

DISSERTAZIONE PRESENTATA PER IL CONSEGUIMENTO DEL TITOLO
DI DOTTORE DI RICERCA IN INGEGNERIA DELLE STRUTTURE

**DINAMICA NON LINEARE FUORI DEL PIANO
DI PARETI MURARIE
STATO DELL'ARTE, SPERIMENTAZIONE E MODELLAZIONE**

OMAR AL SHAWA

ROMA, DICEMBRE 2011

CICLO XXIII

IL COORDINATORE DEL CORSO DI DOTTORATO

PROF. GIUSEPPE REGA

RINGRAZIAMENTI

Ai miei Tutors Luis Domingo Decanini e Luigi Sorrentino per avermi incoraggiato ad intraprendere questo percorso di ricerca e per la preziosa assistenza.

Al professor Giuseppe Rega per aver creato occasioni di approfondimento e crescita culturale durante il corso di Dottorato.

Al professor Gianmarco de Felice e al dottorando Alberto Mauro la cui collaborazione in occasione delle prove su tavola vibrante è stata occasione di confronto e maturazione.

Alla professoressa Patrizia Trovalusci e al professor Renato Masiani per l'attenta revisione della tesi.

A tutto il personale tecnico del laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica per la cortese disponibilità.

Alla mia famiglia per avermi sostenuto durante questi anni di studio.

Ai miei amici per l'affetto dimostrato in questi anni, in particolare in quest'ultimo periodo a causa delle difficoltà politiche che sta affrontando la Siria, il mio paese di origine.

INDICE

DINAMICA NON LINEARE FUORI DEL PIANO	1
DI PARETI MURARIE	1
STATO DELL'ARTE, SPERIMENTAZIONE E MODELLAZIONE	1
1 INTRODUZIONE	7
1.1 Motivazioni e obiettivi	7
1.2 Struttura della tesi	9
2 STATO DELL'ARTE SULLA DINAMICA DI SISTEMI DI CORPI RIGIDI E DEI MODELLI A CONTATTO RIGIDO	11
2.1 Introduzione	11
2.2 Stato dell'arte sulla modellazione ai corpi rigidi	11
2.3 Modelli a contatto rigido	12
2.4 Legame momento di richiamo – rotazione	17
2.5 Modelli a contatto elastico	17
2.6 Stato dell'arte sulle prove sperimentali	19
3 OSCILLAZIONI LIBERE DI PARETI MURARIE. IL RUOLO DELLA DISSIPAZIONE DELL'ENERGIA	27
3.1 Introduzione	27
3.2 Formulazione analitica	28
3.3 Prove sperimentali di dondolamento libero di pareti murarie	36
3.3.1 Configurazione di prova (sintesi)	36
3.3.2 Cinematica del muro di facciata	40
3.3.3 Calcolo della dissipazione sperimentale di energia	45
3.3.4 Riproduzione dei risultati sperimentali	49
3.3.5 Sintesi dei risultati sperimentali	50
3.4 Influenza del coefficiente di restituzione sulla risposta al sisma	58
3.5 Conclusioni	65
4 OSCILLAZIONI FORZATE. PROVE SPERIMENTALI SU TAVOLA VIBRANTE	67
4.1 Introduzione	67
4.2 Prove sperimentali su tavola vibrante	67
4.2.1 Configurazione di prova	67
4.2.2 Scelta delle eccitazioni	70
4.2.3 Presentazione dei risultati	73
4.3 Confronto tra il modello teorico e i risultati sperimentali	76
4.4 Confronto con una modellazione a elementi distinti	84
4.5 Applicazioni del modello dinamico a casi di interesse pratico	86
4.5.1 Confronto con la normativa italiana	86
4.5.2 Confronto con la prestazione sismica della facciata dell'Oratorio di San Giuseppe dei Minimi a L'Aquila	90
4.6 Considerazioni conclusive	95
5 CONCLUSIONI E FUTURI SVILUPPI	97
RINGRAZIAMENTI	99
BIBLIOGRAFIA	101
INDICE DELLE FIGURE	107
INDICE DELLE TABELLE	113
APPENDICE (A) PROVE SPERIMENTALI DI DONDOLAMENTO LIBERO DI PARETI MURARIE	115
APPENDICE (B) REGISTRAZIONI ACCELEROMETRICHE NATURALI UTILIZZATE	159
APPENDICE (C) PROVE SPERIMENTALI SU TAVOLA VIBRANTE DI PARETI MURARIE SOLLECITATE FUORI DAL PIANO	165
APPENDICE (D) MAPPE DI RIBALTAMENTO	189

1 INTRODUZIONE

1.1 Motivazioni e obiettivi

La muratura, prima della diffusione dell'acciaio e del calcestruzzo armato, ha occupato per intero il panorama dell'architettura in molti paesi del mondo. Dopo il primo quarto del XX secolo la muratura è stata impiegata via via di meno in Italia come elemento strutturale, ma in altri paesi, per esempio in Asia, la muratura si usa diffusamente ancora oggi per le nuove costruzioni.

Le costruzioni in muratura presentano frequentemente un'elevata vulnerabilità sismica (Bruneau *et al.* (1994), Decanini *et al.* (2000, 2004, 2005), Ingham *et al.* (2011)).

La risposta sismica degli edifici murari è profondamente differente da quella delle costruzioni moderne in calcestruzzo armato o in acciaio, dove il collasso coinvolge l'intera struttura, anche quando a cedere inizialmente è un unico pilastro. Viceversa, la risposta degli edifici esistenti, compresi quelli storici di muratura è fortemente influenzata dall'integrità dei collegamenti fra elementi strutturali, verticali ed orizzontali, volti ad assicurare il cosiddetto "effetto scatola" (Fig. 1-1). Tali collegamenti permettono di trasferire le azioni dinamiche da elementi che lavorano fuori dal piano ad elementi che lavorano nel piano, consentendo un uso più efficiente del materiale, poiché i pannelli murari hanno risposta molto migliore se sollecitati secondo il proprio piano medio.

Tuttavia l'esame di edifici esistenti e i sopralluoghi dopo sismi severi mostrano una diffusa carenza dei collegamenti. Pertanto nelle strutture in muratura esistenti i collassi sono quasi sempre parziali e coinvolgono la parte più debole della struttura, generalmente rappresentata dalle pareti di facciata (Fig. 1-2). Tale modalità di collasso è legata alla natura dei vincoli che connettono i diversi elementi strutturali, vincoli che, in assenza di collegamenti efficaci, sono di tipo monolaterale.

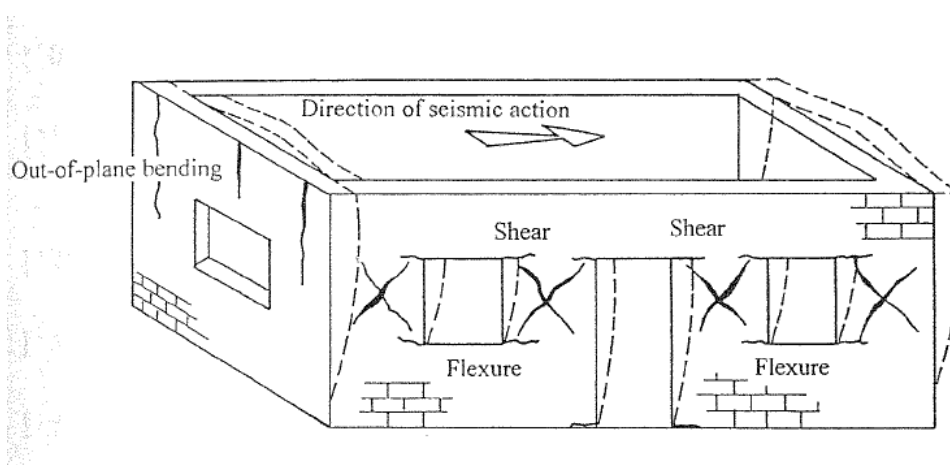


Fig. 1-1 La deformazione dell'edificio e tipici danni ai muri. Da Tomažević (1999), fig. 2.19.



Fig. 1-2 Danni dopo il terremoto, collasso fuori del piano: a) San Giuseppe dei Minimi, dopo il sisma del aprile 2006; b) Santa Maria del Fossale a Gemona (UD), dopo il sisma del maggio 1976.

I vincoli monolaterali condizionano il comportamento statico degli elementi strutturali poiché comportano una particolare trasmissione dei carichi. Ogni porzione muraria porta solo i carichi ad essa direttamente applicati, senza risentire di quelli applicati agli elementi contigui; ne conseguono collassi di tipo, per l'appunto, parziale.

È altresì interessante osservare le diverse conseguenze che derivano dal raggiungimento di uno stato limite: le pareti sollecitate nel piano, seppur fessurate, conservano la capacità portante nei confronti dell'azione gravitazionale, per merito della tessitura muraria, la quale orienta la propagazione della rottura lungo le linee di debolezza costituite dai giunti murari, conservando, quindi, la sua funzione di appoggio. Viceversa, i meccanismi evoluti sino al collasso comportano la crisi anche delle strutture orizzontali che vi si appoggiano. Essi, inoltre, possono mettere a rischio la fase di esodo durante lo scuotimento e ostacolare il successivo arrivo dei soccorsi.

AmMESSO che possa essere esclusa una disgregazione dell'apparecchio murario (Fig. 1-3, de Felice 2011), i meccanismi locali di collasso sono in genere modellati, anche solo secondo procedure statiche equivalenti, mediante catene cinematiche di corpi rigidi. Il vantaggio del ricorso ai meccanismi di corpi rigidi risiede nella riduzione dei parametri in gioco, la cui determinazione è facilitata dalla loro natura geometrica. Non esistono infatti altre grandezze da introdurre nel problema ove si accettino le ipotesi di rigidità, infinita resistenza a compressione, assenza di resistenza a trazione della malta, attrito infinito. Le osservazioni, sul campo e in laboratorio, di elementi strutturali murari che si comportano come sistemi di corpi rigidi sono oramai numerose (*infra* § 2.6).

Tuttavia, sia la sperimentazione fisica sia precedenti lavori analitici hanno messo in evidenza come una modellazione dinamica sia più vicina di una statica al fenomeno fisico. Appare necessario, pertanto, sviluppare ulteriormente modelli dinamici per la stima della vulnerabilità sismica di meccanismi locali che considerino nuove condizioni di vincolo.

Fra le condizioni di vincolo da considerare, particolare interesse riveste quella di una facciata accostata a muri trasversali. Tale condizione di vincolo si può presentare a seguito di un processo costruttivo diacronico o per operazioni di ristrutturazione urbanistica. Di tale condizione si punta a revisionare e completare precedenti formulazioni analitiche e a valutarne sperimentalmente la robustezza.

Inoltre, se da un lato la modellazione dinamica è più ricca di quella statica, dall'altro comporta l'introduzione di parametri aggiuntivi, innanzitutto legati alla dissipazione dell'energia cinetica. Tali parametri richiedono sia formulazioni analitiche, sia una validazione sperimentale. Ciò si intende fare sia con riferimento al meccanismo prima descritto sia con riguardo a una parete semplicemente poggiata su una fondazione, condizione tipica di elementi archeologici, muri di parapetto e di confine.

Laddove possibile i modelli messi a punto saranno confrontati con le procedure di verifica della normativa italiana.

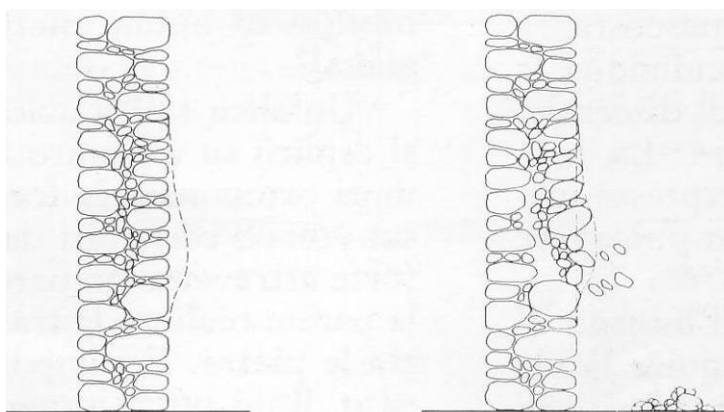


Fig. 1-3 Disgregazione di un muro a due paramenti. Da Giuffrè (1993).

1.2 *Struttura della tesi*

La tesi è articolata secondo lo schema che segue. Il capitolo 2 contiene una ricognizione dello stato dell'arte sulla modellazione della risposta dinamica fuori del piano di pareti murarie e sulle campagne sperimentali condotte al riguardo; l'attenzione è centrata sui temi più pertinenti al resto della dissertazione. Il capitolo 3 studia la formulazione analitica della dissipazione impulsiva dell'energia cinetica di una parete in oscillazioni bilaterali e di una parete in oscillazioni monolaterali. Per la seconda è proposta una formulazione originale. Entrambe le formulazioni sono messe a confronto con i risultati di una campagna di prove sperimentali di oscillazione libera, nella quale è stata valutata l'influenza di diversi parametri di interesse. Nello stesso capitolo è stata studiata l'influenza della dissipazione dell'energia sulla risposta dinamica di pareti murarie a segnali sismici naturali. Il capitolo 4 prende le mosse da una sperimentazione originale su tavola vibrante di una parete accostata a muri trasversali. Successivamente a una sintesi delle prove si propone un modello analitico di parete in oscillazione monolaterale e su fondazione inclinata, con dissipazione impulsiva dell'energia tarata sulla base delle prove del precedente capitolo. Il modello così messo a punto è confronto con codici di calcolo commerciali, con casi studio reali e con le procedure statiche equivalenti di normativa.

Completano la tesi appendici sulle sperimentazioni e sulle eccitazioni sismiche impiegate.

2 STATO DELL'ARTE SULLA DINAMICA DI SISTEMI DI CORPI RIGIDI E DEI MODELLI A CONTATTO RIGIDO

2.1 *Introduzione*

I primi studi sulla dinamica di un corpo rigido in ambito sismico riguardano l'analisi dei ribaltamenti di diversi oggetti, come steli funerarie, colonne, rocce e simili, al fine di ottenere informazioni quantitative sull'intensità del moto del terreno. Da tale pensiero originarono, soprattutto a partire dalla fine dell'Ottocento, una serie di ricerche da parte di studiosi giapponesi e americani (bibliografia riportata in Yim *et al.* 1980a, Ishiyama 1984a), che culminarono nella definizione della scale di intensità giapponese basata sul rovesciamento o meno di un set di blocchetti appositamente predisposti. Tentativi analoghi furono proposti anche in Italia, in seguito al sisma di Avezzano del 1915 (Castenetto & Galadini 1999).

Un'estesa analisi dello stato dell'arte sulla dinamica di corpi rigidi, con particolare riguardo al tema sismico, è riportata Giannini (1991) e in Sorrentino (2003). In questa sede ci si limita a richiamare quei lavori che hanno maggior impatto sullo sviluppo di questa dissertazione, specie con riferimento alle tematiche di sperimentazione di seguito elaborate, nonché la letteratura rilevante successiva al 2003.

2.2 *Stato dell'arte sulla modellazione ai corpi rigidi*

Una classificazione dei lavori reperibili nella letteratura internazionale è possibile rispetto al tipo di contatto all'interfaccia dei corpi rigidi: rigido con geometria parallelepipedica, elastico e rigido con geometria curva delle interfacce. Si tralascia qui l'esame dei modelli a più gradi libertà e multi-corpo.

2.3 *Modelli a contatto rigido*

Nel caso dei modelli a contatto rigido si ipotizza un giunto indeformabile, infinitamente resistente a compressione, non reagente a trazione, attritivo. All'interno di questa famiglia esistono ulteriori differenziazioni che riguardano il numero di gradi di libertà riconosciuti al sistema, le condizioni imposte per determinare l'atto di moto successivo a un urto, lo studio di sistemi a uno o più corpi.

In Housner (1963) è presentato nella letteratura internazionale il primo modello analitico del moto di un corpo rigido con contatto rigido. Housner intendeva spiegare come mai alcuni serbatoi, modellati come un pendolo invertito (Fig. 2-1), fossero sopravvissuti al terremoto cileno del 1960, mentre altri oggetti (quali apparecchiature elettriche) sono stati rovesciati nonostante fossero ancorati al suolo e valutati stabili secondo una verifica statica.

Il modello di Housner (1963) è un blocco parallelepipedo a base piana, poggiato sulla fondazione rigida ed orizzontale. Si assume che il coefficiente di attrito fra blocco e base sia sufficiente a escludere scorrimenti. Il blocco oscilla intorno ai suoi due spigoli inferiori O e O' senza possibilità di rimbalzi. Il modello è quindi a un grado di libertà, la rotazione θ (Fig. 2-2).

L'equazione differenziale del moto delle **oscillazioni libere** è:

$$\ddot{\theta} = -\text{sgn}(\theta)p^2 \sin(\alpha - |\theta|) \tag{2-1}$$

dove:

$\ddot{}$ = derivata seconda con il tempo

α = angolo fra la verticale per la cerniera e la congiungente con il centro di massa (Fig. 2-2)

p : = parametro di frequenza, vale in generale:

$$p = \sqrt{\frac{mgR}{I_0}} \tag{2-2}$$

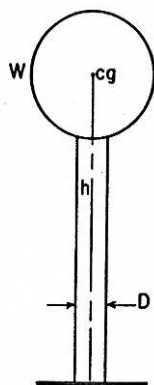
dove:

m = massa del corpo

g = accelerazione di gravità

R = distanza del centro di massa dalla cerniera di rotazione (Fig. 2-2)

I_0 = momento di inerzia



Golf-ball-on-a-tee elevated water tank.

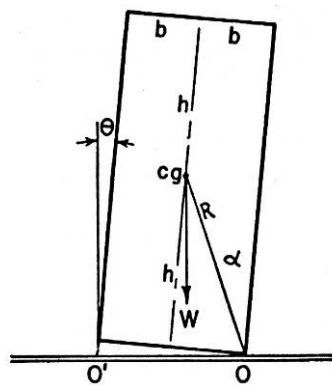


FIG. 1. A rocking block.

Fig. 2-1. Il pendolo invertito proposta da Housner (1963).

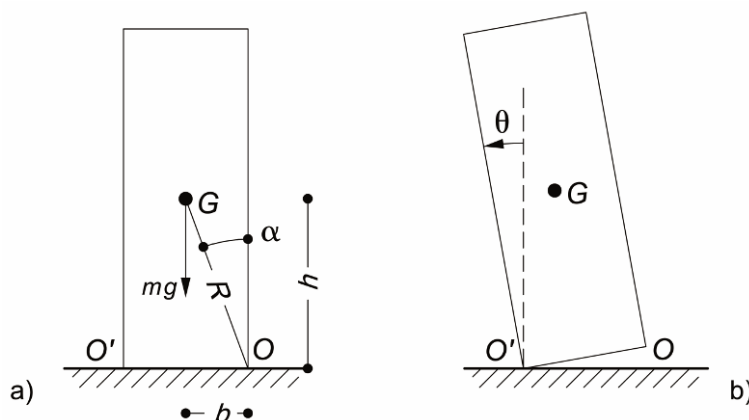


Fig. 2-2. Modello di parete libera: α = angolo fra la verticale per la cerniera e la congiungente con il baricentro G ; R = distanza del centro di massa dalla cerniera di rotazione; h = semialtezza del blocco; b = semibase del blocco; m = massa del blocco; θ = rotazione (un grado di libertà) misurata dal verticale; a) parametri geometrici; b) configurazione spostata.

L'equazione (2-1) è stata linearizzata sia in Housner (1963), sia in lavori successivi (ad es. Spanos & Koh 1984). Tale operazione è considerata accettabile per blocchi snelli, $\alpha \leq 20^\circ$. Assegnate la rotazione iniziale, θ_0 , e la velocità angolare iniziale, $\dot{\theta}_0$, integrando la (2-1) in forma linearizzata si ottiene:

$$\theta = \text{sgn}(\theta_0)\alpha \left[1 - \left(1 - \frac{|\theta_0|}{\alpha} \right) \cosh(pt) \right] + \frac{\dot{\theta}_0}{\alpha} \sinh(pt) \quad (2-3)$$

dove:

$\text{sgn}()$: la funzione segno

$\cosh()$, $\sinh()$: le funzioni trigonometriche iperboliche.

Nel caso in cui $\dot{\theta}_0 = 0$ è possibile ottenere il periodo, T , dell'oscillatore:

$$T = \frac{4}{p} \cosh^{-1} \left(\frac{1}{1 - \theta_0/\alpha} \right) \quad (2-4)$$

Dall'equazione precedente appare chiaro che, a differenza dell'oscillatore di Housner, in quello classico, a massa e molla elastico-lineare, il periodo di oscillazione non è l'unica caratteristica del sistema, dato che è anche funzione dell'ampiezza della rotazione (Fig. 2-3).

Nel caso di oscillazioni forzate, a seguito di accelerazione \ddot{x}_g solo orizzontale della fondazione, l'equazione del moto è (Aslam *et al.* 1980):

$$\ddot{\theta} = -\text{sgn}(\theta)p^2 \sin(\alpha - |\theta|) - p^2 \frac{\ddot{x}_g}{g} \cos(\alpha - |\theta|) \quad (2-5)$$

Nelle equazioni (2-1) e (2-4) non compare alcuna dissipazione dell'energia. Infatti il modello di Housner (1963) dissipa energia soltanto all'impatto con la base e la stima dell'energia cinetica

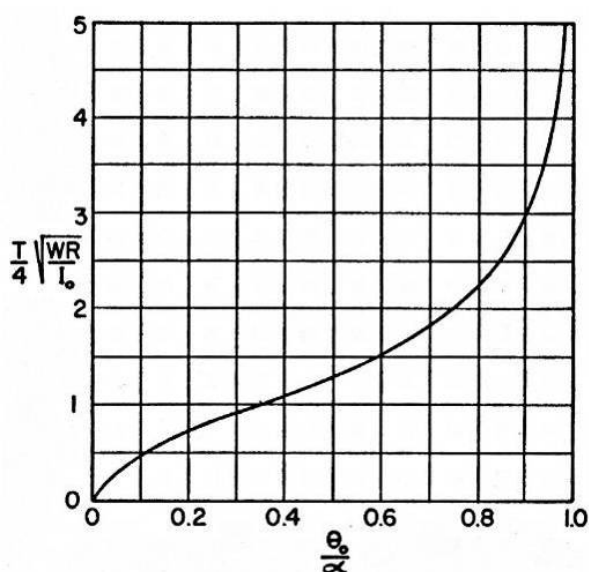


Fig. 2-3. Periodo T del blocco dondolante al variare dell'ampiezza θ_0 (Housner 1963), α , R = carattere geometrica del blocco (Fig. 2-2), W = peso proprio del blocco rigido; I_0 = il momento di inerzia; p = parametro di frequenza eq. (2-2).

