



Resistenza a forze orizzontali di pareti in elementi forati di laterizio

Seconda parte: interpretazione dei risultati sperimentali

Maria Luisa Beconcini

(Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Pisa)

Lo studio qui illustrato ha tratto origine dalle prescrizioni contenute nella normativa relativa ai carichi e sovraccarichi sulle costruzioni.

Nella prima parte del lavoro si sono presentati i risultati di una campagna sperimentale condotta su campioni di pareti, in elementi forati di laterizio di diversa tipologia, al fine di determinarne la resistenza ai carichi orizzontali.

In questa seconda parte si fornisce una interpretazione dei risultati delle prove, ampiamente illustrate nella prima parte, ai fini del loro utilizzo in fase progettuale.

Emerge anche in questo caso la superiore resistenza delle tramezze POROTON® rispetto alle altre soluzioni considerate.

Introduzione

Nel D.M. 16/1/96, riguardante i carichi e sovraccarichi sulle costruzioni, sono contenute alcune prescrizioni che rivestono un carattere di novità rispetto alla precedente normativa; una di queste riguarda i **sovraccarichi variabili per gli edifici**, in particolare i sovraccarichi orizzontali lineari da applicarsi a pareti ed a parapetti o mancorrenti; tali sovraccarichi devono considerarsi applicati ad un'altezza di m 1,20 dal piano di calpestio, con intensità variabile fra 1,00 e 3,00 kN/m, a seconda della destinazione dei locali.

Le Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche (Circ. Min. LL.PP. 4/7/96, n. 156) precisano che *"i sovraccarichi orizzontali devono essere utilizzati per verifiche locali ed inoltre che il soddisfacimento della prescrizione potrà essere documentato anche per via sperimentale, e comunque mettendo in conto i vincoli che il manufatto possiede e tutte le risorse che il tipo costruttivo consente"*.

Tale prescrizione costituisce una **novità per le pareti** - tramezzature interne agli edifici, pareti esterne, tamponamenti di strutture in cemento armato - che fino ad ora venivano realizzate utilizzando tipologie, materiali e spessori secondo criteri ormai consolidati dall'uso, senza effettuare di regola verifiche statiche.

L'introduzione della prescrizione suddetta, oltre che conseguire ad incidenti imputabili proprio alla sottovalutazione del problema statico, costituisce un passo nel processo di allineamento della normativa nazionale agli Eurocodici: nell'EC1, part 2-1, infatti, sono previsti sovraccarichi orizzontali delle stesse entità su tramezzi e su parapetti.

L'uso comune di non condurre verifiche per carichi orizzontali sulle pareti ha fatto sì che, allo stato attuale, non si disponga né di dati sperimentali, né di metodi di calcolo specifici applicabili a tali elementi.

È parso quindi opportuno affrontare il problema ed intraprendere uno studio, comprendente **prove sperimentali** su elementi di parete, costruiti secondo le tipologie più comunemente usate, con il duplice scopo di formare un archivio di risultati sperimentali e di approntare modelli di calcolo con essi compatibili.

Nella prima parte si sono presentate le prove ed i risultati ottenuti nell'ambito di una ricerca condotta presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Pisa in collaborazione con ANDIL, Associazione Nazionale degli Industriali dei Laterizi.

In questa seconda parte, si illustrano una interpretazione dei dati sperimentali ed un modello di calcolo atto a dedurre valori di resistenza per pareti di dimensioni intermedie rispetto a quelle provate.

Parte seconda: considerazioni sui risultati delle indagini sperimentali

1. Analisi dei risultati delle prove

I risultati delle prove, descritte nella parte prima, sono stati elaborati allo scopo di ottenere dei parametri di riferimento per la stima della resistenza di pareti di tipologie analoghe a quelle sperimentate ma di dimensioni o condizioni di vincolo diverse.

