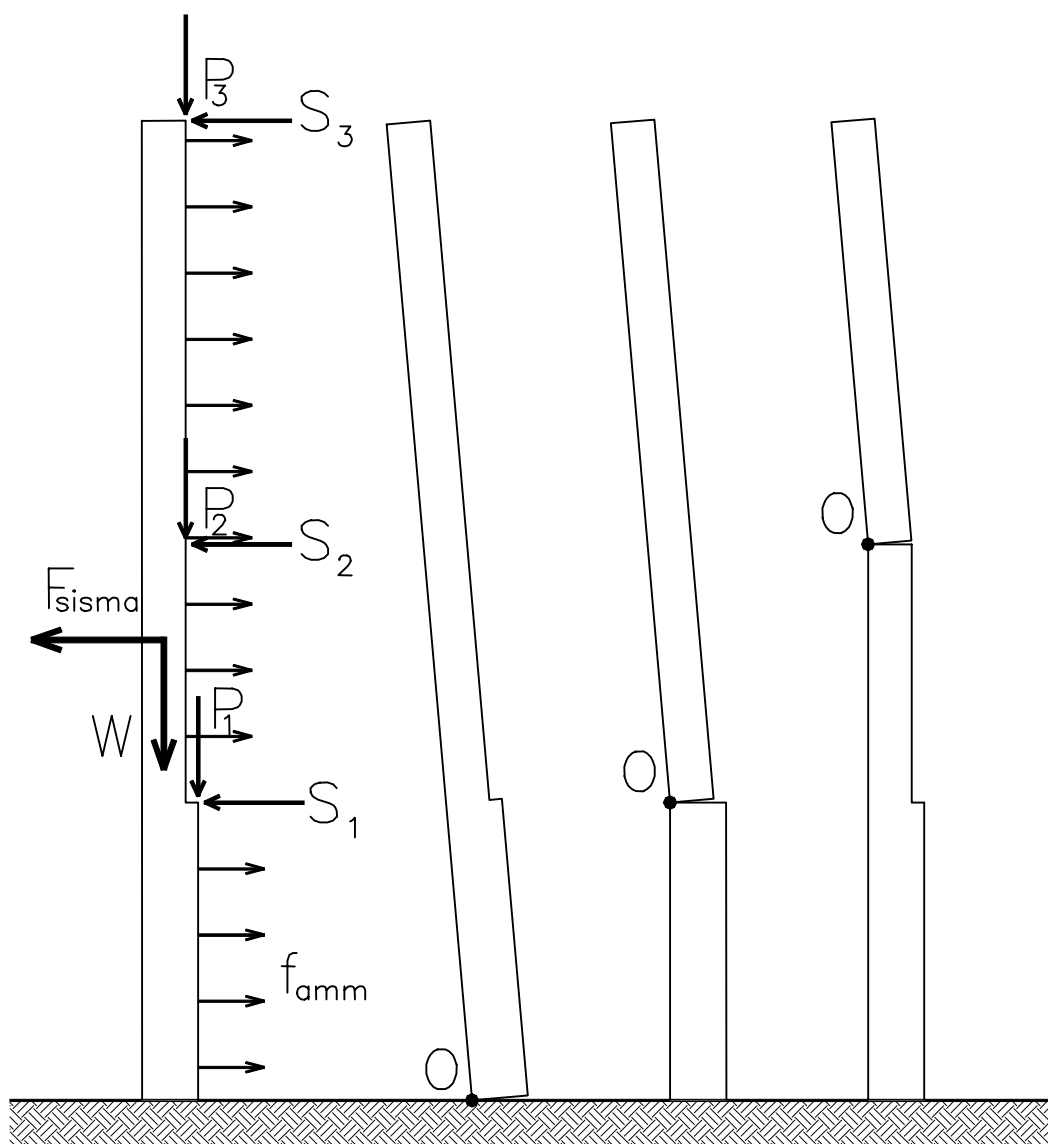


Fig. 8.5 - Sezione delle pareti verificate per azioni fuori del piano e modalità di ribaltamento.

Supposta cautelativamente nulla la coesione e pari a 0.5 il coefficiente di attrito tra malta ed inerte, il collegamento tra le pareti è stato modellato mediante forze applicate lungo l'altezza in corrispondenza del filare di intostoni ammorsati. Tali forze nascono all'innescarsi dello spostamento e hanno segno opposto a quello della velocità; il loro valore è ricavato in funzione della tensione verticale agente sulle

Tab. 8.2: Forze agenti sul montante 1.

Piano	Tipologia	Carico verticale (kN)	Angolo sulla verticale	Spinta (kN)
1	Volta a crociera	32.96	32°	20.60
2	Volta a padiglione	35.75	34°	24.11
3	Volta a padiglione	34.07	40°	28.59
	+	+		
	Copertura	7.48		

Tab. 8.3: Forze agenti sul montante 2.

Piano	Tipologia	Carico verticale (kN)	Angolo sulla verticale	Spinta (kN)
1	Volta a crociera	37.18	32°	16.98
2	Volta a padiglione	29.48	34°	19.88
3	Volta a padiglione	28.09	40°	23.57
	+	+		
	Copertura	6.18		

sezioni di interesse e dell'area della zona di elemento ammorsata, opportunamente ridotta all'aumentare della rotazione della parete.

In entrambi i casi, il tener conto dell'ammorsamento conduce ad una situazione di stabilità della parete in condizioni statiche.

I due montanti sono stati sottoposti ad analisi con forzante dinamica rappresentata da un accelerogramma caratteristico del suolo rigido proprio del terreno di fondazione dell'edificio (lava) e presenta un'ampiezza massima del 48% di g; lo stesso accelerogramma è stato poi scalato per ottenere accelerazioni di picco pari al 40% di g e al 35% di g.

Le analisi dimostrano che la modalità di ribaltamento della parete è fortemente legata alla presenza dell'ammorsamento. Se, infatti, la sollecitazione sismica - sommata alle spinte statiche - è tale da vincere le forze di attrito applicate dagli inerti ammorsati, si innesca la rotazione alla base; al contrario, l'eventuale repentina inversione del segno dell'azione esterna non riesce a riportare la parete nella condizione iniziale in quanto dovrebbe superare le spinte statiche e l'azione delle forze d'attrito questa volta opposte in verso.

Sotto l'azione sismica, qualsiasi sia l'ampiezza dell'accelerogramma agente, il ribaltamento interessa l'intero montante 1, mentre coinvolge soltanto gli ultimi due livelli del montante 2 (Figg. 8.6, 8.7 e 8.8).

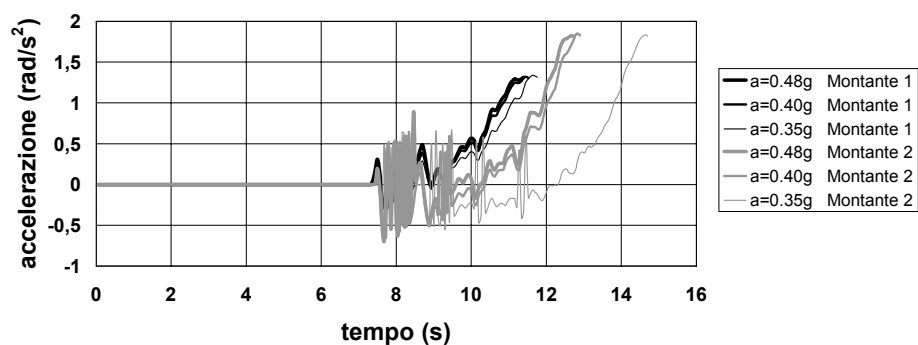


Fig. 8.6 - Accelerazioni delle pareti sollecitate dinamicamente.

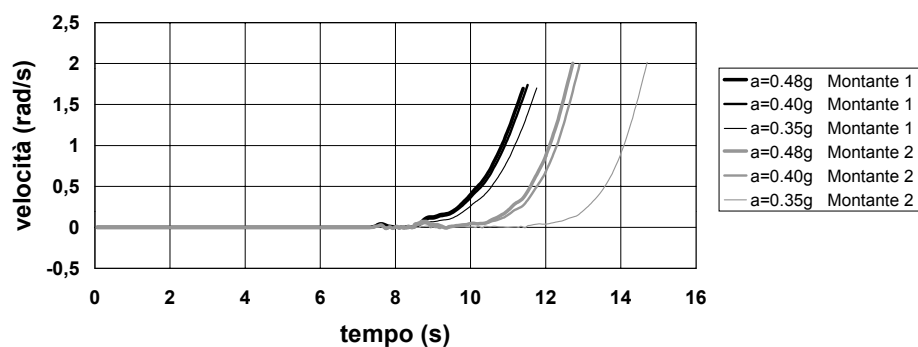


Fig. 8.7 - Velocità delle pareti sollecitate dinamicamente.

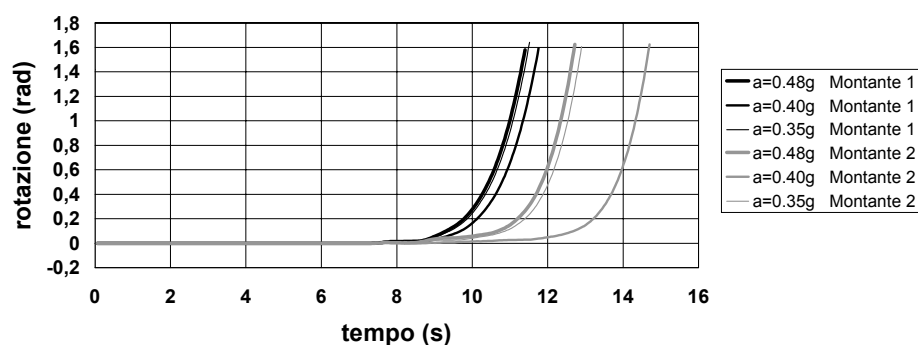


Fig. 8.8 - Rotazioni delle pareti sollecitate dinamicamente.

