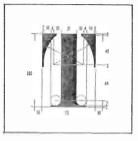
Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche



Lorenzo Jurins - Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di

st

Nell'articolo si riferiscono i risultati di una indagine sperimentale e teorica condotta
su pareti in muratura sottoposte a cicli di carico orizzontale agenti nel piano delle pareti stesso. In tale indagine si è esaminato il comportamento di otto modelli
strotturalmente distinti, in
scala 1:2, realizzati in muratura semplice, in muratura
armata ed in muratura collaborante con telalo in cemento

armato; inoltre si è proposta e studiata una modalità costruttiva originale, denominata e parete a pannelli in muratura armata ».

Le prove svolte hanno fornito indicazioni sulla resistenza e rigidezza delle pareti, sulla distribuzione delle lesioni e sui meccanismi di rottura nelle varie fasi di carico, sulla capacità di dissipazione di energia, ecc.

Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche:

indagine sperimentale ed interpretazioni teoriche

Premessa

La riscoperta delle caratteristiche estetiche, funzionali ed economiche delle murature, eclissate dal sopravvento dell'acciaio e del cemento armato, ed il migliorato controllo di qualità nella produzione dei laterizi hanno dato luogo tra i costruttori ad un rinnovato interesse verso questo materiale.

Questa tendenza si nota anche in zone di alto rischio sismico, dove numerosi sono gli edifici in muratura, soprattutto tra quelli di medio e basso costo.

Tale osservazione ha portato ad intraprendere una ricerca teorico - sperimentale intesa ad approfondire le conoscenze sulla risposta di strutture parzialmente o totalmente in muratura sottoposte ad azioni laterali agenti nel loro piano. La ricerca si è realizzata oresso l'Università di Piura (Perù) nell'ambito di un programma realizzato dal Servizio Cooperazione Tecnica del Ministero degli Affari Esteri taliano.

Le critiche che si sollevano rispetto alle capacità strutturali delle murature soggette a carichi orizzontali non tengono conto dei sostanziali miglioramenti apportabili con opportune armature distribuite nella parete e/o con telai di contenimento.

Le esperienze di recenti terremoti (Alaska 1964, San Ferdinando 1971, Friuli 1976), hanno fornito numerosi esempi di edifici la cui sopravvivenza è dipesa dai fattori sopra indicati.

Occorre osservare, d'altra parte, che la pratica progettuale, orientata finora a trascurare l'effetto dei tamponamenti inseriti nelle strutture portanti nella convinzione di operare a favore della sicurezza, ha condotto a risultati non sempre felici. La presenza di questi elementi di notevole rigidezza, modifica, in realtà, qualitativamente e quantitativamente la risposta globale dell'edificio, sia in termini di frequenza propría, smorzamento delle vibrazioni, dissipazione di energia, coefficienti di duttilità, che in termini di ripartizione delle azioni. Ne risulta che nell'ossatura portante di un edificio la posizione delle zone critiche è fortemente influenzata dalla presenza dei tamponamenti, tanto più se questi creano dissimmetrie nelle masse e nelle rigidezze. Come alternativa alla scelta di isolare i pannelli di tamponamento negli edifici ad ossatura portante (soluzione adottata în taluni paesi), è preferibile a nostro avviso affrontare uno studio organico per valutare l'efficacia e i limiti del loro contributo basandosi sulla conoscenza realistica del loro comportamento nel complesso strutturale. Per poter affrontare questo problema è necessario però indagare il comportamento delle sottostrutture che costituiscono l'insieme, tenendo presenti gli effetti di intera-

STRUIBE N. 100 - 1077-

zione tra i costituenti (parete, armatura e telaio). Adeguate caratteristiche di resistenza e duttilità delle pareti in muratura, associate ad una adeguata rigidezza, sono in grado infatti, in caso di sollecitazioni di media intensità, di limitare i danni alle parti strutturali ed architettoniche e di offrire delle garanzie di resistenza limite nel caso di sollecitazioni molto intense.

Letteratura disponibile relativa a ricerche sperimentali

Prove su pareti in muratura semplice compaiono in molti lavori sistematici già da parecchi anni: tra i più notevoli quello realizzato dalla Structural Clay Products Research Foundation a partire dal 1953 [61]...[68] su elementi quadrati standard sottoposti a compressione diagonale. Le variabili in esame erano la natura e le caratteristiche dei mattoni e dei leganti.

Una estesa ricerca a scopo normativo è stata condotta con gli stessi criteri da Blume [10]...[12], che ha considerato anche il caso di pareti con diverse percentuali e disposizioni di armatura. Ancora su modelli in scala ridotta, Simms [73] ha studiato l'effetto di variabili come Il rapporto altezza-lunghezza e la presenza di carichi verticali di diversa entità interagenti con quelli orizzontali.

Quest'ultimo problema condotto ad Interessanti ricerche svolte da Greenly [18], Cattaneo e Borchelt [13], sempre su modelli, mentre una notevole mole di dati è stata fornita da Hendry ed Il suo gruppo ad Edimbur-go [19]...[28], operando anche su pareti in scala naturale. Pochi ricercatori (Polyakow [56]) si sono interessati al caso di carichi alternati. La soluzione strutturale della muratura armata ha portato ad Interessanti ricerche in diversi paesi direttamente coinvolti nel problema sismico. La maggior parte si è realizzata utilizzando modelli in scala prossima alla naturale.

Fra I lavori presentati è note-

Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche vole quello svolto presso la UNAM (Messico) da Meli [45]-[46] ed Esteva [15], che hanno studiato pannelli sottoposti a cicli di carico statico alternato di uguale ampiezza di spostamenti, esaminando come variabili la natura dei materiali e la disposizione delle armature.

Parte della ricerca ha interessato pannelli sottoposti a carico monodirezionale crescente fino a rottura.

Con questa modalità di carico ha operato anche Scrivener [69]...[72] in Nuova Zelanda su pareti in blocchi di cemento con varie percentuali di armatura interna uniformemente distribuita. Ancora in regime statico alternato hanno operato Priestley e Bridgeman [57], indagando gli effetti delle armature orizzontali in pareti caricate a flessione, e Schneider [59] - [60] che ha sviluppato uno studio su pareti armate in presenza di aperture, rivolgendo la propria attenzione al comportamento dei setti divisori tra le finestre

Mayes e Clough [38]...[41] hanno studiato lo stesso problema con un'attrezzatura più sofisticata che permetteva un regime dinamico di applicazione dei carichi.

Tra i pochi esempi di studio in regime dinamico è da ricordare ancora Williams [61], che ha studiato gli effetti combinati della forma, del carico verticale e delle percentuali di armatura.

L'informazione sperimentale esistente su pareti in muratura collaborante con telalo in c.a. o in acciaio è abbastanza ampia e comprende lo studio di strutture reali; ad esempio Ockleston [47] in Sudafrica e Read in Inghilterra, hanno trasformato in occasione di studio la demolizione di due edifici confrontando il comportamento di telai in c.a. in presenza o meno di tamponamenti. Tra i primi lavori sistematici apparsi, importante è quello svolto tra il 1957 ed il 1958 da Benjamin e Williams [2]...[9] su pareti ad un piano e una campata, affiancato da quelli di Polyakow [48]...[55] e di Liao [31]. In queste ricerche si è esaminato l'effetto di variazioni nel tipo di muratura, nell'armatura del telaio irrigidente e nelle dimensioni reciproche di telaio a parete. Anche in questo campo è notevole l'apporto di Meli [42] e del cileno Jorquera [30]. Le prove di quest'ultimo, realizzate a compressione diagonale ed a flessione in regime statico monodirezionale, hanno avuto per oggetto diversi tipi di materiali da tamponamento. Un notevole contributo è stato portato recentemente dal gruppo diretto da Sozen presso l'Università dell'Illinois (USA) che, con Yorulmaz, Florato, Gamble e Feodorkiw [78] - [17] - [16] ha introdot-

lasso dei modelli e dell'interazione tra parete e telaio. I modelli esaminati da questi autori contenevano pareti prive di armatura interna e di immorsamenti tra telaio e parete e venivano provati sotto carichi monodirezionali. Sono stati considerati numerosi casi di uno o più piani e di una o più campate, con presenza o meno di aperture, che hanno condotto all'elaborazione di modelli matematici di comportamento.

to concetti nuovi nello stu-

dio del comportamento a col-

Satchanski [58], Liauw [32]-[36], Thomas [74], Wood [77], Mainstone [37], Holmes [29], Carter e Smith [14] hanno affrontato il problema teorico della previsione della resistenza e della rigidezza del pannello sottoposta a compressione diagonale mediante metodi di approccio discretizzato tipo differenze finite.

Gli ultimi tre autori hanno tentato di esaminare l'interazione telaio-parete nell'ipctesi di travatura reticolare con una diagonale di opportuna dimensione, fornita dalla muratura. Carter e Smith hanno proposto una serie di grafici, validi in campo elastico, da cui è possibile ricavare la dimensione della diagonale equivalente alla parete basandosi sulle rigidezze relative del telaio e della parete.

In conclusione si può affermare che restano ancora aperti numerosi interrogativi, come il comportamento della sottostruttura - parete sotto grandi spostamenti alternati

(meccanismi di collasso e deterioramento) e la possibilità di conferire ad essa una adeguata duttilità forzando rotture per flessione più che per taglio. Non esiste sufficiente documentazione su pareti che siano contemporaneamente armate ed irrigidite da un telaio in c.a. ed inoltre va approfondito lo studio di alcune tipologie già in uso che offrono un robusto immorsamento tra telaio e parete. Il presente studio si propone di fornire un contributo in tale direzione.

A - Indagine sperimentale

1 - Aspetti generali

La parte sperimentale si divide in due fasi. La prima fase, destinata a stabilire su provini di dimensioni ridotte le caratteristiche fisico-meccaniche dei mattoni e delle murature impiegate, ha avuto carattere statistico e si è appoggiata alle norme esistenti in materia [1].

Una dettagliata descrizione delle prove è fornita nell'ap-

pendice A.

La seconda fase del programma di ricerca ha preso in considerazione 8 modelli di pareti in scala 1:2 realizzati nelle versioni di: muratura semplice, muratura armata, muratura collaborante con telaio in G.A.

L'analisi effettuata del loro comportamento sotto carichi laterali applicati nel piano tende a cogliere il comportamento di un elemento strutturale tipico sotto carichi sismici.

Le semplificazioni introdotte sono: assenza di carichi verticali, concentrazione in sommità della forza orizzontale, regime quasi statico alternato di applicazione dei carichi. Tali semplificazioni sono state adottate in precedenti ricerche conducendo a risultati del tutto soddisfacenti, tranne poche eccezioni [76].

Nella scelta delle modalità di carico si è optato per una che Figura 1 — A - prova a flessione; B - prova a compressione diagonale.

Lorenzo Jurina

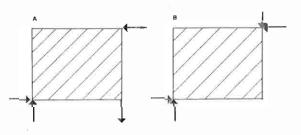
lasciasse liberi gli spostamenti verticali della colonna caricata piuttosto che impedirli. Il primo schema di carico viene denominato « a flessione », mentre il secondo, adottato in un gran numero di indagini sperimentali, viene denominato « a compressione diagonale » (fig. 1). Lo schema scelto lascia aperta la possibilità di rompersi per flessione oppure per taglio, senza imporre una delle due alternative come invece avviene con la compressione diagonale.

l risultati ottenuti per la sottostruttura « parete » sono fondamentali per comprendere i fenomeni relativi all'intera struttura. Rimangono co-

suggerita da precedenti ricerche in cui venivano studiate le conseguenze di variazioni nella natura e nelle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali impiegati per il tamponamento: le notevoli limitazioni tecnologiche dell'ambiente in cui si operava avrebbero reso difficile stimare e successivamente utilizzare i risultati di tale studio. Si è cercato piuttosto di analizzare le conseguenze di fattori di variazione presumibilmente più rilevanti tali da caratterizzare strutturalmente i modelli.

Tali fattori sono:

 presenza o meno di un telaio di irrigidimento;



munque necessari ulteriori esperimenti estesi a più elementi operanti contemporaneamente.

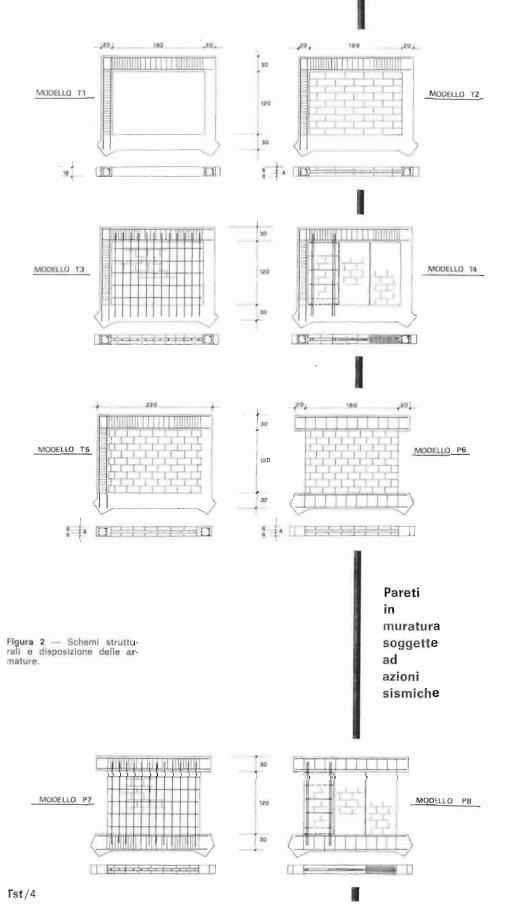
Attraverso un'analisi comparata dei vari modelli basata sulle caratteristiche di resistenza, rigidezza, distribuzione delle lesioni nelle varie fasi di carico, duttilità, capacità di dissipazione di energia, deterioramento e meccanismi di collasso, si è cercato di ottenere informazioni atte ad una previsione del comportamento, dell'affidabilità e dell'economicità di diverse soluzioni strutturali, alcune delle quali originali, altre già adottate dalla pratica costruttiva.

Non si è seguita la strada

- presenza o meno di armatura nella parete;
- presenza o meno di immorsamento tra il telaio e la parete;
- continuità della parete, o presenza di giunti verticali.

Allo scopo di rendere significativi i confronti, si è fatto variare un solo fattore per volta, cercando contemporaneamente di mantenere invariati i seguenti parametri:

- a) caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali componenti (calcestruzzo, legante, mattoni, acciaio);
- b) dimensioni geometriche e percentuali delle armature (ove esistano);



 c) modalità e tempi di realizzazione dei modelli;

d) modalità e tempi d'esecuzione delle prove.

Un'indagine basata sulla caratterizzazione strutturale dei modelli permette, entro certi limiti, di svincolarsi dalla natura dei componenti il modello, giungendo a risultati più generali.

Un problema tipico delle ricerche su pareti in muratura, come quella intrapresa, è infatti quello della scarsa confrontabilità dei risultati ottenuti nelle esperienze dei vari autori.

Differenze nel materiali, controlli di qualità, manodopera, strumentazione ecc., rendono difficile in questo campo un confronto diretto tra esperienze diverse.

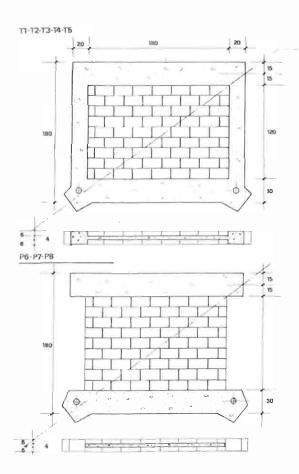
Nella speranza di poter superare almeno parzialmente queste difficoltà e di fornire dati svincolati dai fattori suddetti, si è data una particolare importanza alla analisi dei meccanismi di rottura che si ottengono sotto grandi spostamenti.

2 - Descrizione del programma sperimentale

- 2.1 Descrizione dei modelli.
- T1 telaio senza tamponamento;
- T2 telaio tamponato con parete continua in muratura semplice;
- T3 telaio tamponato con parete continua in muratura armata;
- T4 telaio tamponato con parete a pannelli in muratura armata;
- T5 telaio tamponato con parete continua in muratura semplice immorsata alle colonne;
- P6 parete continua in muratura semplice;
- P7 parete continua in muratura armata;
- P8 parete a pannelli in muratura armata.
- I modelli P6 P7 P8 sono completati superiormente e inferiormente da travi di ripartizione in c.a.

Per più dettagliate informazioni riguardo alle dimensio-

Figura 3 — Dimensioni dei modelli.



ni, materiali ed armature si rimanda all'appendice ed alle figure 2, 3 e 4.

2.2 - Costruzione dei modelli.

Per evitare discontinuità nel getto di calcestruzzo e per maggiore velocità di esecuzione, i telai sono stati gettati orizzontalmente e solo dopo la maturazione sono stati posti in posizione verticale e successivamente tamponati (foto 1). Fa eccezione a quanto sopra il telaio T5 costruito in verticale dopo la realizzazione della parete (foto 2).

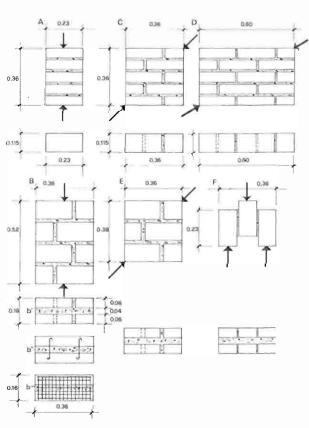
Le casseforme di legno per il getto sono state costantemente umidificate, come pure si sono avute precauzioni per tutto il periodo di maturazione, che è avvenuto all'aperto.

Figura 4 — Prove a compressione, compressione diagonale e taglio su elementi di muratura.

I fori presenti nel telaio sono stati realizzati mediante introduzione temporanea di perni opportunamente lubrificati. La miscela è stata vibrata internamente ed esternamente. Per ogni telaio si sono prelevati tre campioni di miscela da provare a compressione. Le pareti sono state realizzate con la tecnica del « core wall =, utilizzando due strati esterni di 6 cm ciascuno, costituiti da mattoni posti di taglio e da uno strato interno di malta 1:3 (cemento: sabbia setacciata) di 4 cm di spessore, uguale a quella utilizzata per la saldatura dei giunti. All'interno di questo strato si sono collocate, dove richiesto, le armature orizzontali e verticali (foto 3). Opportuni ganci di collegamento impediscono lo spanciamento dovuto a instabilità dei due strati esterni di muratura (foto 4), mentre in alcune zone particolarmente sog-

gette a compressione si sono

di Lorenzo Jurina



adottati elementi di rete elettrosaldata (foto 5).

Lo spessore medio della malta tra corsi successivi di mattoni è di 1,5 cm.

Particolare cura si è avuta nel sigiflare le zone di contatto tra telaio e parete. Per 2.3 - Strumentazione

Gli spostamenti di tutti i modelli sono stati rilevati mediante flessimetri meccanici di sensibilità 1/100 mm appoggiati su una struttura indipendente dall'apparecchiatura di spinta (fig. 5).