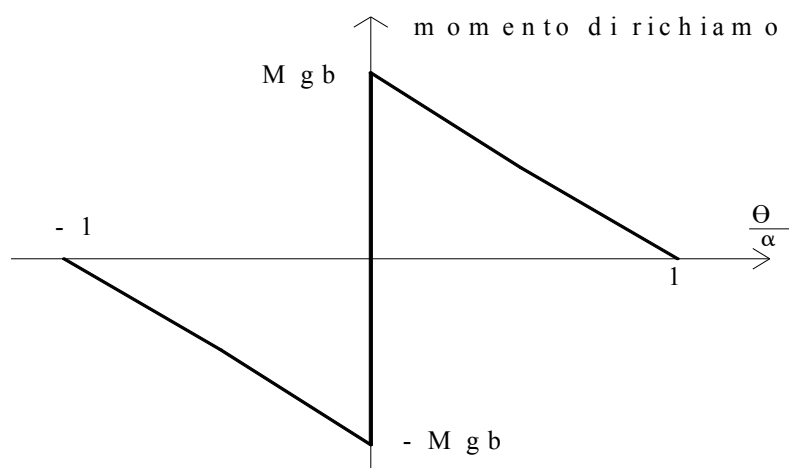


Fig. 2-4. Legame momento di richiamo – rotazione a due rami, perfettamente rigido. Da Housner (1963).

dissipata avviene nell'ambito della meccanica impulsiva. Considerata la particolare importanza di questo aspetto per questa tesi, la trattazione di tale tema è riportata nel §3.2, in maniera che il raffronto sia con altre condizioni di vincolo sia con le prove sperimentali qui presentate sia più diretto. Nella stessa sede si riportano altre ipotesi, che pur all'interno della stessa formulazione, aiutano ad interpretare alcune osservazioni sperimentali (Ishiyama 1982).

Operativamente l'integrazione numerica dell'equazione del moto richiede una strategia di soluzione a eventi, che riconosca l'istante dell'impatto e riduca la velocità angolare mediante un coefficiente usualmente denominato coefficiente di restituzione.

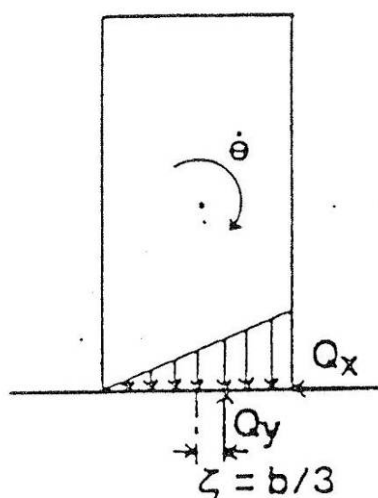


Fig. 2-5. Modellazione d'impatto contro la fondazione. Da Ishiyama (1982).

Il modello di Housner (1963) ha trovato numerose applicazioni in ingegneria sismica, che hanno evidenziato una sensibilità alle caratteristiche del moto del terreno talvolta contrarie all'intuizione. Ad esempio incrementando l'ampiezza dell'eccitazione si può osservare una risposta meno severa (Yim *et al.* 1980). Ciò ha portato alcuni autori a suggerire una valutazione statistica della risposta, per ottenere stime di vulnerabilità più robuste (Sorrentino *et al.* 2006a).

Soluzioni in forma chiusa dell'equazione (2-5) per forzanti impulsive sono state presentate da Shi *et al.* (1996) e da Makris & Zhang (1999). A partire da tali lavori è stato osservato una migliore correlazione della risposta con una misura di intensità legata alla velocità di picco del terreno, anziché all'accelerazione di picco del terreno (Sorrentino *et al.* 2006b).

Un'eccitazione a tre componenti è considerata in Plaut *et al.* 1996 (Fig. 2-6). Il blocco, in generale asimmetrico, è appoggiato su una fondazione che, oltre a spostarsi in un piano verticale, può anche ruotare. Il modello conserva un solo grado di libertà poiché si assume che il blocco non scivoli né si distacchi completamente dalla fondazione. Particolarmente rilevante per le prove descritte nel capitolo 4 è il caso nella quale la fondazione è fissa ed inclinata. Tale caso, assumendo un blocco simmetrico, è governato dalle seguenti equazioni:

$$\begin{cases} I_o \ddot{\theta} + mR \ddot{x}_g \cos(\alpha - \theta) + mgR \sin(\alpha - \theta) = 0 & \theta > -\eta \\ I_o \ddot{\theta} + mR \ddot{x}_g \cos(\alpha + \theta) - mgR \sin(\alpha + \theta) = 0 & \theta < -\eta \end{cases} \quad (2-6)$$

che come si osserva sono del tutto simili alla (2-5), con la sola eccezione di costituire un mosaico di funzioni dipendente da η .

Nello stesso lavoro gli autori introducono le mappe di ribaltamento, vale a dire mappe in cui si riporta la sola condizione ribaltato–non ribaltato, al variare di ampiezza e frequenza dell'eccitazione armonica. Tali mappe, impiegate poi in Sorrentino *et al.* (2006a), saranno riprese nel §3.4.

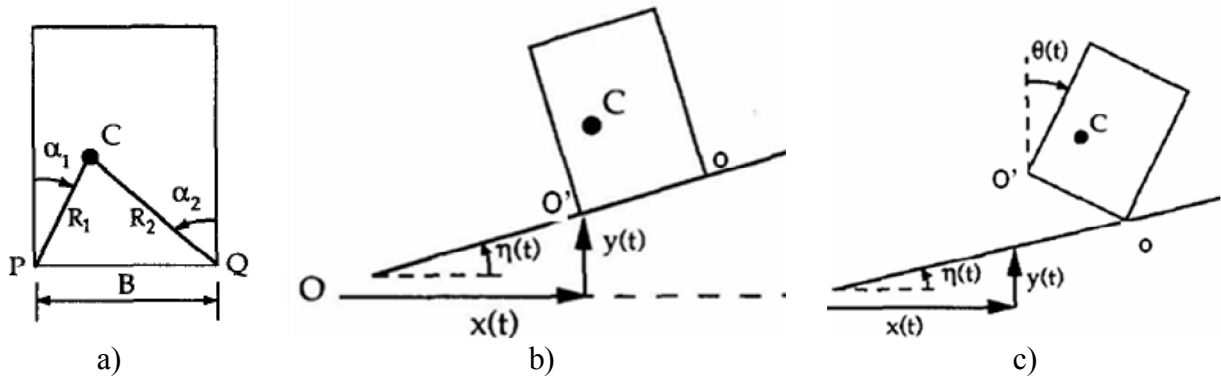


Fig. 2-6. Blocco sulla fondazione inclinata: Da Plaut *et al.* (1996), rielaborazione di fig. 1

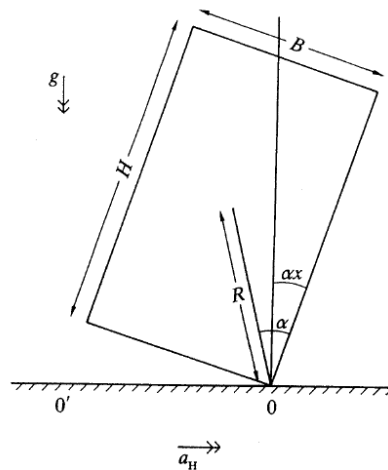


Fig. 2-7. Configurazione spostata, si nota che il blocco è fissato alla fondazione con il punto O .
Da Hogan (1992), fig.1.

Condizione rilevante ai fini delle prove sperimentali di seguito descritte è quella di una parete che può ruotare su un solo lato, e quindi va incontro a oscillazioni monolaterali. Tale è il caso di una facciata accostata ma non ammortata a muri laterali. Il modello, Fig. 2-7, è stato studiato per primo da Hogan (1992). Hogan (1992) ha assimilato l'urto contro l'ostacolo laterale all'urto contro la base. Al contrario Liberatore e Spera (2003) annullano la velocità ad ogni urto. In Sorrentino *et al.* (2008a) si studia parametricamente l'influenza di questo parametro sulla risposta, influenza che si dimostra rilevante. Nel capitolo 3 questo aspetto è ulteriormente approfondito sia da un punto di vista analitico sia da un punto di vista sperimentale.

2.4 Legame momento di richiamo – rotazione

I modelli dinamici non lineari usualmente impiegati in letteratura per valutare la vulnerabilità sismica di pareti murarie sollecitate fuori dal piano sono basati sull'ipotesi di geometria perfettamente parallelepipedica. Tale ipotesi comporta un legame momento di richiamo-rotazione a due rami, il primo dei quali ha rigidità infinita (Fig. 2-4).

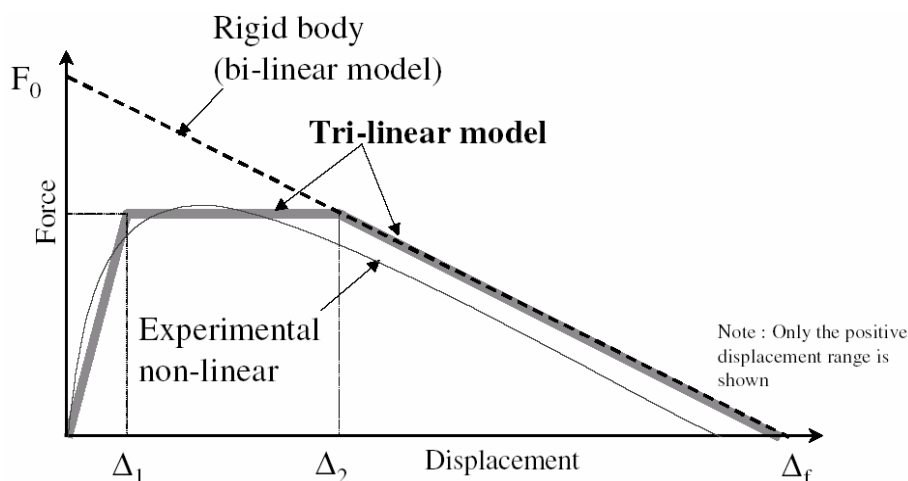


Fig. 2-8. Legame forza stabilizzante-spostamento: sperimentale, bilineare perfettamente rigido e trilineare. Da Doherty *et al.* (2002), fig.6.

Prove sperimentali presentate nello studio di disponibili in letteratura mostrano un comportamento diverso da quello di Doherty *et al.* (2002) (Fig. 2-8), associato alle inevitabili imperfezioni geometriche presenti nella sezione della cerniera di rotazione. Tali imperfezioni possono essere modellate mediante un diverso legame, a tre rami, con rigidità iniziale finita e capacità di spostamento ridotta rispetto a quella geometrica. Il primo aspetto è stato indagato in Sorrentino *et al.* (2008a), osservando che una stima anche solo approssimata della curva di legame è in genere sufficiente per ottenere risposte robuste. Un'applicazione del legame a tre rami è considerata anche al caso di una parete su fondazione inclinata nel §4.3.

2.5 Modelli a contatto elastico

Nel caso dei modelli a contatto elastico si ipotizza l'esistenza nella sezione oggetto di interazione, con un altro corpo o con la base, di un giunto a deformabilità concentrata, caratterizzato da un vero e proprio legame costitutivo. Anche in questa famiglia esistono ulteriori diversificazioni che riguardano tanto il legame adottato quanto l'interpretazione fisica che se ne dà.

Su questa base sono stati sviluppati codici di calcolo commerciali, detti agli elementi distinti (Cundall 1979), impiegati in letteratura per l'analisi dinamica di strutture a blocchi quali colonne a più rocchi (Papantonopoulos *et al.* 2002), menhir o dolmen (Peña *et al.* 2007), archi murari (De Lorenzis *et al.* 2007), pareti murarie delle quali si vogliono valutare meccanismi di tessitura (de Felice 2011).

Il metodo agli elementi distinti vede nel ricorso alle interfacce elastiche una strategia per accelerare e rendere più stabile la soluzione numerica, piuttosto che la modellazione di un elemento fisico. Infatti essa è stata impiegata anche per strutture a secco, quindi senza malta nei giunti.

Esistono strategie di modellazione, per ora prevalentemente statica, di sistemi a più blocchi che rinunciano a tale artificio a vantaggio di una maggiore aderenza fisica (Baggio & Trovalusci 1995, 1998 e 2000). Tuttavia finora tali codici di calcolo sono utilizzabili solo per sistemi con un numero limitato di blocchi.

Nel caso del singolo blocco, un legame momento-rotazione qualitativamente simile a quello proprio del contatto elastico, anche se con base fisica profondamente diversa, è quello proposto in Giannini *et al.* (1985) e in Giuffrè (1986), nonché ripreso in Capecchi *et al.* (1996). In questi lavori si ipotizza una convessità della faccia di base, che conduce a un modello *roll and rock* (Fig. 2-10). Benché nel seguito non si perseguirà in maniera esplicita la ricerca delle condizioni geometriche che si accompagnano a una legge momento-rotazione diversa da quella a due rami in Housner (1963), i lavori appena richiamati valgono a suggerire come, pur in assenza di interfacce deformabili, sia possibile ottenere leggi momento-rotazione più vicine ai comportamenti sperimentali osservati.

Temi di modellazione del contatto si incontrano anche in problemi di stabilità di mezzi granulari (Ktuyt 2003) e di risposta di materiali murari (Trovalusci *et al.* 2008).

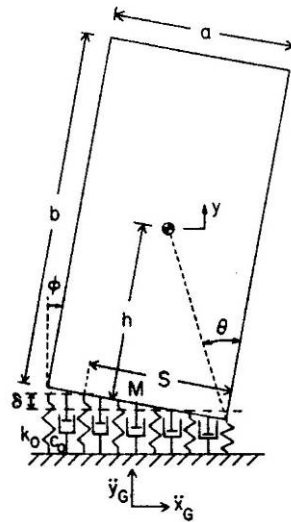


Fig. 2-9. Blocco rigido su suolo alla Winkler. Da Psycharis & Jennings (1984).

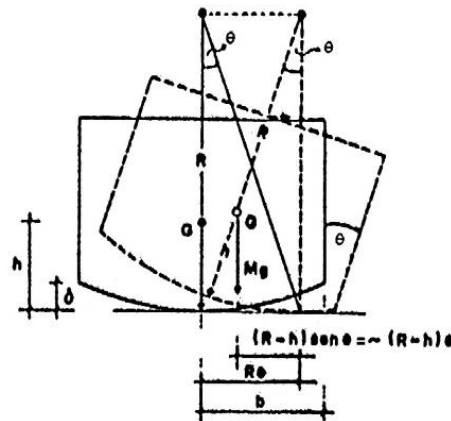


Fig. 2-10. Curvatura cilindrica del giunto. Da Giuffrè (1986a).

2.6 *Stato dell'arte sulle prove sperimentali*

Gli studi presentati fino ad ora hanno avuto carattere quasi esclusivamente analitico. È tuttavia di grande rilevanza poter valutare la loro capacità di cogliere quanto osservato in laboratorio.

Negli ultimi trent'anni sono state realizzate importanti campagne di prove sperimentali per valutare la risposta di pareti murarie soggette ad azioni dinamiche fuori dal piano.

Fra le prime e più ampie campagne di sperimentazioni dinamiche è da citare ABK (1981). Questa ricerca presenta prove su 22 pareti vincolate in cima, di altezza compresa fra 3.05 m e 4.88 m, e di snellezza geometrica compresa fra 14 e 25. I campioni realizzati sono sia in muratura di blocchi, sia in muratura di mattoni a tre teste. I segnali impiegati sono stati quattro, tutti naturali (El Centro 1940, Olympia 1949, Taft 1954, Castaic 1971). La scalatura ha interessato le ampiezze, con PGA comprese fra 0.1 e 0.4 g, e fattori di scala compresi fra 0.63 e 2.34. Inoltre, in alcuni casi, i segnali sono stati filtrati, in maniera da simulare il ruolo dell'edificio e dei diaframmi. Durante i test sono state osservate rotazioni rigide molto ampie.

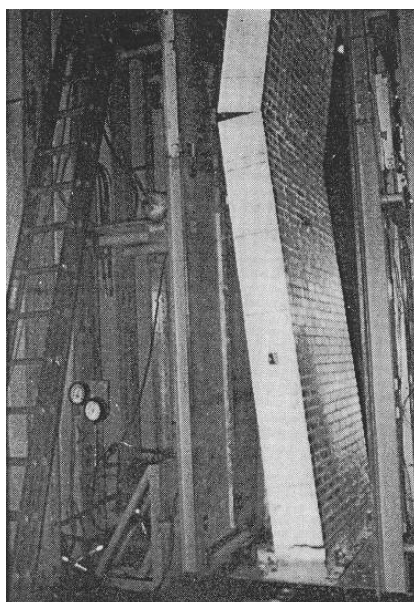


Fig. 2-11. Muro a tre teste ribaltato: le due parti in cui la parete si è spezzata hanno dondolato come corpi rigidi. Da ABK (1981), fig. 5-2.

Gli autori sono stati fra i primi a sottolineare che la fessurazione e il dondolamento non comportano necessariamente il collasso, evidenziando quindi come il comportamento dinamico apra riserve di stabilità rispetto ad un'analisi puramente statica (Fig. 2-11). Inoltre anche la muratura a tre teste di mattoni con tessitura *American bond* (un solo filare di elementi di punta ogni sette) non si è disgregata.

Aslam *et al.* (1980) hanno considerato blocchi di calcestruzzo dalla base di alluminio concava e con fondazione d'acciaio. A fronte di un coefficiente di restituzione teorico pari a 0.942 il valore sperimentale si è dimostrato pari a 0.925.

Informazioni sperimentali su elementi decisamente tozzi, piuttosto lontani quindi dai rapporti altezza / spessore propri delle murature, si possono trovare in Priestley *et al.* (1978) e in Lipscombe & Pellegrino (1993). In questi casi i valori sperimentali della dissipazione si sono dimostrati più bassi di quelli teorici.

Bariola *et al.* (1990) hanno effettuato *test* su sette pareti singole, di altezza variabile fra 1.44 e 3.00 m, e snellezza geometrica compresa fra 8 e 16 (Fig. 2-12). È stata impiegata un'unica registrazione, riferita al terremoto di Lima (Perù) del 1970. Il segnale è stato filtrato al di sotto di 0.5 Hz (2 s) e al di sopra di 15 Hz (0.067 s). Le prove sono state ripetute sino al ribaltamento della parete, con PGA via via scalata da 0.1 a 0.9 g. Anche in queste prove la muratura a due teste di mattoni laterizi si è comportata monoliticamente.

Gülkan *et al.* (1990) e Clough *et al.* (1990), pubblicando i risultati di sperimentazioni di alcuni anni prima, hanno effettuato prove su tavola vibrante su quattro edifici di muratura, non rinforzata e rinforzata. Gli accelerogrammi impiegati sono stati El Centro 1940, Taft 1952, Pacoima Dam 1971, sostituito in una seconda fase da Greenville 1980, scalati linearmente sull'ampiezza. È stato controllato il rumore indotto dalla tavola, rivelatosi ad alta frequenza e bassa ampiezza, inferiore all'1% della PGA. Si è inoltre filtrato il segnale dai periodi più lunghi per evitare che gli spostamenti fossero superiori ai limiti della tavola. Nella prima delle costruzioni, a pianta quadrata, con lato 4.9 m, altezza 2.65 m circa, realizzata con blocchi semipieni di calcestruzzo profondi 0.15 m circa, una parete vincolata in sommità dal tetto e sollecitata fuori dal proprio piano ha subito la formazione di una cerniera orizzontale.

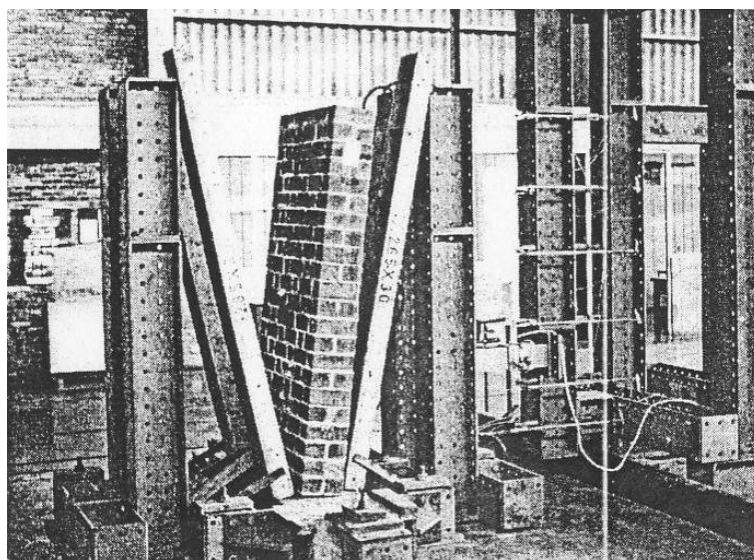


Fig. 2-12. Vibrazioni rigide di un muro a due teste. Da Bariola *et al.* (1990), fig.3.

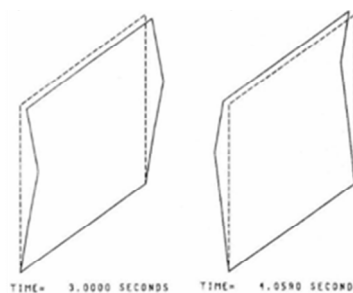
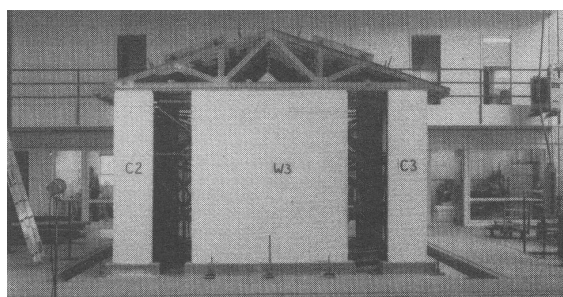


Fig. 2-13. Prove su tavola vibrante su quattro edifici di muratura. Da Gülkan *et al.* (1990).

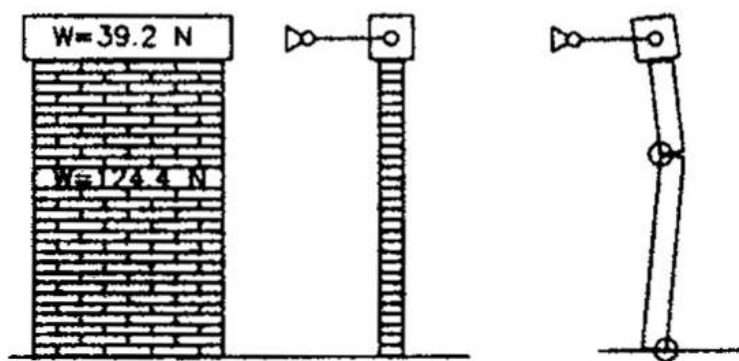


Fig. 2-14. Prove sperimentali effettuato su tavola vibrante con forzanti armoniche su pannelli vincolati in sommità. Da Baggio e Masiani (1991).