Ulteriori analisi, condotte eliminando la spinta della volta del livello più alto, dimostrano che già in tale situazione il ribaltamento è evitato per il montante 2; in corrispondenza di un'ampiezza massima pari a 0.48g permane, comunque, qualche spostamento. Per quanto riguarda il montante 1, invece, è necessario assorbire la spinta degli ultimi due piani per scongiurare il ribaltamento; anche in questo caso permangono degli spostamenti.

Per quanto detto sarebbe auspicabile un incatenamento capace di assorbire la spinta statica quanto meno ai piani alti; ciò ridurrebbe sensibilmente la vulnerabilità nei confronti delle azioni ortogonali alle pareti.

8.3 Risposta nel piano delle pareti

Valutata la vulnerabilità della struttura nei confronti del ribaltamento, risulta utile una quantificazione della risposta sismica dell'intero edificio. Evidentemente in tale fase 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.

Lo studio del comportamento della struttura è effettuato da un lato con l'esame di dettaglio di alcune pareti, dall'altro con l'analisi della struttura complessiva.

Le volte sono state assunte infinitamente rigide nel proprio piano e, quindi, sono state schematizzate mediante nodi master nei centri di massa.

Le reali modalità di scarico delle volte hanno condotto al calcolo dei carichi gravanti sulle pareti a livello di orizzontamento; questi ultimi sono stati quindi concentrati nelle zone terminali delle pareti in presenza di volte a crociera, distribuiti lungo il loro sviluppo in presenza di volte a padiglione.

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.

8.3.1 Studio di dettaglio delle pareti

Le pareti da esaminare (Figg. 8.4 e 8.9) sono state scelte all'interno dell'edificio in maniera da coprire l'intera casistica presente nel comparto. In particolare:

- la parete A, che è 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;

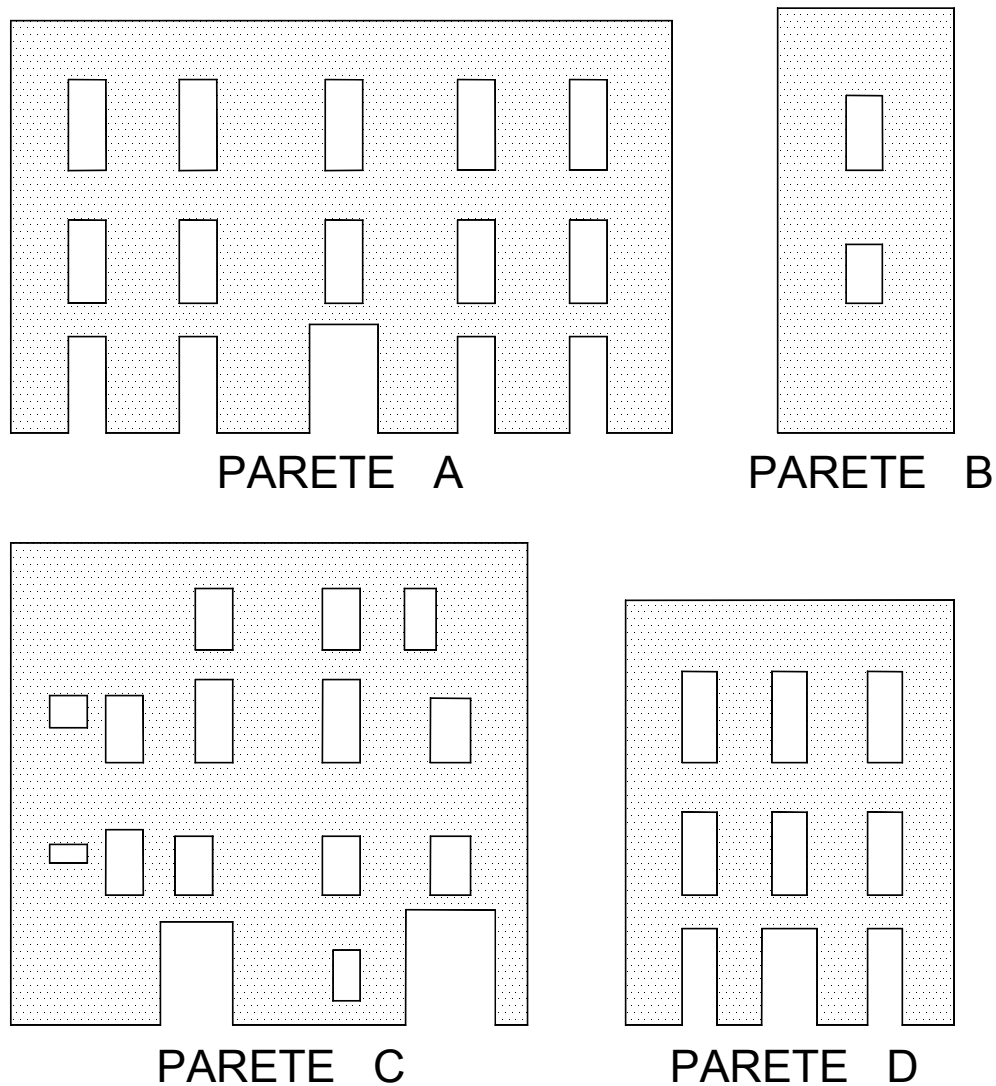


Fig. 8.9 - Geometria delle pareti studiate in dettaglio.

- la parete B è una parete poco forata ma con snellezza elevata (6.58 m di larghezza per 15.86 m di altezza) e spessori esigui (36 cm al piano terra e 30 cm a quelli superiori);
- la parete C è una parete di snellezza quasi unitaria (19.29 m di larghezza per 18 m di altezza) ma fortemente asimmetrica. L'asimmetria riguarda la dimensione e l'allineamento delle aperture, gli spessori (da 57 cm a 30 cm anche all'interno di uno stesso livello), le forze sismiche applicate per la presenza di soppalchi solo in alcune zone della parete;

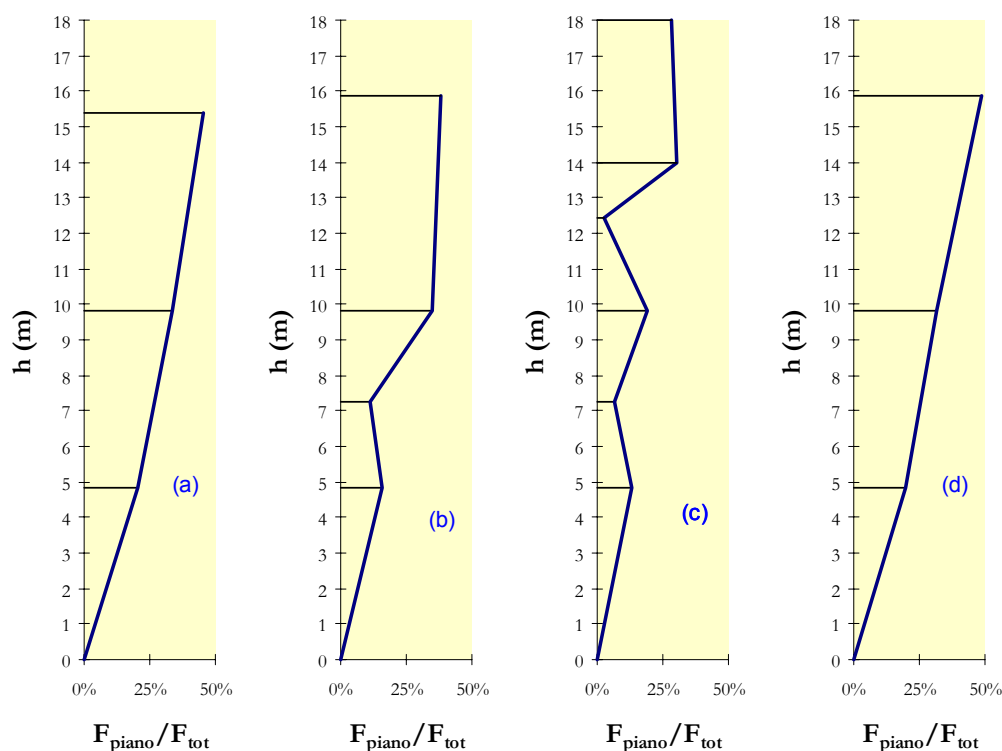


Fig. 8.10 - Distribuzione delle forze sismiche lungo l'altezza della parete.

- la parete D è ancora una parete di facciata, e quindi regolare, con spessori analoghi a quelli della A ma con snellezza complessiva (12.26 m di larghezza per 15.86 m di altezza) e snellezza dei montanti più elevate.

La forza sismica applicata è stata calcolata secondo l'analisi statica equivalente in funzione dei soli carichi gravanti sulle pareti (Fig. 8.10). 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.