Foto 1 — Telai dei modelli T1, T2, T3, T4 gettati orizzontalmente e successivamente tamponati.

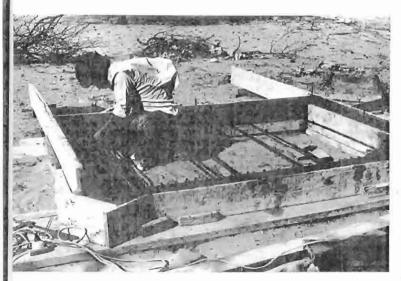


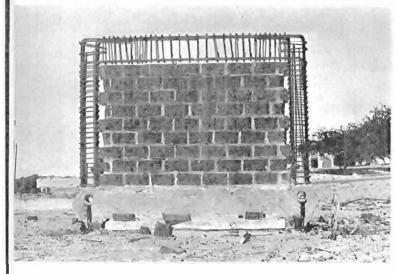


ha dato risultati costantemente nulli data la particolare realizzazione dell'apparecchiatura di spinta che non consentiva slittamenti alla base. Si sono controllati anche gli spostamenti in direzione normale alla parete, che hanno dato risultati soddisfacenti. Per mancanza di adeguata strumentazione non si sono potute rilevare le deformazioni nelle armature.

2.4 - Sistemi di carico ed appoggio.

Sono state studiate diverse soluzioni economiche per realizzare spinte orizzontali alternate dell'ordine di 60 t. Si è scelta un'apparecchiatura in acciaio relativamente leggera e maneggevole, adattabile ai modelli senza necessità di spostarli, robusta ed economica, capace di realizzare prove secondo le modalità della compressione diagonale o quella della flessione. Il sistema adottato non comporta elementi di contrasto o fondazioni pesanti. Nel caso di prove in flessione * il sistema di carico è costituito da





ogni parete si sono estratti tre campioni di malta per il test a compressione.

I modelli si sono provati ad un'età media di 21 giorni per il telaio e 16 giorni per la parete.

Tst/6

E' stato misurato lo spostamento orizzontale della trave superiore nella fibra baricentrica e lo spostamento orizzontale della trave inferiore nella fibra più bassa.

Questa seconda misurazione



Foto 4 — Ganci di collegamento ed armatura orizzontae e verticale.

una diagonale in trazione e da un montante in compressione articolati tra loro (figure 5, 6).

La diagonale è costituita da due tubi in acciaio di diametro 70 mm e spessore 6 mm, collegati inferiormente da un segmento di IPE 30 e superiormente da una piastra in acciaio di 40×40×2 cm posta di taglio.

Il montante è costituito da 4 tubi in acciaio analoghi ai precedenti, collegati da elementi a C lungo l'altezza e collegati superiormente da segmenti di angolare 2,5"×2,5"×1/4"; inferiormente il montante si appoggia su un perno in accialo di 7 cm, che fuoriesce dal modello.

Un martinetto idraulico tipo



- Rete eluttrosaldata posta in zone di forte com-pressione (modelli T4 e P8)

Figura 5 - Sistema di carico

misura per prove a fles-

120

di Lorenzo Jurina

Figura 6 - Apparecchiatura di carico: dettagli.

Negli esperimenti di cui si dà relazione, sono state realizzate solo prove in flessione, riservandoci per una fase successiva le prove in compressione diagonale.

trave IPE 30 di contrasto

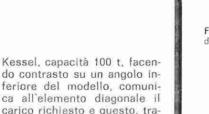
Per effettuare una certa ripartizione dei carichi concentrati si sono utilizzate due piastre in acciaio di dimensioni 16 × 40 × 5 cm, posizionate come nella figura 5.

Particolare cura si è avuta nell'eliminazione di eccentricità e attriti nei punti di appoggio e di snodo.

Mediante l'introduzione di opportuni distanziatori costituiti da blocchi in c.a. tra la base del martinetto idraulico e la estremità inferiore della diagonale si rendono possibili prove con spostamenti massimi della trave superiore dell'ordine di 40 cm nei due sensi di carico (foto 6).

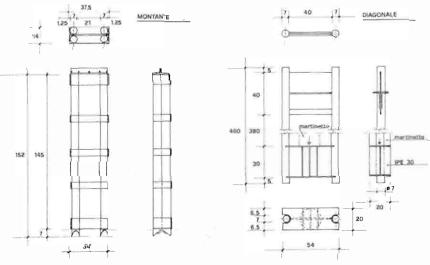
I modelli sono stati appoggiati su piastre in c.a. di dimensioni 160×75×8 cm, armate con una maglia di Ø 1/4" ogni 20 cm.

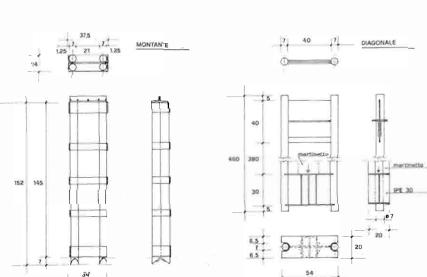
Per favorire l'alloggiamento si



carico richiesto e questo, trasferendosi sulla sommità del montante, si scompone successivamente, grazie alla possibilità di scorrimento dello snodo realizzato, in una componente orizzontale e in una lungo il montante (fig. 5). I punti d'appoggio e gli snodi

si sono scelti in modo tale che le risultanti delle azioni applicate passino lungo le fibre baricentriche delle travi e delle colonne del modello. Nel caso di « prove in compressione diagonale - si utilizza solo l'elemento diagonale, che trasferisce la spinta del martinetto idraulico all'angolo opposto ove si è praticata una opportuna tacca di appoggio.





Tst/7

è stesa, tra piastra e modello, uno strato di malta di cemento di 1 cm di spessore.

2.5 - Modalità di prova.

Il carico orizzontale è stato applicato con incrementi del 10 % circa del carico massimo previsto per i diversi cicli, facendo misurazioni intermedie nel caso che lo spostamento ottenuto superasse il 10 % di quello massimo richiesto nel ciclo.

All'inizio della prova si è applicato e poi rimosso un carico dell'ordine del 15 % della resistenza stimata a prima



Foto 6 — Distanziatori in c.a. appartenenti all'apparecchiatura di carico.

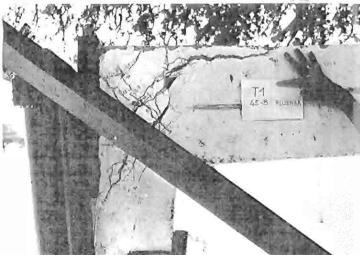
fessurazione per consentire al sistema di assestarsi. Per permettere più immediati confronti ogni modello è stato sottoposto alla medesima storia di carico; più precisamente, si sono applicati 11 « semi-cicli di carico alternato », incrementando successivamente lo spostamento massimo misurato sul baricentro della trave superiore (¹). Sono stati imposti i seguenti

(1) Per semiciclo si intende il processo di applicazione e successiva rimozione del carico.



Foto 7 — Modello T1, Sistema di carico in posizione.

Foto 8 — Modello 11. Scorrimento del cuneo di calcestruzzo sottostante la piastra di appoggio. (NOTA: In questa ed in altre foto sono indicati: l'identificazione del modello; un numero che moltiplicato per 0.11 fornisce il carico in tonnellate; il numero del semiolo di carico).



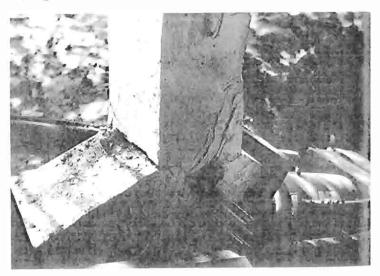




Foto 9 — Modello T1. Apertura dell'angolo caricato.

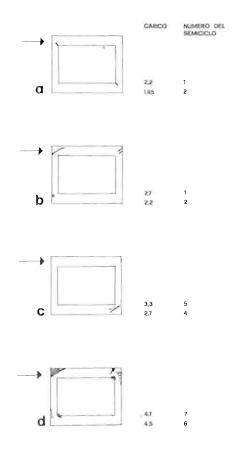
Foto 10 — Modello T1. Meccanismo di collasso. spostamenti massimi in cm:

$$\pm 0.1$$
; ± 0.25 ; ± 0.5 ; ± 1 ; -2 ; $+4$; $+8$

Ad ogni ciclo di carico si è invertita manualmente la posizione dell'apparecchiatura di spinta, controllando la centratura delle diverse parti. (sebbene in forma non sistematica) della loro ampiezza. Per un miglior rilevamento visivo si sono preventivamente dipinte con vernice bianca le due facce del modello. Per ogni fase di carico si è

raccolta un'ampia documentazione fotografica.

La prova di ogni modello ha richiesto dalle 9 alle 14 ore



Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche

Figura 7 — Modello T1 - Pattern di fessurazione.

Negli ultimi cicli, in cui si richiedevano elevati spostamenti, si è fatto ricorso a distanziatori in c.a.

Ad ogni incremento di carico si sono effettuate letture degli spostamenti ottenuti in tutti i flessimetri e contemporaneamente si è presa nota della posizione delle nuove fessurazioni avvenute e di tempo, ad esclusione del P6.

3 - Risultati delle prove

3.1 - Descrizione del « pattern » di fessurazione e meccanismi di collasso

Modello T1 (Telaio senza tam-

di Lorenzo Jurina

ponamento) - Il comportamento del modello (foto 7) nei due sensi di carico è stato pressoché analogo con una degradazione del 20 % circa, intesa come differenza tra l'avverarsi di un fenomeno in un semiciclo e il ripetersi di esso nel semi-ciclo successivo.

Le rotture sono avvenute per fenomeni tipicamente flessionali concentrati per lo più nei nodi.

Tra 1,65 e 2,2 t si è avuta fessurazione contemporanea all'interno dei due angoli caricati (fig. 7a), seguita a 2,5 t circa da rottura nelle zone esterne di trazione degli altri due angoli (fig. 7b). La rigidezza è diminuita notevolmente denunciando l'incipiente instaurarsi di un meccanismo di collasso. Contemporaneamente si è formata una fessurazione diagonale nell'angolo in alto caricato con origine sotto alla piastra di appoggio.

Un fenomeno analogo si è avuto a 3 t circa nell'angolo in basso caricato, con parzia-le sbriciolamento della zona di appoggio (fig. 7c).

Nei successivi cicli di carico si sono ampliate le fessure per trazione ai quattro nodi estendendosi nelle colonne fino a un quarto circa della altezza (fig. 7d).

Tra le 4 e le 5 t si sono manifestati lo scorrimento dell'intero cuneo di calcestruzzo sottostante la piastra di appoggio superiore e la rottura per compressione del calcestruzzo nelle parti interne degli angoli non caricati (foto 8, 9).

L'esperimento si è spinto arrivando a 25 cm di spostamento orizzontale riscontrando, come previsto, un comportamento duttile (foto 10).

Modello T2 (Telaio tamponato con parete continua in muratura semplice) - Il comportamento del modello è stato pressoché analogo nei due sensi di carico. La parete in muratura e il telaio di irrigidimento si sono comportati in modo solidale fino a 6 t. Tra 6 e 10 t si è avuto un

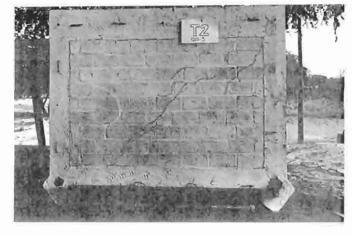
Tra 6 e 10 t si è avuto un graduale distacco dei due elementi lungo i contorni, iniziando dagli angoli non caricati e interessando successivamente zone sempre più estese (fig. 8a) fino allo stacco completo della trave superiore.

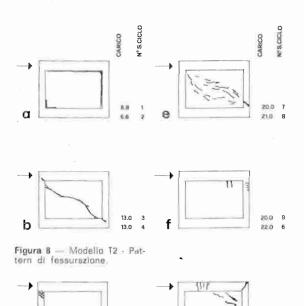
A 13 t si è formata una improvvisa fessura diagonale nella parete, seguita da aperture degli angoli caricati (figura 8b e foto 11).

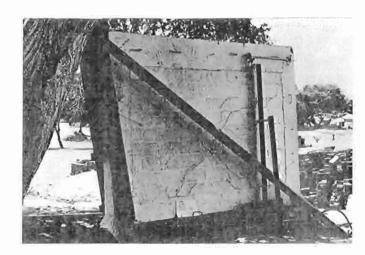
A 16 t si è formata una rottura

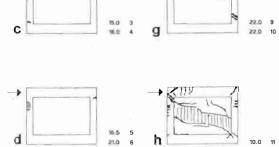
Foto 11 — Modello T2. Formazione della prima fessura diagonale.

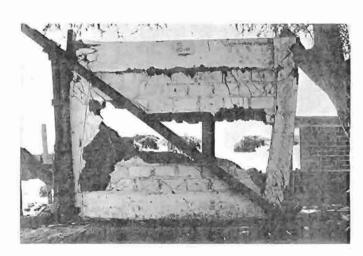
Foto 12 — Modello T2. Lesioni per taglio nelle colonne.







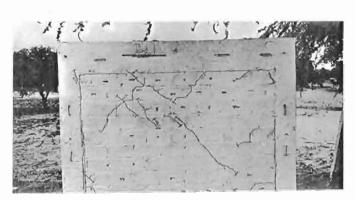




per taglio nella parte superiore della colonna a trazione, seguita dalla formazione di fessure alla base della medesima (fig. 8c).

A breve intervallo (16,5 t), si sono formate contemporaneamente fessure nella parte esterna della colonna compressa in alto e nella parte esterna della colonna a traFoto 13 — Modello T2. Configurazione in fase di collasso. Si noti il meccanismo tipo « knee braced frame ».

Foto 14 — Modello T3. Distacco tra telalo e parete.

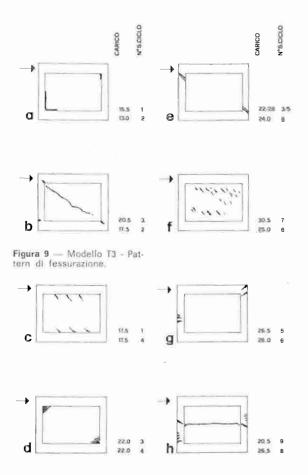


zione a circa due terzi della altezza (fig. 8d). Il secondo fenomeno è dovuto alla presenza di un cuneo indeformato di muratura che fa da puntone alla quota indicata (foto 12).

Si è giunti in questa fase alla formazione di cerniere plastiche nei quattro angoli del telaio. Ciò ha comportato una

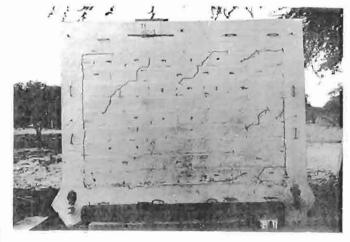
Foto 15 — Modello T3. Formazione delle prime fessure diagonali.

di Lorenzo Jurina



notevole deformabilità provocando (fig. 8e) a 20 t la formazione di estese fessurazioni distribuite nella parete con abbandono del contributo frizionale alla resistenza lungo la diagonale principale, e conseguente scarico del taglio sulla colonna a compressione. Ciò ha provocato una rilevante fessura a taglio di

Foto 16 — Modello T3. Lesioni per taglio nelle colonne.



detta colonna alla base. I cunel intatti di muratura diminuiscono di dimensioni tanto da provocare a 19 t nel ciclo successivo (fig. 8f) una rottura per flessione nella parte alta della colonna in compressione dovuta ancora ad un effetto di puntone.

E' opportuno ricordare che i fenomeni descritti avvengono talvolta in cicli di carico non contigui e che le fessurazioni introdotte nei cicli intermedi modificano parzialmente la natura della struttura a causa delle degradazioni introdotte.

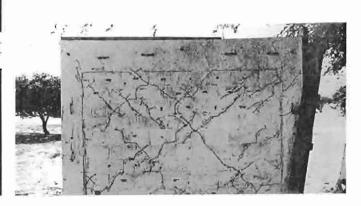
A 22 t infine si è avuta la formazione di un meccanismo di collasso totale, dato dall'attivarsi di cerniere nel nodo superiore della colonna in compressione e in un punto intermedio della trave superiore (fig. 8g).

Alla formazione di questo meccanismo, avvenuta tra 1,5 e 1,9 cm di spostamento orizzontale in sommità, è seguita una diminuzione notevole di resistenza che comunque si è mantenuta superiore a 9 t per spostamenti all'ordine di 10 cm.

A causa dello sbriciolamento della parte centrale della partete si è giunti infine alla configurazione rappresentata in fig. 8h (foto 13).

Modello T3 (Telaio tamponato con parete continua in muratura armata) - La presenza di armature verticali e orizzontali nella parete di tamponamento ha comportato variazioni notevoli nel comportamento del modello rispetto al precedente. Il comportamento nei due sensi è stato pressoché analogo con valori di rottura caratteristica minore nei semi cicli pari.

A 14 t (fig. 9a) è apparso il primo stacco tra parete e telaio, più pronunciato vicino all'angolo inferiore in trazione (foto 14). Il fenomeno è dovuto principalmente ad una azione combinata dei due elementi per resistere alla fles-



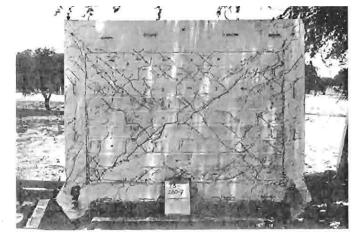


Foto 17 — Modello T3. Diffusione delle fessure diagonali nelle colonne e nella parete.



Foto 18 — Modello T3. Scorrimento orizzontale della parete ed impegno flessionale diffuso nelle colonne.

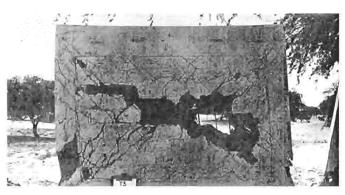


Foto 19 — Modello T3, Meccanismo di collasso con evidenti lesioni di taglio nella colonna in compressione. sione indotta dal carico esterno.

Tra le 18 e le 20 t (fig. 9b) si è avuta progressivamente la formazione di una cerniera al piede delle colonne in trazione e l'apertura degli angoli caricati (dalla parte interna) contemporanea alla formazione di una fessura diagonale molto netta che attraversa mattoni e giunti (foto 15).

Attorno alle 18 t (fig. 9c) si è avuta la formazione di altre fessure diagonali parallele alla principale, distribuite nella zona prossima alle travi superiori e inferiori. Queste fessure, non molto rilevanti per spessore e lunghezza, sono provocate dall'impedito scorrimento orizzontale tra travi e parete causato dalle armature verticali.

A 22 t (fig. 9d) circa si è avuto lo schiacciamento quasi contemporaneo dei mattoni vicino agli angoli caricati, seguito a un valore medio di 24 t dalla rottura per taglio delle colonne in prossimità di queste zone (fig. 9e e fo-

to 16).