Fig. 2-15. Prove sperimentali su parete singola. Da Lam *et al.* (1995).

Baggio & Masiani (1991) hanno effettuato prove su tavola vibrante con forzanti armoniche su pannelli vincolati in sommità di calcestruzzo non armato e di muratura a secco (Fig. 2-14). Il loro è stato anche il primo modello analitico, seppure valido solo per piccoli spostamenti.

Prove su parete singola di una muratura di mattoni a una sola testa (Fig. 2-15) sono state svolte da Lam *et al.* (1995a e b). Gli autori hanno osservato dondolamenti rigidi e sensibilità a dettagli dell'input. Lo smorzamento viscoso equivalente della parete, con altezza di dondolamento di 0.9 m e snellezza geometrica pari a 8.2, è stato stimato pari al 3%.

Doherty (2000) riporta i risultati di prove su 14 pareti vincolate in cima (Fig. 2-16), di altezza pari a circa 1.5 m, e snellezza geometrica pari a 13 o 28 circa. Le forzanti considerate sono sia armoniche sia impulsive. Gli accelerogrammi naturali impiegati erano quattro (El Centro 1940, Taft 1952, Nahanni 1985, Pacoima 1994). Questi ultimi sono stati scalati sulle ampiezze, con fattori compresi fra il 15 e il 400 % della PGA naturale. L'autore è stato in grado di riprodurre i risultati sperimentali con un modello fenomenologico, con rigidità e smorzamento viscoso tarati sperimentalmente. Ha suggerito un valore dello smorzamento viscoso pari a circa il 6% per una parete vincolata in sommità più snella di quella provata in Lam *et al.* (1995), che invece hanno proposto uno smorzamento viscoso equivalente al 3%. Tale differenza ha trovato un'interpretazione generale in Sorrentino *et al.* (2008b).



Fig. 2-16. Prove sperimentali su pareti vincolate in sommità. Da Doherty (2000).

Liberatore *et al.* (2001) hanno svolto prove sperimentali su tavola vibrante, (Fig. 2-17), su 12 blocchi lapidei liberi alti 0.6 o 1.2 m, di snellezza geometrica compresa fra 6 e 10. Questo lavoro è l'unico che considera accelerogrammi italiani (Sturno 1980 e Colfiorito 1997). Il modello di Housner per la dissipazione dell'energia della parete libera si è dimostrato valido in media, pur con apprezzabili deviazioni, nel caso di un blocco di marmo che oscilla su una base dello stesso materiale. Nelle prove sono stati utilizzati fattori di scala allo scopo di simulare la risposta di blocchi di dimensioni differenti da quelle reali (Fig. 2-18). Le lunghezze (dimensioni dei blocchi e spostamenti impressi alla tavola) sono scalati per un fattore f_1 e i tempi dell'eccitazione per un fattore f_2 :

$$\begin{aligned} S' &= f_1 \cdot S \\ t' &= f_2 \cdot t \end{aligned} \quad (2-7)$$

Le grandezze del blocco scalato sono:

$$\begin{aligned} W' &= f_1^2 \cdot W \\ R' &= f_1 \cdot R \\ I'_o &= f_1^4 \cdot I_o \\ p' &= \frac{p}{\sqrt{f_1}} \end{aligned} \quad (2-8)$$

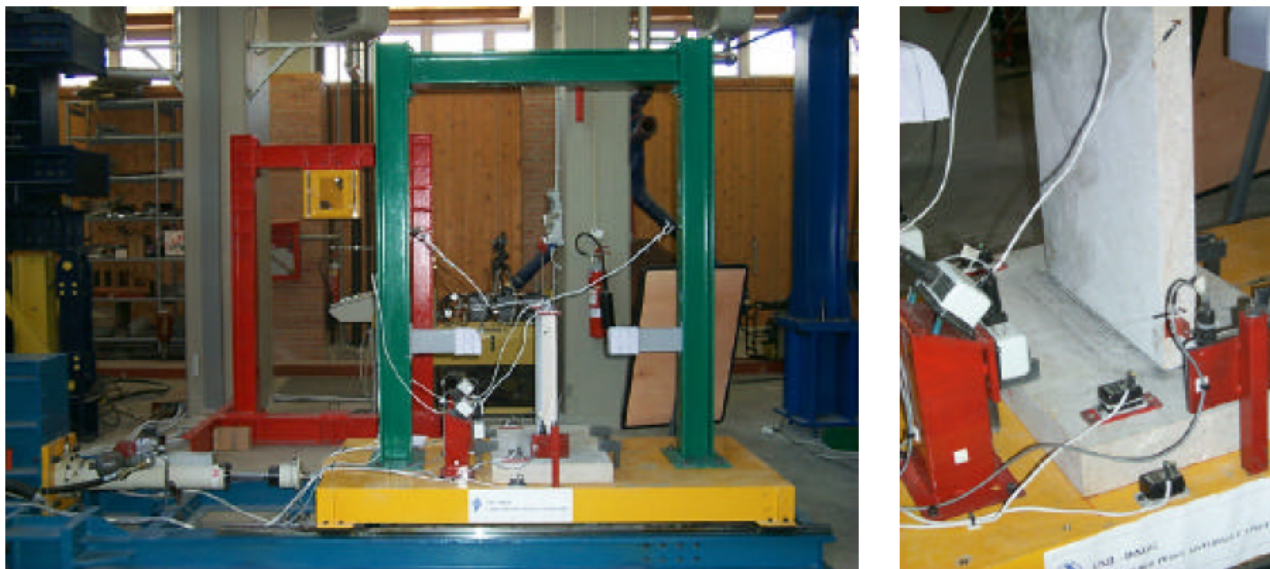


Fig. 2-17. Prove sperimentali su tavola vibrante. Da Liberatore *et al.*(2001).

L'equazione del moto per il blocco scalato può scriversi:

$$\ddot{\theta}' = -\text{sgn}(\theta') p'^2 \sin(\alpha - |\theta'|) \quad (2-9)$$

Poiché a ogni istante deve essere:

$$\theta'(t') = \theta(t) \quad (2-10)$$

la relazione tra le accelerazioni angolari del blocco reale e del blocco scalato risulta:

$$\ddot{\theta}'(t') = \frac{1}{f_2^2} \ddot{\theta}(t) \quad (2-11)$$

Sostituendo le equazioni (2-8) (2-9) e (2-10) nell'equazione (2-11), si ricava la relazione tra i fattori di scala:

$$f_2 = \sqrt{f_1} \quad (2-12)$$

Pertanto scalando i tempi dell'eccitazione si possono modellare blocchi di dimensione diversa da quella reale.

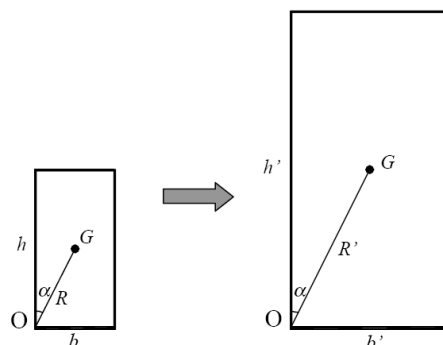


Fig. 2-18. Geometria dei blocchi reale e scalato. Da Liberatore *et al.* (2001).

Simsir *et al.* (2004) hanno considerato tre prototipi di una cella, con pareti di muratura armata, sollecitate nel piano, e pareti di muratura ordinaria sollecitate fuori del piano, collegate da solai più o meno deformabili. L'altezza delle pareti era pari a 1.9 m circa, la snellezza geometrica pari a 21. Le eccitazioni impiegate alla base sono state solo due accelerogrammi (Nahanni 1985, Big Bear 1992) scalati sulle ampiezze fra il 5 e il 220 %, senza specificare il criterio di incremento fra una prova e la successiva. Gli autori hanno indagato il ruolo della rigidità del solaio, notando un incremento di spostamento e di periodo nel caso di solai flessibili. La parete sollecitata fuori del piano si è fessurata soltanto quando il carico sommitale era contenuto rispetto al peso proprio della facciata.

Meisl *et al.* (2006) hanno effettuato una campagna di laboratorio su quattro pareti vincolate in sommità (Fig. 2-19), a tre paramenti di elementi laterizi pieni. Le pareti avevano apparecchiatura con un filare di elementi disposti di testa ogni sette filari di elementi disposti di fascia (*American bond*). I campioni erano alti 425 cm circa e avevano snellezza geometrica pari a 12 circa. Due dei quattro muri hanno avuto elementi posti in opera a secco per realizzare un'aderenza modesta fra malta e laterizi. Non di meno le pareti si sono trasformate in un meccanismo di due corpi con cerniera intermedia. Sono stati impiegati tre accelerogrammi (Gilroy 1989, Hayward 1989, Tokachi-oki 2003) scalati sulle ampiezze fra il 21 e il 200 %. Il valore pari al 100 % non è però quello naturale, bensì quello scalato allo spettro di rischio uniforme (Uniform Hazard Spectrum, UHS) per la zona sismica considerata. Inoltre la scalatura sino al 100 % è avvenuta in maniera da ottenere determinati periodi di ritorno.

Prieto *et al.* (2006) in prove di oscillazione libere di blocchi granitici su una fondazione dello stesso materiale e di snellezza geometrica compresa fra 2.9 e 8.3, hanno riscontrato valori del coefficiente di restituzione sperimentale sempre più convergenti a quelli teorici al crescere della snellezza.

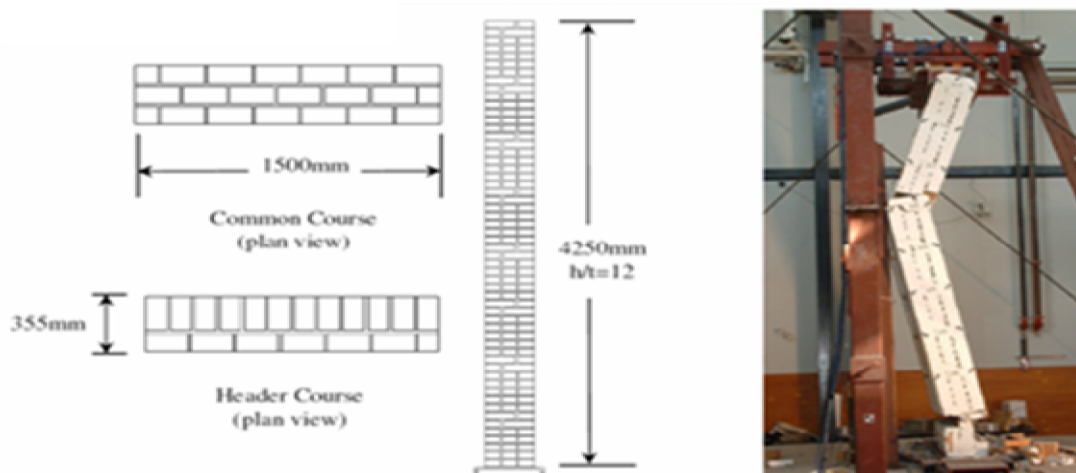


Fig. 2-19. Prove di oscillazione libere. Da Meisl *et al.* (2006).

Peña *et al.* (2006) hanno considerato quattro blocchi liberi, un sistema di due blocchi sovrapposti e un *dolmen*. Le eccitazioni considerate sono state armoniche e *random*. Le prime sono state scalate sull'ampiezza degli spostamenti (da 3 a 12 mm), le seconde sulle ampiezze delle accelerazioni. L'attenzione è stata posta sulla taratura di un modello per la parete singola e di modelli agli elementi distinti, nonché sulla ripetibilità delle prove. Altre conclusioni presentate confermano risultati raggiunti in precedenza da altri autori.

Wilhelm *et al.* (2007) hanno considerato una parete vincolata in sommità, con elementi a blocchi laterizi forati. L'altezza del campione era pari a 2.4 m circa con snellezza geometrica da 12 a 19.2. È stato impiegato un'accelerogramma artificiale (tale da indurre la risposta media di una popolazione di 30 segnali artificiali di magnitudo 6.4 e distanza dalla sorgente 20 km) filtrato da un telaio *shear-type* alto 4 piani. Il segnale è stato poi scalato linearmente sulle ampiezze fra il 20 e il 180%, con incrementi del 10%. Gli autori hanno considerato vincoli sommitali, propri di costruzioni di muratura portante o di tamponature. L'impiego di una bassa resistenza a trazione per flessione della muratura (0.03-0.05 MPa) ha comportato lo spostamento della cerniera intermedia durante le prove.

ElGawady *et al.* (2011) hanno presentato i risultati di una campagna sperimentale di oscillazioni libere di blocchi rigidi. Sono stati esaminati 11 blocchi, 9 di muratura e 2 di calcestruzzo armato, con diversi rapporti di snellezza (da 0.7 a 5), diversa rotazione iniziale e con materiali diversi all'interfaccia di contatto: calcestruzzo, legno, acciaio e gomma (Fig. 2-20). I risultati hanno mostrato che il materiale di interfaccia ha influenza significativa sulla risposta dei blocchi. La dissipazione di energia per blocchi sulla gomma è più grande rispettivamente del calcestruzzo e del legno. L'analisi dei risultati di prova ha mostrato che la dissipazione di energia nel caso di prove su una base di gomma è continua, mentre nel caso di prove su basi rigide, ad esempio legno o calcestruzzo, è una funzione discreta. È stato fornito un valore per il coefficiente di restituzione pari all'82-94% del valore calcolato con la formula analitica di Housner (1963) riportata nel §3.2.

Si evidenzia quindi la carenza di prove su pannelli murari su fondazione muraria, volte a stimare la dissipazione dell'energia cinetica. Più in generale mancano prove di oscillazioni, sia libere sia forzate, su pareti sollecitate fuori del piano e accostate a muri trasversali.



Fig. 2-20. Prove di oscillazione libere. Da ElGawady *et al.* (2011).

3 OSCILLAZIONI LIBERE DI PARETI MURARIE. IL RUOLO DELLA DISSIPAZIONE DELL'ENERGIA

3.1 Introduzione

Nel precedente capitolo sono stati mostrati i vantaggi delle analisi dinamiche. Tali analisi consentono infatti di modellare più accuratamente il comportamento meccanico e non richiedono quelle semplificazioni più o meno convenzionali, proprie delle altre procedure, in genere statiche. Tuttavia affinché i risultati della modellazione siano affidabili è necessaria un'adeguata conoscenza della risposta, tale da caratterizzare compiutamente le proprietà non lineari e di dissipazione dell'energia proprie degli oscillatori considerati. Proprio la modellazione della dissipazione dell'energia è uno degli aspetti fino ad ora meno indagati, quantomeno sperimentalmente. Il § 3.2 presenta la formulazione analitica per la dissipazione dell'energia di una parete poggiata sulla sola fondazione, soggetta a oscillazioni bilaterali ($2s$, Fig. 3-1a), e anche di una parete poggiata sulla fondazione e accostata a due muri di controvento, soggetta quindi a oscillazioni monolaterali ($1s$, Fig. 3-1b). Nel § 3.3 si riportano i risultati di prove sperimentali per la stima della dissipazione dell'energia cinetica di pannelli rilasciati con condizioni iniziali di moto non nulle. Infine nel § 3.4 si mostra la rilevanza della dissipazione dell'energia sulla risposta dinamica di meccanismi locali di collasso quali quelli descritti. Parte dei risultati qui presentati sono stati pubblicati in Sorrentino *et al.* (2011).

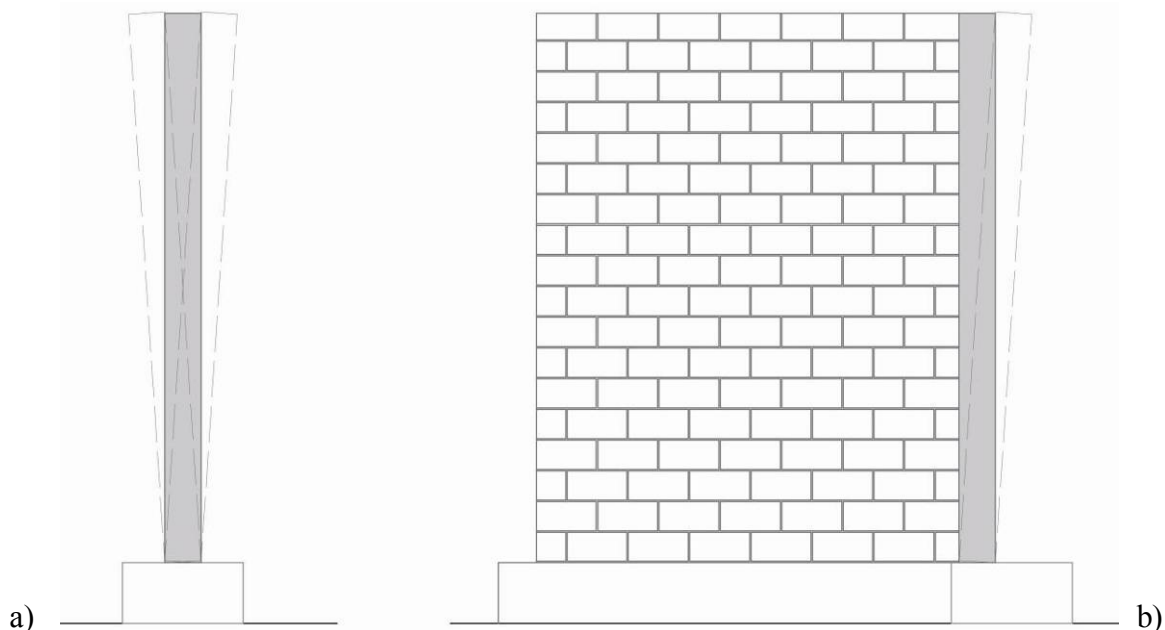


Fig. 3-1. Oscillazioni libere di pareti murarie: a) oscillazione bilaterale, b) oscillazione monolaterale.

3.2 Formulazione analitica

Da un punto di vista teorico l'approccio perseguito per determinare l'energia dissipata da sistemi dondolanti è in genere quello della conservazione della quantità di moto, applicato insieme alle ipotesi fondamentali della meccanica impulsiva: durata infinitesima dell'urto, nessuno spostamento e variazione istantanea della velocità. Tale impostazione è stata adottata da diversi autori e per diversi meccanismi (Housner 1963, Spanos *et al.* 2001, Sorrentino *et al.* 2008b), e presenta il vantaggio di offrire un modello meccanico per la stima della dissipazione dell'energia al variare dei parametri geometrici del meccanismo.

Ad esempio la formula analitica di Housner (1963) per il calcolo del coefficiente di restituzione $e_{an,2s}$ vale:

$$e_{an,2s} = 1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha = \frac{2\zeta^2 - 1}{2(\zeta^2 + 1)} \quad (3-1)$$

dove:

$e_{an,2s}$ = il coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale.

$\alpha = \arctan\left(\frac{b}{h}\right)$ angolo fra la verticale per la cerniera e la congiungente con il baricentro (Fig. 2-2).

$\zeta = h/b$ snellezza geometrica pari al rapporto fra altezza e spessore (Fig. 2-2).

Per ricavare l'equazione (3-1) si impone l'equilibrio alla rotazione intorno rispetto allo spigolo di base O' nell'istante dell'impatto (Fig. 3-2), nell'ipotesi che l'impulso passi dalla cerniera di rotazione:

$$I_G \dot{\theta}^- + m \dot{u}^- R \sin\left(\frac{\pi}{2} - 2\alpha\right) + 0 = I_G \dot{\theta}^+ + m \dot{u}^+ R \quad (3-2)$$

Dato che:

$$I_{O'} = I_G + mR^2$$

Sostituendo nella (3-2):

$$I_{O'} \dot{\theta}^- - m \dot{\theta}^- R^2 + m \dot{\theta}^- R^2 \cos(2\alpha) = I_{O'} \dot{\theta}^+ \quad (3-3)$$

Si ottiene la velocità angolare dopo l'urto:

$$\dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[1 - \frac{mR^2}{I_{O'}} (1 - \cos(2\alpha)) \right]$$

Si ottiene:

$$\dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[1 - 2 \frac{mR^2}{I_{O'}} \sin^2(\alpha) \right] \quad (3-4)$$

Se il muro è parallelepipedo e omogeneo:

$$I_{O'} = \frac{4}{3} mR^2$$

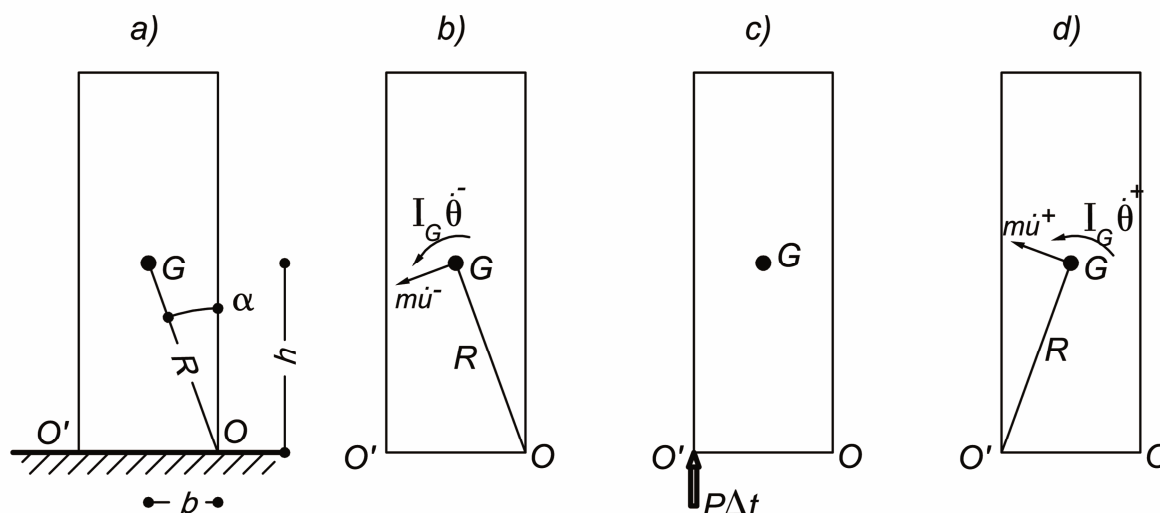


Fig. 3-2. Modellazione d'impatto contro la fondazione nell'ipotesi che l'impulso passi dalla cerniera di rotazione. P = l'impulso trasmesso al blocco in occasione dell'urto; $\dot{\theta}$ = velocità angolare del blocco; \dot{u} = velocità del blocco; (+) = posteriori all'urto; (-) = anteriori all'urto: a) il blocco; b) istante prima dell'impatto; c) istante dell'impatto considerando l'impulso passante dalla cerniera di rotazione O' ; d) istante dopo l'impatto.

l'equazione (3-4) diviene:

$$\dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[1 - 2 \frac{mR^2}{\frac{4}{3}mR^2} \sin^2(\alpha) \right] \Rightarrow \dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[1 - \frac{3}{2} \sin^2(\alpha) \right] \quad (3-5)$$

Il coefficiente di restituzione e_{an} è definito come il rapporto delle velocità angolari dopo e prima l'urto:

$$e_{an,2s} = \left(\frac{\dot{\theta}^+}{\dot{\theta}^-} \right) \Rightarrow e_{an,2s} = 1 - \frac{3}{2} \sin^2(\alpha) \quad (3-6)$$

Ishiyama (1982) ha studiato tutti i possibili moti piani di un corpo parallelepipedo rigido (*infra*, § 2.2). Il problema dell'atto di moto successivo all'urto è affrontato facendo un'ipotesi preventiva sull'entità dei coefficienti di restituzione da applicare alle componenti orizzontale e verticale dell'impulso trasmesso dalla fondazione al corpo. Quando il corpo atterra con una certa rotazione dopo essere stato in volo, l'impulso passa per lo spigolo. Se si esclude la possibilità di un distacco completo, il contatto avviene sull'intera faccia di base e si assume che l'impulso passi per il baricentro della distribuzione delle velocità, a una distanza x_{imp} dalla cerniera (Fig. 3-3c).