I risultati in termini di forza resistente H nei due versi di possibile applicazione del carico orizzontale sono espressi come percentuale del carico verticale complessivo W in Tab. 8.4. I valori determinati suggeriscono alcune riflessioni:

- la parete maggiormente in grado di resistere al sisma è la parete A, più regolare e meno snella delle altre. I valori fatti segnalare dal taglio alla base sono di poco inferiori a quelli della I categoria sismica (Fig. 8.11);
- la maggiore snellezza complessiva riduce la capacità resistente nei confronti delle forze orizzontali della parete D, che pure è regolare e simmetrica al pari della A. Tale snellezza compromette la risposta a tal punto da condurre la parete al di sotto della II categoria sismica (Fig. 8.14);

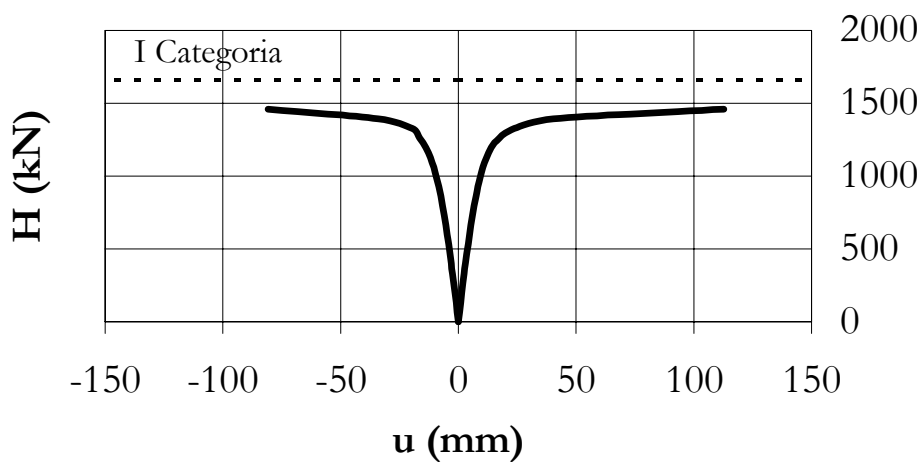


Fig. 8.11 - Taglio alla base H - Spostamento in sommità u per la parete A.

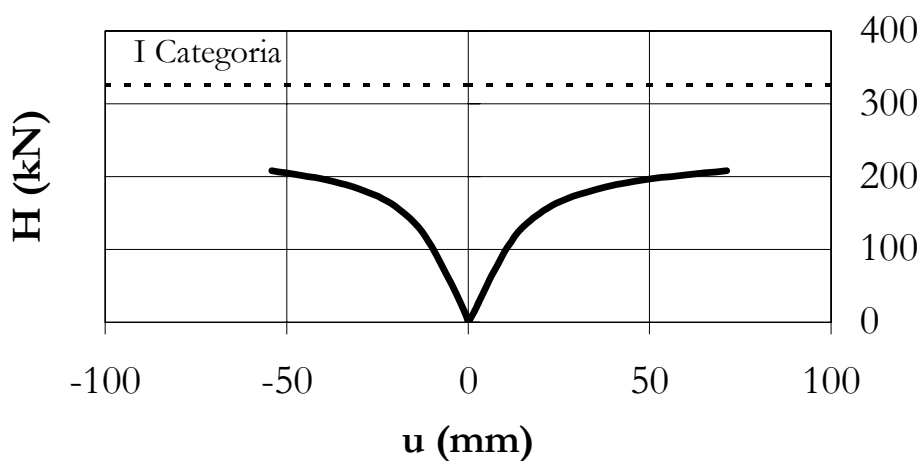


Fig. 8.12 - Taglio alla base H - Spostamento in sommità u per la parete B.

- ancora l'eccessiva snellezza globale è alla base della cattiva risposta della parete B, che fa segnalare lo schiacciamento della base per valori della forza sismica minori di quelli di I categoria (Fig. 8.12);
- l'asimmetria che contraddistingue la parete C conduce, al contrario di quanto succede negli altri casi, a forze resistenti differenti nei due versi di applicazione del carico sismico. Mentre nel caso di azione delle forze orizzontali nel verso positivo viene segnalato lo schiacciamento prematuro

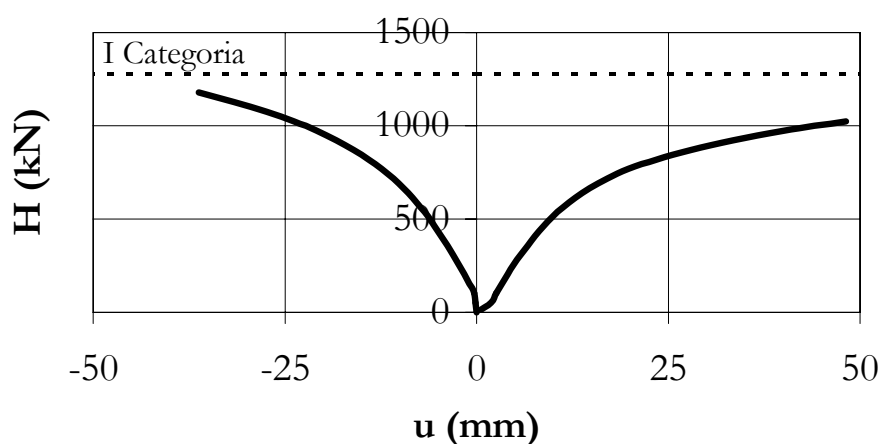


Fig. 8.13 - Taglio alla base H - Spostamento in sommità u per la parete C.

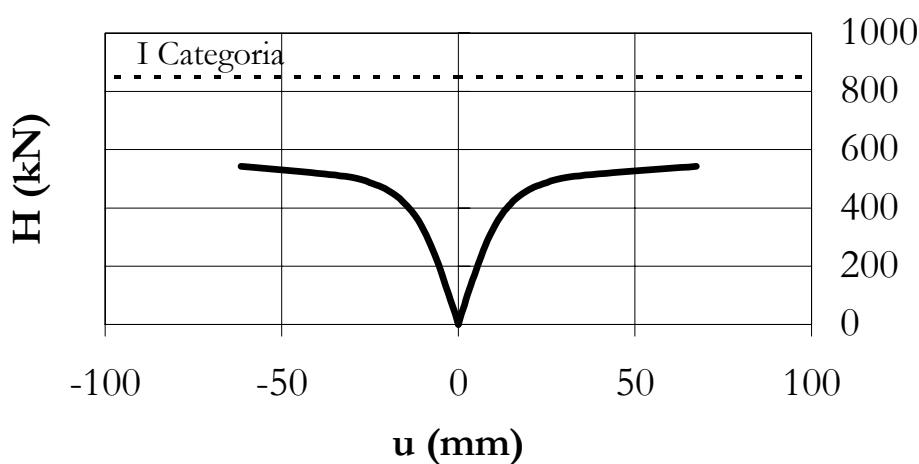


Fig. 8.14 - Taglio alla base H - Spostamento in sommità u per la parete D.

del maschio di estremità al piano terra, se le forze agiscono in senso opposto lo schiacciamento interessa sempre l'estremità della parete in compressione ma è relativo al maschio del secondo livello. Conseguenza è che in questo verso la parete resiste maggiormente (Fig. 8.13).

Per avere qualche indicazione circa la deformabilità delle pareti e la distribuzione degli spostamenti orizzontali lungo l'altezza delle stesse, nelle Tabb. 8.5 e 8.6 sono riportati il drift (globale e di piano) e la rigidezza tangente delle diverse pareti.

Dai valori forniti si evince chiaramente la maggiore deformabilità delle pareti con snellezze globali maggiori e con maschi meno tozzi. Mentre le pareti A, B e D non presentano una significativa differenza al variare del verso di applicazione delle forze orizzontali, la parete C si dimostra nettamente più rigida - quasi quattro volte - per carico sismico in verso negativo. Ciò è senza dubbio da addebitare alla notevole differenza di rigidezza dei maschi murari di estremità al piano terra e alla presenza di ampie zone con spessore minore sul lato destro della parete.

Tab. 8.4: Forza resistente H delle pareti in percentuale sul carico verticale W.

Caso	Sisma in verso positivo <i>H/W</i>	Sisma in verso negativo <i>H/W</i>
Parete A	35.2 %	35.2 %
Parete B	25.6 %	25.6 %
Parete C	32 %	36.8 %
Parete D	25.6 %	25.6 %

Tab. 8.5: Drift globale e di piano relativo alle diverse pareti.

	verso positivo							verso negativo						
	totale	1	2	3	4	5	6	totale	1	2	3	4	5	6
A	0.73	0.14	0.10	1.80	---	---	---	0.53	0.15	0.10	1.23	---	---	---
B	0.45	0.40	0.45	0.45	0.49	---	---	0.34	0.30	0.34	0.34	0.38	---	---
C	0.22	0.38	0.32	0.15	0.25	0.18	0.22	0.14	0.17	0.24	0.12	0.26	0.13	0.26
D	0.42	0.15	0.14	0.88	---	---	---	0.40	0.15	0.14	0.85	---	---	---

Tab. 8.6: Rigidezza globale delle pareti.