Pareti

muratura

soggette

sismiche

azioni

Tra le 25 e le 30 t (fig. 9f) si è avuto un rapido estendersi delle fessurazioni diagonali, che hanno interessato quasi tutta la parete seguendo le linee di giunto tra mattone e mattone (foto 17). Il fenomeno è dovuto certamente al diminuito effetto di contenimento del telaio.

Come conseguenza si è abbassata la posizione del puntone compresso di muratura dalla parte della colonna in trazione, portando alla formazione di una cerniera a 2/3 di altezza delle colonne.

Il fenomeno accompagnato dal formarsi di una cerniera nell'angolo in alto non caricato (fig. 9g), si è avuto ad un carico medio di 27 t.

Tra le 21 e le 26 t (fig. 9h) le rotture per taglio delle colonne vicino ai nodi caricati si sono portate gradualmente verso la metà delle colonne stesse con la formazione di una ben delimitata fessura prizzontale a metà della parete (foto 18). Come conseguenza il modello è collassato comportando nel seguito un impegno flessionale delle colonne nella parte ancora irrigidita da cunei di muratura

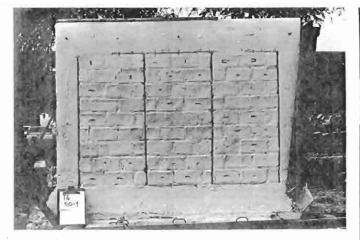


Foto 20 — Modello T4. Pannelli in muratura armata con lesioni per flessione alle estremità.

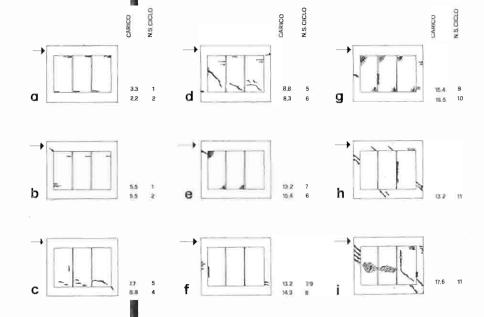
Figura 10 — Modello T4 - Pattern di fessurazione.

Attorno alle 8,5 t (fig. 10d) si è avuta l'apertura degli angoli non caricati del telaio con conseguente meccanismo di collasso e grande spostamento per il telaio medesimo. Ciò ha comportato forti carichi diagonali concentrati su ognuno dei tre pannelli con conseguente formazione di ben delineate fessure diagonali. Giungendo alle 13 t (fig. 10e) è iniziata la rottura per compressione degli angoli caricati dei pannelli in muratura, che opportunamente erano stati rinforzati con maglia di

solo parzialmente deteriorati (foto 19).

Modello T4 (Telaio tamponato con parete a pannelli in muratura armata) - Il comportamento del modello è stato prevalentemente flessionale con scarso deterioramento nei primi 5 semicicli di carico, e solo nei cicli seguenti è stato caratterizzato da rottura per lesioni diagonali e schiacciamenti dei tre pannelli armati in muratura che costituiscono la parete. I contatti verificatisi per forti spostamenti tra i vari pannelli e le conseguenti rotture locali. rendono talvolta difficile l'interpretazione corretta dei fenomeni di rottura.

Fino alle 5,5 t (fig. 10 a, b) si sono formate solo fessure orizzontali nei pannelli all'altezza dei primi e secondi glunti. Esse sono proseguite fino a 8,8 t interessando il terzo giunto dalle estremità, mentre contemporaneamente si è verificata l'apertura degli angoli caricati del telaio (fig. 10 b, c e foto 20).



di Lorenzo Jurina

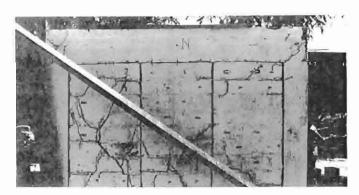


Foto 21 — Modello T4. Formazione di fessure diagonail nel pannelli con schiacciamento degli angoli compressi.

acclaio posta nella malta (vedi Appendice A) (foto 21). Questo fenomeno è stato accompagnato dalla formazione di una fessura per taglio vicino al punto di applicazione del carico orizzontale (fig. 10e). Nei cicli successivi si sono formate estese zone di contatto tra i pannelli e tra pannelli e telaio (originariamente separati tra loro di 2 cm circa) e questo ha dato luogo a rottura per flessione nella parte centrale esterna della colonna in trazione del telaio causata da un cuneo ancora intatto in muratura (fig. 10f e foto 22).

Attorno alle 16 t nel ciclo 9 e 10 la rottura per taglio ha interessato tutta la parte superiore della colonna in trazione e conseguentemente si è avuto schiacciamento degli angoli caricati dei pannelli di muratura (fig. 10g e foto 23). Nell'ultimo ciclo di carico, a 13,2 t (fig. 10h) si è avuto un drammatico fenomeno di rottura per taglio delle due colonne in c.a. accompagnato da rottura per flessione delle travi superiori e inferiori e da schiacciamento per compressione dell'angolo superiore del pannello compresso (foto 24).

In seguito al progressivo sbriciolamento delle zone centrali dei pannelli si è avuta la formazione di un meccanismo di collasso dotato però di notevole capacità resistente residua (foto 25).

Modello T5 (Telaio tamponato con parete continua in muratura semplice immorsata alle colonne) - La peculiare modalità costruttiva del modello, con getto del telaio in fase successiva al posizionamento della parete, ha creato una notevole collaborazione tra i due elementi portando ad un comportamento sotto carico distinto dal modello T2, strutturalmente analogo (foto 26). A 12,6 e 11 tonnellate, rispettivamente nel primo e nel secondo semiciclo, si è avuta una improvvisa e ben definita fessura orizzontale lungo il giunto nella parte centrale della parete che si congiunge con due fessure diagonali dirette verso gli angoli caricati (fig. 11a).

In seguito allo slittamento delle due parti di muratura così ottenuto si è avuto uno stacco orizzontale tra parete e trave inferiore vicino all'angolo caricato. Questa circostanza, piuttosto sorprendente, è stata favorita dallo scarso legame esistente tra parete e trave inferiore che ha creato una zona debole rispetto al taglio. Non si è presentato invece in fenomeno di stacco, tra telaio e parete negli angoli non caricati, tipico del T2 e T3 (foto 27).

In rapida successione si so-

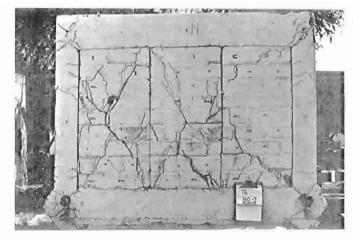
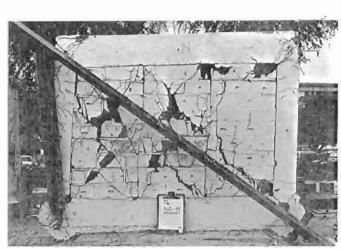


Foto 22 — Modello T4. Lesioni nelle colonne provocate da contatti tra pannelli e telajo.

Foto 23 — Modello T4. Aumentano le lesioni per taglio nelle colonne e si accentua la doppia inflessione del pannelli entrati completamente in contatto.



Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche

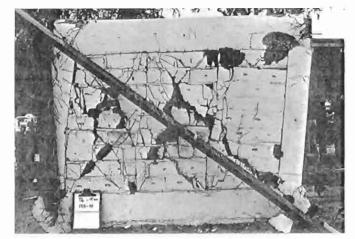
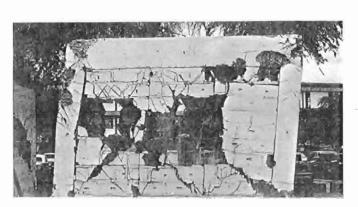


Foto 24 — Modello T4. Le sioni nella trave superiore provocate dall'armatura in trazione dei pannelli.

Foto 25 — Modello T4. Meccanismo di collasso finale.



no formate (tra le 13 e le 15 tonnellate) cerniere plastiche nell'angolo superiore e inferiore della colonna a trazione (fig. 11b e 11c), seguite attorno alle 17 t da rottura nell'angolo inferiore della colonna in compressione (fig. 11d e foto 27).

I fenomeni descritti sono stati accompagnati da formazioni di corte fessure diagonali addensate attorno alla lesione principale orizzontale dovute allo slittamento dei due blocchi di parete (fig. 11b).

In cicli successivi tra le 13,2 e le 15,4 t si è avuta rottura per taglio vicino al punto di applicazione del carico orizzontale (fig. 11e), seguita dall'apertura dell'angolo superiore della colonna in compressione e dal formarsi di piccole rotture diagonali tra parete e trave superiore, che iniziano così a scorrere (figu-

ra 11/).

Tra le 16,5 e le 22 t si è abbassata la posizione delle lesioni per taglio nelle colonne in trazione (fig. 11g) accompagnate nella metà inferiore della stessa colonna da una diffusa fessurazione per flessione. Lo slittamento orizzontale progressivo dei due blocchi è accompagnato dall'ampliarsi dell'apertura del nodo inferiore caricato. In nessuna fase si è osservata fessurazione per flessione della co-Ionna compressa provocata dal cuneo di muratura superiore. Ciò si deve all'azione di immorsamento colonnaparete che impedisce scorrimenti relativi.

Tra le 22 e le 23 t (fig. 11h) si è avuto un fenomeno definitivo di collasso dovuto al formarsi di numerose fessure diagonali parallele, seguito da rottura per flessione della trave superiore provocata da un puntone di muratura e seguito successivamente dall'aprirsi di rotture per taglio vicino all'angolo inferiore caricato, sia nella colonna che nella trave inferiore.

Gli elevati spostamenti conseguenti hanno provocato sbriciolamento della metà superiore della parete, spappolamento per taglio della metà superiore della colonna in trazione (ove è risultata fondamentale l'azione di conteni-



Foto 26 — Modello T5. Si no-ti l'immorsamento tra parete e telaio gettato a ridosso.

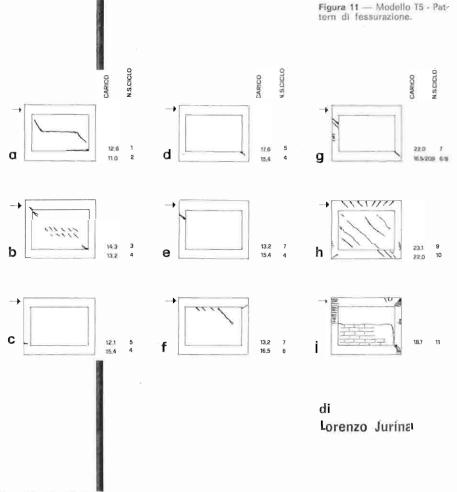
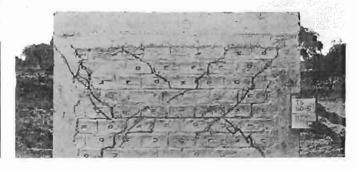
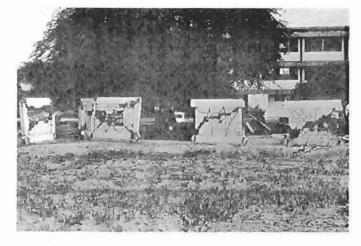


Foto 27 - Modello T5, Fes sura orizzontale nella zona di centro seguita da fessure dia-gonali, scollamento della trave inferiore e lesioni per ta glio nelle colonne.





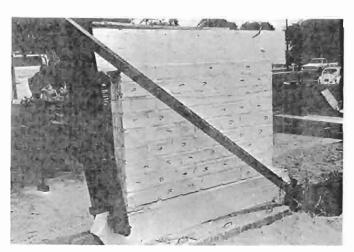
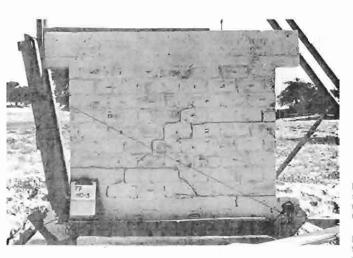




Figura 12 - Modello P6 - Pattern di fessurazione.



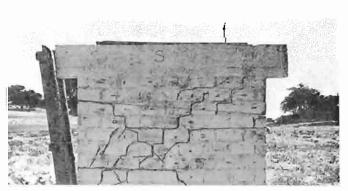


Foto 28 - Da sinistra a destra, meccanismi di collasso

co per trazione alla base dela parete:

> di Lorenzo Jurina

alla connessione tra parete e dei modelli T5, T4, P8, P7. trave inferiore a 1,1 t (figura 12). La prova non è stata Foto 29 - Modello P6, Stacproseguita ulteriormente (fo-

al [

mento delle staffe), aperture crescenti degli angoli superiore e inferiore della colonna in trazione con conseguente drastica diminuzione di resistenza (fig. 11/ e foto 28). Modello P6 (Parete continua in muratura semplice) - La rottura del modello sottoposto a una prova di tipo flessionale senza contenimento verticale si è verificata per trazione

La parete non ha presentato nessuna lesione visibile e il comportamento del modello è stato tipicamente elastico-li-

Modello P7 (Parete continua

in muratura armata) - Nei se-

neare fragile.

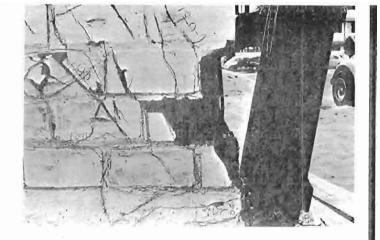
- Modello P7, Lesioni orizzontali per flessio-no seguite da fessura diago-

Foto 31 — Modella P7. Dif-fusione delle fessure diago-nall e impegno flessionale della trave inferiore.

micicli pari i fenomeni descritti si sono verificati per carichi inferiori del 10 % circa a quelli dei cicli dispari a causa del deterioramento indotto da questi ultimi nella struttura.

Il taglio e il momento flettente causati dal carico orizzontale hanno comportato a 7,3 t nel primo semiciclo e 7,7 t nel secondo, un iniziale fenomeno di rottura per flessione nei primi tre giunti orizzontali inferiori, mentre si è osservata contemporaneamente una leggera fessurazione in alto per un accenno di curvatura doppia (fig. 13a).

Tra le 9,9 e le 8,8 t è intervenuto nel seguito un tipo di rottura per compressione diagonale favorita dalla diminuita sezione di appoggio agli



9.3 1 7.7 2 d 13.5 5 5 14.3 6

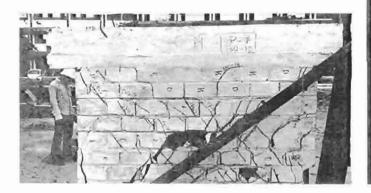


Foto 32 — Modello P7 Schiacciamento della base in zona di compressione.

Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche

Figura 13 — Modello P7 - Pattern di fessurazione.

IFoto 33 — Modello P7. Scorrimento relativo dei due blocchi triangolari. estremi della parete e conseguente concentrazione di carico (fig. 13b e foto 30). Tra le 12 e le 11 t si è osservato il progressivo formarsi di fessure nella trave infe-

riore a 1/4 della luce (figura 13c) accompagnato da deterioramento degli angoli inferiori in muratura.

A 15 t circa (fig. 13d) è iniziato un fenomeno di rottura causato da una estesa fessurazione diagonale nella parete e fessurazione per trazione della trave inferiore fino a: 1/3 della luce (foto 31).

Il fenomeno è proseguito nei semicicli 7 e 8 con schiacciamento dell'angolo inferiore caricato di muratura con scollamento trasversale dei mattoni costituenti i due strati della parete (fig. 13e e foto 32).

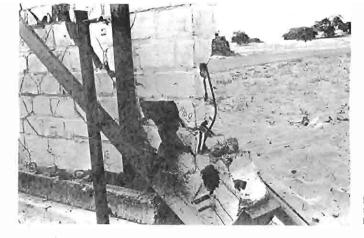
Tra le 16 e le 17 t si è avuta un'ampia fessurazione diffusa per flessione e taglio della trave di base fino a 1/2 della luce.

Il meccanismo definitivo di collasso ha comportato scorrimento relativo dei due blocchi triangolari di parete separati da un'ampia fessura diagonale, spappolamento dei mattoni e formazione di una pronunciata fessura verticale, con conseguente fenomeno di instabilità delle armature vicino agli angoli caricati (foto 33, 34 e 35).

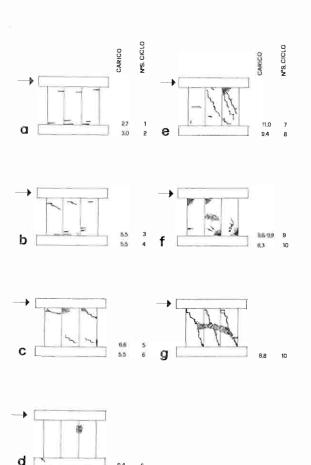
Il fenomeno descritto (figura 13f) è stato accompagnato da schiacciamento considerevole delle due mensole di trave inferiore fuoriuscenti dalla parete.

Modello P8 (Parete a pannelli in muratura armata) - Il modello in esame ha avuto un comportamento con rotture di tipo flessionale nei primi 4 semicicli di carico, seguito da un accentuarsi di rottura a taglio nei cicli successivi. Nei primi non si è manifestato deterioramento, mentre nei secondi la diminuzione di resistenza all'avvenire di fenomeni analoghi è stato dell'ordine del 15 %.

Le prime fessure all'altezza del primo e secondo giunto si sono aperte a 3 t denunciando un comportamento in flessione a doppia curvatura (fig. 14a).

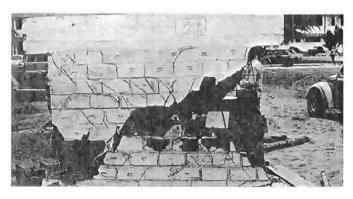


Medello P7, In-Foto 34 stabilità dell'armatura in compressione



Pareti in muratura soggette azioni sismiche





Fato 35 -- Modello P7. Callasso del modello successi-vo allo scollamento di uno strato esterno.

A 5,5 t (fig. 14b) si è avuto un approfondimento della zona fessurata per trazione con sintomi di rotture orizzontali per taglio nella parte alta dei pannelli in muratura (foto 36). Quest'ultimo comportamento si è accentuato nel 5" e 6" semiciclo a 6,6 e 5,5 t con formazione di due lesioni diagonali parallele nel pannello caricato a compressione e di lesioni orizzontali nel pannello più sollecitato a trazione (fig. 14c). Dette lesioni par-tono dagli angoli caricati del pannello e risultano meno inclinate della diagonale principale, dando cosi luogo a tre zone separate e intatte. Il formarsi di punti di contatto tra i pannelli (fig. 14d) nel 6" semiciclo a carichi superiori alle 9,3 t ha comportato rotture locali, mentre allo stesso carico si è fessurata per flessione la mensola di appoggio fuoriuscente dalla trave inferiore.