1.1. Comportamento dei pannelli in fase non fessurata

Per ciascun tipo di parete soggetto a prove, sono stati ricavati, e riportati in tabella 7, i valori medi:

- del momento flettente massimo, M_{fess} , valutato in corrispondenza del carico di prima fessurazione, nello schema di trave semplicemente appoggiata;

- della tensione massima corrispondente al momento flettente di cui sopra, σ_{fess} , valutata per l'intera sezione di parete, compreso l'intonaco, ove presente.

I valori delle tensioni, ricavate nel modo suddetto, pur essendo molto dispersi, risultano elevati rispetto alla resistenza a trazione delle malte o alla tensione di distacco malta-laterizio.

In effetti, nelle pareti caricate lateralmente, anche per carichi piuttosto bassi si innesca un **funzionamento ad arco** che si sovrappone al funzionamento a trave. A parità di altri parametri, l'effetto arco è tanto più rilevante quanto maggiore è l'inclinazione delle bielle compresse, e quindi quanto più grande è il rapporto fra lo spessore della parete e la distanza fra la posizione del carico e il vincolo più distante.

Valutando il contributo del funzionamento ad arco come descritto al successivo par. 1.2., si è calcolato, in modo del tutto convenzionale, il carico di fessurazione come somma dei due contributi dovuti al funzionamento a trave e a quello ad arco, e la corrispondente tensione massima di trazione per sovrapposizione del diagramma delle tensioni dovute alla flessione e di quelle generate dal funzionamento ad arco.

I risultati di tali valutazioni sono riassunti in tabella 8.

I dati di tabella 8 mostrano che le tensioni nella fase di fessurazione hanno valori confrontabili per i vari tipi di pannelli e compatibili con la resistenza a trazione della malta.

Tab. 7 - Risultati sperimentali e valutazioni effettuate tenendo conto del funzionamento a trave.

Tipo	Elemento forato	Spessore [cm]	Giunti	Intonaco	Altezza [cm]	P fess [daN]	δ fess [mm]	M fess [daNm]	σ fess [daN/cm ²]
-1-	8x25x25	8	v+o	no	280	189	1,7	132	12
-2-	8x12x25	8	v+o	no	280	151	2,3	104	10
-8-	8x25x25	8	o	no	280	68	0,5	47	4
-3-	8x20x50	8	o	no	280	125	0,9	86	8
-7-	8x25x25	8+2	v+o	si	280	270	1,5	187	11
-9-	8x12x25	8+2	v+o	si	280	265	1,1	183	11
-4-	12x25x25	12	v+o	no	280	313	1,8	217	9
-5-	8x25x25	8	v+o	no	350	58	1,1	46	4
-10-	8x12x25	8+2	v+o	si	350	153	1,5	123	7
-6-	12x25x25	12	v+o	no	350	233	1,8	188	8

Tab. 8 - Risultati sperimentali e valutazioni effettuate tenendo conto sia del funzionamento a trave che del funzionamento ad arco.

						Valori sperimentali		Valori teorici carichi di fessurazione			
Tipo	Elemento forato	Spessore [cm]	Giunti	Intonaco	Altezza [cm]	P fess [daN]	δ fess [mm]	P (fless) [daN]	P (arco) [daN]	P (tot) [daN]	σ fess [daN/cm ²]
-1-	8x25x25	8	v+o	no	280	189	1,7	97	80	177	3,6
-2-	8x12x25	8	v+o	no	280	151	2,3	97	80	177	3,6
-8-	8x25x25	8	o	no	280	68	0,5	29	25	54	1,0
-3-	8x20x50	8	o	no	280	125	0,9	/	/	/	/
-7-	8x25x25	8+2	v+o	si	280	270	1,5	157	130	287	3,7
-9-	8x12x25	8+2	v+o	si	280	265	1,1	157	130	287	3,7
-4-	12x25x25	12	v+o	no	280	313	1,8	213	179	392	3,5
-5-	8x25x25	8	v+o	no	350	58	1,1	37	32	69	1,6
-10-	8x12x25	8+2	v+o	si	350	153	1,5	93	77	170	2,6
-6-	12x25x25	12	v+o	no	350	233	1,8	161	133	294	3,1

1.2. Comportamento dei pannelli in fase fessurata

Una volta avvenuta la fessurazione, il pannello continua ad assorbire carichi solo con funzionamento ad arco. Sulla base dei dati sperimentali, si è tentato di modellare il comportamento dei pannelli sotto carichi laterali oltre il limite di fessurazione.