	Sisma in verso positivo (MPa)	Sisma in verso negativo (MPa)
Parete A	132879	139497
Parete B	9735	11990
Parete C	46730	168437
Parete D	38646	38302

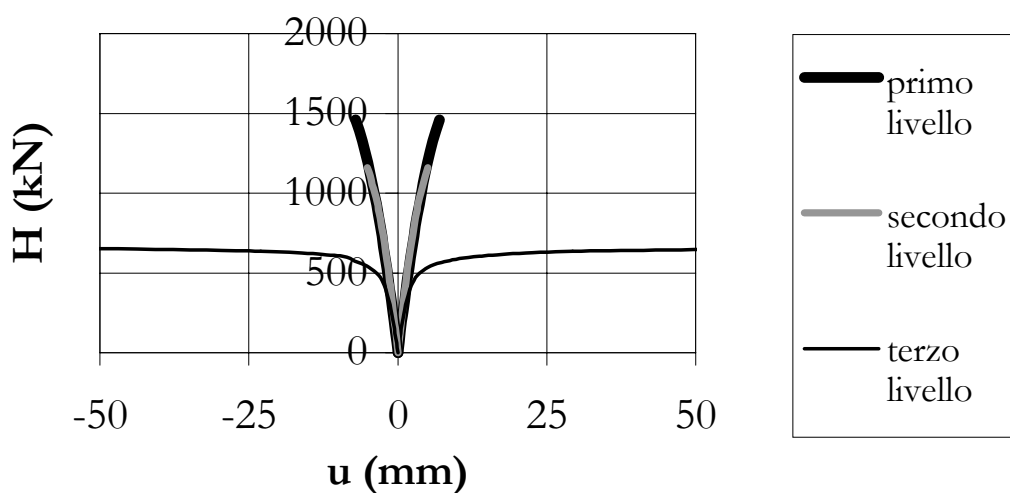


Fig. 8.15 - Taglio ai piani H -Spostamento interpiano u per la parete A.

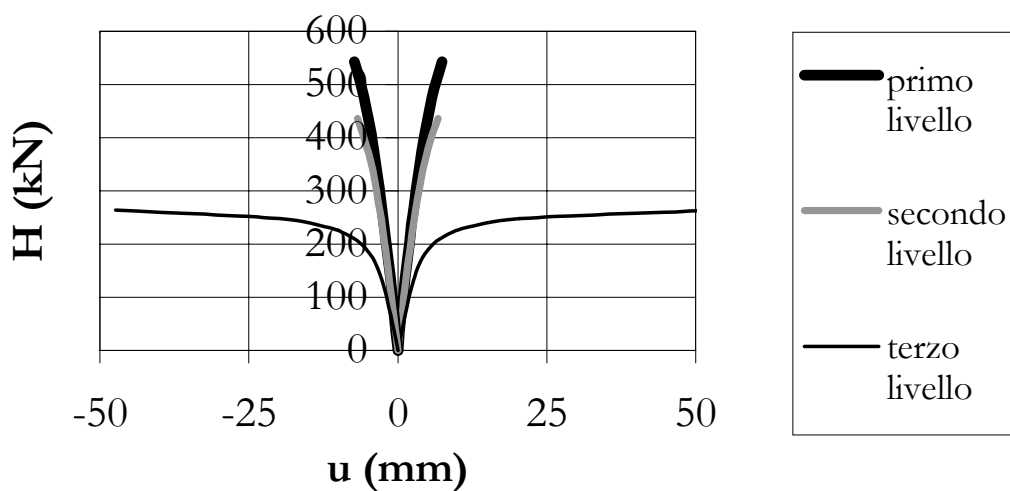


Fig. 8.16 - Taglio ai piani H -Spostamento interpiano u per la parete D.

Dall'analisi dei diagrammi taglio di piano - spostamento interpiano riportati nelle Figg. 8.15 e 8.16 e dalle deformate di Fig. 8.17 e 8.18 può affermarsi, inoltre, che le pareti A e D, meno snelle della B e più regolari della C, presentano un meccanismo di piano. Gli spostamenti, cioè, si localizzano all'ultimo livello che, pertanto, rappresenta il piano debole.

Al contrario, la parete B mostra una deformazione a mensola (Figg. 8.19 e 8.21); ciò è comprovato anche dal fatto che il drift si mantiene quasi costante ad ogni piano e prossimo a quello complessivo.

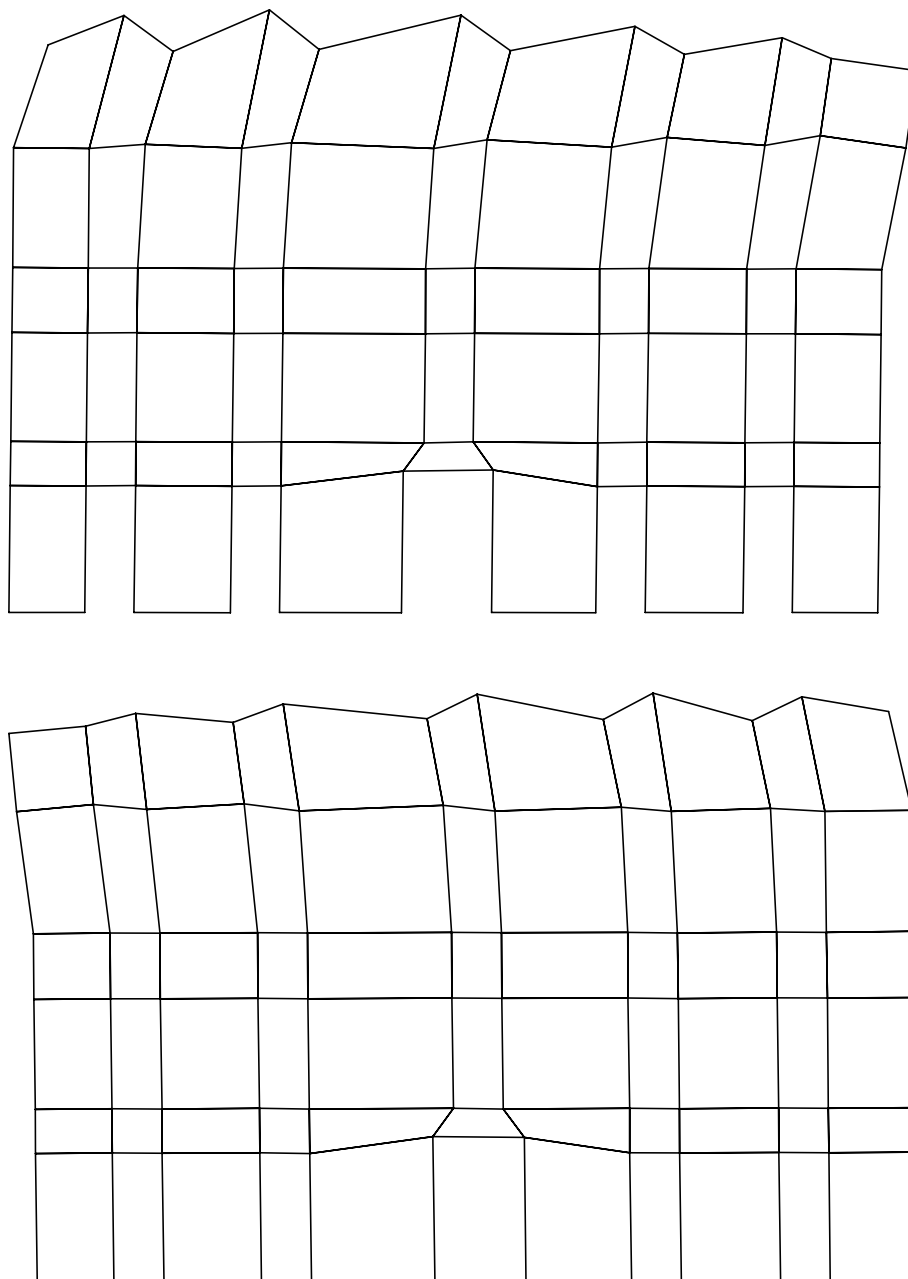


Fig. 8.17 - Deformazione della Parete A per azione sismica nei due versi.

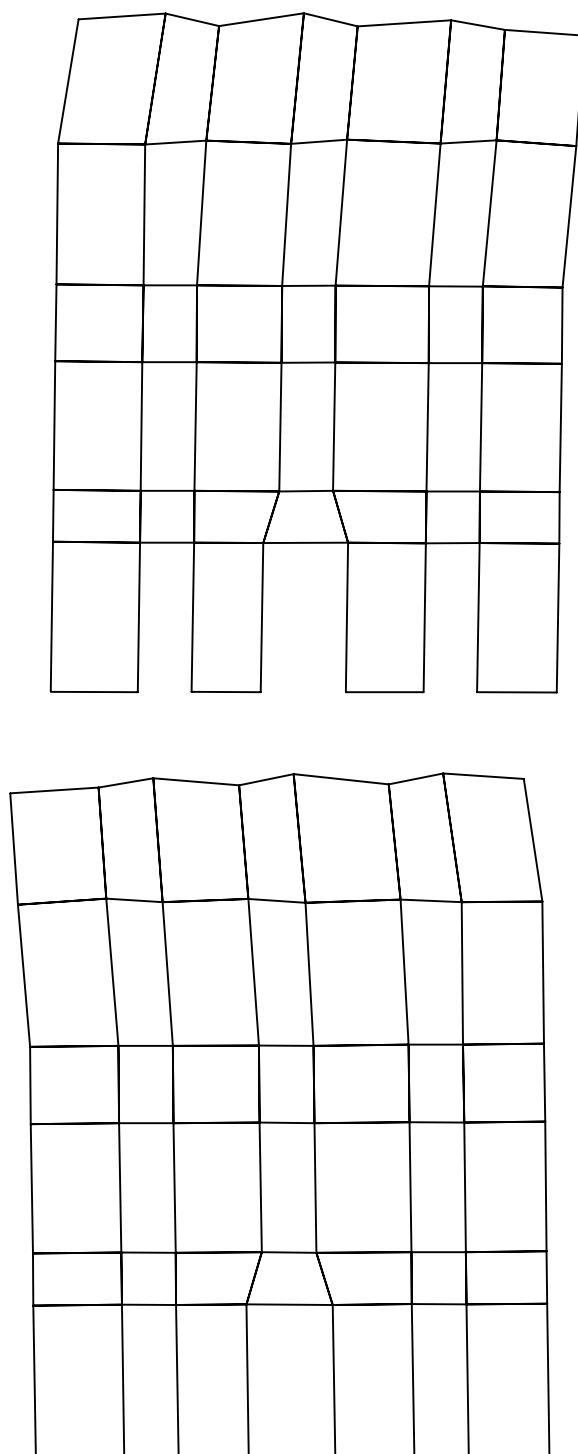


Fig. 8.18 - Deformazione della Parete D per azione sismica nei due versi.