Uguagliando il momento angolare intorno a O' nell'istante dell'impatto si ottiene (Fig. 3-3):

$$\begin{aligned} \oplus \curvearrowright M_{o'} \\ \text{Syst Momenta (1)} + \text{Syst Ext Imp (1} \rightarrow \text{2)} &= \text{Syst Momenta (2)} \\ I_G \dot{\theta}^- + m \dot{u}^- R \sin\left(\frac{\pi}{2} - 2\alpha\right) + (P\Delta t) \cdot x_{imp} &= I_G \dot{\theta}^+ + m \dot{u}^+ R \end{aligned} \quad (3-7)$$

$$\begin{aligned}
 \uparrow \oplus Y \\
 \text{Syst (1)} \quad + \quad \text{Syst Ext Imp (1} \rightarrow \text{2)} &= \quad \text{Syst (2)} \\
 -m\dot{u}^- \cos\left(\frac{\pi}{2}-\alpha\right) + (P\Delta t) &= m\dot{u}^+ \cos\left(\frac{\pi}{2}-\alpha\right) \quad (3-8)
 \end{aligned}$$

dalla (3-8) si ottiene che

$$P\Delta t = m(\dot{\theta}_1 + \dot{\theta}_2) \cdot R \sin(\alpha)$$

e sostituendo nella (3-7)

$$I_o \dot{\theta}^- - m\dot{\theta}^- R^2 + m\dot{\theta}^- R^2 \cos(2\alpha) + mR \sin(\alpha) \cdot (\dot{\theta}^- + \dot{\theta}^+) x_{imp} = I_o \dot{\theta}^+ \Rightarrow$$

$$I_o \dot{\theta}^- - 2mR^2 \sin^2(\alpha) \dot{\theta}^- + mR x_{imp} \sin(\alpha) \cdot \dot{\theta}^- = I_o \dot{\theta}^+ - mR x_{imp} \sin(\alpha) \dot{\theta}^+$$

per semplificare si definisce:

$$\xi = \frac{x_{imp}}{2b}$$

e allora:

$$I_o \dot{\theta}^- - 2m\dot{\theta}^- b^2(1-\xi) = I_o \dot{\theta}^+ - 2m\xi b^2 \dot{\theta}^+$$

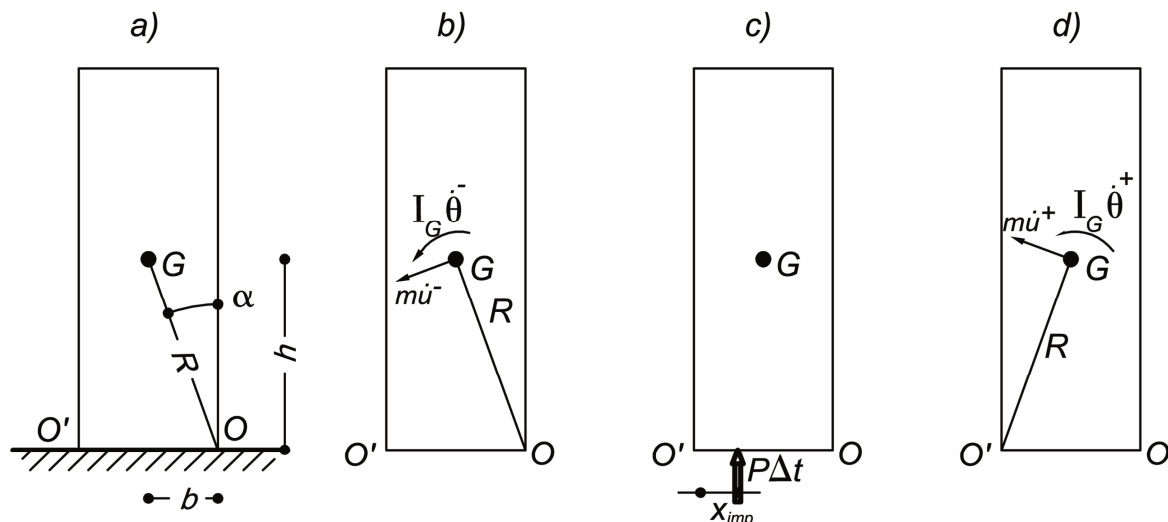


Fig. 3-3. Modellazione d'impatto contro la fondazione nell'ipotesi che l'impulso passi a una distanza x_{imp} dalla cerniera di rotazione. P = l'impulso trasmesso al blocco in occasione dell'urto; $\dot{\theta}$ = velocità angolare del blocco; \dot{u} = velocità del blocco; (+) = posteriori all'urto; (-) = anteriori all'urto: a) il blocco; b) istante prima dell'impatto; c) istante dell'impatto considerando l'impulso passante dalla cerniera di rotazione O' ; d) istante dopo l'impatto.

da cui si ottiene la velocità angolare dopo l'urto:

$$\dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[\frac{I_G - 2mb^2(1-\xi)}{I_G - 2mb^2\xi} \right] \quad (3-9)$$

Nel caso di un muro omogeneo, l'equazione (3-9) diviene:

$$\dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[\frac{\frac{4}{3}mR^2 - 2mb^2(1-\xi)}{\frac{4}{3}mR^2 - 2mb^2\xi} \right] \Rightarrow \dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[\frac{2-3(1-\xi)\sin^2(\alpha)}{2-3\xi\sin^2(\alpha)} \right]$$

Il coefficiente di restituzione e_{an} :

$$e_{an,2s} = \left(\frac{\dot{\theta}^+}{\dot{\theta}^-} \right) \Rightarrow e_{an,2s} = \frac{2-3(1-\xi)\sin^2(\alpha)}{2-3\xi\sin^2(\alpha)} \quad (3-10)$$

Per $x_{imp} = 0 \Rightarrow \xi = 0$ si ottiene la classica formulazione di Housner (3-6).

Per $0 < \xi \leq 1$ l'equazione (3-10) dà un valore di $e_{an,2s}$ maggiore di quello dell'equazione (3-6).

Quindi utilizzando l'equazione (3-10) l'oscillatore dissipa meno energia.

Nel caso di oscillazioni monolaterali (1s) è chiaro che non si applica l'equazione (3-1). Se gli impatti con la base e i muri trasversali accadono allo stesso istante di tempo, per ricavare la formula del coefficiente di restituzione e_{an} per il caso di oscillazioni monolaterali si utilizza la stessa procedura (Fig. 3-4):

$$I_G \dot{\theta}^- - m \dot{u}^- \chi \cos(\alpha - \beta) + 0 = -I_G \dot{\theta}^+ + m \dot{u}^+ \chi \cos(\alpha - \beta) \quad (3-11)$$

$$I_A \dot{\theta}^- - m \dot{\theta}^- R^2 - m \dot{\theta}^- R \chi \cos(\alpha - \beta) + 0 = I_A \dot{\theta}^+ - m \dot{\theta}^+ R^2 + m \dot{\theta}^+ R \chi \cos(\alpha - \beta) \quad (3-12)$$

dove:

$$\begin{aligned} \beta &= \arctan \left(\frac{b - x_{imp}}{h - y_{imp}} \right) \\ \xi_x &= \frac{x_{imp}}{2b}, \quad \xi_y = \frac{y_{imp}}{2h}, \quad \varsigma = \frac{b}{h} \\ \Rightarrow \beta &= \arctan \left(\varsigma \frac{1 - 2\xi_x}{1 - 2\xi_y} \right) \\ \chi &= \sqrt{(b - x_{imp})^2 + (h - y_{imp})^2} \\ \Rightarrow \chi &= \sqrt{b^2(1 - 2\xi_x)^2 + h^2(1 - 2\xi_y)^2} \end{aligned} \quad (3-13)$$

Queste grandezze sono rappresentate nella Fig. 3-4: χ è la distanza tra il baricentro G del blocco e il punto di applicazione C dell'impulso, mentre x_{imp} e y_{imp} sono le coordinate del punto C rispetto al punto A , infine β è l'angolo tra la verticale e la retta passante per i punti G e C .

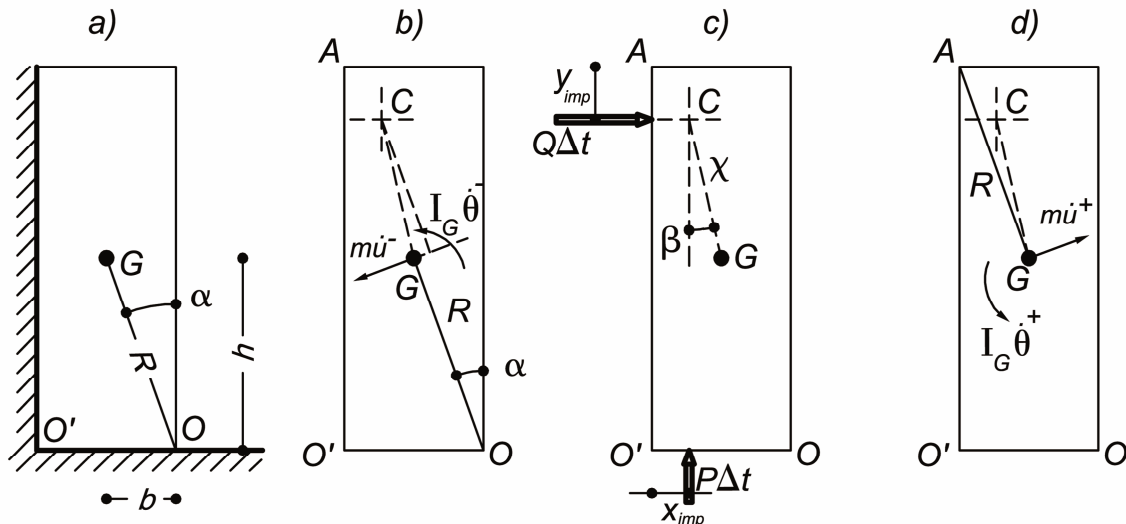


Fig. 3-4. Modellazione d'impatto contro la fondazione e le pareti trasversali nell'ipotesi che l'impulso passi a una distanza x_{imp} e y_{imp} dalla cerniera dalla cerniera di rotazione A .; χ = la distanza tra il baricentro G del blocco e il punto di applicazione C dell'impulso; m = la massa del blocco; I_G = momento di inerzia polare rispetto all'asse parallelo all'asse z della terna di riferimento e passante per il centro di massa; P, Q = l'impulso trasmesso al blocco in occasione dell'urto; $\dot{\theta}$ = velocità angolare del blocco; \dot{u} = velocità del blocco; (+) = posteriori all'urto; (-) = anteriori all'urto: a) il blocco; b) istante prima dell'impatto; c) istante dell'impatto considerando l'impulso passante dalla cerniera di rotazione O' ; d) istante dopo l'impatto.

Sostituendo le (3-13) nella (3-12) si ottiene :

$$\dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[\frac{I_A - mR(R + \chi \cos(\alpha - \beta))}{I_A - mR(R - \chi \cos(\alpha - \beta))} \right] \quad (3-14)$$

Assumendo le stesse ipotesi di Ishiyama, si ha:

$$\begin{aligned} x_{imp} &= \frac{2b}{3}, & y_{imp} &= \frac{2h}{3}, & I_A &= \frac{4}{3}mR^2 \\ \Rightarrow \xi_x &= \frac{1}{3}, & \xi_y &= \frac{1}{3}, \\ \Rightarrow \beta &= \arctan(\zeta) = \alpha, & \chi &= \frac{R}{3} \end{aligned}$$

si ottiene che:

$$\Rightarrow \dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[\frac{\frac{4}{3}mR^2 - mR\left(R + \frac{R}{3}\right)}{\frac{4}{3}mR^2 - mR\left(R - \frac{R}{3}\right)} \right] \Rightarrow \dot{\theta}^+ = 0 \quad (3-15)$$

Il significato della (3-15) è che la parete dopo l'urto dissipa tutta l'energia e nessun moto si verifica dopo l'impatto perché non c'è nessun cambiamento della cerniera. Questo risultato contrasta con quanto osservato sperimentalmente (*infra* § 3.3).

Una soluzione più convincente si può trovare se si presume che l'impatto con la base e con i muri trasversali accada in due istanti temporali molto vicini. Questo è quello che avviene se c'è uno spazio tra facciata e muri trasversali. Un simile interstizio è praticamente inevitabile, a causa delle tolleranze di costruzione o allo spazio lasciato libero dalla caduta della malta dal giunto verticale a seguito del primo distacco (*infra* §4.2).

Per stimare il coefficiente di restituzione legato all'oscillazione monolaterale, $e_{an,1s}$, si può considerare che la parete subisca tre urti molto ravvicinati (Fig. 3-5). Il primo è contro la fondazione (Fig. 3-5b) ed è governato dal coefficiente di restituzione dell'equazione (3-1):

$$\dot{\theta}_2 = e_{an,2s} \dot{\theta}_1$$

Dopo l'impatto con la base e il cambio di cerniera di dondolamento, si verifica il secondo impatto in corrispondenza dell'angolo superiore della facciata (Fig. 3-5c):

$$\dot{\theta}_3 = e_{an,tr} \dot{\theta}_2$$

Dove:

$e_{an,tr}$: il coefficiente di restituzione analitico legato all'impatto trasversale.

Quindi avviene il terzo urto, di nuovo contro la fondazione (Fig. 3-5d):

$$\dot{\theta}_4 = e_{an,2s} \dot{\theta}_3$$

Complessivamente si ha:

$$e_{an,1s} = e_{an,2s} e_{an,tr} e_{an,2s} \quad (3-16)$$

Per valutare analiticamente il coefficiente di restituzione $e_{an,tr}$ si suppone il passaggio dell'impulso attraverso A , lo spigolo superiore della parete (Fig. 3-6):

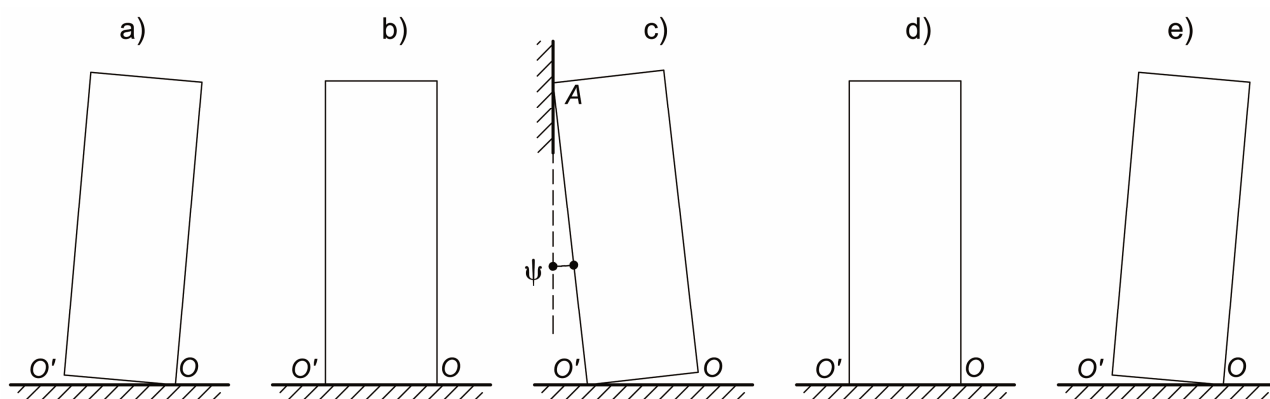


Fig. 3-5. Modellazione d'impatto contro le pareti trasversali come tre impatti. a) rotazione antioraria intorno allo spigolo O ; b) primo impatto contro la fondazione; c) secondo impatto contro muri trasversali con un angolo ψ ; d) terzo impatto contro la fondazione; e) rotazione oraria intorno allo spigolo O .

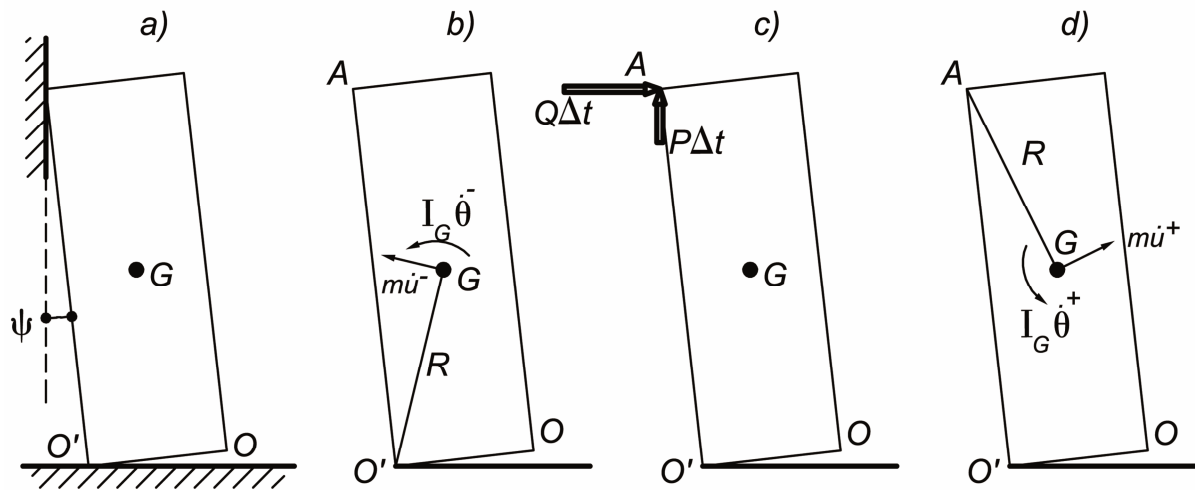


Fig. 3-6. Modellazione d'impatto contro le pareti trasversali con un angolo ψ (Fig. 3-5c) m = la massa del blocco; I_G = momento di inerzia polare rispetto all'asse parallelo all'asse z della terna di riferimento e passante per il centro di massa; P, Q = l'impulso trasmesso al blocco in occasione dell'urto; $\dot{\theta}$ = velocità angolare del blocco; \dot{u} = velocità del blocco; (+) = posteriori all'urto; (-) = anteriori all'urto: a) il blocco; b) istante prima dell'impatto; c) istante dell'impatto considerando l'impulso passante dalla cerniera di rotazione O' ; d) istante dopo l'impatto.

$$I_G \dot{\theta}^- - m \dot{u}^- R \sin(\beta) + 0 = I_G \dot{\theta}^+ + m \dot{u}^+ R^2 \quad (3-17)$$

poiché

$$\beta = \frac{\pi}{2} - 2\alpha$$

$$I_A \dot{\theta}^- - m \dot{\theta}^- R^2 - m \dot{\theta}^- R^2 \cos(2\alpha) = I_A \dot{\theta}^+$$

$$\dot{\theta}^+ = \dot{\theta}^- \left[1 - \frac{mR^2}{I_A} (1 + \cos(2\alpha)) \right] \quad (3-18)$$

$$e_{an, tr} = 1 - 2 \frac{mR^2}{I_A} \cos^2 \alpha \quad (3-19)$$

Se il muro è omogeneo l'equazione precedente diviene:

$$e_{an, tr} = 1 - \frac{3}{2} \cos^2 \alpha = \frac{2 - \zeta^2}{2(\zeta^2 + 1)} \quad (3-20)$$

Si può osservare che l'equazione è indipendente dalla misura dello spazio tra muri trasversali e facciata.

Il valore di $e_{an,tr}$ è negativo per i valori di ζ muratura consueti nelle facciate murarie. Solamente per $\zeta < \sqrt{2}$ il valore di $e_{an,tr} > 0$. Un valore negativo del coefficiente di restituzione implica un rimbalzo, che corrisponde a quanto osservato nelle prove di dondolamento libero esposte nel §3.3. Fig. 3-7b. Inoltre, per valori di ζ compresi tra 6.5 e 14.6, valori impiegati nelle prove descritte nel §3.3, $e_{an,tr}$ varia tra -0.47 e -0.49.

Si osserva anche che, nell'equazione (3-20), la profondità della superficie di impatto tra facciata e muri trasversali è irrilevante. Questo aspetto è stato indagato nel § 3.3.

Specializzando l'equazione (3-16) sulla base dell'equazione (3-6) e (3-20) si ottiene il coefficiente analitico $e_{an,1s}$:

$$e_{an,1s} = \left(1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha\right)^2 \left(1 - \frac{3}{2} \cos^2 \alpha\right) \quad (3-21)$$

L'andamento di $e_{an,1s}$ è descritto in (3-21). Si può osservare che per blocchi con $\zeta \cong 0.85$ il valore $e_{an,2s}$ è nullo, mentre il valore $e_{an,1s}$ si annulla per il valore $\zeta = \sqrt{2}$ (Fig. 3-7a).

Infine, si può rimarcare che sia per il modello di oscillazione bilaterale, sia per il modello di oscillazione monolaterale il materiale e la dimensione dell'oscillatore non sono rilevanti sulla dissipazione dell'energia. Questi modelli però hanno ricevuto una limitata validazione sperimentale, come già descritto nel §2.6, e ciò ha contribuito a motivare le prove descritte nel §3.3.1.