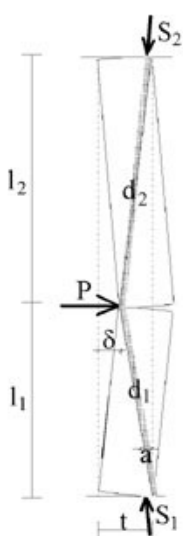
Lo schema di riferimento è illustrato in fig. 24, in cui:

- t è lo spessore del pannello (compreso l'intonaco, quando esiste);
- δ è lo spostamento orizzontale della sezione di applicazione del carico;
- a è la larghezza dell'area reagente delle sezioni fessurate;
- l_1 è l'altezza di applicazione del carico.

Nel modello si sono adottate le seguenti ipotesi:

- i vincoli in sommità e alla base del pannello sono fissi;
- la fessurazione avviene in corrispondenza della sezione di applicazione del carico (ciò si è verificato nella quasi totalità delle prove);
- il modulo elastico della muratura è di 60000 daN/cm²;
- la larghezza della sezione reagente decresce al crescere dello spostamento δ con legge:

$$\frac{a}{t} = 0,5 - 1,2 \cdot \left(\frac{t}{l_1}\right) \cdot \delta - 12 \cdot \left(\frac{t}{l_1}\right)^2 \cdot \delta^2 \quad (\delta \text{ in cm})$$



Sulla base delle precedenti ipotesi, per ogni valore di δ a partire da 0,2 cm (corrispondente in media alla fessurazione) si valutano:

- gli accorciamenti subiti dalle due porzioni di pannello, in base a considerazioni geometriche (la somma delle proiezioni verticali delle due porzioni di pannello deve uguagliare la distanza fra i vincoli) e di equilibrio (uguaglianza delle componenti verticali degli sforzi di compressione nelle due porzioni di pannello);
- gli sforzi di compressione S nelle due porzioni di pannello in funzione dell'accorciamento;
- la tensione σ di compressione dovuta allo sforzo S considerato uniformemente distribuito sull'area di contatto;
- il carico P come somma delle componenti orizzontali degli sforzi S .

I diagrammi P/δ per i vari tipi di pannello ottenuti col procedimento sopra descritto sono stati confrontati con quelli ricavati sperimentalmente (figure 25÷30).

Fig. 24 - Modello di funzionamento.

Nella tabella 9 sono riportati, insieme ai corrispondenti valori sperimentali, i valori dei carichi e degli spostamenti massimi ricavati con il modello; inoltre sono indicati i valori dello sforzo S e della tensione σ , in corrispondenza del carico massimo.

Tab. 9 - Risultati sperimentali e valutazioni effettuate utilizzando il modello di calcolo.

					Valori sperimentali		Valori teorici			
Tipo	Elemento forato	Spessore [cm]	Intonaco	Altezza [cm]	P max [daN]	δ max [mm]	P max [daN]	δ max [mm]	S max [daN]	σ max [daN/cm ²]
-1-	8x25x25	8	no	280	492	10,3	377	17	7177	39
-2-	8x12x25	8	no	280	431	15,2	377	17	7177	39
-7-	8x25x25	8+2	si	280	970	9,3	712	15	9180	37
-9-	8x12x25	8+2	si	280	1512	10,6	712	15	9180	37
-4-	12x25x25	12	no	280	850	9,8	1100	11	11070	38
-5-	8x25x25	8	no	350	168	12,8	220	15	4650	21
-10-	8x12x25	8+2	si	350	394	19,6	430	15	6740	37
-6-	12x25x25	12	no	350	640	14,1	678	12	8300	33

Dai confronti emerge una discreta rispondenza fra i valori calcolati e quelli sperimentali, che si può ritenere accettabile anche in considerazione della dispersione dei risultati sperimentali, dovuta a fattori di cui difficilmente si può tenere conto in un modello di calcolo.