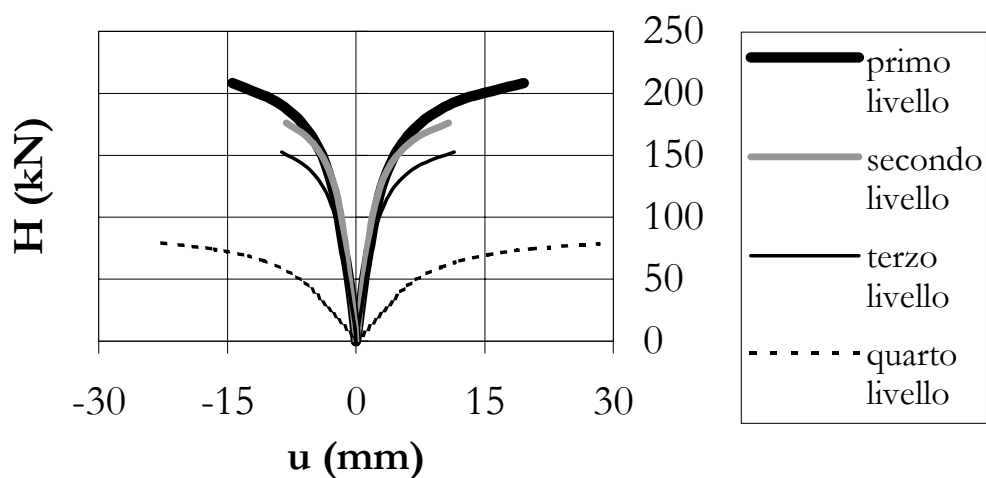


Fig. 8.19 - Taglio ai piani H-Spostamento interpiano u per la parete B.

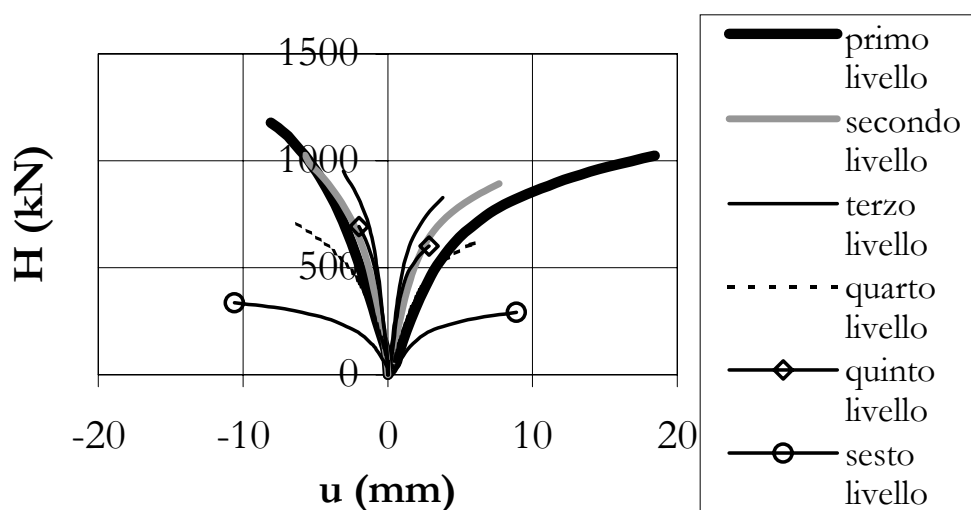


Fig. 8.20 - Taglio ai piani H-Spostamento interpiano u per la parete C.

La maggiore rigidezza, e quindi il minore drift, della parete per forze applicate in verso negativo è da attribuire alla non perfetta simmetria. La rottura si raggiunge quando le tensioni alla base superano quelle massime per la muratura.

La deformazione della parete C (Figg. 8.20 e 8.22), infine, evidenzia una localizzazione di spostamento in corrispondenza dei montanti che fanno segnalare schiacciamento; può, pertanto, affermarsi che in questo caso la risposta complessiva della parete è condizionata da alcuni elementi strutturali.

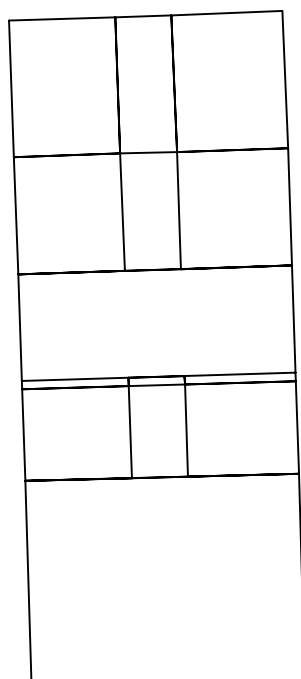
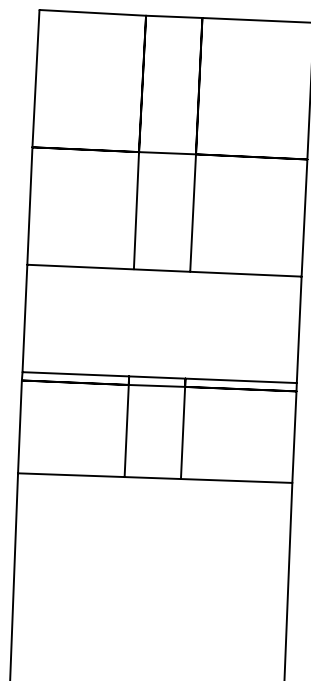


Fig. 8.21 - Deformazione della Parete B per azione sismica nei due versi.

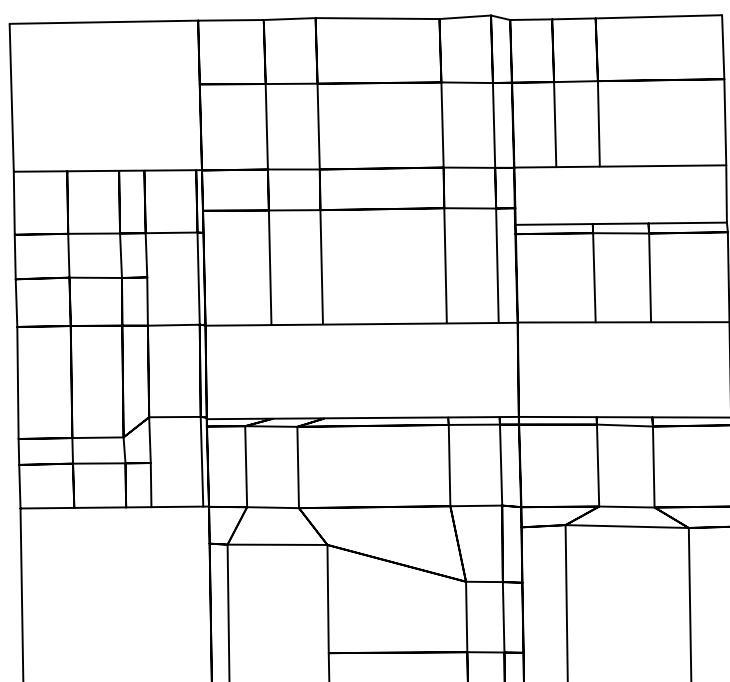
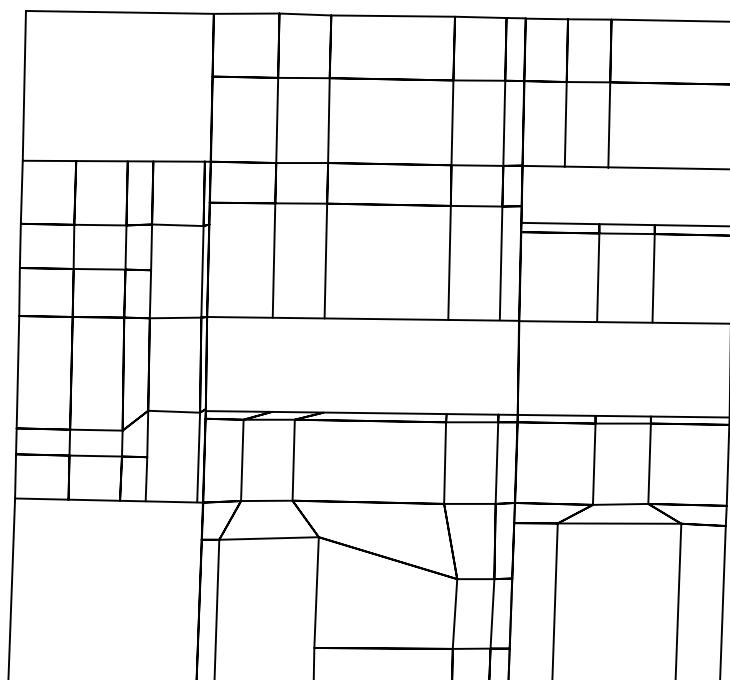


Fig. 8.22 - Deformazione della Parete C per azione sismica nei due versi.