Tra le 11 e le 9,5 t nei semicicli 7 e 8 si è avuta la formazione di numerose e ben delineate fessure passanti concentrate nella zona della diagonale principale dei due pannelli più lontani dalla forza orizzontale (fig. 14e). Questa situazione è stata favorita dalla concentrazione di azio ni sulla zona intermedia del pannello cui si è accennato a proposito della fig. 14c.

Il notevole deterioramento accumulato nei vari cicli si è esasperato con la rottura per schiacciamento degli angoli caricati avvenuta tra le 8,5 e le 11 t nei semicicli dal 7 al 10 iniziando dal pannello più esterno per proseguire verso quello vicino al punto di applicazione del carico orizzontale (fig. 14f).

Le travi di ripartizione non hanno manifestato lesioni apparenti e a 8,8 t si è avuto il collasso definitivo (fig. 14g) dovuto al contatto tra i vari pannelli e all'aprirsi di una fessura diagonale continua che ha interessato contemporaneamente i tre elementi. Al medesimo carico, ma a spostamenti dell'ordine di 10 cm, si è avuto un fenomeno instabilità nell'armatura verticale nell'angolo inferiore compresso della parete (foto 37).

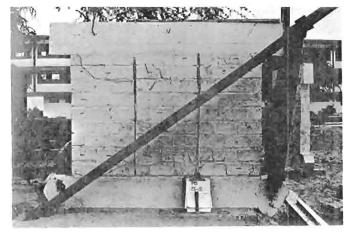


Foto 36 - Modello P8. Pannelli impegnati flessionalmen e, con lesioni orizzontali alle estremità.

La presenza di armature trasversali costituite da maglie di acciaio poste tra le giunture nelle zone vicino agli angoli ha rallentato ma non impedito lo schiacciamento di questi punti.

Figura 15 — Possibili confronti tra i modelli.

carico, offre la possibilità di studiare le relazioni tra la presenza di una particolare caratteristica strutturale e la risposta dei modelli.

Come risposta del modello si intende sia quella espressa in termini di lesioni (particolarmente a flessione e a taglio), che quella rappresentata dal diagramma di carico spostamento e quantificabile attraverso i parametri della resistenza, rigidezza, duttilità, assorbimento e dissipazione di energia.

La figura 15 indica le coppie di modelli tra cui si possono

B - Analisi dei risultati sperimentali

4 - Confronto tra i modelli

I modelli esaminati sono definiti dalla combinazione di cinque caratteristiche strutturatelaio, parete, armature nella parete, immorsamento telaio-parete e discontinuità nella parete.

Alcune coppie di modelli differiscono soltanto per una delle variabili elencate e questo fatto, data la identità delle caratteristiche fisiche e geometriche e della storia di

Lorenzo Jurina

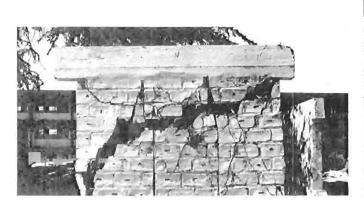


Foto 37 - Modello P8, Fessure diagonali nel singoli pan-nelli che, entrati in contat-to, danno luogo ad una fessura diagonale continua, con conseguente meccanismo di collasso.

instaurare significativi confronti e la figura 16 pone in risalto la sostanziale coincidenza tra i diversi aspetti della risposta del modello.

4.1 - Rottura per flessione e rottura per taglio.

La modalità di applicazione dei carichi laterali adottata nella presente indagine induce nella parete una azione di taglio ed una di momento flettente.

Lungo la storia di carico i modelli resistono a queste azioni combinate con modalità di deformazione e di rottura parziale diverse tra modello e

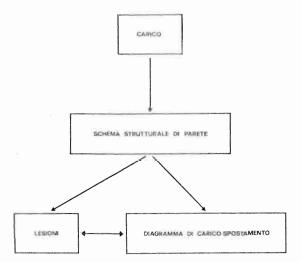


Figura 16 - Aspetti della risposta del modelli

modello e variabili nei tempo per lo stesso modello.

In una data fase di carico si può pertanto parlare di comportamento prevalentemente a taglio o a flessione a seconda della configurazione deformata assunta dal modello e a seconda della natura e distribuzione delle lesioni che vi si manifestano. Con il termine « rottura a flessione = si intende l'instaurarsi di lesioni dovute a momento flettente che comportano deformazioni anelastiche delle armature sottoposte a trazione ed eventuale schiacciamento delle zone compresse. Essa si manifesta con lesioni orizzontali nella parete e con formazione di cerniere plastiche nel telaio. Con il termine = rottura a taglio » si definiscono quelle lesioni dovute all'azione ta-

gliante che si aprono orizzontalmente o diagonalmente nella parete e nel telaio e che sono caratterizzate da scorrimento relativo ed attrito.

Per certe fasi di carico sono possibili naturalmente modi di rottura combinati tra i due descritti.

Il costante riferimento al pattern di fessurazione dei modelli richiede un breve riassunto di quanto osservato al paragrafo 3.

Il modello T1 si è rotto per fessurazione sempre più profonda agli angoli del telaio dando luogo a formazione di quattro cerniere plastiche. Il meccanismo di rottura si può definire tipicamente flessio-

Il modello T2 si è rotto inizialmente per compressione diagonale della parete chia-

Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche

Lorenzo Jurina

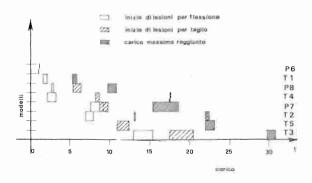


Figura 17 — I carichi di rot-tura per flessione, per taglio, e massimi risultano crescenti passando dai modelli con comportamento flessionale a quelli con comportamento a taglio.

mando a collaborare a rottura il telaio solo in fase avanzata di spostamento. Il meccanismo di rottura è inizialmente a taglio e solo in ultimo (scomparsa praticamente la parete) a flessione.

Il modello T3 ricalca il comportamento del T2, con una più diffusa fessurazione diagonale. Solo in fase molto avanzata il comportamento di rottura a taglio viene a mutarsì in un meccanismo a flessione con sostanziale intervento del telaio. La presenza di armature nella parete non influisce in questa ultima fase.

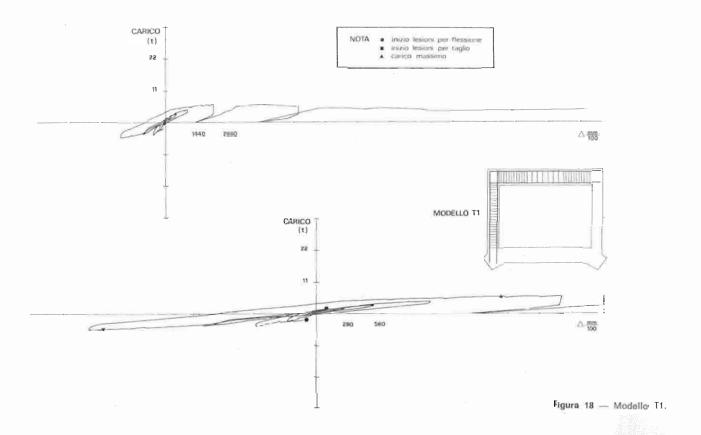
Il modello T4, per la presenza dei pannelli indipendenti, può assimilarsi a una « batteria di colonne » e, come previsto, ha avuto un comportamento decisamente flessionale. Il formarsi di numerosi punti di contatto tra i pannelli ha successivamente dato luogo a una parete praticamente continua che ha portato a rotture diagonali interessanti tutta la parete, assimilabili parzialmente a un meccanismo a taglio.

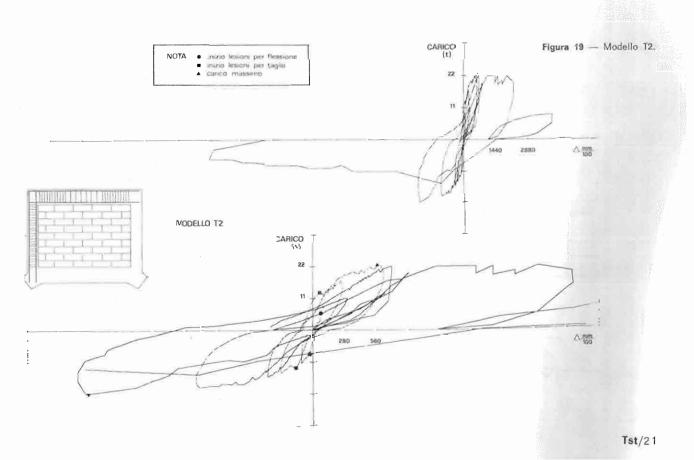
Il modello T5, analogamente al T2, si è rotto inizialmente a taglio lungo un giunto orizzontale e solo in seguito ha chiamato in causa il telaio con meccanismo parzialmente flessionale.

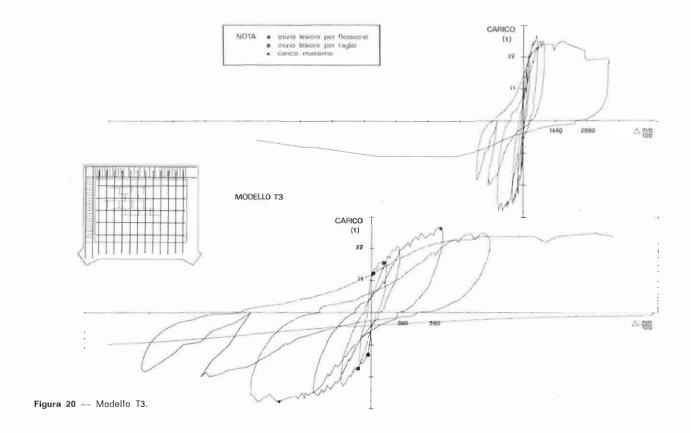
Il modello P6 si è rotto per meccanismo flessionale fragile dovuto alla assenza di armature nella parete.

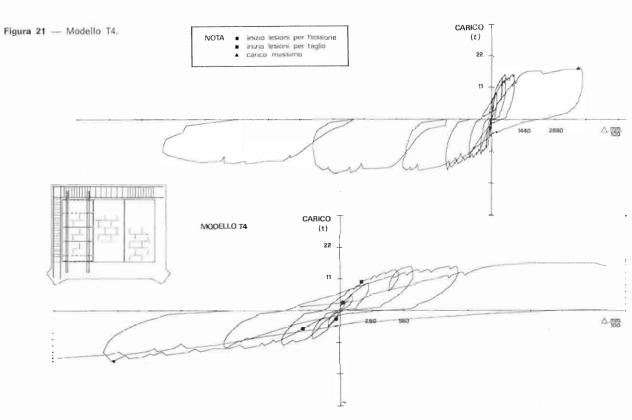
Il modello P7 ha avuto un iniziale comportamento flessionale con formazione di lesioni orizzontali per trazione, seguite poco dopo dall'instaurarsi di rotture diagonali per taglio e accompagnate da scorrimento orizzontale. La scarsa armatura orizzontale utilizzata non ha permesso al modello di sfruttare completamente le risorse flessionali presenti.

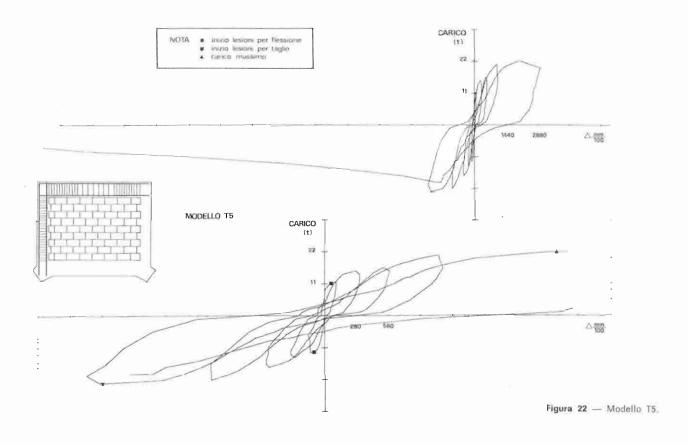
Il modello P8 ha manifestato una caratteristica di comportamento inizialmente flessionale che, in seguito ai contatti creatisi tra i pannelli e alla loro conseguente solidarizzazione, si è trasformata in rottura e taglio,

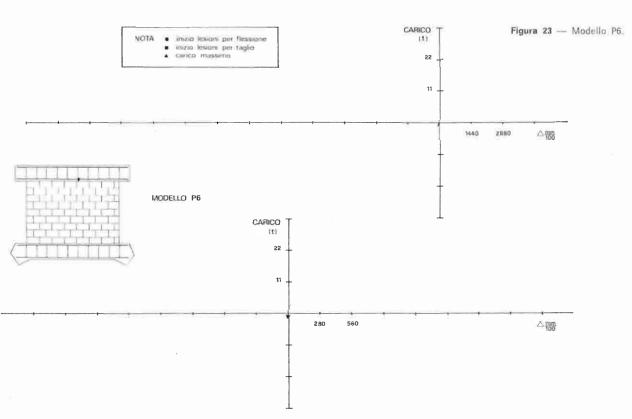


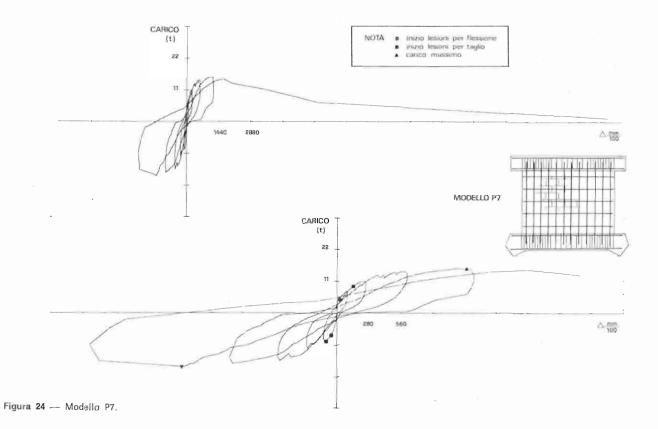


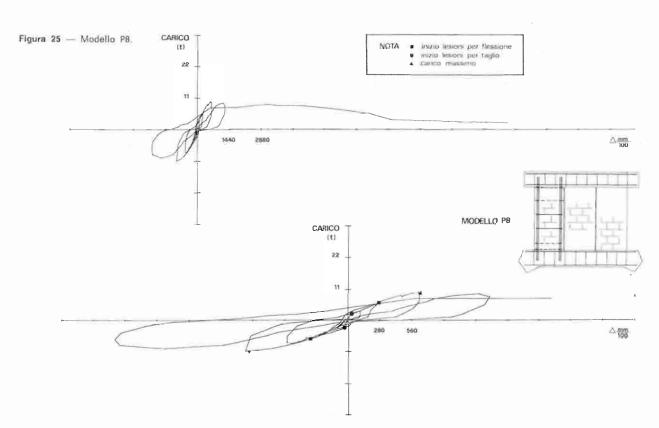












		Section of the section of	AND AND PROPERTY OF THE PERSONS ASSESSED.	The second second					The contract of the contract o	CANADA CONTRACTOR OF THE PARTY	To the state of th	The second second second	TO SERVICE STATE OF THE PERSON SERVICE STATE							ŀ		
-	54		m		4		2		9		7		00		on:		10		F		12	
Modelli (¹)	Pr.(3)	6	Δ <i>R</i> _t mm/100	00	4	-	ΔR_t mm/100	00	kg/cm³	,m	Hmax	×	Arfmux mm/100	×00	kg/cm³	m,	Rmox/RI	3,	Smax/Bt	B.	R _L /R ₁	
13	2,2-1	1,7-2		135		ı	ı	ı	1	1	5.4-7	6,0-8	1910	1660	1	1	2,45	3,63	1	ī	i	ŀ
12 (3)	8,0-1	7,0-2		88		13,2-4	- 155	75	37	9'4	22,0-9	22,5- 6	1995	580	6,3	9.6	2,75	3,21	19	1,70	1,87	1,88
T3 (³)	15,5-1	13,0.2		9		17,5-2	- 156	116	7,1	6,1	30,8-7	29,7- 6	830	595	8,8	8,4		2,28	,50	1,70	1,32	1,35
7.4	3,3-1	2,2.2		20	8,8-5	8.3-6	-263	150	3,1	2,9		17,6-10	-2010	4050	2,0	2,0	5,33		2,00	2,13	2,67	3,75
15	1	I	1	1	12,5-1	11,0-2	92 —	20	6,4	3,8	23,1-9	22,0-10	1967	1993	9,6	5,3	1	1	1,85	2,00	Í	1
P6	1,1-1	I		1	I	Ī	Ĭ	1	ľ	1	1.15	Į.	15	1	1	T	1,00	1	1	Ţ	ĩ	l
P7	9,3-1	7,7-2		98	9,9-1	8,8-4	- 108	140	3,4	3,1	18,7-9	15,4-8	1340	1025	5,3	4,4	2,01	2,00	68'	1,75	1,06	1,14
P8	2,7-1	3,0-2		90	6,6-1	5,5-6	-333	240	2,3	<u>ب</u>	11,0-7	9.9.6	905	615	3,1	2,8		3,30	1,67	1,80	2,40	1,83

ΔR_{max} = spostamento corri-spondente a R_{max}. = R₁/area trasversale del-parete. R_{max} = carico massimo mi-surato per ogni modello. parete e della F al for-taglio telalo. = spostamento corrispon spostamento corrispon misurato a sioni per e/o nel 1 carico misur il di lesioni parete e/o r Ë ΔR₁ = spost dente a R_t. 03 R_t = 0 marsi nella p $\Delta R_1 =$ dente flessionel tepasalo e angoli corrisponde alla rico misurato a lesioni per file parete e/o ne telaio agli parazione tra rete vicino = cark rs| di nella Br R_t = mars rico aio. (²) Nelle colonne 2, 4, 7 si riportano i valori del carichi, seguiti dal numero del semi-ciclo in cui si sono ottenuti. ca-(1) Per ogni modello si rip tano i valori ottenuti nel micicili dispari e pari. modelli segnati il Ne

del

Tabella 1 - Carichi e spostamenti relativi a diversi stadi di rottura

Si può affermare in conclusione che i modelli T1. T4 e P6 si sono deformati e lesionati prevalentemente a flessione, i modelli T2, T3, T5, P7 prevalentemente a taglio e il modello P8 ha avuto un comportamento intermedio.

Le osservazioni precedenti si ritrovano in forma più dettagliata nella tabella 1 dove vengono riportati i carichi e gli spostamenti che corrispondono alle situazioni di rottura per flessione (R₁), rottura per taglio (R1) e carico massimo (R_{max}) .

Nella stessa tabella si riportano inoltre alcuni coefficienti relativi ai rapporti tra i vari carichi.

Si nota come:

a) il valor medio di Rmar/R, è circa 2,2 per tutti i modelli, ad eccezione di T4 e P8, per i quali è notevolmente più alto: b) il valor medio di R:/R; è di circa 1,6, ad eccezione del T4 e P8 per i quali è decisamente più alto;

c) il valor medio di $R_{\rm max}/R_{\rm f}$ è circa 1,8 per tutti i modelli, con un valore leggermente più alto per T4. L'instaurarsi di un fenomeno di rottura per taglio sembra pertanto essere un buon parametro per giudicare della resistenza ultima della parete.