Per i pannelli intonacati di altezza 280 cm, il modello fornisce risultati che si accordano abbastanza bene con quelli esibiti dai pannelli tipo -7-, realizzati con elementi forati cm 8x25x25 e malta tipo 2, ma non altrettanto bene per i pannelli tipo -9- realizzati con elementi forati cm 8x12x25 e malta tipo 3.

La fig. 26 mette in evidenza la poca aderenza del comportamento modellato con quello sperimentale per i pannelli di tipo -9-, di spessore 8+2 cm e altezza 280 cm.

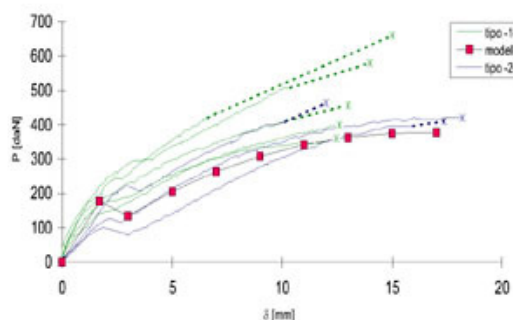


Fig. 25 - Modellazione del comportamento dei pannelli spessore 8 cm, altezza 280 cm.

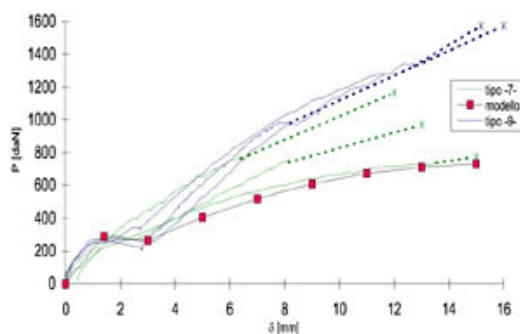


Fig. 26 - Modellazione del comportamento dei pannelli spessore 10 cm, altezza 280 cm.

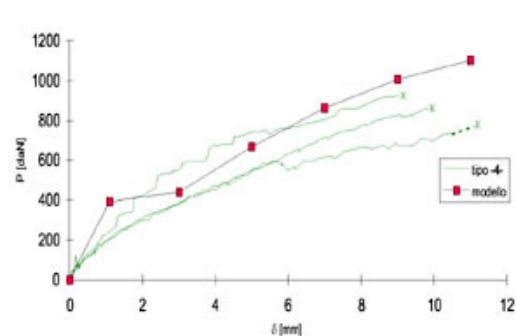


Fig. 27 - Modellazione del comportamento dei pannelli spessore 12 cm, altezza 280 cm.

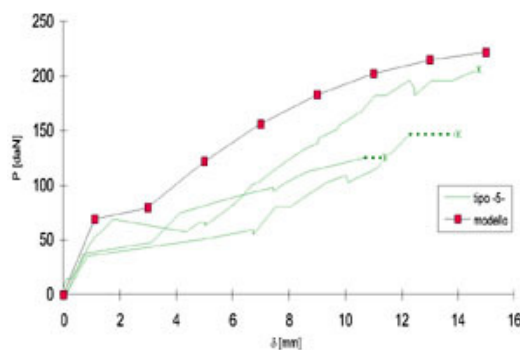


Fig. 28 - Modellazione del comportamento dei pannelli spessore 8 cm, altezza 350 cm.