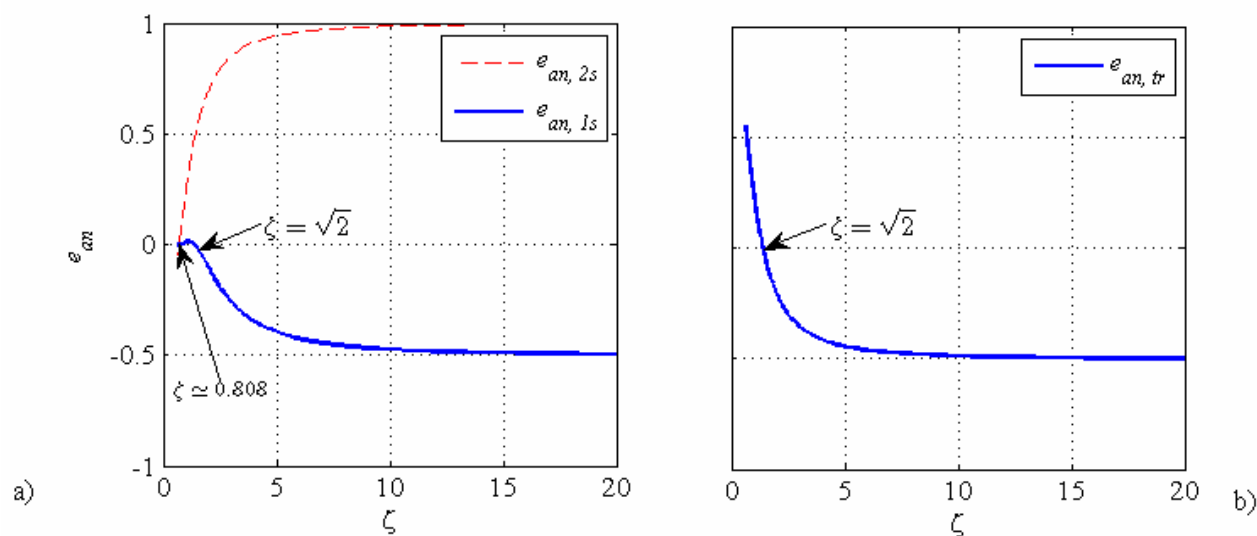


Fig. 3-7. Coefficiente di restituzione al variare della snellezza del blocco, ζ : a) Confronto tra il coefficiente di restituzione analitico legato all'oscillazione bilaterale, $e_{an,2s}$, e il coefficiente di restituzione analitico legato all'oscillazione monolaterale, $e_{an,1s}$; b) il coefficiente di restituzione analitico legato all'impatto trasversale

$e_{an,tr}$.

3.3 Prove sperimentali di dondolamento libero di pareti murarie

3.3.1 Configurazione di prova (sintesi)

Un panorama dello stato dell'arte sulle prove sperimentali con dondolamento è stato riportato nel §2.6. Nessuna sperimentazione sulla dissipazione dell'energia è stata effettuata su pareti murarie in oscillazione bilaterale, anche se sono stati considerati blocchi monolitici di altro materiale, e nessuna sperimentazione generale ha coinvolto oscillazioni monolaterali. Ciò ha motivato le prove svolte, nel Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, di seguito descritte sinteticamente. Nell'APPENDICE A si riporta il programma per esteso.

Scopo della campagna di laboratorio è la stima della dissipazione dell'energia cinetica di pannelli rilasciati con condizioni iniziali di moto non nulle. Le condizioni di vincolo prevedono oscillazioni bilaterali (parete poggiata sulla sola fondazione) e monolaterali (parete poggiata sulla fondazione e accostata a due muri di controvento). Sono stati costruiti cinque campioni (Tabella 3-1) da sottoporre a dondolamento, modelli di pannelli sollecitati fuori del piano (facciate). Due delle facciate sono realizzate con elementi squadri di tufo giallo, gli altri con elementi laterizi pieni. La malta è sempre pozzolanica (una parte di calce e tre di pozzolana, con una modesta aggiunta di cemento). La snellezza, rapporto altezza / spessore, dei muri di facciata varia fra 14.4 e 6.5 (Tabella 3-2). Nel caso delle prove monolaterali è stata variata anche la profondità, CD, della superficie di contatto fra muro di facciata e muro di controvento (Fig. 3-9). Il rilascio avviene mediante un dispositivo a vite che spinge il muro oltre la soglia di instabilità sotto la gravità Fig. 3-8.

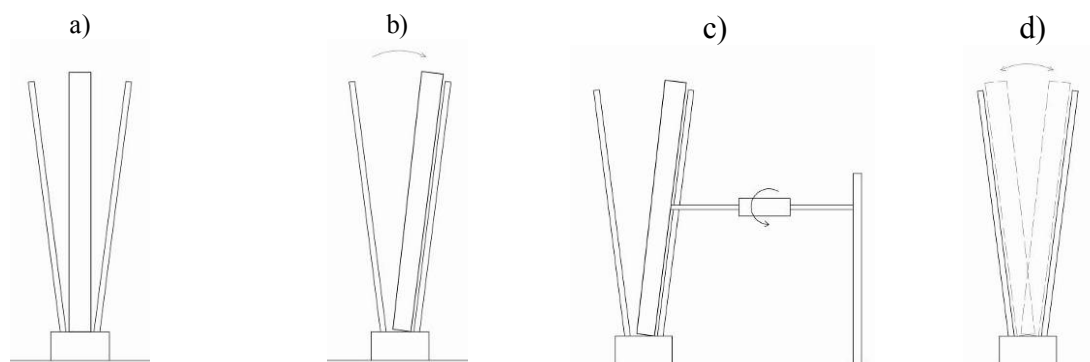


Fig. 3-8. Imposizione dello spostamento iniziale e dispositivo di rilascio.

Tabella 3-1. Caratteristiche essenziali dei campioni oggetto di sperimentazione

Identificativo	Dimensioni (lunghezza × altezza × spessore) mm × mm × mm	Filari	Materiale
1	1420 × 1110 × 113	16	Laterizio
2	1440 × 1620 × 113	24	Laterizio
3	1500 × 1780 × 125	14	Tufo
4	1030 × 1630 × 113	24	Laterizio
5	1130 × 1800 × 125	14	Tufo
6-7*	1490 × 1820 × 260	14	Tufo

* muri di controvento (impiegati per le sole oscillazioni monolaterali)

Durante le oscillazioni sono misurati gli spostamenti di alcuni punti significativi del muro (Fig. 3-10). Infatti la misura di sole accelerazioni avrebbe comportato una doppia integrazione nel dominio del tempo, con conseguente accumulo di errori, anche a seguito della discontinuità nelle velocità in concomitanza con gli urti.

Entrambi i meccanismi oggetto di sperimentazione sono teoricamente caratterizzati da un solo grado di libertà, pertanto la misurazione di un solo spostamento sarebbe sufficiente. In accordo con quanto proposto da Liberatore *et al.* (2001), sono stati tuttavia impiegati cinque strumenti (0-4, Fig. 3-10) al fine di accertare che non si attivino gradi di libertà aggiuntivi rispetto a quello ipotizzato. Inoltre, tali strumenti, con l'aggiunta del n. 5, consentono di convalidare l'assunzione di moto sostanzialmente rigido dei muri.

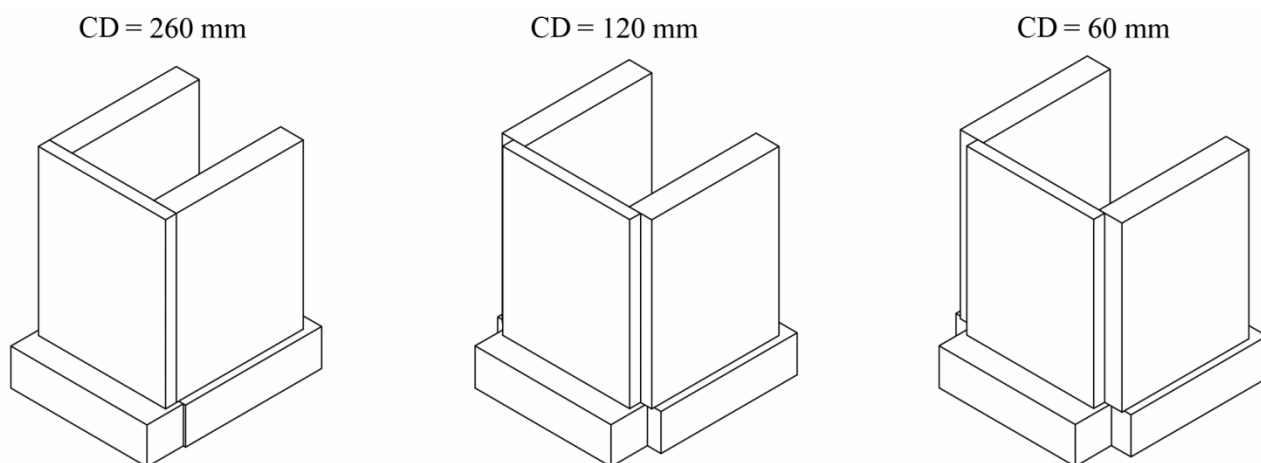


Fig. 3-9. Variazione della profondità della superficie di contatto fra muro di facciata e muro di controvento nelle prove monolaterali. CD = Profondità di contatto fra facciata e muro trasversale

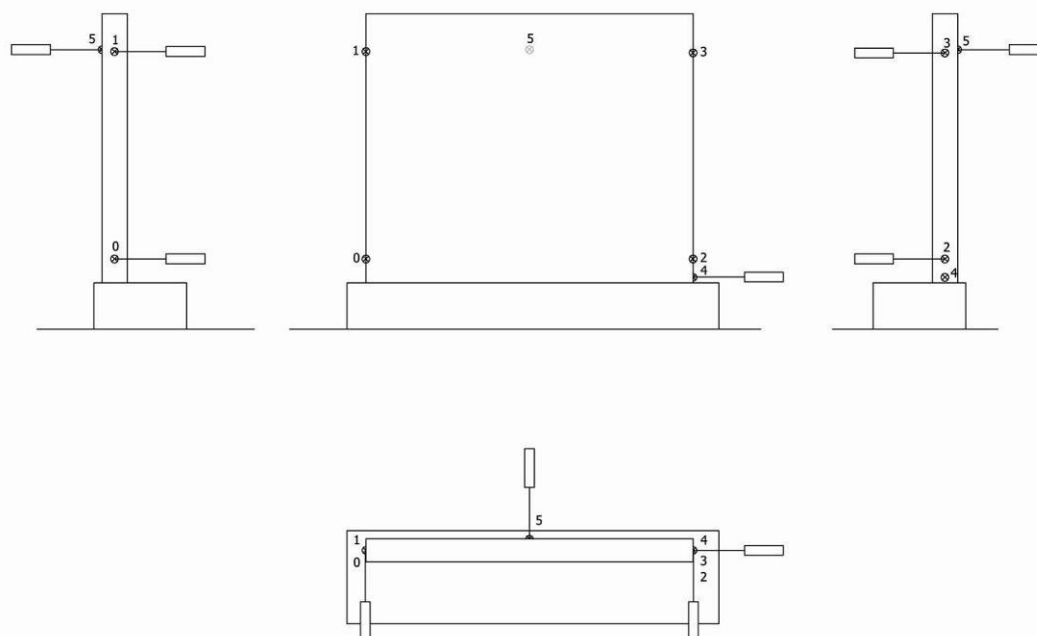


Fig. 3-10. Disposizione e numerazione della strumentazione di misura. 0 e 2 = WA100, 1 e 3 = WA500, 4 = WA50, 5 = WA200. Nel caso di campioni con altezza ridotta, a seguito della formazione di una nuova lesione, la quota degli strumenti 0, 2 e 4 è stata modificata, in maniera da risultare comunque superiore alla quota della lesione.

**OSCILLAZIONI LIBERE DI PARETI MURARIE.
IL RUOLO DELLA DISSIPAZIONE DELL'ENERGIA**

Tabella 3-2. Numero di prove valide.

Provino	altezza* (mm)	altezza / spessore	Numero di prove valide oscillazioni bilaterali 2s	Numero di prove valide oscillazioni monolaterali 1s		
				CD = 260 (mm)	CD = 120 (mm)	CD = 60 (mm)
1a	1090	9.6	10	0	0	0
1b	800	7.1	9	9	10	0
1c	820	7.3	0	16	21	17
2a	1630	14.4	15	29	16	29
2b	1360	12.0	19	13	14	14
3a	1630	13.3	5	29	26	18
3b	1280	10.4	8	17	20	0
4a	1560	13.8	0	-	-	-
4b	1170	10.4	19	-	-	-
5a	1790	14.6	28	-	-	-
5b	1190	9.7	20	-	-	-
5c	800	6.5	21	-	-	-

* altezza di campioni ottenuti da muri in Tabella 3-1 fratturati ad giunti intermedi.

Il programma sperimentale punta a investigare la dissipazione dell'energia al variare di:

- 1) Materiale dell'elemento;
- 2) Condizioni di vincolo;
- 3) Snellezza del muro;
- 4) Profondità di contatto fra facciata e muro trasversale (oscillazioni monolaterali).
- 5) Effetto della ripetizione della prova.

Il punto 1) spiega la differenza fra i campioni di laterizio 1, 2 e 4 da un lato e i campioni di tufo 3 e 5 dall'altro (Tabella 3-1).

Il punto 2) spiega la differenza di lunghezza fra i campioni 1-3 (lunghezza = 1420-1500 mm) e i campioni 4 e 5 (lunghezza = 1030-1130 mm). I pannelli 1-3 sono infatti da sottoporre a oscillazioni monolaterali e si intende quindi considerare snellezze orizzontali, rapporto lunghezza / spessore, realistiche (Giuffrè 1993).

Nel caso delle oscillazioni bilaterali, campioni 4 e 5, non si ritiene invece la lunghezza un parametro significativo. Pertanto tale dimensione è stata ridotta in maniera da limitare costo e peso dei campioni, pur senza indurre fenomeni di nutazione (Koh & Mustafa 1990).

La snellezza (punto 3) spiega la differenza fra i campioni 1 e 2, uguali quanto a materiale, lunghezza e condizioni di vincolo. Analogamente la differenza di altezza fra i pannelli 2 e 3 (e poi 4 e 5) è legata alla differenza di spessore in maniera da ottenere pareti con snellezza simile, malgrado la differenza di materiale.

Il punto 4) ha portato a variare la distanza fra i muri di controvento in maniera da avere una profondità di contatto con la facciata diversificata. Conseguentemente, varia anche la profondità adimensionale di contatto.

Il punto 5) ha portato ad effettuare più prove per ogni configurazione. Ciò al fine di stimare sia la dispersione statistica della risposta, sia di valutare un eventuale accumulo di danneggiamento. Quest'ultimo può essere stimato in termini di riduzione dello spostamento di instabilità del muro e di variazione nella dissipazione dell'energia.

La Fig. 3-11a riporta la registrazione di una prova, con lo spostamento misurato e la velocità ottenuta numericamente. La velocità serve per verificare che lo spostamento sia impresso molto lentamente e che la parete arrivi alla condizione di instabilità con velocità sostanzialmente nulla. La Fig. 3-11b riporta la parte più significativa della registrazione, dove la parete inizia a dondolare fino al ritorno alle condizioni di equilibrio. Si può notare che nell'istante dell'impatto la velocità cambia bruscamente di segno.

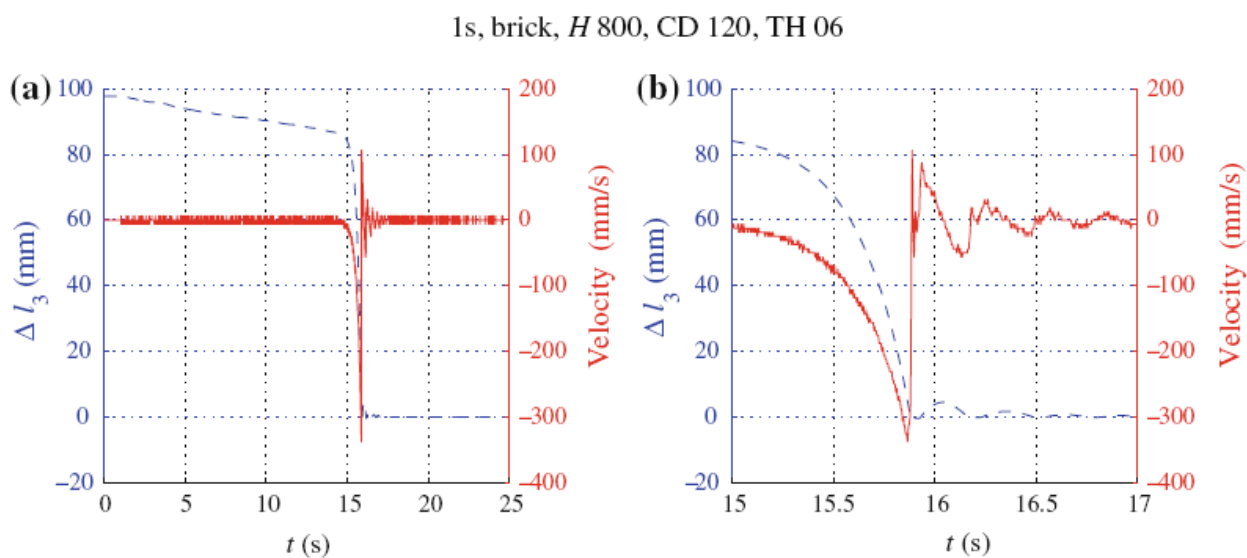


Fig. 3-11. Una registrazione dello spostamento Δl , nel tempo, la linea tratteggiata rappresenta lo spostamento misurato, mentre la linea continua identifica la velocità, ottenuta numericamente derivando lo spostamento nel tempo. La b) è l'ingrandimento della parte significativa della a).

3.3.2 Cinematica del muro di facciata

Cinque trasduttori sono utilizzati per controllare se più gradi di libertà si attivano durante le prove (Fig. 3-10, n. 0-4). Sono contemplati quattro gradi di libertà (Fig. 3-12b). Con riferimento al centro della base, si definiscono v, w = spostamenti lungo x, y ; ϕ = rotazione intorno all'asse z , θ = rotazione intorno all'asse x . Sono stati esclusi il sollevamento completo e la rotazione attorno all'asse y . Tali ipotesi appaiono ragionevoli per le caratteristiche geometriche dei muri e per l'assenza di forzante.

Dati i parametri geometrici della parete e gli assi coordinati globali (Fig. 3-12a), la lunghezza totale (iniziale, l_i + variazione, Δl) dell' i -simo trasduttore può essere espressa come una funzione dei gradi di libertà del muro.

Per ognuno dei cinque strumenti, 0-4 (Fig. 3-12c), è possibile formulare la seguente equazione:

$$l_i + \Delta l_i = |\mathbf{u}_{i,7}| = \sqrt{\left(\sum_{j=1}^6 u_{i,j}^x\right)^2 + \left(\sum_{j=1}^6 u_{i,j}^y\right)^2 + \left(\sum_{j=1}^6 u_{i,j}^z\right)^2} \quad (3-22)$$

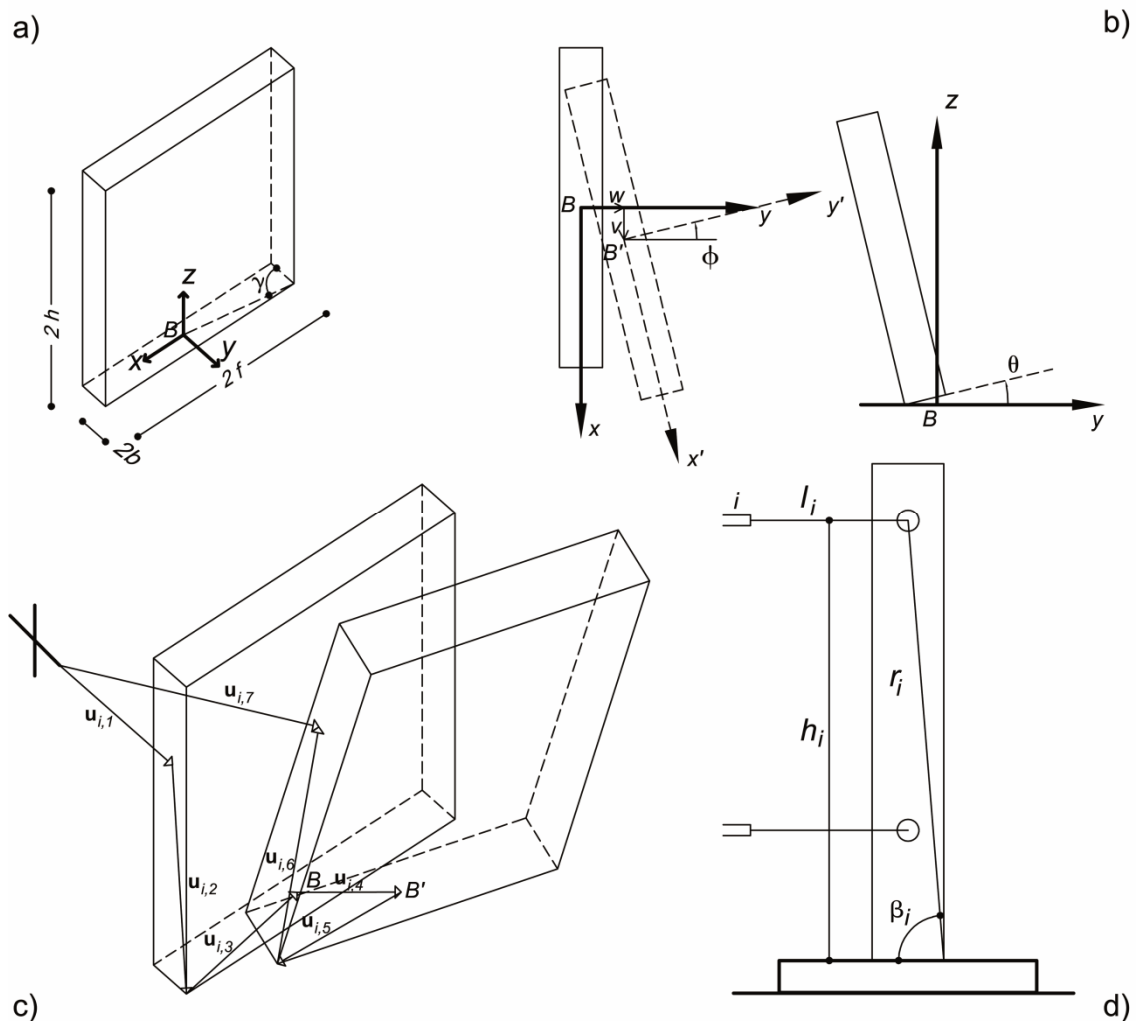


Fig. 3-12. Cinematica del blocco: a) la geometria e il sistema di riferimento globale; b) Cinematica vista nel piano xy e nel piano yz ; c) configurazione della facciata e vettori, $u_{i,j}$; d) parametri geometrici della i -simo trasduttore.