Nella figura 17 si nota come i carichi di rottura per flessione, rottura per taglio e massimi siano ordinatamente crescenti man mano ci si porta da modelli con comportamento flessionale a modelli con comportamento a taglio.

I dati forniti dalla presente ricerca, insieme a quelli di alcune fonti già citate, permettono di affermare che i principali fattori che influenzano l'instaurarsi di meccanismi di rottura per flessione o per taglio sono legati alla natura dei carichi applicati. alle caratteristiche strutturali dei modelli, alle dimensioni geometriche ed alla natura dei materiali.

Si dettagliano in proposito le seguenti osservazioni:

a) il metodo di applicazione del carico orizzontale è di fondamentale importanza: i risultati ottenuti in [30] inducono infatti a ritenere che la modalità di carico a « compressione diagonale » non possa provocare rottura per flessione, obbligando così il verificarsi solo di quella per taglio (tale modalità, univoca nei risultati e poco realistica nell'ipotesi di carico, è giustificata solo dalla relativa facilità di realizzazione della prova);

b) un forte sovraccarico verticale distribuito sulla parete può condurre a rottura per taglio, mentre un sovraccarico modesto si limita ad aumentare la resistenza massima senza influire sul modo di rottura:

c) un effetto analogo all'applicazione di un carico diagonale concentrato è fornito dalla presenza di un telaio di contenimento. La rottura per taglio si riscontra talvolta anche con la modalità di « prova a flessione », soprattutto in presenza di una colonna molto armata;

d) percentuali forti di armatura verticale e modeste di armatura orizzontale conducono a rottura per taglio. Rotture per flessione si ottengono invece invertendo dette percentuali. In tale ultima circostanza si può limitare lo schiacciamento delle zone compresse per flessione mediante un'opportuna armatura annegata nella malta. Nell'Appendice A si riferisce su alcune prove condotte allo scopo di studiare la rottura per trazione bidimensionale dei mattoni provocata dalla elevata deformabilità trasversale della malta;

e) una disposizione uniforme di armatura all'interno della parete favorisce la rottura a flessione, mentre una concentrazione di dette armature in zone prossime alle estremità favorisce la rottura a taglio;

f) Il rapporto altezza-lunghezza della parete gloca un ruolo fondamentale, perché in ogni caso una parete bassa è sollecitata a rompersi per taglio. Un'alternativa per forzare la rottura a flessione è quella offerta dalla parete a pannelli in cui è possibile ottenere un rapporto h/l sufficientemente elevato. Resta aperta la questione se tale comportamento flessionale si possa ottenere anche con prove « a compressione diagonale ».

4.2 - Diagrammi di caricospostamento: caratterístiche alobali.

Le curve complete caricospostamento per ogni modello sono riportate nelle figure da 18 a 25, dove pure viene dettagliato in scala più grande l'andamento dei cicli di carico iniziali. Alcune caratteristiche di forma sono comuni a tutti i diagrammi. In particolare si può notare che, superata la fase elastica lineare, il comportamento del modello è stato caratterizzato da grande spostamento.

In taluni modelli (T2, T3, T5. P7) si nota un comportamento con « softening », mentre in altri (T1, T4) si ha un comportamento assimilabile a quello elasto-plastico perfetto.

Per quanto si riferisce alla stabilità dei cicli una volta usciti dal regime elastico, essa non è valutabile direttamente per mancanza di prove ripetute a uguale spostamento, ma dai passaggi per lo stesso punto in cicli successivi si può dedurre che i modelli con comportamento flessionale presentano cicli più stabili, rispetto a quelli a taglio.

La forma dei diagrammi otte-

diminuzione e da una successiva zona a resistenza costante.

Nei modelli T5 e P7 si nota ancora tale comportamento con una diminuzione di resistenza più lenta, ma priva della zona finale stazionaria.

Nel modello P8 e soprattutto nei T1 e T4 si nota l'assenza della zona di picco iniziale, con una spiccata tendenza verso un comportamento duttile. La diminuzione di resistenza è provocata da rotture per compressione delle zone compresse

Il modello P8 si allontana velocemente da tale comportamento quando i pannelli della parete, solidarizzandosi, tenLorenzo Jurina

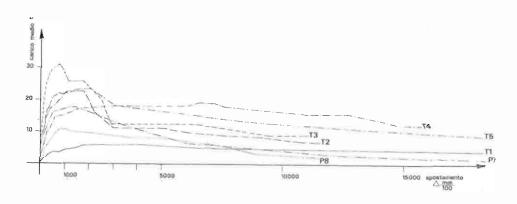


Figura 26 - Diagrammi di carico medio-spostamento

una diminuzione di rigidezza (tanto maggiore quanto più grande è stato lo spostamento raggiunto nei cicli precedenti) accompagnata talvolta da una diminuzione di resistenza.

La fase iniziale di ogni semiciclo (corrispondente al richiudersi delle fessure del semiciclo precedente) è caratterizzata da un tratto di bassa rigidezza tangente, seguita da un parziale recupero. Lo scarico alla fine di ogni semiciclo avviene in due fasi: una quasi verticale e l'altra seguendo un percorso più inclinato. Questo comportamento, presente in tutti i modelli, è più evidente nei cicli a

nuti nei semicicli pari e dispari è praticamente confrontabile, con limitato deterioramento dei primi rispetto ai secondi.

Commenti più specifici vengono forniti nei paragrafi successivi.

4.3 - Resistenza e sua degradazione

Nel grafico riportato in figura 26 sono indicate le curve inviluppo di carico-spostamento per i diversi modelli, mediate tra i valori dei semicicli pari e dispari.

Per i modelli T2 e T3 si nota una zona iniziale di alta resistenza seguita da una rapida dono a rompersi secondo una unica lesione diagonale.

Si osserva una stretta connessione tra il comportamento resistente del modello e i suoi modi principali di rot-

La presenza del telajo incrementa notevolmente la resistenza della parete sia nel caso di muratura armata (continua o a pannelli) che nel caso di muratura semplice. Tale resistenza è superiore a quella della resistenza dei due elementi sommati, come si può riscontrare nei modelli T2, T3, T4 e T5, i quali rappresentano la combinazione di T1 con P6, P7 e P8.

La presenza di armature nel-

Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche la parete continua, migliora notevolmente la resistenza in fase iniziale senza influire sulla resistenza posteriore al picco, pur avendosi una più diffusa fessurazione (T2 e T3). Nel caso di parete senza telaio l'armatura nella parete evita la rottura fragile.

La soluzione a pannelli cambia sostanzialmente il comportamento sia in fase iniziale che finale, con una resistenza residua molto alta e resistenza massima situata in zone di grandi spostamenti. Ciò si verifica soprattutto nei modelli con telaio (confronto tra T3 e T4). Nei modelli senza telaio (P7 e P8) tale confronto andrebbe ripetuto utilizzando un modello P8 con pannelli in muratura più staccati tra loro al fine di evitare contatti indesiderati.

La presenza di immorsamento (confronto T2 e T5) non modifica sostanzialmente la risposta della struttura, a parte un breve tratto iniziale. Ciò è dovuto alla natura fragile

di detto legame.

La presenza di una parete modifica notevolmente la resistenza residua del sistema rispetto a quello del solo telaio. Ciò avviene anche per grandi spostamenti quando la parete, ormai profondamente lesionata, sembrerebbe non essere in grado di collaborare. Questo effetto è dovuto alla azione di irrigidimento operata agli angoli del telaio dai cunei di muratura ancora presenti.

Tale fenomeno si osserva anche nei modelli T2 e T5 dove le pareti, non armate, presentano comportamento tipi-

camente fragile.

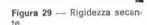
Dovendosi scegliere una soluzione che fornisca resistenze iniziali alte e resistenza residua percentualmente elevate, tra una parete armata senza telaio e una parete intelaiata senza armatura si considera preferibile questa ultima.

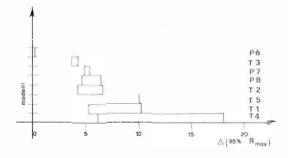
Si reputa comunque necessaria un'indagine più approfondita allo scopo di valutare le percentuali di armatura nel telaio o nella parete in grado di fornire risultati confrontabili.

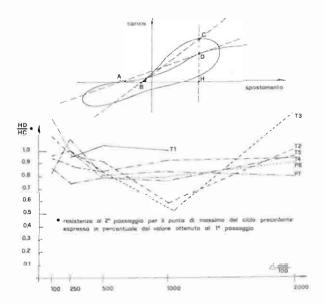
Con riferimento allo spostamento per il quale si ottiene

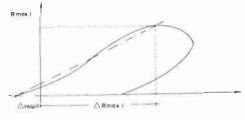
Figura 27 — Spostamento necessario per raggiungere un carico pari al 95% del carico massimo.

Figura 28 — Degradazione della resistenza.









la resistenza massima, esso è limitato nel caso dei modelli a taglio, mentre il suo valore cresce notevolmente per modelli caratterizzati da limitate rigidezze iniziali come è caratteristico dei modelli flessionali. Nella figura 27 è riportato un grafico che evidenzia gli spostamenti necessari a consentire un carico pari al 95 % di quello massimo.

Oltre al valor medio dello spostamento dei modelli flessionali cresce pure lo scarto sperimentale misurato con riferimento ai semicicli pari e dispari.

Nella figura 28 infine è riportata la degradazione di resistenza misurata tra due passaggi successivi per lo stesso punto. Si nota come tale degradazione sia pressoche costante per i modelli T4, T1 e P8, mentre per i modelli a taglio si nota una zona di rapide degradazioni seguite da un parziale recupero.

4.4 - Rigidezza e sua degradazione.

La rigidezza istantanea di una struttura e la sua progressiva diminuzione associata a cicli di carico alternato è un parametro importante per descrivere il comportamento dinamico globale di un edificio con pareti in muratura, una volta uscito dal campo elastico.

La diminuzione della frequenza propria dell'edificio che ne consegue può essere vantaggiosa o svantaggiosa rispetto alla capacità di far fronte all'evento sismico, secondo la natura del terremoto, la natura del terreno, l'interazione suolo-struttura, ecc.

Seguendo un suggerimento di Mayes [41], con opportune modifiche, si definisce un indicatore di rigidezza secante K_1 associato all'i-esimo semiciclo di carico (fig. 29) come:

$$K_{i} = \frac{\mid R_{max-i} \mid}{\mid \Delta R_{max-i} - \Delta_{res} (\mid_{i-1}) \mid}$$

dove:

 $R_{max-1} = carico massimo raggiunto nel semiciclo i-esimo;$

 $\Delta R_{\text{max-I}} = \text{spostamento misu-}$



MODELL

P7

13

Figura 31 — Diagramma di rigidezza secante media-spostamento.

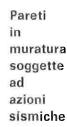
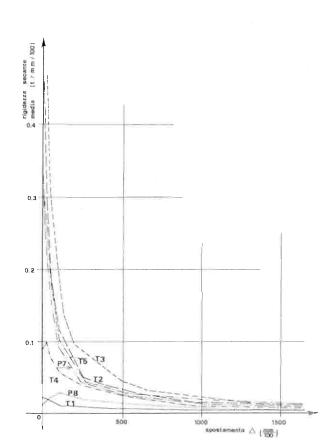
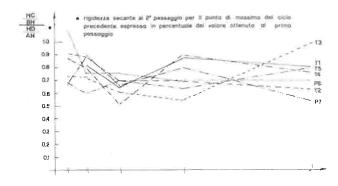


Figura 32 — Degradazione della rigidezza secante (Vedi il grafico in alto nella figura 28).



 $K_i = K_1 \left(\begin{array}{c} \triangle_1 \\ \triangle_1 \end{array} \right)^{\alpha} \sqrt{\begin{array}{c} \triangle_1 \\ \triangle_1 \end{array}}$



rato in corrispondenza di $R_{max,i}$;

 $\Delta_{res}(i-1) = spostamento residuo del semicicio (i-1) esimo.$

La usuale definizione di rigidezza secante elastica non è applicabile nei casi in oggetto data la natura non lineare del legame carico-spostamento.

Per quantificare la degradazione di K con gli spostamenti, si propone una legge del tipo:

$$K_1 = K_1 \left(\Delta_1 / \Delta_1 \right)^{-\alpha} \sqrt{\Delta_1 / \Delta_1}$$

in cui:

 K_1 = rigidezza secante misurata al semiciclo 1;

 $\Delta_1 = \text{spostamento corrispondente a } R_{\text{maz-1}};$

 $\Delta_i = \text{spostamento corrispondente a } R_{\text{max-1}}.$

a = coefficiente di degradazione della rigidezza.

I calcoli eseguiti hanno portato ai valori di α riportati nella figura 30. Si nota che i modelli T1, P8 e T4 hanno valori di α prossimi a 1,5 mentre tutti gli altri hanno valori compresi tra 1,96 e 2,25.

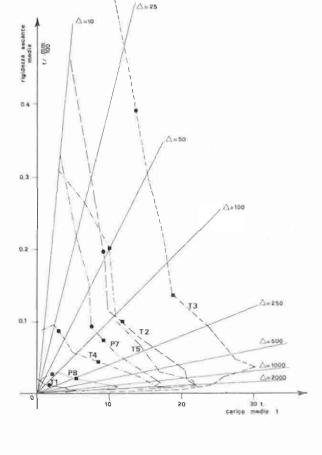
Ciò significa che la diminuzione di rigidezza secante nel modelli flessionali è decisamente più limitata di quanto avvenga per i modelli a taglio. La semplice osservazione del grafico di figura 31, dove è riportato l'andamento sperimentale di K_i in funzione di Δ_i , conferma quanto sopra riportato.

La presenza del telaio di contenimento (modello P8 rispetto a T4 e modello P7 rispetto a T3) e la presenza di armature distribulte (modello T3 rispetto a T2 e T5) modifica il valore di α portando a più rapide degradazioni di rigidezza.

La presenza di pannelli armati in sostituzione della parete limita la degradazione di rigidezza (modelli P8 e T4 rispetto a P7 e T3), mentre la presenza di immorsamento la accelera.

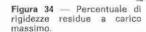
Nel grafico di figura 32 si forniscono le percentuali di diminuzione delle rigidezze secanti relative ai passaggi per i medesimi punti di riferidi Lorenzo Jurina

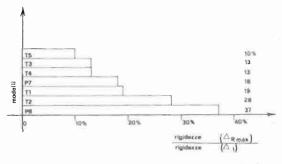
Figura 33 — Diagramma di rigidezza secante media-carico medio (i cerchietti indicano le prime lesioni per flessione ed i quadratini le prime lesioni per taglio).



mento in due cicli successivi. Tali punti si sono assunti come quelli corrispondenti alle situazioni di carico massimo in ogni semiciclo. Le osservazioni si sono limitate ai primi due passaggi e sono state messe in forma percentuale per rendere più agevoli i confronti. Dette percentuali variano tra 60 e 90 % con andamento non univoco di difficile interpretazione per i vari modelli.

Nel grafico di figura 33 si mette in relazione il carico massimo di ogni semiciclo con la corrispondente rigidezza secante. I punti graficizzati corrispondono a valori medi tra i semicicli di carico pari e dispari. Per sposta-





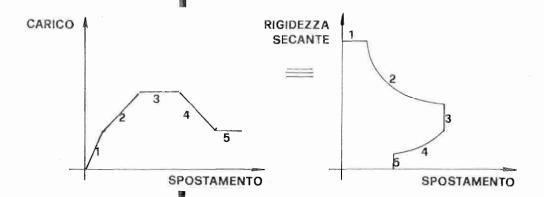


Figura 35 — Corrispondenza tra II grafico carico-spostamento e II grafico carico-rigidezza secante.

di Lorenzo Jurina menti inferiori a 100 mm/100 si sono utilizzati i valori di rigidezza secante del primo semiciclo. Occorre notare che la per-

Occorre notare che la percentuale maggiore di degradazione avviene prima del raggiungimento della resistenza massima. Un diagramma che rappresenta dette percentuali è fornito nella figura 34. In esso si rileva che la presenza del telaio di immorsamento, di armature e di continuità nella parete, ossía di ogni elemento atto ad aumentare la risposta rigida iniziale del modello, causa una notevole riduzione di rigidezza rispetto a guella iniziale.

Un commento analogo si può fare a proposito della degradazione di rigidezza nella fase precedente l'instaurarsi di lesioni per flessione e per taglio. Dall'esame della figura 33, in cui tali situazioni vengono riportate, si deduce che mentre nei modelli con comportamento prevalentemente a taglio l'apparire della prima lesione, qualunque essa sia, trova già una struttura notevolmente degradata, nei modelli flessionali tale situazione si osserva solo all'instaurarsi di rotture per taglio.

Allo scopo di poter interpretare correttamente la degradazione di rigidezza spettante alle varie fasi di carico, è opportuno precisare che tra un diagramma linearizzato di carico-spostamento ed il corrispondente diagramma rigidezza secante-carico esistono le relazioni indicate schematicamente nella figura 35.

I tratti 2 e 4, corrispondenti a zone ad incrudimento positivo e negativo, sono rappresentati da segmenti di iperbole, mentre gli altri tratti, corrispondenti a zone di elasticità o plasticità perfetta, sono rappresentati da segmenti orizzontali e verticali. Il primo tratto, caratteristico della fase elastica, si nota distintamente nei modelli flessionali T1, T4, P8 e nel T5, inizialmente molto rigido a causa dell'immorsamento telaio

parete. Il secondo tratto, iperbolico, mostra in questi ultimi modelli un andamento meno accentuato.

Tale tendenza è tanto più evidente quanto più vicini sono i valori dell'inclinazione dei tratti 1 e 2 nel diagramma carico spostamento.

Il terzo tratto si scorge in tutti i modelli, il quarto è più accentuato nei modelli a taglio e il quinto compare appena nei modelli con comportamento flessionale.

Un commento particolare a proposito della rigidezza delle strutture si riferisce alla parete a pannelli in muratura armata, la quale rappresenta un vantaggioso compromesso tra la soluzione strutturale del telaio e quella dei muri a taglio. Del primo infatti si conservano le caratteristiche flessionali e del secondo si sfrutta la maggior rigidezza.

Tali vantaggi potrebbero essere ulteriormente esaltati creando una parziale solidarietà tra i pannelli, capace di far funzionare come monoli-

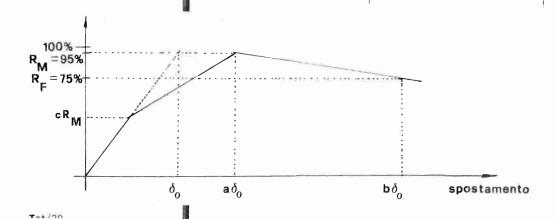


Figura 36 — Coefficienti di duttilità.