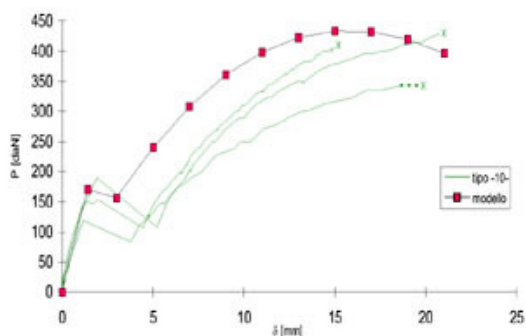


Fig. 29 - Modellazione del comportamento dei pannelli spessore 10 cm, altezza 350 cm.

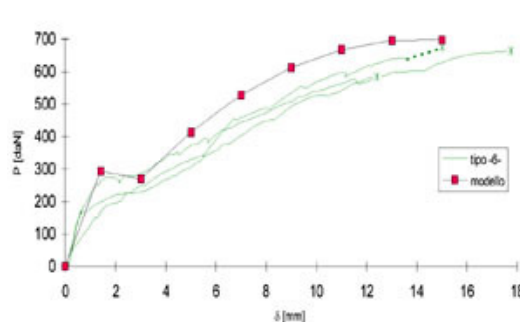


Fig. 30 - Modellazione del comportamento dei pannelli spessore 12 cm, altezza 350 cm.

2. Estensione dei risultati ai casi reali

Si ritiene che i risultati delle indagini sperimentali possano essere estesi anche a pareti di tipologie analoghe a quelle provate ma di diverse dimensioni; specificamente, utilizzando il modello descritto al paragrafo precedente, è possibile stimare la resistenza ai carichi orizzontali di pareti di altezza intermedia, o non troppo superiore a quelle provate.

Per valutare i limiti di applicabilità dei risultati sperimentali ai casi correnti, è necessario tenere presenti alcune considerazioni.

2.1. Influenza delle dimensioni dei campioni

Le prove sono state effettuate su pannelli di parete di larghezza 100 cm, inseriti fra pavimento e soffitto e completamente liberi sui bordi verticali.

Per quanto riguarda i vincoli, non sono stati adottati particolari accorgimenti, salvo curare il buon riempimento del giunto fra la fila superiore degli elementi ed il soffitto, secondo le regole del buon costruire. Pertanto i risultati ottenuti sui

campioni possono essere considerati, almeno per quanto riguarda i vincoli, come valori minimi della resistenza delle pareti, che, in generale, possono essere ulteriormente vincolate sui bordi verticali. A causa della varietà dei vincoli laterali, si ritiene comunque non opportuno mettere in conto nella modellazione di casi progettuali un eventuale effetto piastra, salvo specifiche individuate situazioni.

2.2. Influenza delle modalità di costruzione

Durante le prove è stato osservato che il miglior comportamento dei pannelli sotto carico era strettamente legato alle caratteristiche di regolarità dei giunti di malta orizzontali, cioè alla presenza di un giunto esteso su tutta la superficie della fila di elementi forati e collegato ai giunti verticali.

Poiché la fessurazione avviene in generale per distacco del giunto di malta dalla fila di elementi forati, laddove la superficie di contatto è ridotta la fessurazione avviene per valori del carico minori; corrispondentemente gli spostamenti laterali sono maggiori ed il carico sopportabile per effetto arco risulta inferiore, in conseguenza sia del minore angolo tra le due bielle formanti l'arco, sia della ridotta area di contatto.

Tale osservazione giustifica in gran parte la dispersione dei valori dei carichi di fessurazione e dei carichi massimi, in gruppi di pannelli di uguale tipologia.

La presenza dei giunti di malta verticali nei pannelli costruiti con elementi a fori orizzontali contribuisce ad aumentare notevolmente il carico di fessurazione rispetto agli analoghi con giunti solo orizzontali: infatti, nei primi la resistenza al distacco del giunto è fornita anche dalla malta nella sezione di contatto giunto verticale-giunto orizzontale.