Per ognuno dei cinque strumenti, 0-4 (Fig. 3-12c), è possibile formulare la seguente equazione:

$$l_i + \Delta l_i = |\mathbf{u}_{i,7}| = \sqrt{\left(\sum_{j=1}^6 u_{i,j}^x\right)^2 + \left(\sum_{j=1}^6 u_{i,j}^y\right)^2 + \left(\sum_{j=1}^6 u_{i,j}^z\right)^2} \quad (3-23)$$

Per gli strumenti inizialmente orizzontali e ancorati all'asse di simmetria verticale delle due facce laterali, le componenti di vettore di l'equazione (3-23), per i trasduttori 0-3, sono:

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_{i,1} &= \begin{cases} 0 \\ l_i \\ 0 \end{cases} & \mathbf{u}_{i,2} &= \begin{cases} 0 \\ -r_i \cdot s \cdot \cos \beta_i \\ -r_i \cdot \sin \beta_i \end{cases} \\ \mathbf{u}_{i,3} &= \begin{cases} -f \cdot k \\ b \cdot s \\ 0 \end{cases} & \mathbf{u}_{i,4} &= \begin{cases} v \\ w \\ b \cdot \sin |\theta| \end{cases} \\ \mathbf{u}_{i,5} &= \begin{cases} f \cdot k \cdot \cos \phi + b \cdot s \cdot \sin \phi \cdot \cos \theta \\ f \cdot k \cdot \sin \phi - b \cdot s \cdot \cos \phi \cdot \cos \theta \\ -b \cdot \sin |\theta| \end{cases} & \mathbf{u}_{i,6} &= \begin{cases} -r_i \cdot s \cdot \cos (\beta_i + |\theta|) \cdot \sin \phi \\ +r_i \cdot s \cdot \cos (\beta_i + |\theta|) \cdot \cos \phi \\ r_i \cdot \sin (\beta_i + |\theta|) \end{cases} \end{aligned} \quad (3-24)$$

$$k = \begin{cases} -1, & i = 0, 1 \\ +1, & i = 2, 3 \end{cases}$$

$$s = \begin{cases} \text{sgn}(\theta), & \theta \neq 0 \\ \text{sgn}(\dot{\theta}), & \theta = 0 \end{cases}$$

con parametro geometrico f mostrato in Fig. 3-12a, e l_i , r_i , β_i mostrati in Fig. 3-12d per l' i -simo trasduttore. Le somme delle componenti nel secondo membro dell'equazione (3-23) possono essere semplificate nelle equazioni seguenti:

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^6 u_{i,j}^x &= v + f \cdot k \cdot (\cos \phi - 1) + r_i \cdot s \cdot \sin \phi \cdot \sin \beta_i \cdot \sin |\theta| \\ \sum_{j=1}^6 u_{i,j}^y &= l_i + w + f \cdot k \cdot \sin \phi - r_i \cdot s \cdot \cos \phi \cdot \sin \beta_i \cdot \sin |\theta| \\ \sum_{j=1}^6 u_{i,j}^z &= r_i \cdot [\sin (\beta_i + |\theta|) - \sin \beta_i] \end{aligned} \quad (3-25)$$

Per il trasduttore n. 4, solamente $\mathbf{u}_{4,1}$ cambia:

$$\mathbf{u}_{4,1} = \begin{cases} -l_4 \\ 0 \\ 0 \end{cases} \quad (3-26)$$

con $k = 1$ in $\mathbf{u}_{4,3}$ e $\mathbf{u}_{4,5}$. Di conseguenza, le prime due espressioni nell'eq. (3-25) divengono:

$$\sum_{j=1}^6 u_{4,j}^x = -l_4 + v + f \cdot (\cos \phi - 1) + r_4 \cdot s \cdot \sin \phi \cdot \sin \beta_4 \cdot \sin |\theta| \quad (3-27)$$

$$\sum_{j=1}^6 u_{4,j}^y = w + f \cdot \sin \phi - r_4 \cdot s \cdot \cos \phi \cdot \sin \beta_4 \cdot \sin |\theta|$$

Le quattro incognite cinematiche v , w , θ , e ϕ sono determinate risolvendo numericamente, per ogni passo di tempo, un sistema di quattro equazioni non lineari ottenute dall'equazione (3-23) considerando quattro strumenti. Di norma, sono impiegati i trasduttori 0-1 e 3-4, lasciando il trasduttore 2 come riserva nel caso di mal funzionamento di uno strumento. La velocità angolare $\dot{\theta}$ è stata calcolata numericamente dalla rotazione.

La Fig. 3-13 presenta un esempio di storia temporale dei quattro gradi di libertà di una prova. È evidente che solamente la rotazione fuori dal piano θ (Fig. 3-13c) assume valori significativi. Nondimeno, il valore massimo di rotazione ϕ intorno all'asse verticale è diverso da zero, come osservato anche da Peña *et al.* (2007).

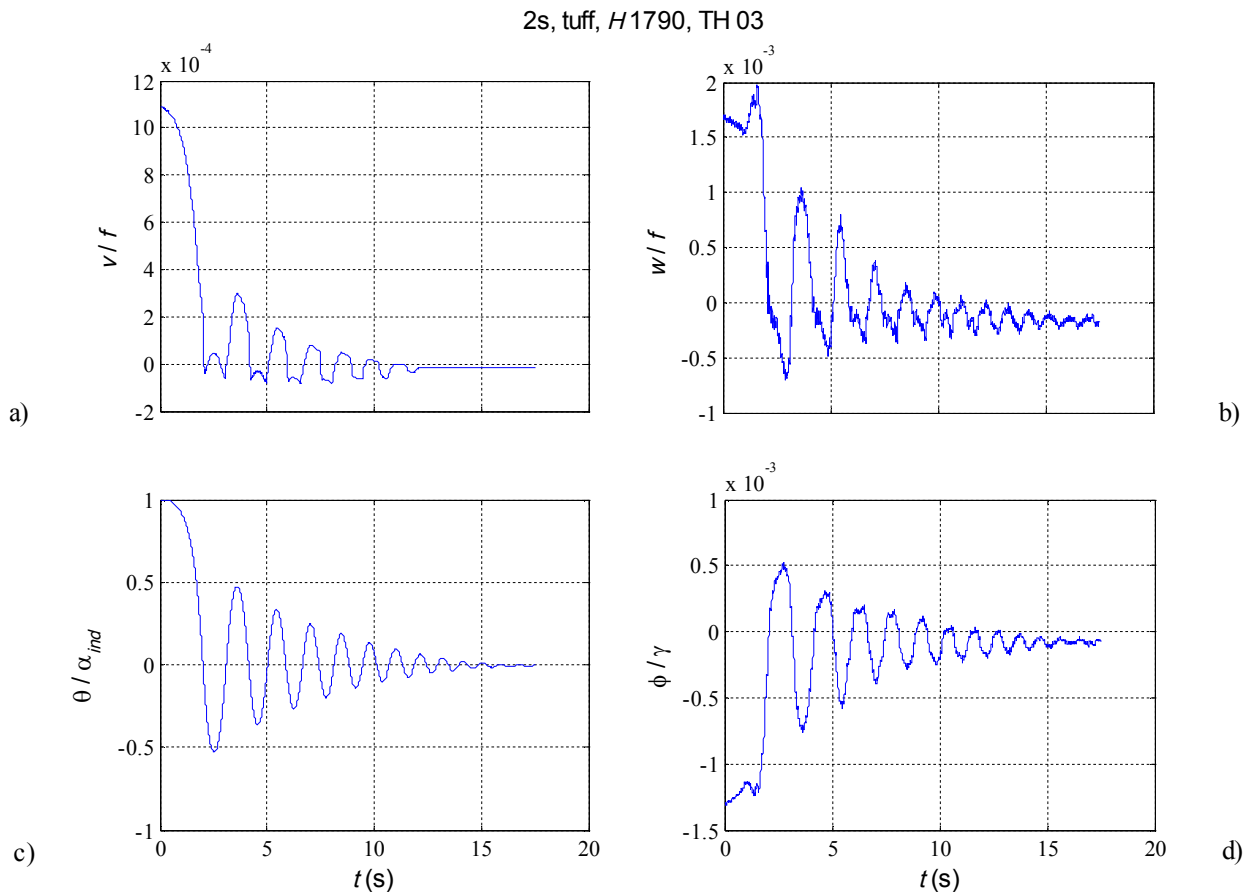


Fig. 3-13. Esempio di storia temporale calcolato risolvendo il sistema di equazioni (3-23) per campione n. 3a (Tabella 3-2). I quattro gradi di libertà normalizzati (Fig. 3-12): a) spostamento lungo x ; b) spostamento lungo y ; c) rotazione intorno all'asse x , α_{ind} = riduzione dell'angolo α ; d) rotazione intorno all'asse z .

Nel dominio di valori del rapporto h/b esaminato in questa campagna sperimentale, la rotazione θ determinata risolvendo il sistema di quattro equazioni non lineari (3-23) è molto simile a quella calcolata usando la seguente espressione semplificata:

$$\theta \cong \arctan\left(\frac{\Delta l_i}{h_i}\right) \quad (3-28)$$

dove:

h_i : l'altezza dell' i -simo trasduttore dal livello della cerniera di dondolamento; $i : 3, 5$.

Un confronto tra le due rotazioni è presentato in Fig. 3-14a.

Gli altri parametri cinematici oscillano vicino a zero. Tali oscillazioni, così come i rimanenti spostamenti residui, sono da ascrivere, almeno parzialmente, alle piccole vibrazioni dell'ancoraggio del trasduttore al muro e alla tolleranza dello strumento. Questo comportamento è stato osservato nella maggior parte delle prove (Fig. 3-14b).

L'assenza di scorrimento apprezzabile è in accordo con quanto suggerito analiticamente in Shenton (1996). Secondo questo modello, non si ha scorrimento durante oscillazioni libere se il coefficiente statico dell'attrito statico μ_s , soddisfa la seguente disequazione:

$$\mu_s \geq \frac{3\zeta}{1+4\zeta^2} \quad (3-29)$$

L'equazione (3-29) è verificata sempre se $\mu_s > b/h$. Il più grande valore di b/h dei muri esaminati, pari a circa 0.15, è lontano dal coefficiente di attrito statico che ci si può aspettare in campioni murari, di solito pari a 0.6-0.7 (Rankine 1863). Tuttavia, nel caso di oscillazioni forzate, traslazioni e roto-traslazioni sono possibili anche se $\mu_s > b/h$, in funzione dell'ampiezza della componente orizzontale dell'accelerazione del terreno (Shenton 1996). Ciò aiuta a spiegare perché lo scivolamento e lo scivolamento-rotazione sono state osservati altrove in prove di vibrazione forzate su blocchi di marmo (Ageno e Sinopoli 1991).

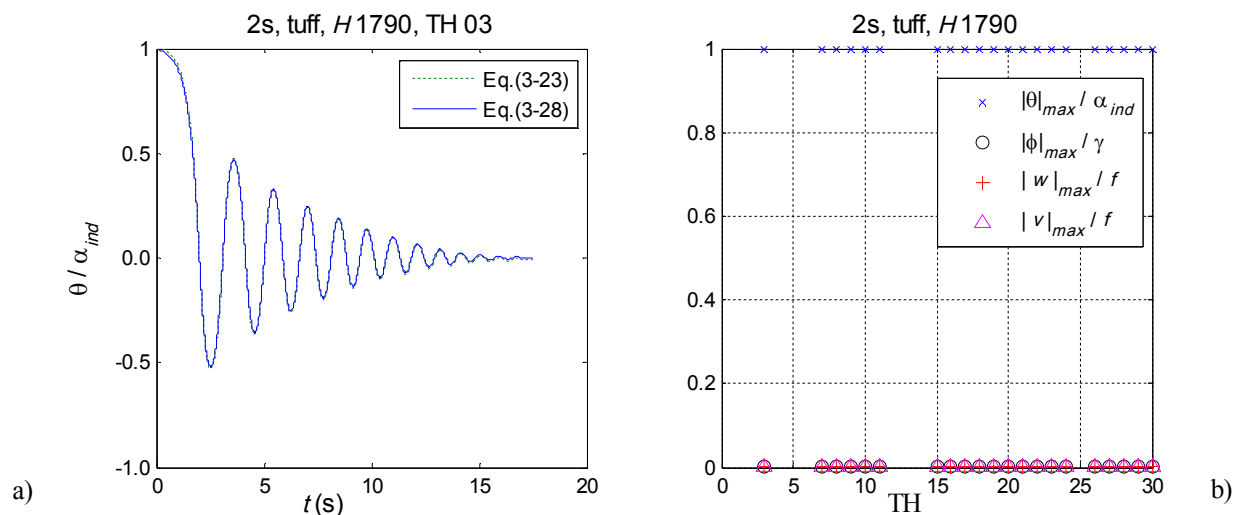


Fig. 3-14. a) Confronto tra rotazione θ ottenuta risolvendo il sistema di equazioni (3-23) con quella ottenuta dall'equazione (3-28); b) I massimi valori assoluti di quattro gradi di libertà normalizzati per le prove esaminate, TH, per campione n. 5a (Tabella 3-2).

Sia la mancanza di scivolamento e sia l'accumulo di danno molto limitato, hanno reso possibili molte ripetizioni. Hanno inoltre consentito di ricavare campioni più tozzi fratturando il campione iniziale; il taglio è avvenuto alcuni filari sopra la base (Fig. 3-8). Solamente nel caso di oscillazioni monolaterali, gli angoli superiori della facciata soffrono di un progressivo danneggiamento.

Nel caso di prove di accelerazione monolaterale è stata verificato il comportamento della parete come corpo rigido. Nella Fig. 3-15a sono a confronto due misure di spostamento alla stessa altezza in due differenti punti della parete, uno su un lato (*ch1*) e l'altro sull'asse di simmetria (*ch5*); non si verifica amplificazione dopo l'impatto. È stato valutato il rapporto tra i massimi spostamenti dopo l'impatto per varie profondità di contatto CD. Il rapporto vale, in media, 1.01 per CD=60 mm, 1.05 per CD=260 mm (Fig. 3-15b). Affinchè il massimo dello spostamento sia nell'ordine di qualche millimetro, la deformazione massima è una frazione di millimetro pari a 1/5000 della lunghezza della parete.

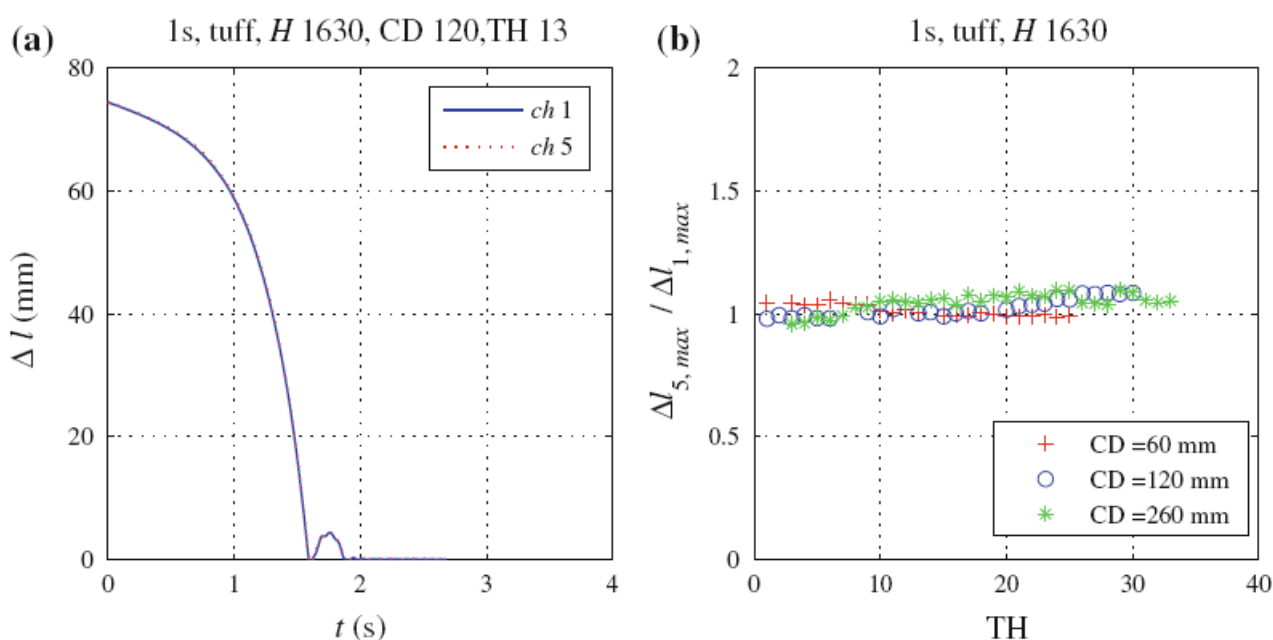


Fig. 3-15. Amplificazione dello spostamento del centro della parete nell'istante dell'impatto con la parete trasversale, CD = contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9): a) Confronto tra le storie temporali registrate sui due punti, uno situato nel centro (*ch5*) della facciata e l'altro su un lato (*ch1*); b) Rapporto tra i valori massimi degli spostamenti registrati (5 e 1) dopo il primo impatto per una serie di prove esaminate TH, per campione No. 3a (Tabella 3-2).

3.3.3 Calcolo della dissipazione sperimentale di energia

Le prove sperimentali per stimare la dissipazione dell'energia sono state effettuate imponendo una rotazione iniziale θ_0 al campione. Sulla base di quanto descritto in Appendice (A) a proposito della modalità di applicazione di tale spostamento, la rotazione iniziale definisce la capacità di spostamento del muro. La Fig. 3-16 mostra che la capacità di spostamento sperimentale, θ_0 , risulta in genere minore di quella nominale, α . Questa differenza può essere pensata come la conseguenza di un modesto arrotondamento della cerniera di dondolamento o di un incompleto riempimento del giunto da parte della malta.

Nel caso di corpi snelli, fra i quali rientrano quelli qui considerati, trascurando qualunque imperfezione geometrica della base, l'equazione del moto di dondolamento può essere ricondotta a un'equazione lineare a tratti (Housner 1963). Conseguentemente, il coefficiente di restituzione sperimentale e_{exp} può essere stimato in base alla seguente equazione:

$$e_{exp} = \sqrt[2n]{\frac{1 - \left(1 - \frac{|\theta_n|}{\alpha_{ind}}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{|\theta_0|}{\alpha_{ind}}\right)^2}} \quad (3-30)$$

con $|\theta_n|$ = rotazione assoluta massima dopo l'impatto di n -simo. Se si usa α , al posto di α_{ind} , e_{exp} è in media del 5% più grande nel caso di oscillazioni monolaterali, mentre nel caso di oscillazioni bilaterali è dello 0.5% più piccolo.

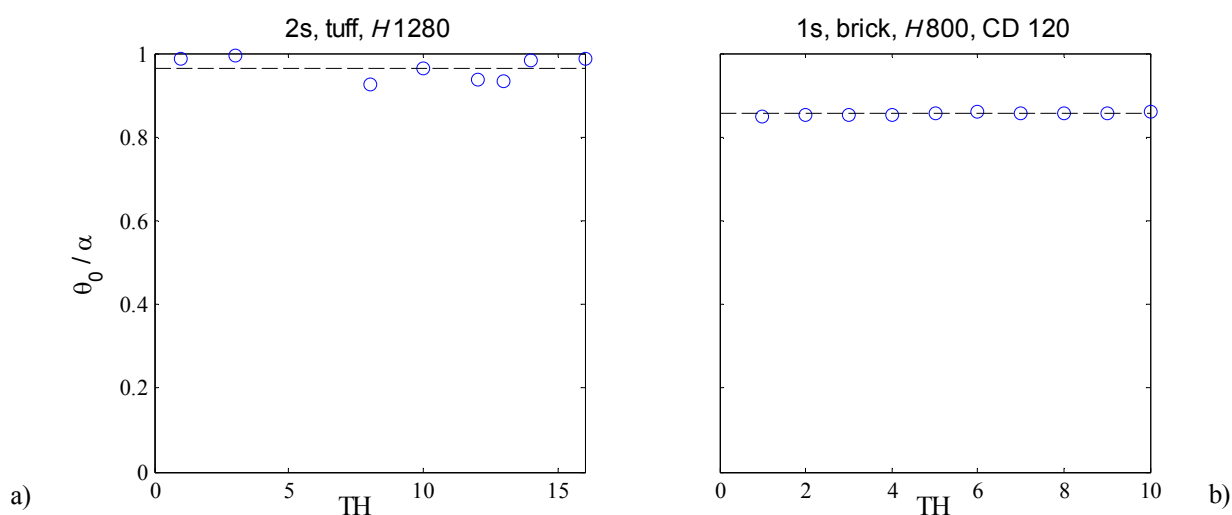


Fig. 3-16. Rapporto fra rotazione iniziale θ_0 e angolo α nominale (= arctan (b/h), Fig. 2-2), al variare della storia temporale, TH: a) oscillazioni bilaterali, per campione n. 3b (Tabella 3-2); b) oscillazioni monolaterali, per campione n. 1b (Tabella 3-2), CD = contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).

I valori di e_{exp} , ottenuti applicando l'equazione (3-30) alle prove qui descritte, sostanzialmente coincidono con quelli ottenuti usando l'espressione proposta da Peña *et al.* (2007), valido rapporto qualunque sia il valore del rapporto h/b :

$$e_{exp} = 2n \sqrt{\frac{\cos(\alpha - |\theta_n|) - \cos \alpha}{\cos(\alpha - |\theta_0|) - \cos \alpha}} \quad (3-31)$$

assumendo $\alpha = \alpha_{ind}$.

Come mostrano l'equazione (3-30) e (3-31), il valore di e_{exp} può essere influenzato dal numero n di impatti considerati. Questo aspetto è illustrato nella Fig. 3-17, sia per le oscillazioni bilaterali, sia per quelle monolaterali. Nel primo caso, la dissipazione di energia rimane costante per tutta la storia temporale, mentre nel caso di oscillazioni monolaterali, la dissipazione di energia è collegata in modo marcato all'ampiezza. Se la rotazione iniziale è trascurata, il valore di e_{exp} è costante nel caso di oscillazioni bilaterali, mentre è solitamente più grande nel caso di oscillazioni monolaterali.