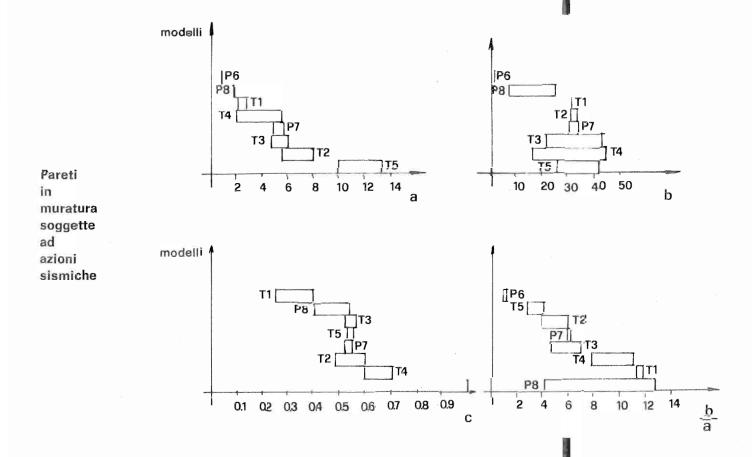
tica la parete sotto carichi sismici poco intensi e in grado di disattivarsi ad una certa soglia di carico, permettendo il ritorno allo schema flessionale.

Si possono utilizzare allo scopo dei collegamenti elasticofragili capaci di trasmettere sforzi di taglio tra i pannelli. Una possibile soluzione consiste nel costruire una parete continua usando mattoni sente indagine come il rapporto tra lo spostamento a cui si incontra per la prima volta un carico pari al 95 % di quello massimo e lo spostamento per cui si scende al di sotto del 75 % del carico massimo.

La presenza di duttilità implica deformazioni anelastiche e dissipazioni di energia, che sono proprietà essenziali nelle strutture progettate per I modelli provati mostrano tutti, ad eccezione del P6, un comportamento più o meno duttile dovuto alla presenza del telaio di contenimento in c.a. e delle armature interne alla parete.

Come idealizzazione della curva inviluppo carico-spostamento si propone un andamento trilineare compiutamente definito dai tre parametri a, b, c schematizzati

Figura 37 — Coefficienti di duttilità ottenuti nei veri modelli.



opportunamente indeboliti, o di sezione minore, nelle zone dove il giunto verticale deve eventualmente formarsi.

4.5 - Duttilità.

La capacità di un sistema di sopportare grandi deformazioni senza notevole diminuzione di resistenza viene chiamata duttilità. Essa viene definita nella preresistere a carichi sismici. In una struttura duttile il carico massimo che un insieme di elementi resistenti paralleli può sopportare è usualmente pari alla somma della resistenza ultima di tutti gli elementi: ciò non avviene con elementi fragili a meno che essi, in una circostanza assai improbabile, non raggiungano la resistenza ultima contemporaneamente.

nella figura 36.

I valori di tali parametri calcolati separatamente per ognuna delle direzioni di carico, vengono riportati nella figura 37, nella figura 38 e nella tabella 2.

Il parametro c definisce la relazione tra il carico per cui la curva cambia di inclinazione e il carico massimo. Il suo valore si mantiene prossimo a 0,55 per i modelli con comportamento a taglio (T2, T3, T5, P7) indipendentemente dalla presenza o meno di armature nella parete. I modelli con rottura iniziale a flessione hanno degli scarti più notevoli interessando valori sia superiori che inferiori a quello menzionato. Il modello T4 esce dal campo elastico

clinazione del secondo tratto e lo spostamento corrispondente al punto di carico massimo. Per i modelli con rottura a taglio esso varia attorno a 6 (ad esclusione del T5, dove supera 10), mentre per i modelli con rottura iniziale a flessione si ottengono valori inferiori, compresi tra 2 e 5.

75 % del carico massimo. Tale parametro raggiunge valori prossimi a 32 in tutti I modelli, ad esclusione del P8 e P6, per I quali è più alto. L'incerta definizione di δ, conduce anche in questo caso a risultati per lo meno sorprendenti, come si rileva ad esempio dal confronto tra T5 e P8.

	δα	aδο	bδo	а	Ь	b/a	Rmax	c R _{max}	С
Semicicli dispari									
↑ T1	2,55	5,30	_	2,08		_	4,6	1.8	0,39
T2	0,82	6,58	25,00	8,02	30,48	3,80	20,6	10,0	0,48
T3	0,78	3,80	16,50	4.87	21,15	4,34	28,6	15,4	0,54
T4	3,17	18,20	140,50	5,74	44,32	7,72	16.7	10,0	0,60
T5.	1,00	10,00	26,50	10,00	26,50	2,65	22,8	12,6	0,55
P6	0.15	0,15	0,15	1,00	1,00	1,00	1.1	33	1,00
P7	0,99	4,95	29,00	5,00	29,30	5,86	16,9	9,4	0,56
Р8	3,37	6,50	25,00	1,93	7,42	3,84	11,0	4.4	0,40
Semicicii pari			ĵ					1	
T1	3,86	13,40	120,00	2,69	31,08	11,54	5,8	1,5	0,26
Т2	0,75	1,26	25,00	5,68	33,33	5,87	22,0	13,2	0,60
ТЗ	0,69	4,35	29,00	6,30	42,03	6,67	27,5	16,0	0,58
T4	3,03	3,15	50,00	2,03	16,50	8,13	15,5	11,0	0,71
Т5	0.74	10,00	38,00	13,60	51,70	3,80	21,5	12,3	0,57
P6	-	-:	-	-	-			_	-
P7	0,94	5,43	32,00	5,77	34,04	5,9	15,0	8,0	0,53
P8	2,48	4,75	60,00	1.92	24,19	2,6	9,4	5,1	0,54

Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche

Tabella 2 - Coefficienti di duttilità

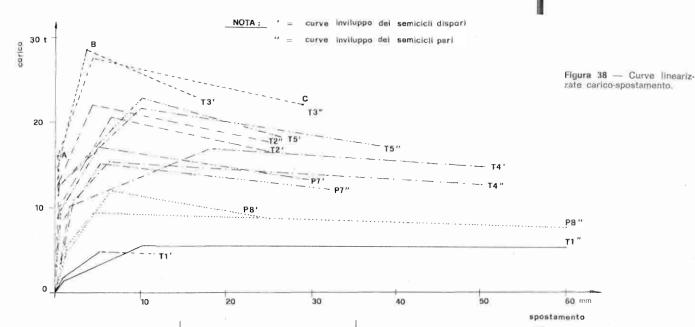
ineare solo in prossimità del carico massimo, mentre T1 e 28 escono notevolmente prima. Ciò significa che nel T4 I carico max, si raggiunge in regime quasi flessionale, mentre in P8 le lesioni del nodello a carico max, sono già a taglio.

Il parametro a definisce l'in-

Ouesto risultato, in contrasto con le osservazioni realizzate da Meli [43] è dovuto probabilmente alla definizione di δ_o (fig. 36) basata sulla rigidezza iniziale.

Il parametro *b* rappresenta lo spostamento corrispondente al punto in cui si scende al di sotto del carico pari al

Si preferisce pertanto assumere il rapporto b/a come parametro rappresentativo della duttilità: esso fornisce infatti valori in buon accordo con una valutazione qualitativa globale dell'andamento dei grafici di carico-spostamento riscontrati. Detto parametro attribuisce valori di duttilità



superiori a 8 ai modelli con rottura di tipo flessionale e valori prossimi a 4,5 per i modelli con rottura a taglio.

L'assunzione di b come parametro di duttilità porterebbe a sovrastimare notevolmente modelli a taglio rispetto a quelli flessionali, come si può apprezzare nel grafico di figura 39. Nel grafico di figura 40 inoltre, si osserva che i modelli T2, T3, P7 hanno approssimativamente lo stesso valore di a e b/a, i modelli T1, T4, P8 hanno un valore di b/a superiore di tre volte ad a e il modello T5 un valore di b/a inferiore di 3 volte ad a. Ciò significa che nei modelli a taglio diagonale le fasi incrudente e duttile hanno la stessa importanza, nei modelli a taglio orizzontale la fase incrudente domina, mentre nei modelli flex, ha più importanza la fase duttile.

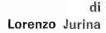
Il grafico di figura 41, mostra la correlazione tra i valori di a e c nei vari modelli: in esso si osserva una stretta relazione tra i modelli a taglio T2, T3, P7.

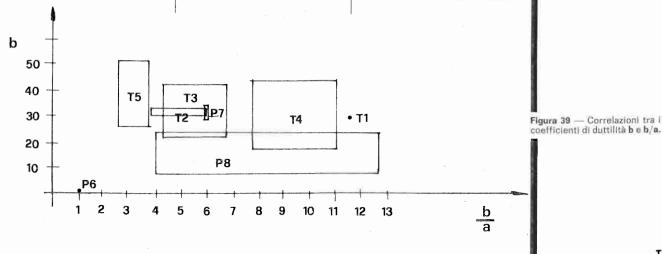
La presenza o meno di armature nella parete intelaiata e la presenza di telaio di contenimento, nel caso di pareti armate, non modifica sostanzialmente la duttilità (come si osserva dal confronto tra T2, T3 e P7) benché entrambi questi elementi contribuiscano a limitare i danni in situazione di carico massimo. La presenza di immorsamento telaio-parete riduce notevolmente la duttilità, mentre la presenza di giunti verticali nella

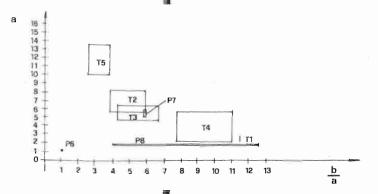
parete (modelli T4, P8) la aumenta in maniera sostanziale. Come si è più volte osservato il parametro di duttilità è strettamente legato al modo dominante di rottura iniziale: nel caso di rottura a flessione la duttilità è elevata, mentre è più bassa nel caso di rottura a taglio.

Per ottenere duttilità conviene operare in modo che il comportamento flessionale controlli l'inizio della rottura e fare in modo da ridurre al minimo i danni che lo sforzo di taglio può provocare producendo diminuzioni nella resistenza e rigidezza dell'elemento.

Due possibili modi di operare sono: agire sulle dimensioni h/b con una parete a pannelli introducendo un'op-







Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche portuna armatura orizzontale a taglio e una armatura di contenimento nelle zone compresse o, in alternativa, consentire alla parete una rottura per taglio applicando assieme un modesto sovraccarico allo scopo di accrescere il contributo della componente frizionale.

Le osservazioni precedenti non devono portare alla conclusione che tanto più un modello è duttile, tanto più è affidabile in regime di grandi deformazioni.

Ciò è vero solo in parte; occorre osservare infatti che la resistenza residua di una parete poco duttile (secondo la definizione data) può essere superiore per lunghi tratti a quella di una parete duttile. Indicativo a proposito è il confronto tra le resistenze residue dei modelli P7 e P8 fino a spostamenti dell'ordine di 10 cm (figg. 24 e 25).

Occorre pertanto indagare in proposito il comportamento

della parete sotto l'aspetto della capacità di accumulare e dissipare energia.

4.6 - Energia assorbita ed energia dissipata.

La capacità di assorbire e di dissipare rapidamente, energia è un fattore decisamente favorevole per una struttura sottoposta a carichi sismici.

Una parete in muratura opportunamente armata, o confinata con un telaio in c.a., può presentare notevoli caratteristiche di smorzamento tali da assicurare la dissipazione di energia attraverso i due meccanismi delle deformazioni plastiche nelle armature e degli scorrimenti con attrito tra le interfacce delle fessure.

Il primo meccanismo si è presentato in fase iniziale nei modelli T1, T4, P7, P8 e in fase finale nei modelli T2, T3, T5, mentre il secondo si è presentato nelle restanti situazioni.

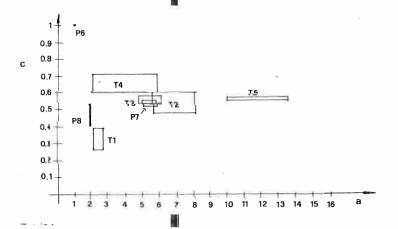
Nel grafico di figura 42 sono riportati i valori assoluti delle energie dissipate dai vari modelli alla fine dei diversi cicli della storia di carico che (conviene ripeterlo) è sostanzialmente uguale, in termini di spostamenti Imposti, per tutti i modelli. I valori in grafico sono valori medi tra quelli ottenuti per i due semicicli corrispondenti di eguale ampiezza.

Le energie sono state calcolate come integrali del carichi per gli spostamenti.

Gli indici al di sotto delle E rappresentano l'energia relativa alle zone A, B, C, per le quali si possono dare le seguenti notazioni (fig. 42):

E_{ABC} = massima energia che il sistema potrebbe accumulare e dissipare in un semiciclo;

 $E_{\rm BC}=$ energia effettivamente accumulata in un semiciclo;



Lorenzo Jurina

Figura 41 — Correlazioni tra i coefficienti di duttilità c e a.

 $E_{\rm B}={
m energia}$ effettivamente dissipata in un semiciclo.

Si nota che la presenza del telaio aumenta notevolmente l'energia dissipata, mentre non sembra avere molta influenza l'armatura della parete.

I modelli T2 e T5 si comportano in modo analogo per tutta la durata della prova.

Il T3 ha un'improvvisa diminuzione di energia dissipata a grandi spostamenti dovuta al deterioramento della resistenza, mentre il T4, grazie al suo comportamento sostanzialmente duttile, presenta un'ottima risposta in fase inoltrata di spostamenti.

Per piccoli spostamenti si nota una scarsa dissipazione di energia nei modelli T1, T4, P8 (figura 42-A) e questo si deve alla caratteristica flessionale del loro modo di rottura con limitate deformazioni anelastiche.

Nel grafico di figura 43 è riportato sull'ascissa lo spostamento massimo raggiunto nel vari semicicli mentre sull'ordinata compare l'energia dissipata divisa per il carico massimo assoluto sopportato dal modello.

Ciò permette di confrontare agevolmente la velocità di crescita della energia dissipata nei vari modelli.

Si nota che per T2, T5, P7, P8 l'energia dissipata cresce linearmente con lo spostamento e la $R_{\rm max}$; nei modelli T1 e T4 detta crescita avviene secondo una potenza superiore dello spostamento, e nel modello T3 avviene secondo una potenza inferiore. Tanto più il modello si avvicina ad un comportamento di rottura a flessione tanto più velocemente cresce la curva dell'energia dissipata.

Il modello P8 occupa una zona di transizione tra quelle dei modelli con rottura a flessione e a taglio.

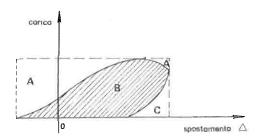
Nelle figure 44 e 45 sono riportati i valori dei rapporti:

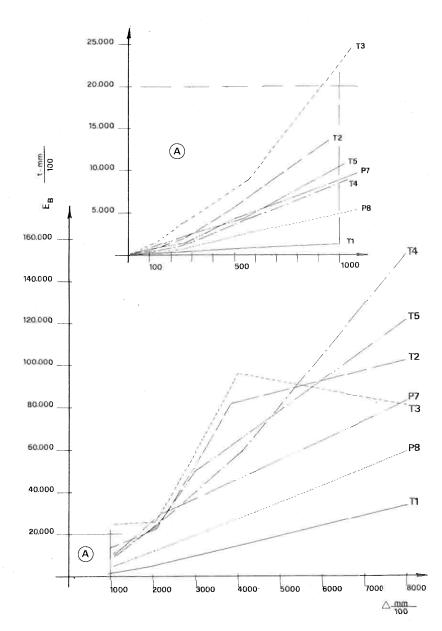
 $E_{\rm B}/E_{\rm ABC}={\rm energia~dissipata/}$ energia « dissipabile »;

 $E_{\rm B}/E_{\rm BC}={\rm energia~dissipata/energia~accumulata.}$

I valori riportati offrono lo spunto per interessanti confronti tra i modelli.

Figura 42 — Energie dissipate dal vari modelli alla fine dei diversi cicli della storia di carico.



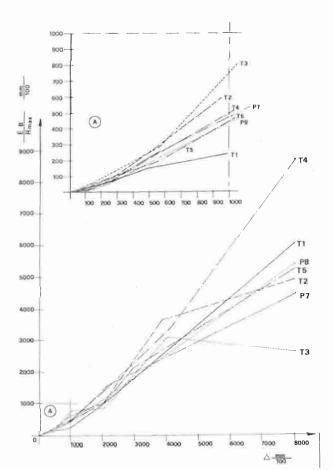


Tst/35

Con riferimento particolarmente al rapporto $E_{\rm B}/E_{\rm BC}$ (legato alla degradazione della rigidezza secante e alla presenza di « softening ») si può osservare che il modello T1 ha la media più bassa, mentre il T3 ha la più alta. Ciò significa che il T1 (flessionale) presenta globalmente una capacità dissipativa inferiore al T3 (rottura per taglio). Da osservare ancora che per tutti i

Figura 44 — Rapporto energia dissipata-energia dissipabile.

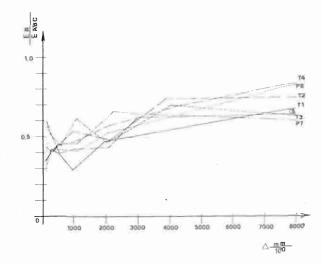
Figura 43 — In ascissa lo spostamento massimo raggiunto nel vari semicicil ed in ordinata l'energia dissipata divisa per il carico massimo assoluto sopportato dal modello.



modelli i valori di $E_{\rm B}/E_{\rm BC}$ per ogni ciclo si scostano pocci dalla media, ad esclusione del modello T4 (inizialmente flessionale con tendenza a taglio) che presenta un andamento marcatamente crescente verso dissipazioni percentualmente più alte.

SI può dire che il modello T4 risponde con un incremento di dissipazione alla domanda di consumo presentata da di Lorenzo Jurina

Figura 45 — Rapporto energia dissipata-energia accumulata,



un sisma di intensità crescente.

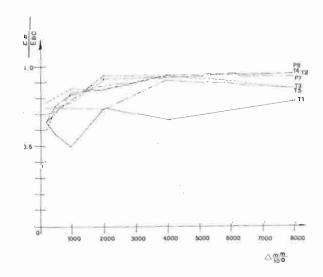
5 - Osservazioni conclusive

Il ridotto numero di modelli sui quali si sono effettuate le prove non consente di ricavare conclusioni definitive sul comportamento di pareti in muratura sottoposte a sollecitazioni sismiche, simulate per mezzo di cicli di carico alternato nel loro piano. Ci limiteremo pertanto ad alcune osservazioni preliminari su-

scettibili di ulteriore approfondimento.

Appare anzitutto ragionevole e urgente lo sforzo in atto di formulare procedimenti razionali di progetto per edifici in muratura collaborante con telai in c.a., in muratura armata e in muratura semplice.