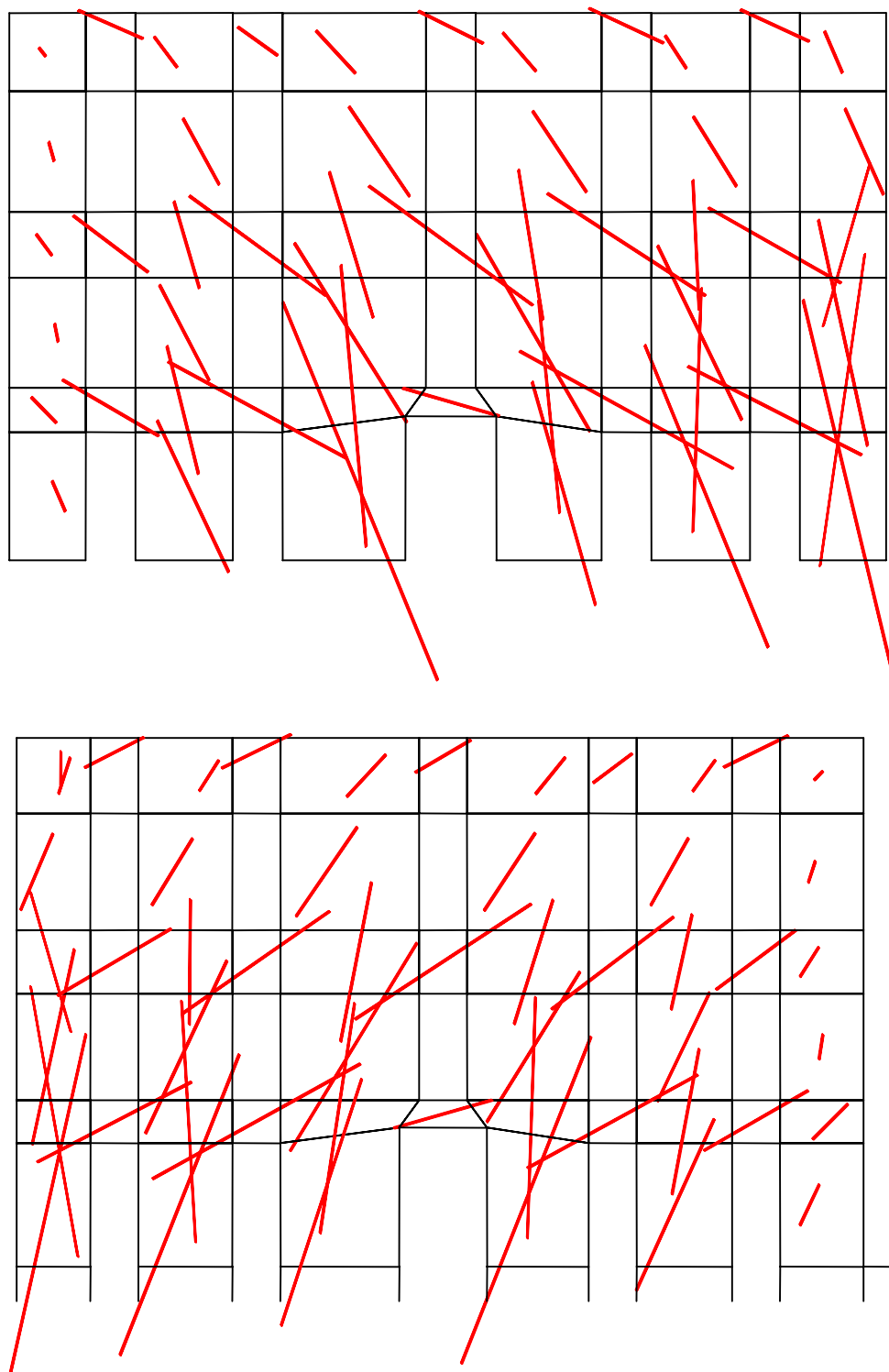


Fig. 8.23 - Risultanti negli elementi della Parete A.

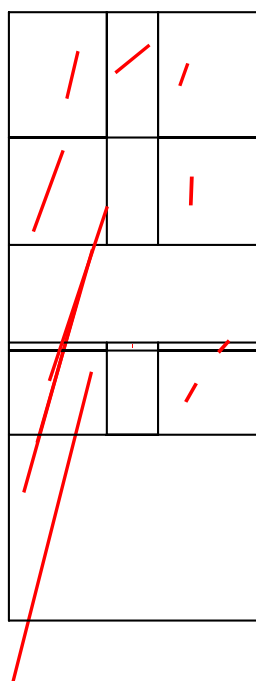
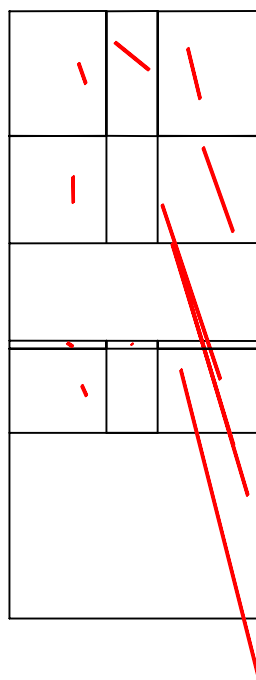


Fig. 8.24 - Risultanti negli elementi della Parete B.

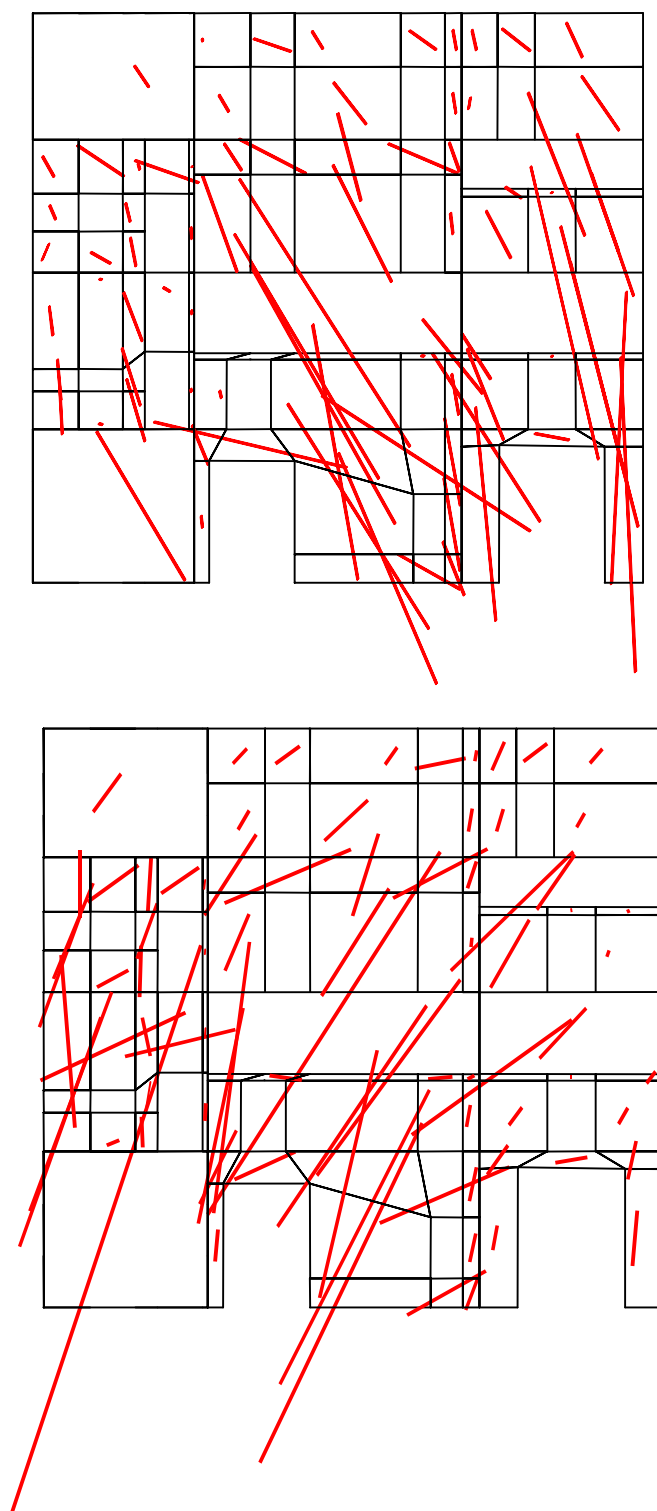


Fig. 8.25 - Risultanti negli elementi della Parete C.