In Fig. 3-17a e nel resto del capitolo, il valore di e_{exp} di una prova di dondolamento su due lati è stato diviso per il valore analitico di $e_{an, 2s}$, definito nell'equazione (3-1). In questo modo, è possibile stimare il coefficiente di restituzione efficace per un muro qualunque, anche se ha geometria diversa da quelli sottoposti a prove nella campagna sperimentale qui descritta. Nel calcolare $e_{an, 2s}$ è stato usato il valore nominale di α , così da poter calcolare $e_{an, 2s}$ anche se l'arrotondamento dello spigolo o l'effettivo spessore del giunto della malta non è conosciuto. Infatti, per i muri più tozzi qui esaminati, una differenza del 20% tra α e α_{ind} produce una differenza dell'1% nel calcolo di e_{an} .

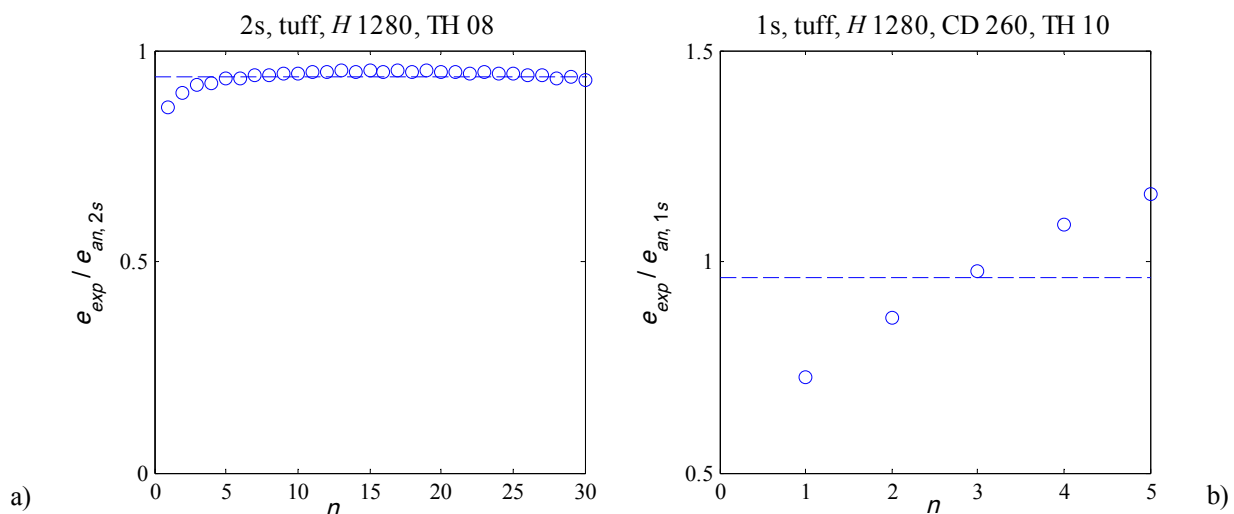


Fig. 3-17. Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, n , per campione n. 3b (Tabella 3-2): a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).

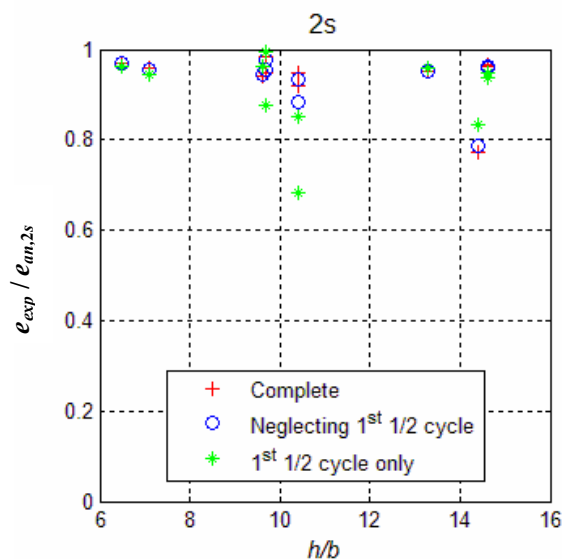


Fig. 3-18. Oscillazioni su due lati, 2s. Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, $e_{an,2s}$ al variare della snellezza h/b , e della porzione di storia temporale considerata: (+) completa; (o) trascurando la prima metà di ciclo; (*) considerando la sola prima metà di ciclo.

Nel caso di oscillazione bilaterale, il rapporto tra coefficienti di restituzione sperimentali ed analitici, $e_{exp} / e_{an,2s}$, è inferiore all'unità (Fig. 3-18). Come già evidenziato (Fig. 3-17a), si osserva che i risultati non dipendono in modo marcato dall'ampiezza, ma sembrano stabili all'interno di ogni serie di prove e anche tra un campione e l'altro. Questo probabilmente è dovuto al fatto che la malta utilizzata nel giunto per ogni provino è la stessa. Il valore medio di $e_{exp} / e_{an,2s}$ è approssimativamente 0.93. Solamente una serie di prove mostra valori molti più piccoli rispetto agli altri (Fig. 3-18a) e per questo motivo non verrà più presa in considerazione. Rivalutando, quindi, la media di $e_{exp} / e_{an,2s}$ si ottiene un valore pari a 0.95 circa, che può costituire una stima di riferimento nell'analisi dinamica di una facciata libera. Questo risultato indica che il rapporto $e_{exp} / e_{an,2s}$ non dipende dalla snellezza della parete, bensì è costante e vicino all'unità. Pertanto la formulazione di Housner di (3-1) è correttamente correlata con la snellezza, anche se sottostima l'energia dissipata. Le conseguenze di questo aumento dell'energia dissipata saranno discusse nel § 3.4.

Nelle oscillazioni su un solo lato si osservano risultati più dispersi rispetto alle oscillazioni su due lati (Fig. 3-19). Inoltre la dissipazione di energia è dipendente dall'ampiezza: più grande è la velocità, più grande è la dissipazione e più piccolo sarà e . Se supponiamo che lo smorzamento resti costante con l'ampiezza, si può raccomandare un coefficiente di restituzione pari a $1.05 e_{an,1s}$, con quest'ultimo valore ottenuto nell'equazione (3-21). Un miglioramento della riproduzione dei risultati sperimentali è ottenibile impiegando una relazione lineare nella rotazione assoluta massima normalizzata prima dell'impatto, $|\theta^-| / \alpha$:

$$\frac{e_{exp}}{e_{an,1s}} = 1.17 - 0.453 \frac{|\theta^-|}{\alpha} \quad (3-32)$$

Ovviamente, nel caso delle analisi dinamiche non-lineari forzate, non c'è rotazione massima prima dell'impatto. Perciò, è utile esprimere l'equazione (3-32) in termini di velocità prima dell'impatto, $\dot{\theta}^-$, equiparando le energie cinetica e potenziale.

Questa velocità può essere data in forma adimensionale, considerando la velocità necessaria per rovesciare un blocco a riposo, $\dot{\theta}_r$:

$$\dot{\theta}_r^2 = 2 \frac{m g R}{I_o} (1 - \cos \alpha) \quad (3-33)$$

Così, l'equazione (3-32) diviene:

$$\frac{e_{exp}}{e_{an,1s}} = 1.18 - 0.473 \left(\frac{\dot{\theta}^-}{\dot{\theta}_r} \right)^2 \quad (3-34)$$

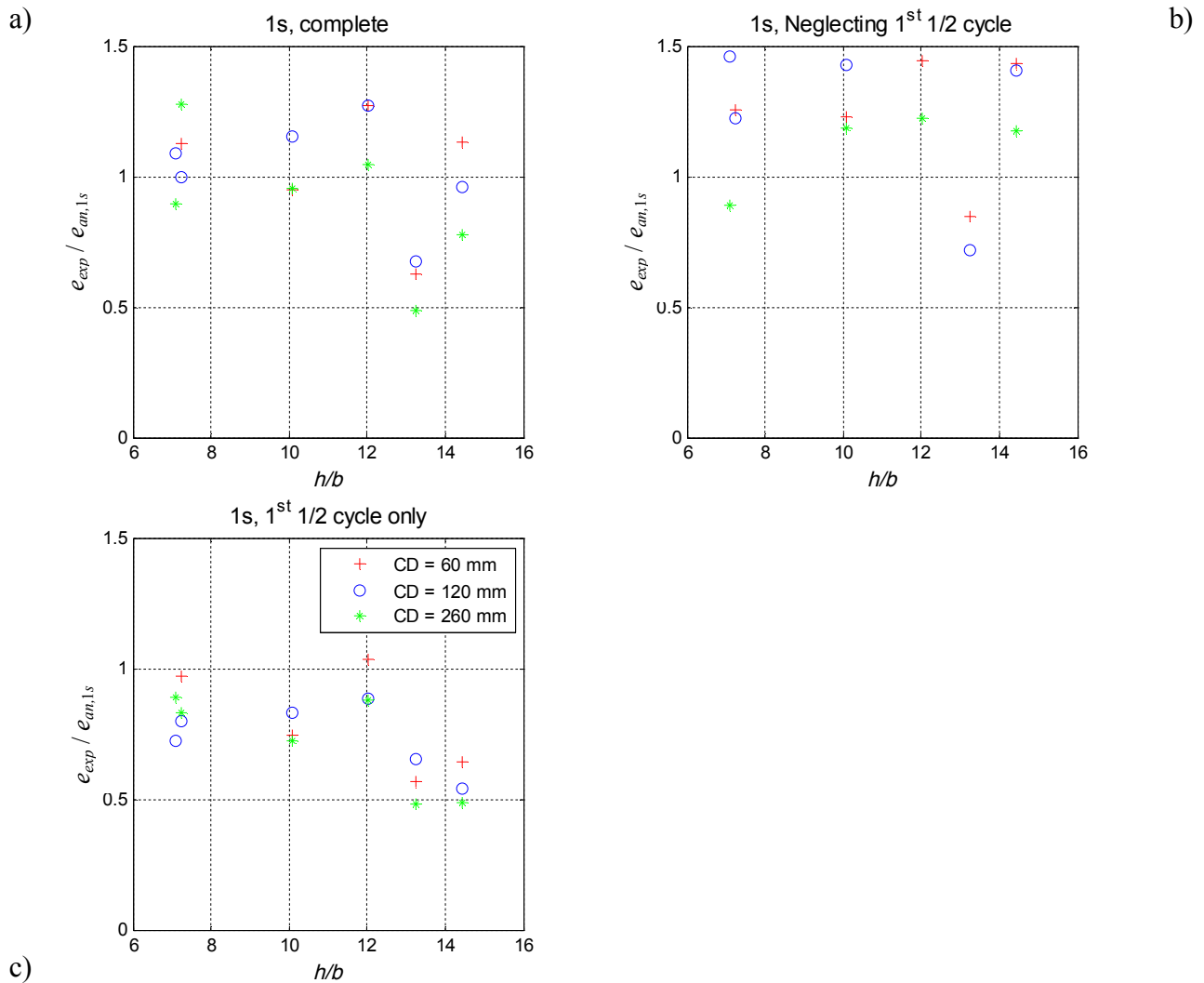


Fig. 3-19. Oscillazioni su un solo lato, 1s. . Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, $e_{an,1s}$ al variare della snellezza h/b , della profondità di contatto all'estremità della facciata CD (Fig. 3-9) e della porzione di storia temporale considerata: a) completa; b) trascurando la prima metà di ciclo; c) considerando la sola prima metà di ciclo.

3.3.4 Riproduzione dei risultati sperimentali

Per riprodurre le storie temporali sperimentali di dondolamento libero su due lati è stato utilizzato inizialmente il coefficiente di restituzione analitico dato dall'equazione (3-1) (Housner 1963). La Fig. 3-20a mostra che la formulazione di Housner non consente di riprodurre accuratamente le storie temporali sperimentali. Al contrario, il coefficiente di restituzione stimato in base alle prove, impiegando l'equazione (3-31), permette di conseguire risultati più soddisfacenti (Fig. 3-20b).

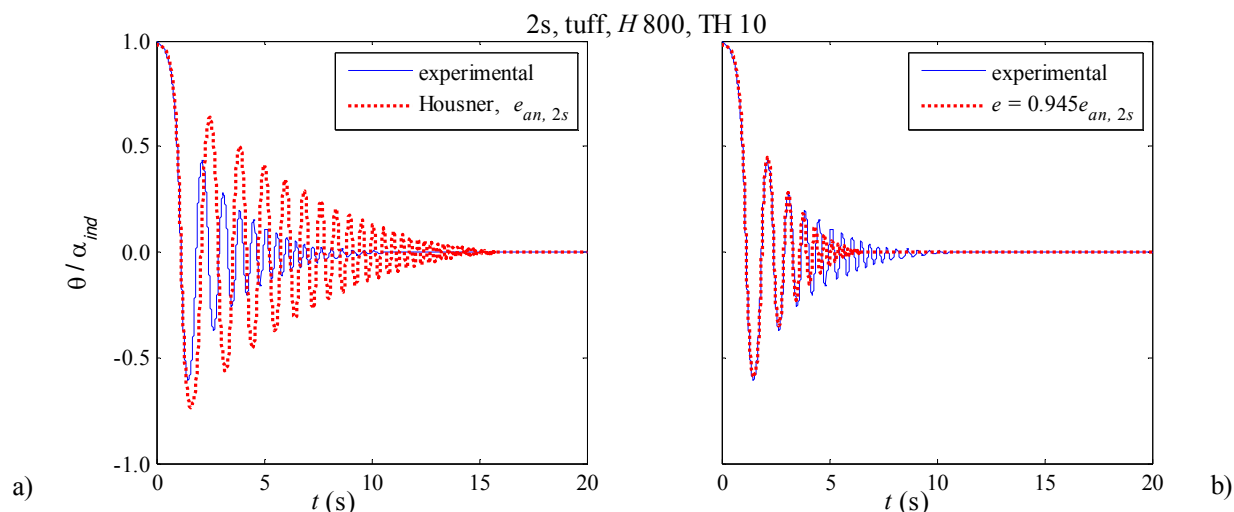


Fig. 3-20. Confronto fra storia temporale sperimentale e analitica. Il modello analitico ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) analitico Eq. (3-1); b) in base al valore sperimentale. Si è tenuto conto dell'arretramento della cerniera di ribaltamento $\theta_0 / \alpha_{ind} = 0.985$.

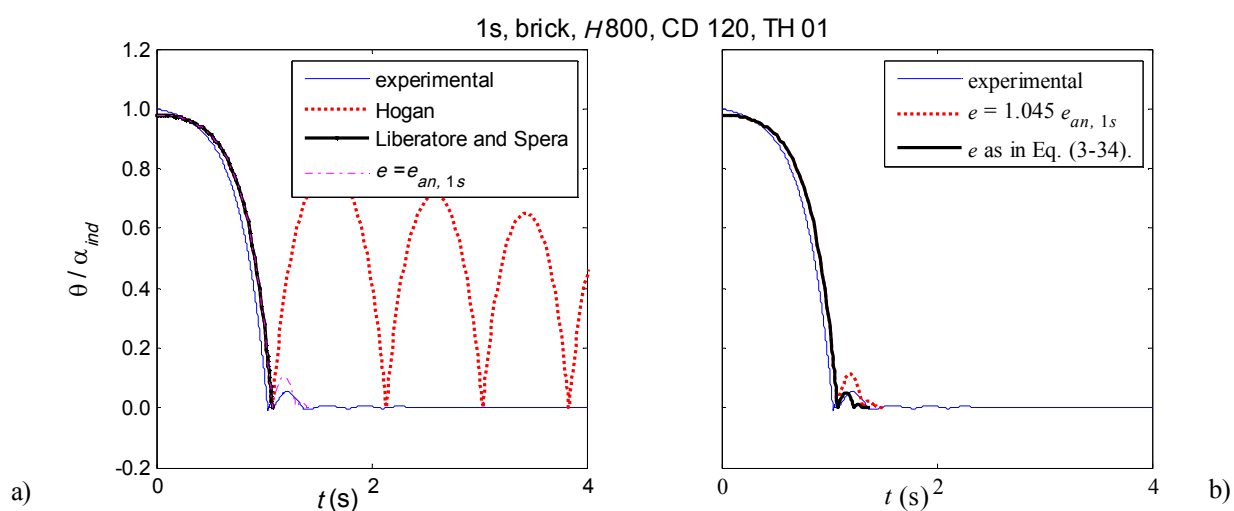


Fig. 3-21. Confronto fra storie temporali sperimentale e analitica per un'oscillazione monolaterale. Il modello analitico ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) modelli di letteratura; b) in base al valore sperimentale. Si è tenuto conto dell'arretramento della cerniera di ribaltamento $\theta_0 / \alpha_{ind} = 0.985$.

Nella stessa figura si nota inoltre che adottando un valore di $e_{exp} / e_{an,2s}$ costante si sottostima la dissipazione dell'energia nella fase iniziale della storia temporale e si sovrastima quella nella fase finale. Un rapporto $e_{exp} / e_{an,2s}$ variabile con l'ampiezza consentirebbe di riprodurre più accuratamente i risultati sperimentali; tuttavia introdurrebbe ulteriori parametri la cui stima è incerta e probabilmente variabile da caso a caso.

Lo stesso confronto è stato eseguito per le oscillazioni monolaterali (Fig. 3-21a). Si può osservare che la riproduzione dei risultati sperimentali, utilizzando il coefficiente di restituzione analitico dato dall'equazione (3-21), è migliorata rispetto a quelle proposte in letteratura. Utilizzando il modello di Hogan (1992) con coefficiente di restituzione secondo l'equazione (3-1) si ottengono risultati molto lontani dai dati sperimentali in quanto si sottostima la dissipazione dell'energia. Assegnando valore nullo al coefficiente di restituzione, come suggerito in prima approssimazione in Liberatore e Spera (2003), la dissipazione dell'energia viene sovrastimata e la parete si ferma dopo il primo urto. Assegnando, invece, il valore stimato sperimentalmente al coefficiente di restituzione, secondo l'equazione (3-21), si ottiene una risposta più vicina alla realtà (Fig. 3-21b). Un'ulteriore miglioramento si ottiene se il coefficiente di restituzione analitico è ricavato dall'equazione (3-34).

3.3.5 Sintesi dei risultati sperimentali

La risposta delle pareti sottoposte a sperimentazione è stata studiata attraverso alcuni parametri sintetici aggiuntivi, qui presentati sotto forma di valori medi di ciascuna serie di prove.

È già stata introdotta la **rotazione iniziale adimensionale**. Nelle oscillazioni monolaterali essa si presenta notevolmente dispersa (Fig. 3-22b), forse a causa dell'accumulo di detriti nella sezione sede di cerniera. Infatti, la pulizia effettuata al passaggio da una configurazione di vincolo all'altra ha prodotto, in genere, un incremento della capacità di spostamento (APPENDICE A). La capacità di spostamento non mostra variazioni significative al succedersi delle storie temporali di una stessa serie (APPENDICE A, e ad es. Fig. 3-16). Questo comportamento è stato osservato non solo nel caso dei muri più bassi ma anche in quelli più alti. Ciò indica, con riferimento ai valori di carico e resistenza della malta delle prove in esame, che non si verifica un arretramento della cerniera di dondolamento nei campioni più pesanti rispetto a quelli più leggeri. Nelle oscillazioni su due lati gli spostamenti iniziali appaiono più elevati e meno dispersi (Fig. 3-22a).

Il periodo adimensionale del primo quarto di ciclo (Fig. 3-23) si è in genere mostrato prossimo o superiore a 4, indicando una rotazione adimensionale prossima a uno (Fig. 2-3). Comportamenti analoghi a quelli descritti per lo spostamento massimo si osservano anche nel caso del primo periodo. Nel confronto con le oscillazioni su due lati, il periodo adimensionale è più disperso (Fig. 3-23). Il confronto con l'equazione (2-4) mostra un accordo incoraggiante, specie nel caso delle oscillazioni bilaterali (Fig. 3-24). Per quelle monolaterali non coprono l'intero campo delle oscillazioni, per la forte riduzione delle ampiezze dopo il primo urto. La distanza fra formulazione analitica ed evidenza sperimentale è più grande in corrispondenza degli spostamenti di instabilità, dove il modello è molto sensibile a piccole variazioni dell'ampiezza adimensionale, e per oscillazioni molto piccole, dove subentra la sensibilità a scorrimenti anche limitati e tolleranze di misura.

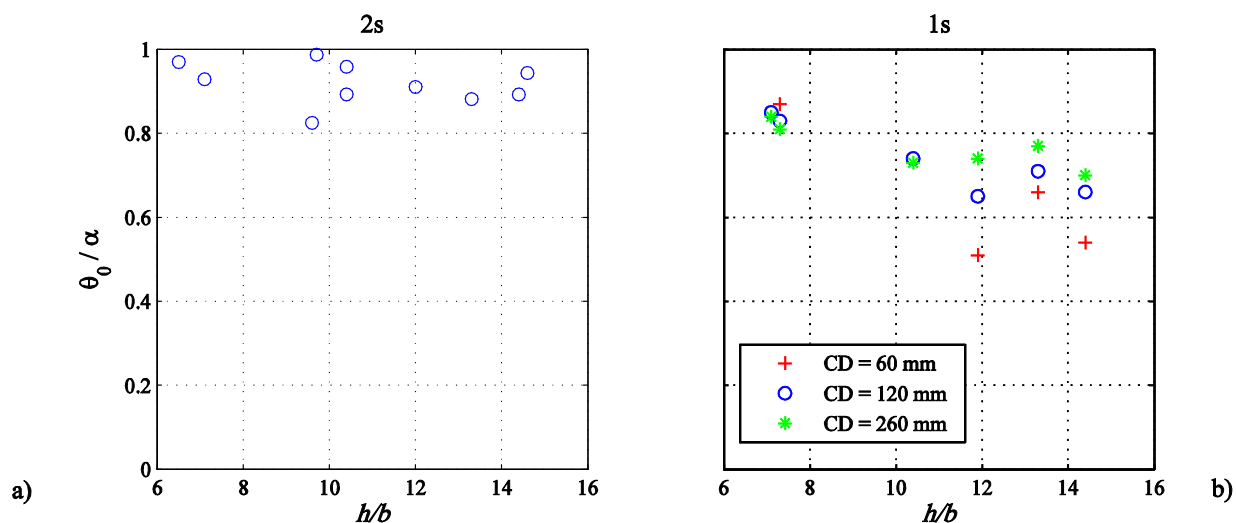


Fig. 3-22. Rapporto fra rotazione iniziale θ_0 e angolo α nominale ($= \arctan (b/h)$, Fig. 2-2), Al variare di snellezza geometrica h/b . a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = profondità di contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).