Nel caso di telai tamponati la tendenza più comune è quella di semplificare il calcolo trascurando le pareti in muratura, nella convinzione, non sempre corretta, di operare in modo conservativo, oppure quella di isolare le pareti dal telaio restituendo così parziale validità alle ipotesi, ma perdendo contempora-



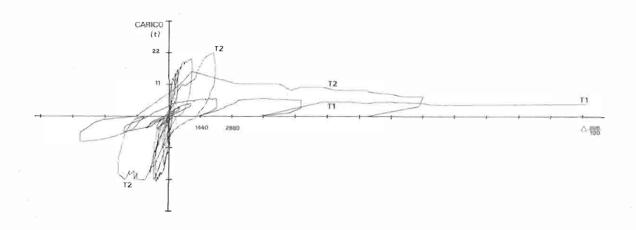
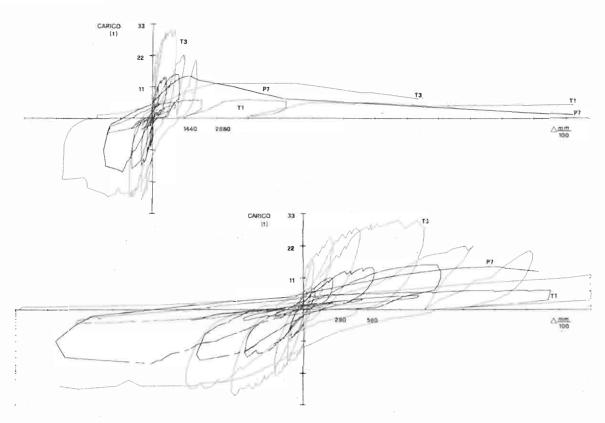
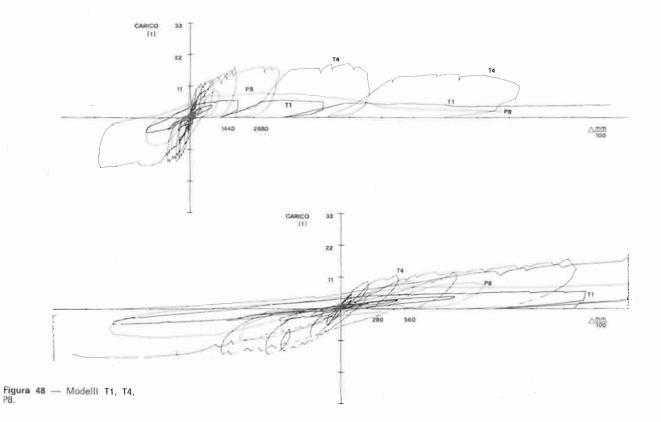


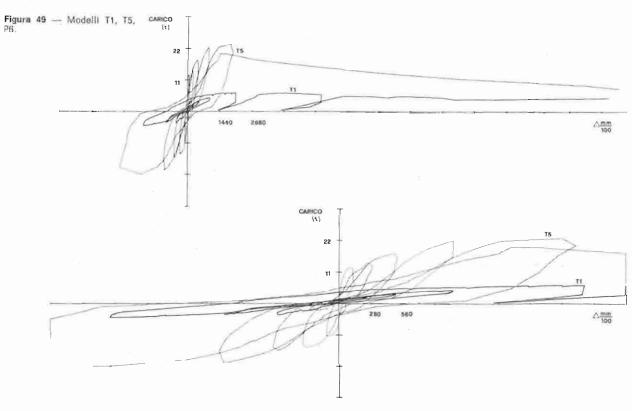
Figura 46 — Modelli P6, T1, T2.

Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche

Figura 47 — Modelli T1, T3, P7.







Tst/38

neamente potenziali vantaggi strutturali.

Come possibile alternativa a quanto sopra, i dati e i commenti, proposti nella presente ricerca, desiderano condurre a un metodo di calcolo in grado di tener conto della presenza delle pareti e dei relativi vantaggi strutturali.

Riguardo al modi di rottura ottenuti nei modelli si osserva che è possibile forzare rotture a flessione (preferibili bili) senza una corrispondente diminuzione di resistenza che risulta svantaggiosa in ogni caso. Esse conducono inoltre a cicli anelastici più stabili, a maggiore duttilità, e generalmente a maggiore capacità di dissipazione di energia.

Nelle prove effettuate, i modelli T1, T4 e P6 si sono deformati e lesionati prevalentemente a flessione, i modelli T2, T3 e P7 prevalentemente si riassumono i risultati tro-

Presenza del telaio in c.a. (figg. 46, 47, 48, 49): fa aumentare la resistenza massima della parete e viceversa; aumenta anche la rigidezza iniziale, ma rende più rapida la degradazione di rigidezza; aumenta la dissipazione globale di energia mentre la dutilità, che cresce in presenza di muratura semplice, non su-

Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche

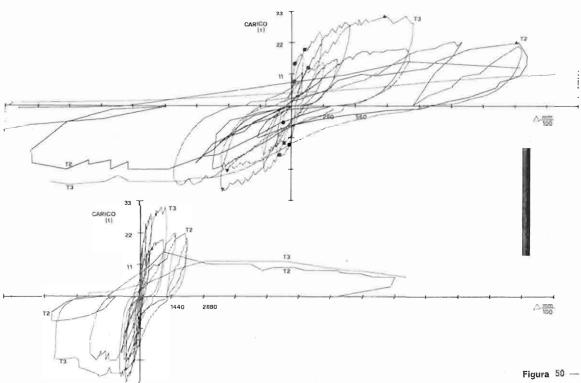


Figura 50 - Modelli T2, T3,

per molti aspetti a quella per taglio) utilizzando un elevato rapporto tra l'altezza e la lunghezza della parete, un ridotto quantitativo di sovraccarico e una armatura verticale uniformemente distribuita nella parete in percentuale non esuberante rispetto a quella orizzontale.

Le rotture per flessione conducono a moderate diminuzioni di rigidezza (spesso vantaggiose e comunque inevitaa taglio e il modello P8 inizialmente a flessione e in seguito a taglio

In tutti i modelli le prime lesioni per taglio si sono manifestate attorno al 55 % del carico massimo, mentre le prime lesioni per flessione hanno avuto luogo a percentuali variabili tra il 12 e il 50 %.

Con riferimento specifico alle variabili oggetto dell'indagine bisce variazioni notevoli rispetto ai valori ottenuti in pareti armate prive di telaio (fig. 50).

Presenza di armature nella parete (fig. 50): fa aumentare la resistenza massima, senza influire generalmente su quella residua; aumenta anche la rigidezza iniziale e contemporaneamente la sua degradazione; limita l'ampiezza delle fessurazioni e le distribuisce

di Lorenzo Jurina più uniformemente. Evita risposte fragili, ma non offre particolari miglioramenti quando la parete sia già intelaiata (fig. 47). Favorisce, soprattutto in fase iniziale, la dissipazione di energia.

Presenza di pannelli in muratura armata (fig. 51, 52, 53): consente una crescita graduale della resistenza senza fasi di picco. Diminuisce la rigidezza rispetto alla parete continua, ma limita anche la sua degradazione. Aumenta notevolmente la sua duttilità e fornisce buona capacità di dissipare energia, una volta usciti dalla fase iniziale elastica.
Il comportamento tipicamente flessionale di tale soluzione in presenza di telaio (modello T4), ha condotto a una
diffusione delle fessure in
tutta la parete con tendenza
a richiudersi spontaneamente
al cessare delle sollecitazioni,

rendendo così più agevoli le operazioni di riparazione. Tale proposta, di cui va sondata la convenienza economica con tecniche di prefabbricazione, assomma i vantaggi di una parete a taglio e di un telaio flessionale, fornendo alla struttura la rigidezza del primo e la duttilità del secondo.

Presenza di armatura trasversale di contenimento (realizzata con maglia di accialo posta nei giunti); ha ritardato ma non impedito le rotture per compressione nelle pareti a pannelli.

Presenza di immorsamenti tra telaio e parete (fig. 54): non modifica sostanzialmente la resistenza massima e la dissipazione di energia, diminuisce la duttilità e aumenta la rigidezza iniziale, rendendo

MALTA	Modello	R'b calcestruzzo kg/cm²	E'b calcestruzzo kg/cm²	A'm malta kg/cm²	E'm malta kg/cm²	età calcestr. giorni (1)	età malta giorni (1)
E MA	TI	60- 70,7	60.400- 53.450		_	20	
ZO E	T2	99-104	89,000- 86.300	64-65	26.600-23.200	20	12
	Т3	161-150		69-107		20	. 13
IH	T4	187-147	103.600- 44.800	_		21	14
CALCESTRUZ	T5	187-209	147.900-112.850	127- 89	38,100-36.000	21-17	20
ALC	P6	_	=		-	22-18	21
C	P7	209	131.800	127	59.300	21-16	20
	P8	209	93.200	115	71.900	22-17	21

Tabella 1 A - Caratteristiche dei materiali utilizzati

	N. prove	Denominazione	Valore	Dimensioni	ACCIAIO
-	30	Dimensioni medie	23 × 11,5 × 6	cm	
	30	Peso medio	2,700	kg	
S	30	Peso specifico	1,7	g/cm²	$R_{\rm a}(s) = 4.200 {\rm kg/cm^2}$
MALION	10	IRA (USA)	42	g.cm ^a /crn ²	
2	10	Assorbimento % 5 h	16,8	_	
	10	Assorblmento % 24 h	17,3		
- l	10	o rottura	108	kg/cm²	$R_{\rm a} = 7800 \text{ kg/cm}^z$
- 1	10	Modulo rottura	15	kg/cm ^a	

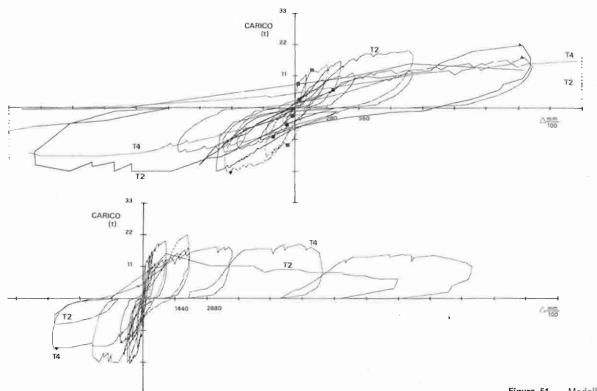
⁽¹⁾ L'età di maturazione del provini corrisponde a quella dei modelli di parete.

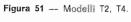
(1)		h cm	h/t	h/b	Area trasv. cm³	kg/cm²	τ _{rott} . kg/cm²	E kg/cm²	G kg/cm²	N. prove
Compressione	a	14,5 22,0 57,0	1,2 1,8 4,75	0.63 0.95 2.50	264 264 264	52.0 40.0 27.0		4.700 3.900	_	5 5 5
	b'' b'''	52 52 52	3,25 3,25 3,25	1,44 1,44 1,44	576 576 576	16.7 20,3 29,4	Ξ	2.780 2.320 2.950	=	5 5 5
Compressione diagonale	c d e	36 36 36	3,13 3,13 2,25	1 0,6 1,05	420 720 576	=	4,3 5,4 6,5	Ξ	2.580	5 5 5
Taglio	f	V. fig.					5,1		_	5

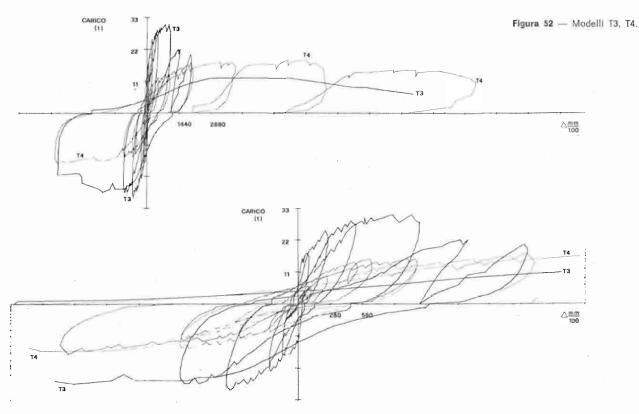
di Lorenzo Jurina

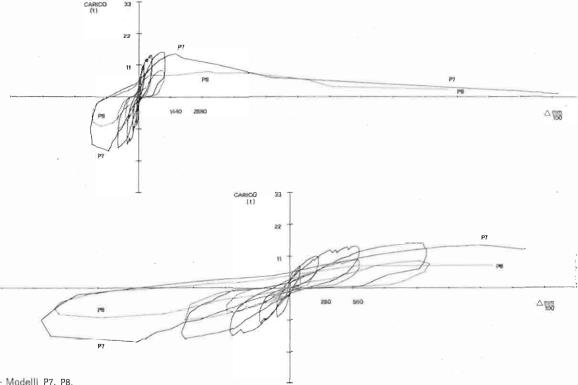
Tabella 2 A - Prove su elementi di muratura - Risultati

(1) La descrizione delle prove effettuate si trova nella figura 4.

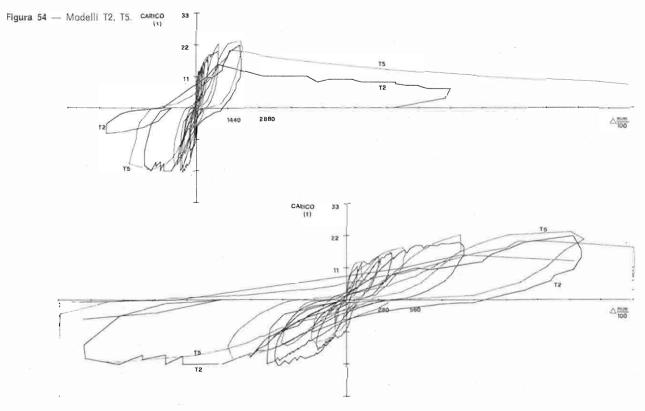












Tst/42

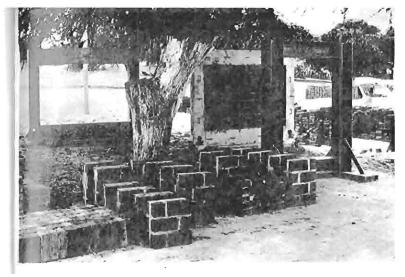


Foto 38 — Provini in muratura e telalo di contrasto.

contemporaneamente più rapida la sua degradazione.

Appare chiara la necessità di informazioni più approfondite sulle proprietà strutturali delle pareti e dei loro componenti prima di approdare allo studio di strutture a più piani e più luci.

In particolare vanno meglio organizzate le informazioni già esistenti che riguardano la presenza di carichi verticali e l'influenza delle percentuali di armatura verticale e orizzontale delle pareti.

Vanno realizzati inoltre ulteriori esperimenti in campo dinamico al fine di esaminare comparativamente le soluzioni strutturali proposte in regime statico alternato. L'indagine va estesa a modelli strutturali con diversa distribuzione delle armature.

Attualmente si sta conducendo una verifica dei risultati sperimentali ottenuti, al fine di fornire un'interpretazione analitica dei meccanismi limitati di rottura formatisi lungo la storia di carico. In tale indagine si confrontano vari metodi per la previsione delle caratteristiche di comportamento in fase elastica, in fase fessurata e a rottura dei modelli esaminati.

APPENDICE

Caratteristiche dei modelli: dimensioni, materiali, armature

 Le dimensioni dei modelli provati sono uguali tra loro e si rimanda per esse alla figura 3. Si osserva che i fori presenti nella trave inferiore servono al posizionamento della apparecchiatura di carico.

2. Le caratteristiche dei materiali implegati (tabella 1A) sono, per quanto possibile, analoghe in tutti i modelli. I test sulla qualità del calcestruzzo sono stati condotti su provini cilindrici di diametro 6" e altezza 12", determinando il diagramma sforzi-deformazioni, la tensione di rottura ed il modulo elastico secante. Si è utilizzata una pressa idraulica Soiltest, tipo standard, con capacità 120 t. Analoghe prove sono state condotte su provini cilindrici di malta di diametro 4" e altezza 8". Le prove in trazione dell'accialo di armatura ad aderenza migliorata sono state condotte presso il Laboratorio della Siderperù (Chimbote) ed hanno fornito i dati indicati nella tabella suddetta. Per i test su mattoni singoli si sono seguite le modalità indicate nelle norme ASTM C 67-73. I risultati sono riportati nella medesima tabella.

Una vasta indagine è stata realizzata su provini in muratura di ridotte dimensioni, realizzando prove in compressione, compressione diagonale e taglio.

Nella figura 4 sono stati illustrati i test eseguiti e le dimensioni dei provini, mentre i risultati vengono riassunti nella tabella 2A.

Sono stati studiati i casi di muratura ad una testa (spessore 11,5 cm) e muratura a Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche due teste a coltello (spessore 16 cm). Nei provini a compressione (norme ASTM E 447-74) il rapporto altezzaspessore si è fatto variare tra 1,2 e 4,75. Nei prismi di spessore 16 cm si è studiato l'effetto di armature di contenimento annegate nella malta atte a limitare il fenomeno di rottura dovuto alla maggiore deformabilità trasversale della malta rispetto al mattone. Si sono adottati sia ganci d'acciaio liscio di diametro 1/4", che maglia d'acciaio di diametro 1/22" e passo 1/2". Tali soluzioni hanno contribuito notevolmente a limitare i fenomeni di instabilità della muratura dovuta al formarsi di lesioni verticali, come si osserva in tabella. Le prove a taglio sono state condotte secondo un metodo proposto in [30] - [44] e le prove a compressione diagonale con diversi valori di h/t si sono attenute alle norme ASTM E 519-74, utilizzando provini di dimensioni più ridotte. Nel caso di muratura a due teste a coltello analoga a quella adottata nei modelli di parete si è trovata una legge di interazione tra azione tagliante e sovraccarichi verticali del tipo:

 $\tau = 5,125 + 0,21 \sigma$

Le foto da 38 a 41 illustrano il comportamento di alcuni

Foto 39 — Provino sottoposto a compressione centrala.





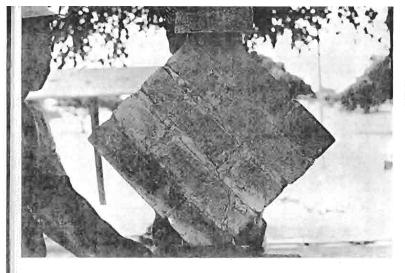


Foto 40 - Provino sottoposto a compressione diagona-

provini sottoposti a carico.

3. La disposizione delle armature nei telai e nelle pareti si può osservare nella figura 2 e viene appresso specificata:

TELAI

T1, T2, T3, T4, T5

— travi superiori e inferiori: 4 Ø 5/8" + 2 Ø 3/8" distribuiti simm.;

colonne:

4 Ø 5/8" + 2 Ø 3/8" distribuiti simm.;

— staffe travi sup. e inf.: 1 Ø 1/4" a 10 cm nel terzo medio;

1 Ø 1/4" a 5 cm nei terzi estremi;

 staffe colonne: 1 Ø 1/4" a 5 cm.

travi superiore e inferiore: 4 \varnothing 3/8" distribuiti simm.; — staffe: 1 \varnothing 1/4" a 20 cm.