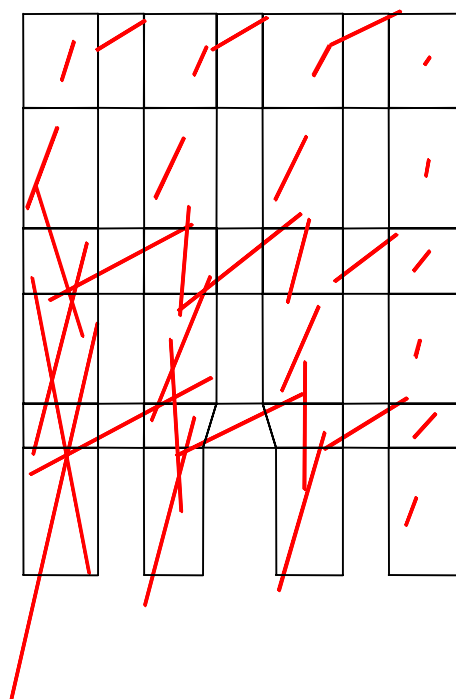
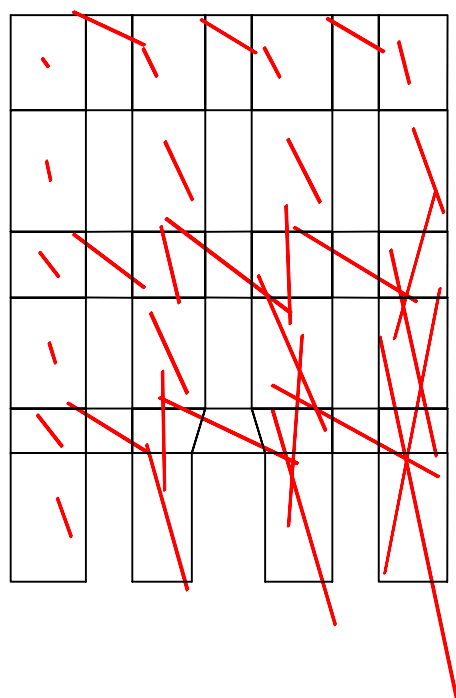


Fig. 8.26 - Risultanti negli elementi della Parete D.

8.4 Struttura complessiva

8.4.1 Modellazione degli elementi resistenti e dell'intera struttura

Per la muratura si è assunto un comportamento lineare elastico a compressione e la non reagenza a trazione. Interi pannelli murari sono stati, pertanto, modellati tramite macroelementi a ventaglio multiplo descritti nel Capitolo 5.

I solai infinitamente rigidi sono stati schematizzati con nodi master nei centri di massa e relazioni di vincolo.

Per modellare il vincolo monolatero delle fondazioni sono state utilizzate bielle verticali infinitamente rigide a compressione e non reagenti a trazione.

La struttura in muratura è stata modellata come assemblaggio di pareti piane vincolate tra loro e con i solai (Figg. 8.27 e 8.28). In tal modo, sono state individuate 40 pareti, tenendo conto della disposizione e delle caratteristiche dei corpi murari presenti ai diversi livelli, e 41 intersezioni murarie (nodi in pianta).

Le pareti sono assemblate in tre dimensioni per schematizzare l'intera struttura, che presenta parti di diverse altezze. Nella modellazione si è assunto ovunque un perfetto ammorsamento tra le pareti.

La discretizzazione in elementi finiti è stata effettuata per parete e, all'interno di ogni parete, per piano.

I 12 orizzontamenti indipendenti individuati sono stati assunti infinitamente rigidi e resistenti. Essendo gli orizzontamenti costituiti da volte a padiglione o a crociera impostate sulle pareti perimetrali, il collegamento tra pareti e solai è stato considerato efficace a tutti i piani.

Nella schematizzazione della struttura i tetti che scendono a livello dell'orizzontamento inferiore, non sono stati considerati come nuovi solai ma presi in conto soltanto come carichi gravanti al piano inferiore.

8.4.2 Carichi verticali

Per la valutazione dei carichi gravanti nell'appoggio delle volte a crociera, si è considerata una lunghezza di muratura caricata nelle zone laterali pari a 30 cm.

Nei casi in cui le volte sembrano poggiare su tramezzi, il carico è stato spostato sulla parete resistente parallela al tramezzo. Per gli elementi orizzontali della struttura sono stati adottati i seguenti carichi distribuiti:

- *Volte a crociera del piano terra*

Volte a crociera reali in pietrame (pomice vulcanica) e malta di calce e gesso, strato di allettamento e pavimento.

Peso proprio = 524 kg/mq

Carico accidentale (33%) = 66 kg/mq

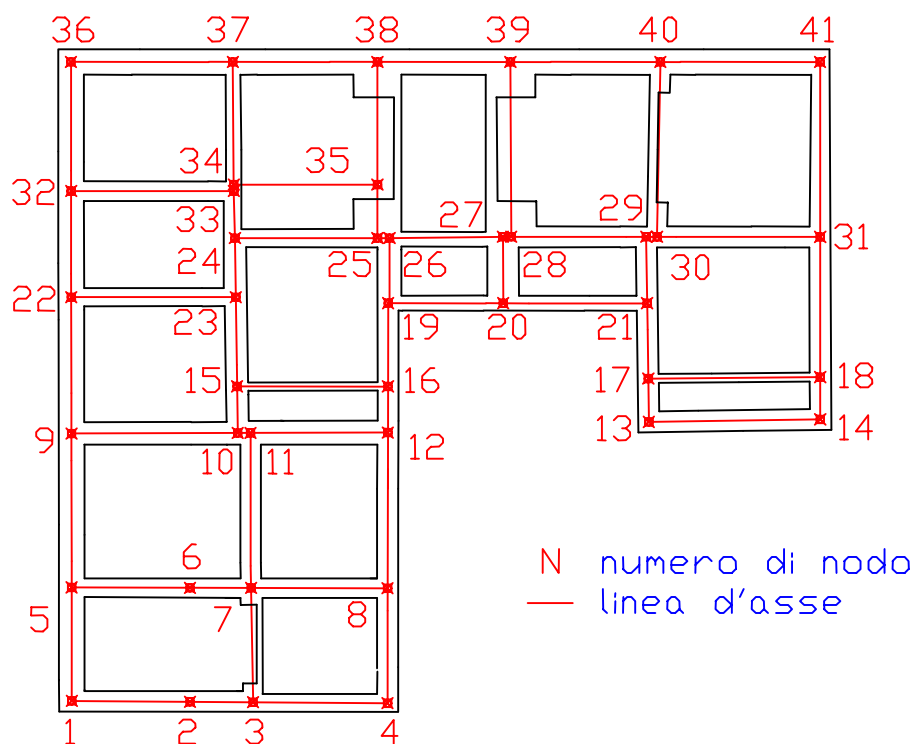


Fig. 8.27 - Intersezioni delle pareti (nodi).

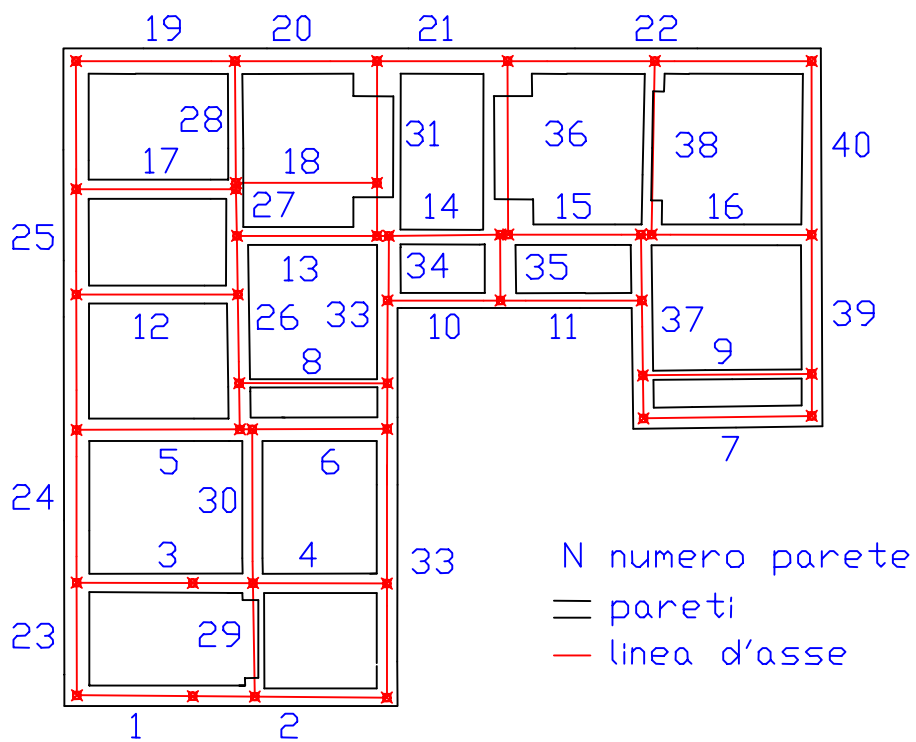


Fig. 8.28 - Numerazione delle pareti.

- *Volte a botte del piano terra*
Volte a botte in pietrame (pomice vulcanica) e malta di calce e gesso, strato di allettamento e pavimento.
Peso proprio = 654 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 66 kg/mq
- *Volte a padiglione del primo piano*
Volte a padiglione reali in pietrame (pomice vulcanica) e malta di calce e gesso, strato di allettamento e pavimento.
Peso proprio = 574 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 66 kg/mq
- *Volte a padiglione del secondo piano*
Volte a padiglione reali in pietrame (pomice vulcanica) e malta di calce e gesso, strato di allettamento e pavimento.
Peso proprio = 544 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 66 kg/mq
- *Soppalco al primo piano*
Soppalco in putrelle e tavelloni.
Peso proprio = 294 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 66 kg/mq
- *Soppalco al secondo piano*
Soppalco in putrelle e tavole.
Peso proprio = 74 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 66 kg/mq
- *Volte non portanti del sottotetto*
Volte in canne e gesso con scheletro ligneo.
Peso proprio = 35 kg/mq
- *Solai delle verande*
Solai in putrelle e voltine.
Peso proprio = 124 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 66 kg/mq
- *Solaio del terrazzo pavimentato*
Solaio con putrelle ad interasse di 70 cm e volte in pietra pomice.
Peso proprio = 284 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 86 kg/mq
- *Solaio di copertura*
Copertura in coppi e canali con orditura lignea e lamiera zincata sandwich.
Peso proprio = 150 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 20 kg/mq

Tab. 8.7: Forza resistente dell'intera struttura H (W = peso complessivo).