I pannelli di spessore 8 cm realizzati con elementi a fori verticali (tramezze POROTON®) hanno mostrato una resistenza notevolmente superiore rispetto a pannelli del medesimo spessore costruiti con diversi tipi di elementi forati: ciò dipende in parte dalla superiore resistenza dei singoli elementi ed in parte dall'effetto di ingranamento dovuto alla malta che penetra nei fori.

Da tali considerazioni discende che la resistenza di pareti di dato spessore dipende in gran misura dalla tipologia degli elementi forati e dalle modalità di posa.

2.3. Influenza dei vincoli

I pannelli sottoposti a prove sono stati costruiti a contrasto con solai estremamente rigidi, in grado quindi di assorbire senza apprezzabili deformazioni le spinte generate dal funzionamento ad arco delle pareti sotto il carico orizzontale, che, come si deduce dai dati di tab. 9, raggiungono valori rilevanti.

In tali condizioni, il contributo dell'effetto arco alla resistenza laterale delle pareti si è esplicito nella misura massima possibile.

Nella corrente realtà costruttiva, i solai di piano hanno una maggiore deformabilità, costituendo quindi un ritegno meno efficace sotto la spinta esercitata dalle pareti, con conseguente riduzione della loro resistenza.

Per alcuni tipi di parete (altezza 280 cm, spessori 8+2 cm e 12 cm), è stato effettuato il calcolo della resistenza e della spinta sui solai con un procedimento analogo a quello sopra descritto, che teneva conto anche della deformabilità dei solai.

I risultati ottenuti hanno evidenziato che la resistenza delle pareti si riduce notevolmente quando queste sono costruite a contrasto di solai deformabili.

È inoltre da prevedere che anche il non perfetto "inzeppamento" abbia effetti analoghi ed anche peggiori.

Per quanto riguarda la sicurezza dei solai sollecitati dalle azioni S generate dal funzionamento ad arco delle pareti sotto i carichi laterali, non sembrano sussistere problemi locali poiché i valori delle tensioni di contatto non raggiungono valori eccessivi; in quanto alla sicurezza globale, soprattutto dei solai sollecitati dal basso verso l'alto, occorre notare che le azioni S risultano notevolmente diminuite in conseguenza della deformabilità dei solai stessi; pertanto non sembra ipotizzabile una crisi dal lato solaio.

3. Considerazioni sull'utilizzo dei dati sperimentali nella progettazione

La sperimentazione ad oggi effettuata su campioni di pareti non è sufficientemente ampia per poterne considerare i risultati come statisticamente validi ed applicabili alla generalità delle situazioni; tuttavia si ritiene che i risultati possano essere utilizzati per la progettazione di pareti di tipologie analoghe a quelle provate, nei casi in cui le modalità costruttive non si discostino da quelle descritte in precedenza.

Con riferimento a quanto espresso nel par. 4.4.1. del D.M. 9/1/96 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato ...", in relazione alle verifiche mediante prove su strutture campione, ai risultati sperimentali, o ricavati dal modello descritto al par. 1. per pareti di dimensioni diverse, dovrebbe essere applicato un coefficiente centrale di sicurezza non inferiore a 2.

Nel caso attuale, in considerazione della forte dispersione dei risultati ottenuti (tabella 6) e delle incertezze della modellazione, si ritiene opportuno adottare un coefficiente di sicurezza centrale pari a 3, ovvero, operando nell'ottica degli stati limite, un coefficiente parziale γ_m pari a 2 sulla media dei risultati sperimentali dal lato delle resistenze ed un coefficiente parziale γ_f pari ad 1,5 dal lato delle azioni.

La ricerca è stata svolta nell'ambito di una convenzione fra Università di Pisa e Laterservice s.r.l.

Le prove sperimentali sono state effettuate presso il Laboratorio Ufficiale per le esperienze dei materiali da costruzione del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, con la collaborazione dei tecnici Luca Barsotti, Giulio Benedini, Michele Di Ruscio, Roberto Lazzerini, Luciano Pagni, Franco Pratelli.