P7, P8

- travi superiore e inferiore: 4 Ø 5/8" + 2 Ø 3/8" distribuite simm.;

 staffe:
 1 Ø 1/4" a 10 cm nel terzo medio;

1 \varnothing 1/4" a 5 cm nei terzi estremi.

PARETI

T3. P7

— armatura verticale:

Tst/44

6 Ø 3/8" + 6 Ø 1/4" uniformemente distribuiti;

— armatura orizzontale: 5 Ø 1/4''.

T4, P8

per ogni pannello della parete:

— armatura verticale: 2 Ø 3/8" + 2 Ø 1/4" distribuiti simm. alle estremità;

armatura orizzontale: 2 Ø 1/4" in posizione centr.; 4 maglie Ø 1/22" (spaziate 1/2") alle estremità.

Tutte le pareti sono cucite in senso perpendicolare al loro piano con ganci Ø 1/8" uniformemente distribuiti allo scopo di evitare instabilità per « spanciamento » di uno strato esterno. I modelli T1. T2, T5, T6, non presentano armature verticali e orizzontali nella parete.

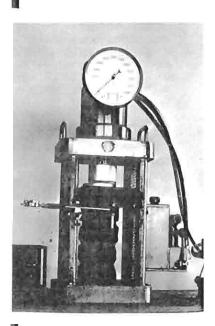
Nei punti di applicazione dei carichi, în sommità ed alla base delle colonne, sono presenti armature di ripartizione costituite da staffe Ø 3/8" solidamente collegate all'armatura principale. La notevole quantità di armatura longitudinale e trasversale adottata nelle colonne del telaio tende ad impedire la rottura per snervamento di questi elementi, resa teoricamente possibile dall'assenza di carichi verticali, e prevede una adequata riserva di resistenza a taglio nel caso di rottura tipo « knee braced frame » [17].

LORENZO JURINA

di Lorenzo Jurina

Pareti muratura soggette ad azioni sismiche

Foto 41 -Determinazione del modulo di elasticità.



Il presente lavoro è stato

Il presente lavoro è stato completato grazie all'aluto e alla collaborazione di molti Enti e persone. L'Autore ringrazia l'Associazione delle imprese Edili ed Affini della Provincia di Milano per la liducia dimostrata nel confectali una borsa di estato.

rirgli una borsa di studio Danusso -; l'Università di

rirgii una borsa ai studio
Parusso »; l'Università di
Piura e quanti vi lavorano,
per il tempo ed I mezzi generosamente messi a disposizione; le imprese Energoprojekt e Techint per il contributo finanziario; i Professori Giulio Maier, Giorgio
Macchi e l'Ing. Nicolò Jurina
per i preziosi suggerimenti.
L'Autore è inoltre particolarmente grato a sua moglie
per l'aiuto fornitogli lungo
tutto il periodo della ricerca,
all'ing. Julio Doig per l'insostituibile collaborazione nella
raccolta delle osservazioni
sperimentali, e a quanti hanno contribuito alla veste tipografica della presente nota.

pografica della presente nota.

NOTA — La bibliografia di cui è corredato l'articolo è molto più ampia di quella sottoriportata (n. 563 citazioni). Gli interessati possono richiederne il testo completo alla Redazione della Rivista.

Spiegazione delle sigle — ASCE = American Society of Civil Engineers; ASTM = American Society for Testing Materials; BCRA = British Ceramic Research Association; BCS = British Ceramic Society; CPTB = Clay Products Technical Bureau; EERC = Earthquake Engineering Research Center; IABSE = International Association for Bridge and Structural Engineering; ICE = Institute of Civil Engineers; RILEM = Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions; SCPI = Structural Clay Products Institute; SIBMAC = Second International Brick Masenry Congress; UNAM = Universidad Nacional Autónoma de Mexico.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ASTM: Annual Book of ASTM Standard:
- C 62 Building Brick, part 12 C 67 - Sampling and Testing Brick, part 12

part 12 C 270 - Specification for Mortar for

Unit Masonry
E 72 - Conducting Strength Tests
of Panels for Building Construction
E 149 - Test for Bond Strength of
Mortar to Masonry Units

E 477 - Test for Compressive Strength of Masonry Assemblages (ASTM, 1973).

- [2] BENJAMIN J. R.: An Investigation of Shear Walls, Pt 2. Prediction of Behaviour of Plain Concrete and Brick Walled Bents under Static Shear Load by Lattice Analogy Stanford Univ., Tech. Rep. 1. Pt 2, April 1952.
- [3] BENJAMIN J. R.: Statically Indeterminate Structures - Mc Grav-Hill, 1959.
- [4] BENJAMIN J. R., WILLIAMS F. A.: Investigation of Shear Walls -Tech. Reports, Dept. of Civil Eng. Stanford Univ. - California, 1952/ 1955.

Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche

di Lorenzo Jurina

- [5] BENJAMIN J. R., WILLIAMS H. A.: Investigation of Shear Walls, Pt. 6. Continued Experimental and Mathematical Studies of Reinforced Concrete Walled Bents under Static Shear Loading Stanford Univ., Tech. Rept. 4, Aug. 1954.
- [6] BENJAMIN J. R., WILLIAMS H. A.; Investigation of shear Walls, Pt. 9. Continued Experimental and Mathematical Studies of Reinforced Concrete Walled Bents under Static Shear Loading Stanford Univ., Tech, Rep. 7, Sept., 1955.
- [7] BENJAMIN J. R., WILLIAMS H. A.: The Behaviour of One-story Reinforced Concrete Shear Walls - ASCE, vol. 83, n. ST3, Paper 1254, May 1957
- [8] BENJAMIN J. R., WILLIAMS H. A.: Summary of Results of Study of Reinforced Concrete and Brick-Walled Bents under Static Shear Loading - Invest. of Shear Walls, Part. 13, Final Rep. - Stanford Univ., 1958.
- [9] BENJAMIN J. R., WILLIAMS H. A.: The Behaviour of One-Story Brick Shear Walls - Proc. ASCE, vol. 84, n. ST4, Paper 1723, Jul. 1958, pp. 1/30.
- [10] BLUME J. A., DICKEY W. L., HARRINGTON R. W.: The Shear Truth about Brick Walls - Western States Clay Products Association, 1970, pp. 31.
- [11] BLUME J. A., NEWMARK N. M., CORNING L. M.: Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquakes Motions Portland Cement Ass., Chicago (Illinois), 1961.
- [12] BLUME J. A., PROLUX J.: Shear in Grouted Brick Masonry Wall Elements - Rep. to Western States Clay Products from J. A. Blume and Associates, S. Francisco (California), Aug. 1968.
- [13] BORCHELT J. G.: Analysis of Brick Walls Subjected to Axial Compression and In-Plane Shear - SIB-MAC, n. 42, Stoke-on-Trent, April 1970.
- [14] CARTER C., SMITH B. S.: Structural Behaviour of Masonry Infilled Frames Subjected to Racking Loads Intern. Conf. on Struct. Masonry Syst., Univ. of Texas, Austin, Paper n. 27, Dec. 1967.
- [15] ESTEVA L.: Behaviour under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members Symp. on the Effects of Repeated Loading in Materials and Structural Elements. RI-LEM, Mexico, 1966.
- [16] FEDORKIW J. P., SOZEN M. A.: A Lumped Parameter Metod to Simulate the Response of Reinforced Concrete Frames with Filler Walls Civ. Eng. Studies, Struct. Res. Series n. 338, Univ. of Illinois, June 1968.
- [17] FIORATO A. E., SOZEN M. A., GAMBLE W. L.: An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler

- Walls Struct. Res. Series n. 370, Univ. of Illinois, Urbana, Nov. 1970.
- [18] GRIMM C. T.: Strength and Related Properties of Brick Masonry - ASCE, vol. 101, n. ST1, Jan. 1975, pp. 217-32.
- [19] HENDRY A. W.: Shear Tests on Full Scale Single Story Brickwork Structures Subjected to Precompression - Proc. Int. Symp. on Methodology and Tech. of Testing Structures, Bucharest, 1969.
- [20] HENDRY A. W.: Wind Load Analysis of Multy-Story Brickwork Structures - Res. Note vol. 1, n. 3, Brick Development Ass., England, Jan. 1971.
- [21] HENDRY A. W.: Theme Report of Technical Committee n. 27 -ASCE-IABSE, Tall Buildings, Leight Univ., Bethlehem, Pennsylvania, Aug. 1972, pp. 957-979.
- [22] HENDRY A. W.: The Lateral Strength of Unreinforced Brickwork - Structural Engs, vol. 51, n. 2, Feb. 1973, pp. 43-50 (refs) 51 (2).
- [23] HENDRY A. W.: Structural Ceramics Research Dept. of Civil Engrg., Univ. of Edinburgh, 1974.
- [24] HENDRY A. W., MORTON J.: A theoretical Investigation of the Lateral Strength of Brick Walls and Precompression - Proc. BCS, n, 21, April 1973.
- [25] HENDRY A. W., MURTHY C. K.: Comparative Tests on 1/3 and 1/6 Scale Model Brickwork Piers and Walls Proc. BCS, n. 4, 1965, pp. 45-66.
- [26] HENDRY A. W., SINHA B, P.: Shear Tests on Full-Scale Single-Story Brickwork Structures Subjected to Precompression - BCRA Tech. Note 134, May 1969.
- [27] HENDRY A. W., SINHA B. P.: Racking Tests on Storey-Height Shear Wall Structures with Openings Subject to Precompression - Designing, Engrg, and Constructing with Masonry Products, Gulf P. C.,
- [28] HENDRY A. W., SINHA B. P., MAURENBRECHER A. H. P.: Full-Scale Tests on the Lateral Strength of Brick Cavity Walls with Precompression - BCRA Tech. Note 195, April 1973.
- [29] HOLMES M.: Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling Proc. ICE, vol. 19, Aug. 1961, pp. 473-8.
- [30] JORQUERA G. L.: Estudio experimental sobre la resistencia de muros en albañilerla sometidos a cargas horizontales - Proc. 1 Jornada Chilena de Sismologia e Ing. Antisismica, Santiago, Chile, 1963.
- [31] LIAO H. M.: Studies on Reinforced Concrete Shear Walls and Framed Masonry Shear Walls Engrg. Res. Inst. Univ. of Tokyo, 1964.
- [32] LIAUW T. C.: An Investigation into the Behaviour of Framed Walls

- Structures Ph. D. Thesis, Univ. of Southampton, 1962.
- [33] LIAUW T. C.: Elastic Behaviour of Infilled Frames Proc. ICE, vol. 46, July 1970, pp. 343-349.
- [34] LIAUW T. C.: An Approximate Method of Analysis for Infilled Frames with or without Openings -Building Science, vol. 7, Pergamen Press, 1972, pp. 233-238.
- [35] LIAUW T. C.: The Composite Characteristics of Infilled Frames Int. J. Mech. Sci., Pergamen Press., vol. 15, 1973, pp. 517-533.
- [36] LIAUW T. C., LEE S. W.: Multy-Story Infilled Frames - Proc. of Regional Conf. on Tall Buildings, Bankok, Jan. 1974.
- [37] MAINSTONE R. J.: On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames - ICE, 49, Paper n. 7360S, June 1971, pp. 230.
- [38] MAYES R., CLOUGH R. W.: A Literature Survey: Compressive, Tensile, Bond and Shear Strength of Masonry - EERC, Univ. of California, Berkeley, Rep. n. EERC 75-15, June 1975.
- [39] MAYES R., CLOUGH R. W.: Cyclic Shear Tests on Fixed Ended Masonry Walls -ASCE, New Orleans, April, 1975.
- [40] MAYES R., CLOUGH R. W.: State-of-the-Art in Seismic Shear Strength of Masonry - EERC, Univ. of California, Berkeley, Rep. n. EERC 75-21, 1975.
- [41] MAYES, MOSTAGHEL, CLOUGH, DICKEY: Cyclic Tests on Masonry Piers Bull. of New Zealand Nat. Soc. for Earthq, Engrg., vol. 7, n. 3, Sept. 1974.
- [42] MELI R.: Behaviour of Masonry Walls under Lateral Loads -Proc. n. 101A, V World Conf. on Earthq. Engrg., Roma, Italy.
- [43] MELI R.: Comportamiento sismico de muros de mamposteria -Instit. de Ing., UNAM, Mexico, Informe 352, Apr. 1975.
- [44] MELI R., REYES A. G.: Propledades mecanicas de la mamposteria - Ist. de Ing., UNAM, Mexico, vol. XLI, n. 3, July 1971, pp. 281-304.
- [45] MELI R., SALGADO G.: Comportamiento de muros de mamposteria sujetos a carga lateral. Segundo informe - Inst. de Ing., UNAM. Mexico, Inf. n. 237, Sep. 1969.
- [46] MELI R., ZEEVAERT A., ESTE-VA L.: Comportamiento de muros de mamposteria hueca ante carga lateral alternada - Ingegneria, UNAM, Mexico, vol. 38, n. 3, July 1968, pp. 371-90.
- [47] OCKLESTON A. J.: Load Tests on a Three Story Reinforced Concrete Bullding in Joahannesburg -The Structural Engrg., vol. 33, n. 10, Oct. 1955.
- [48] POLYAKOV S. V.: Investigations of the Strength and of the Deformational Characteristics of Masonry Filler Walls and Facings

- in Framed Structures Stroitel-naya Promyshlennost, n. S (in Russian), 1950.
- [49] POLYAKOV S, V.: On Strength and Deformations of Stone Masonry Infilling of Framed Walls at Shearing - Building Industry, n. 3, Moscow, 1952.
- [50] POLYAKOV S. V.: Masonry in Framed Buildings: an investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling Building Res. Inst. Moscow (Translated by Building Res. Station, and Published by National Lending Library for Science and Tech., Boston Spa, England), 1956.
- [51] POLYAKOV S. V.: Stone Masonry in Framed Buildings - Edition Nat. concernant les structures et l'architecture, Moscow, 1956.
- [52] POLYAKOV S. V.: On Team-Work in Plane of Wall with Stone Infilling and Frame - Coll. Building in Seismic Regions, Moscow, 1957.
- [53] POLYAKOV S. V.: On the Interaction between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame when Loaded in the Plane of the Walls Translat, in Earthq, Engrg. Earthq, Engrg. Res. Inst., S. Francisco, 1960, pp. 36-42.
- [54] POLYAKOV S. V.; The Design of Walls of Framed Buildings on Horizontal Load, Taking place in Wall's Plane - Building Mech. and Design Construction, n. 2, Moscow, 1961.
- [55] POLYAKOV S. V.: Masonry in Framed Buildings - Trans. by G. L. Calrns, Nat. Lending Library for Science and Tech., Boston Spa, Yorkshire, England, 1963.
- [56] POLIAKOV S. V.: Some Investigations of the Problem of the Strength of Elements of Buildings Subjected to Horizontal Loads Tall Buildings, Southampton, 1966, pp. 465-480.
- [57] PRIESTLEY M. J. N., BRIDGE-MAN D. O.: Seismic Resistance of Brick Masonry Walls Bull. New Zealand Soc. of Earthq. Engrg., vol. 7, n. 4, Dec. 1974, pp. 167-87.
- [58] SATCHANSKI S. V.: Analysis of the Earthquake Resistance of Monolithic Buildings under Horizontal Loading Taking into Consideration the Carring Capacity of the Masonry Stroitelstvo (Buildings), n. 1, Sofia, Bulgaria, 1960.
- [59] SCHNEIDER R. R.: Grouted Brick Masonry: Report of Tests -Southwest Builder and Contractor, Dec. 1951.
- [60] SCHNEIDER R. R.: Tests on Reinforced Grouted Brick Masonry Shear Panels - Rep. issued by Calif. State, Div. of Architecture, Los Angeles, 1956.
- [61] SCPI: Proc. of the I National Brick and Tile Bearing Wall Conference - Washington, 1965.
- [62] SCPI: Resistence of Structural Clay Masonry to Dynamic Forces -

- A Design Manual for Blast Resistance, Rep. n. 7, Nov. 1959.
- [63] SCPI: Comparative and Transverse Tests of Five-Inch Brick Walls Res. Rep. n. 8, May 1965.
- [64] SCPI: Compressive and Transverse Strength Tests of Eight-inch Brick Walls - Res. Rep. n. 10, Oct. 1966.
- [65] SCPI: Compressive, Transverse and Racking Strength Tests of Four-inch Structural Clay Facing Tile Walls - Res. Rep. n. 11, Febr. 1967.
- [66] SCPI: Technical Notes on Brick and Tile Construction - 1968.
- [67] SCPI: Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry 1969.
- [68] SCPI: Compressive, Transverse and Shear Strength Tests of Six and Eight-Inch Single Wythe Walls Built with Solid Heavy Duty Hollow Clay Masonry Units Res. Rep. n. 16, Mc Lean, Virginia, sept. 1969.
- [69] SCRIVENER J. C.: Reinforced Masonry-Seismic Behaviour and Design - Bull. New Zealand Soc. for Earthq. Engrg., vol. 5, n. 4, Dic. 1972, pp. 143-154.
- [70] SCRIVENER J. C., MOSS P. J.; Concrete Masonry Wall Panel Tests: Effects of Cavity Filling on Shear Behaviour - New Zealand Concrete Construction, April 1968, pp. 60-63.
- [71] SCRIVENER J. C., WILLIAMS D.: Behaviour of Reinforced Masonry Shear Walls under Cyclic Loading Bull. New Zealand Soc. for Earthq. Engrg., vol. 4, n. 2, April 1971, pp. 316-330.
- [72] SCRIVENER J. C., WILLIAMS D.: Response of Reinforced Masonry Shear Walls to Static and Dynamic Cyclic Loading V World Conf. on Earthq. Engrg., vol. 2, paper 185, Rome, June 1973.
- [73] SIMMS L. G.: The Shear Strength of Some Story-Height Brickwork and Blockwork Walls -CFTB Tech. Notes, vol. 1, n. 5, London, 1964.
- [74] THOMAS F. G.: The Strength of Brickwork The Structural Engineer, vol. 33, n. 2, Feb. 1953, pp. 35-46.
- [75] WILLIAMS D.: Seismic Behaviour of Reinforced Masonry Shear Walls - Ph. Th., Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1971, pp. 107.
- [76] WILLIAMS D., SCRIVENER J. C.: Response of Reinforced Masonry Shear Walls to Static and Dynamic Cyclic Loading - V World Conf. on Earthq Engrg., Rome, Paper 185, June 1973.
- [77] WOOD R. H.: A Preliminary Study of Composite Action in Framed Buildings - Zurich, 1955.
- [78] YORULMAZ M., SOZEN M. A.: Behaviour of Single Story Reinforced Concrete Frames with Filler Walls - Univ. of Illinois, Civil Engrg. Studies, Struct. Res. Series, n. 337, Urbana, May 1968.

di Lorenzo Jurina

> Pareti in muratura soggette ad azioni sismiche