	<i>H (kN)</i>	<i>H/W</i>
Sisma in direzione +X	3056	14.4 %
Sisma in direzione -X	3395	16.0 %
Sisma in direzione +Y	2377	11.2 %
Sisma in direzione -Y	3735	17.6 %

- *Balconi interni*
Balconi in putrelle e tavelloni.
Peso proprio = 298 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 132 kg/mq
- *Balconi interni in calcestruzzo*
Balconi realizzati con mensole in calcestruzzo.
Peso proprio = 408 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 132 kg/mq
- *Balconi esterni*
Balconi realizzati con lastroni in pietra sostenuti da mensole lapidee.
Peso proprio = 338 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 132 kg/mq
- *Scale*
Scale con struttura metallica e rivestimento marmoreo.
Peso proprio = 168 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 132 kg/mq
- *Scale di accesso ai soppalchi*
Scale con struttura metallica e gradini in legno.
Peso proprio = 118 kg/mq
Carico accidentale (33%) = 132 kg/mq

In funzione dei carichi verticali applicati, sono state calcolate le forze sismiche agenti secondo l'analisi statica equivalente.

8.4.3 Analisi dei risultati

La forza resistente dell'intero fabbricato è stata valutata nelle due direzioni principali X ed Y e nei due versi (+ e -). La non simmetria della struttura, infatti, potrebbe condurre a risposte diverse per forze applicate in senso opposto. I risultati ottenuti sono riportati in termini di taglio ultimo alla base dell'intera struttura e di percentuale rispetto al carico verticale complessivo nella Tab. 8.7.

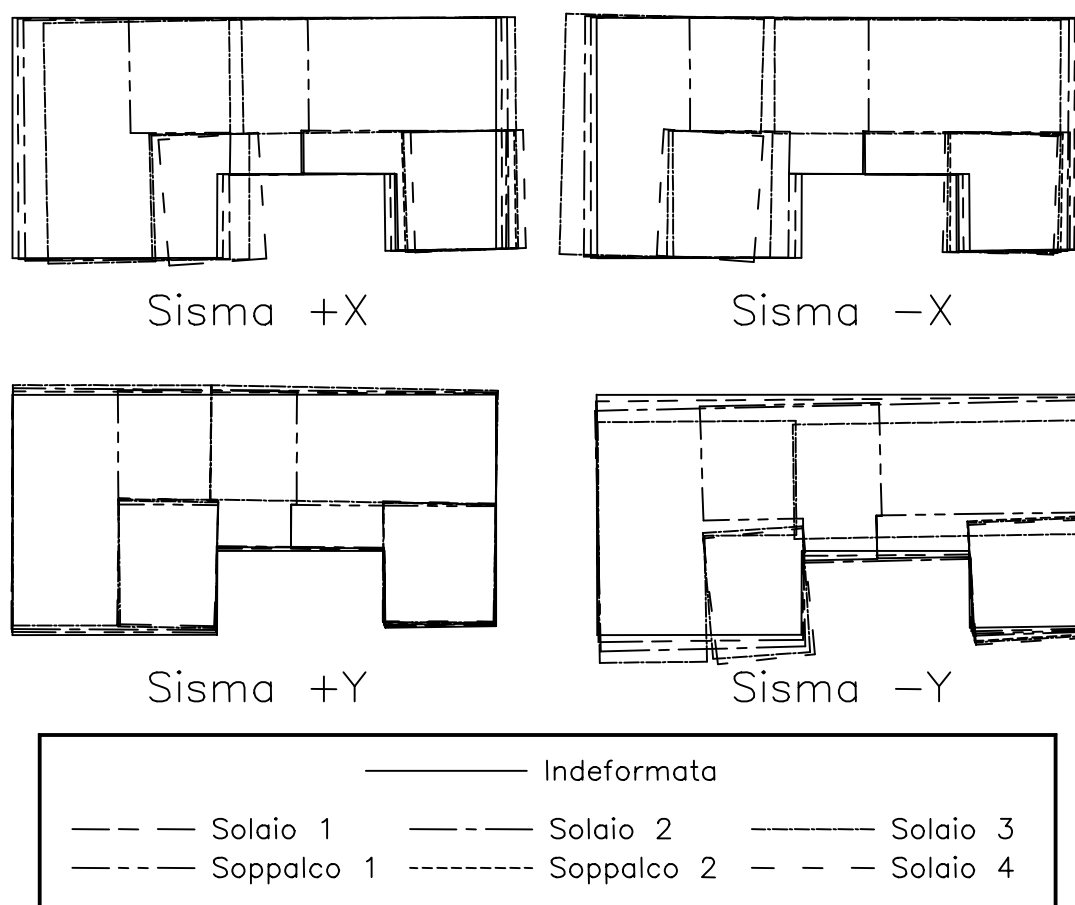


Fig. 8.29 - Spostamenti dei solai ai diversi livelli e per le diverse direzioni del sisma.

Come era lecito attendersi, la forza resistente del comparto è, in percentuale rispetto al carico verticale complessivo, sensibilmente inferiore rispetto a quella delle pareti.

Ciò è evidentemente dovuto al fatto che, come già precedentemente detto, nel tridimensionale le pareti parallele al sisma devono sopportare - a parità di carico verticale su esse gravante - anche le forze sismiche originate dalle masse agenti sulle pareti parallele al sisma.

Poiché gli orizzontamenti sono costituiti da volte a padiglione o a crociera, si spiega il dimezzamento delle percentuali H/W.

L'esame degli spostamenti dei solai (Fig. 8.29) conduce ad alcune riflessioni interessanti. I primi due livelli, nei quali le volte sono all'incirca alla stessa altezza, non presentano grossi problemi; è leggibile solamente una leggera torsione per sisma in direzione Y.

Ai piani alti, dove le volte presentano significativi sfalsamenti in altezza, la

situazione è, invece, preoccupante per diversi aspetti:

- il terzo e, dove presente, il quarto livello, manifestano localizzazioni di spostamento molto marcate. Ciò è perfettamente in linea con quanto già trovato per alcune delle pareti campione;
- l'ala sinistra del fabbricato, inoltre, si dimostra nettamente più deformabile in direzione X della parte rimanente. Pericolosa conseguenza è l'insorgere di martellamenti (+X) ed allontanamenti (-Y) che potrebbero portare al crollo delle volte;
- in direzione Y e soprattutto in corrispondenza del vano scala risulta più accentuata la torsione.

8.5 Conclusioni

L'analisi sismica del palazzotto ottocentesco si è sviluppata su tre livelli: valutazione della vulnerabilità nei confronti del ribaltamento fuori del piano, studio di dettaglio di alcune pareti di importanza centrale nell'edificio, verifica strutturale dell'intero fabbricato soggetto a forze sismiche.

Tutte e tre le strade percorse hanno portato a localizzare il punto debole del palazzo nei piani alti, che si sono dimostrati maggiormente sensibili al ribaltamento e che hanno fatto segnalare una localizzazione di spostamenti.

La tendenza delle pareti a ribaltare al di fuori del proprio piano medio è aggravata dagli spessori esigui delle pareti, anche al piano terra, da volte reali presenti anche ai piani alti e, spesso, dalla totale assenza di incatenamenti. Il buon ammorsamento con le pareti trasversali, realizzato attraverso i cosiddetti "*intostoni*", elimina il problema in condizioni statiche ma si dimostra insufficiente in presenza di azioni sismiche quali quelle attese nel territorio di Catania.

Per migliorare la resistenza del palazzo alle sollecitazioni sismiche attese per la zona, risulta pertanto indispensabile intervenire sui livelli superiori con incatenamenti capaci di riversare le spinte statiche nel piano delle pareti e di garantire un adeguato collegamento tra le parti strutturali.

Per quanto riguarda la risposta per sollecitazioni agenti nel piano medio delle pareti, l'edificio di via Verdi presenta una forza orizzontale resistente inferiore a quella della II categoria sismica.

Infine, lo sfalsamento in altezza degli orizzontamenti può portare a martellamenti o distacchi delle imposte delle volte, con conseguente possibilità di crolli.

BIBLIOGRAFIA

- Arezzo, P. 1994. Le volte in pomice e gesso. Analisi tipologica, apparecchiature costruttive, studio meccanico e prime prove sperimentali. *Tesi di Laurea. Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Catania, A.A. 1993-1994.*
- Braga, F., Liberatore, D. & Spera, G. 1997. A computer program for the seismic analysis of complex masonry buildings. In G.N. Pande, J. Middleton & B. Kralj (eds.), *Computer Methods in Structural Masonry – 4; Proc. intern. symp.*, Firenze, 3-5 settembre 1997: 309-316. London: E & FN Spons.
- Liberatore, D. & Spera, G. 1999. Risposta sismica di un palazzo ottocentesco nel Comune di Catania. In *Manutenzione e recupero nella città storica*, Atti del III Convegno Nazionale ARCo, Roma 7-8 maggio 1999: 425-434. Roma: Fratelli Palombi Editori.
- Liberatore, D. & Spera, G. 1999. Risposta sismica di edifici in muratura rappresentativi di due tipologie edilizie del Comune di Catania. In *L'Ingegneria Sismica in Italia*, Atti del IX Convegno Nazionale ANIDIS, Torino, 20-23 settembre 1999.
- Randazzo, G. 1988. Le strutture murarie negli edifici del centro storico di Catania. In *Documenti dell'Istituto Dipartimentale di Architettura e Urbanistica dell'Università di Catania*, 16: 109-143.