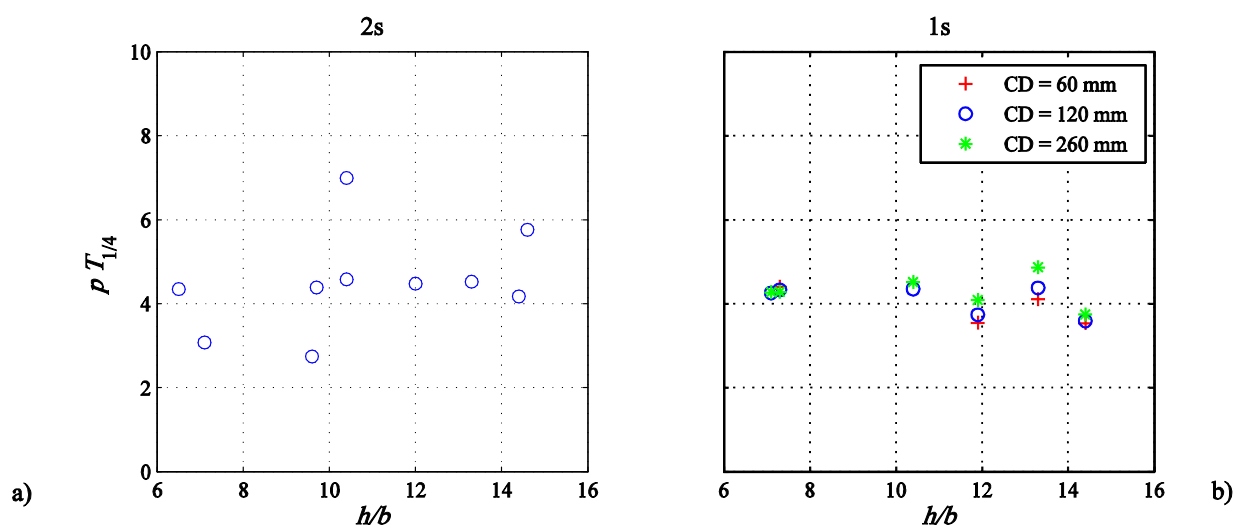


Fig. 3-23. Periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale, Eq. (2-4), al variare di snellezza geometrica h/b . a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = profondità di contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).

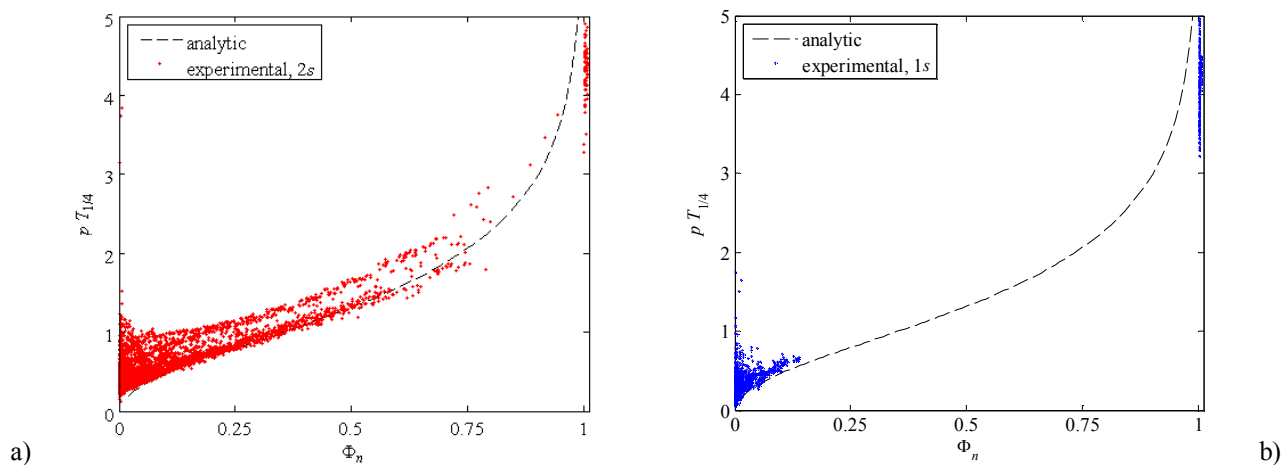


Fig. 3-24. Confronto della relazione periodo adimensionale-ampiezza adimensionale nelle prove sperimentali e nella formulazione analitica di Housner (1963), T = Periodo Eq. (2-4); Φ_n = rotazione assoluta massima adimensionale dopo n -simo impatto: a) oscillazioni bilaterali 2s; b) oscillazioni monolaterali 1s.

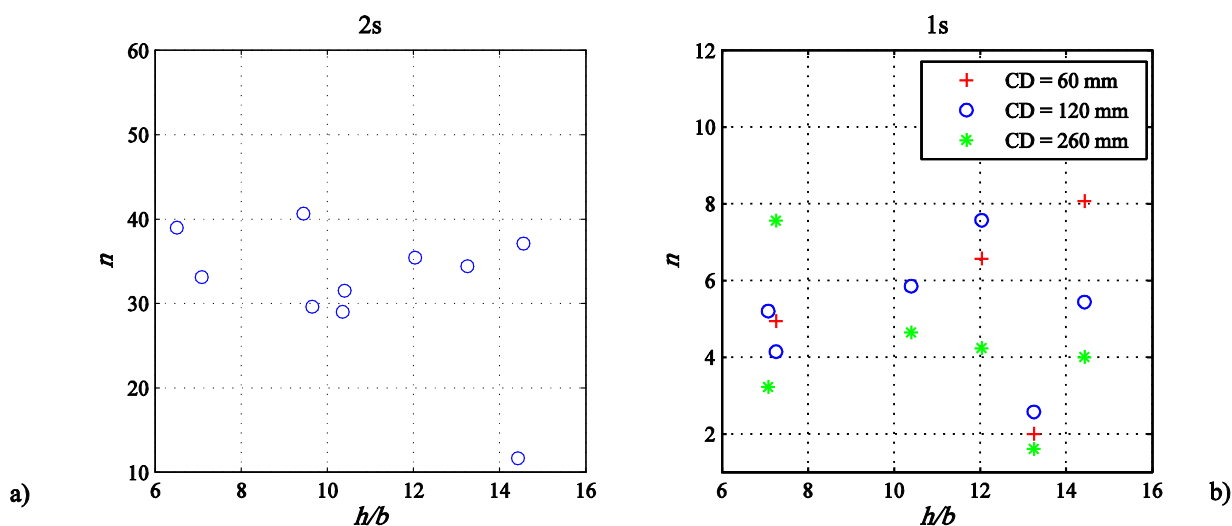


Fig. 3-25. Numero di impatti considerato, n al variare della snellezza geometrica h/b : a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = profondità di contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).

Il numero di picchi (Fig. 3-25) si presenta notevolmente disperso per l'ampiezza molto piccola; nella coda della storia temporale sono presenti tolleranze di misura. L'andamento col ripetersi delle prove è più caotico rispetto a spostamento e periodo iniziali.

Lo stesso è vero, pur se con una dispersione un po' più contenuta, per **la durata adimensionale** sia in termini di confronto fra le diverse serie di prove (Fig. 3-26b), sia in termini di andamento all'interno della singola serie. Naturalmente, nelle oscillazioni su due lati il numero di picchi e la durata adimensionale sono più elevati, essendo il sistema meno smorzato.

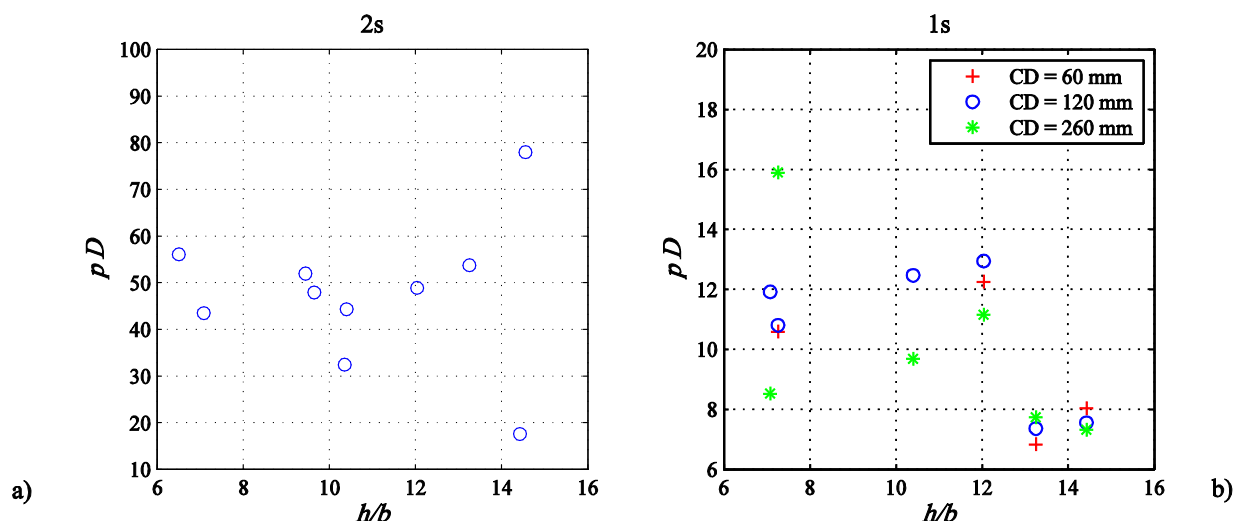


Fig. 3-26. Durata adimensionale del dondolo libero al variare di snellezza geometrica h/b : a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = profondità di contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).

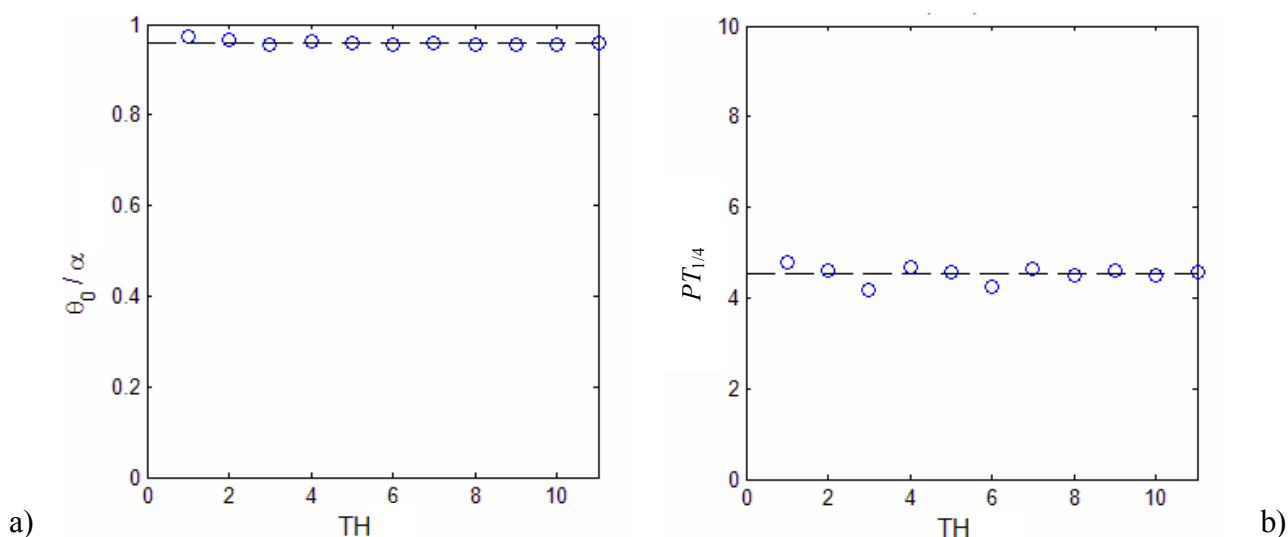


Fig. 3-27. a) rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale; b) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale, TH, considerata per una specifica serie di storie temporali (2s, tuff, H1190).

All'interno di una stessa serie, il comportamento al succedersi delle prove è sostanzialmente analogo nelle oscillazioni monolaterali e in quelle bilaterali. In particolare, la capacità di spostamento non sembra ridursi significativamente al susseguirsi dei *test* (Fig. 3-27).

In alcune serie di prove bilaterali si è tentato di valutare la **simmetria** di risposta della parete, applicando lo spostamento iniziale e spingendo la parete in una prima serie di prove; tirandola in una successiva serie (APPENDICE A). Nella prima parete considerata è stata osservata una variazione della capacità di spostamento di circa il 13% (Fig. 3-28). Essa può essere associata sia all'elevato numero di prove eseguito nella prima configurazione, sia alle inevitabili tolleranze costruttive e di posizionamento degli strumenti.

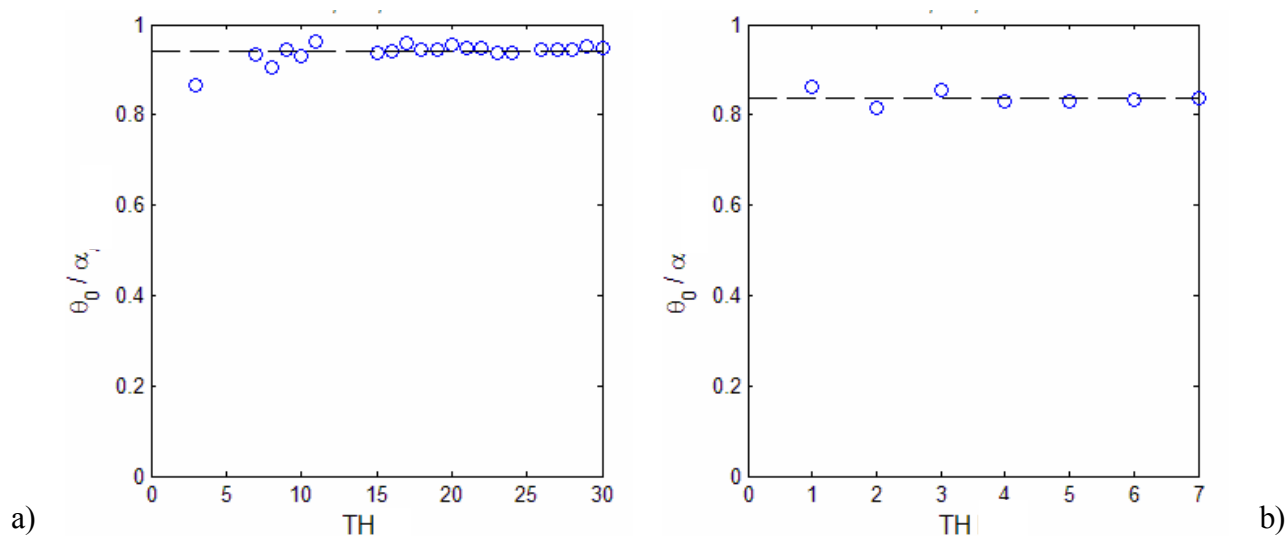


Fig. 3-28. Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale: a) campione spinto, rotazione iniziale su cerniera destra; b) campione tirato, rotazione iniziale su cerniera sinistra al variare della storia temporale, TH, considerata per una specifica serie di storie temporali (2s, tuff, H1790).

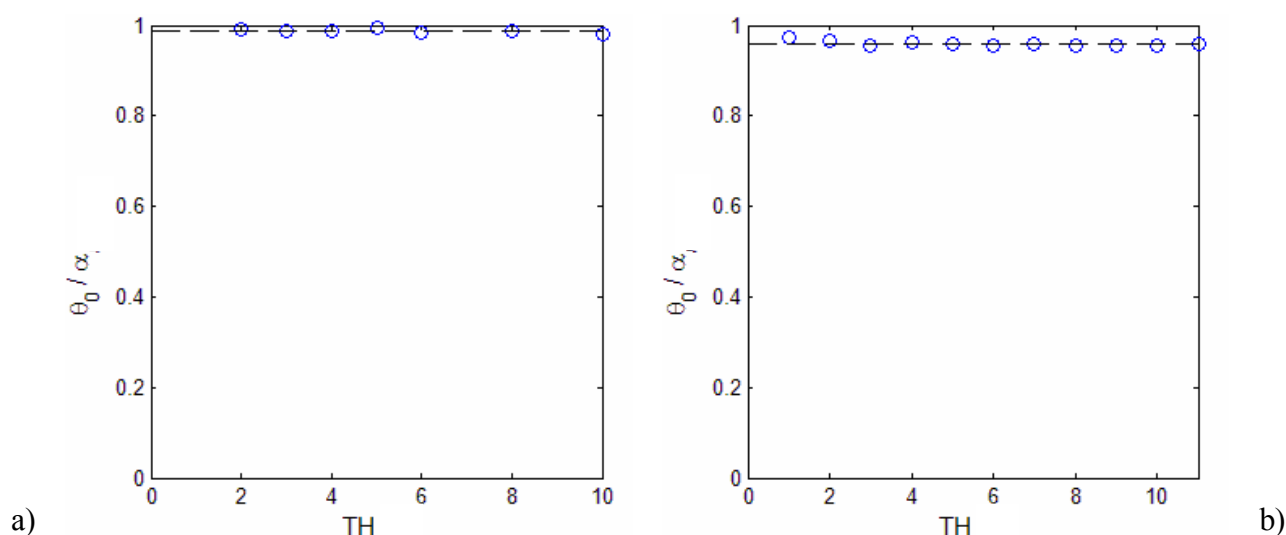


Fig. 3-29. Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale (2s, tuff, H1190): a) campione spinto, rotazione iniziale su cerniera destra; b) campione tirato, rotazione iniziale su cerniera sinistra.

Tuttavia in termini di fattore di riduzione del coefficiente di restituzione la differenza non supera il 2% se si considera il solo primo semiciclo, che appare dove la differenza è più marcata.

Nella seconda parete, $H = 1190$ mm, la differenza in termini di spostamento iniziale è più contenuta, essendo pari a circa il 3% (Fig. 3-29). Tuttavia la differenza nel rapporto $e_{exp} / e_{an,2s}$ è dell'ordine del 13% se si considera il solo primo semiciclo, mentre è del 2-4% a seconda che si consideri o meno la storia temporale completa. Nelle analisi numeriche di riproduzione dei risultati sperimentali (§3.3.4) si è assunto un comportamento simmetrico.

Nelle oscillazioni bilaterali il valore del rapporto $e_{exp} / e_{an,2s}$ è minore dell'unità. Ciò significa che la dissipazione dell'energia è maggiore di quanto previsto analiticamente, benché l'ipotesi di passaggio della risultante impulsiva per lo spigolo esterno sarebbe già condizione per conseguire la dissipazione massima (Giannini 1985).

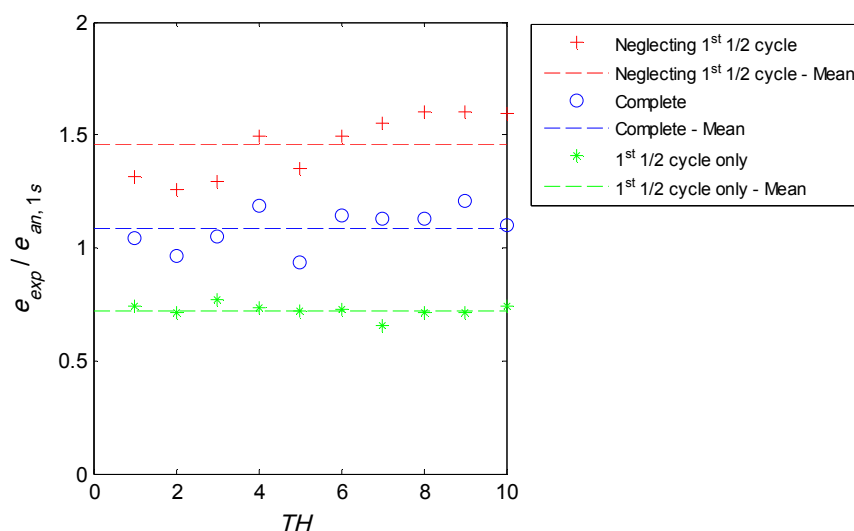


Fig. 3-30. Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , eq. (3-1), al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo; 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale; 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo per una specifica serie di storie temporali (1s, brick, H800, CD120) e considerando tutti i picchi di ciascuna storia temporale.

Nel caso di oscillazioni su un solo lato, 1s, la dissipazione appare dipendente dall'ampiezza, come si osserva dall'esame delle singole storie temporali (APPENDICE A) e dal confronto dei grafici di Fig. 3-19: maggiore l'ampiezza (tipica della prima parte dell'oscillazione), maggiore è la dissipazione. Viceversa il succedersi delle storie temporali non comporta variazioni apprezzabili della dissipazione dell'energia (ad es. Fig. 3-30).

Il rapporto $e_{exp} / e_{an, 1s}$ appare piuttosto disperso e non esiste un andamento definito con la snellezza dei muri (Fig. 3-19). Neppure il materiale degli elementi, tufo per i muri $h/b = 10.4$ e 13.3 , laterizio per gli altri, appare rilevante. La dissipazione è quasi sempre più marcata per la profondità di contatto più ampia (CD = 250 mm). Tuttavia la differenza fra CD = 120 e CD = 60 mm è assai meno marcata (Tabella 3-3 -Tabella 3-5).

Tabella 3-3. Oscillazioni su un solo lato, 1s, il rapporto $e_{exp} / e_{an, 1s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata. CD = 60 mm.

Valore	Storia temporale		
	Completa	Trascurando il primo semiciclo	Limitata al solo primo semiciclo
Minimo	0.63	0.85	0.57
Massimo	1.27	1.44	1.03
Media	1.02	1.24	0.79

Tabella 3-4. Oscillazioni su un solo lato, 1s, il rapporto $e_{exp} / e_{an, 1s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata. CD = 120 mm.

Valore	Storia temporale		
	Completa	Trascurando il primo semiciclo	Limitata al solo primo semiciclo
Minimo	0.68	0.72	0.54
Massimo	1.27	1.51	0.89
Media	1.03	1.29	0.74

**OSCILLAZIONI LIBERE DI PARETI MURARIE.
IL RUOLO DELLA DISSIPAZIONE DELL'ENERGIA**

Tabella 3-5. Oscillazioni su un solo lato, 1s. il rapporto $e_{exp} / e_{an,1s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata. CD = 260 mm.

Valore	Storia temporale		
	Completa	Trascurando il primo semiciclo	Limitata al solo primo semiciclo
Minimo	0.48	0.89	0.48
Massimo	1.28	1.56	0.89
Media	0.91	1.21	0.72

Tabella 3-6. Oscillazioni su un solo lato, 1s. il rapporto $e_{exp} / e_{an,1s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata.

Valore	Storia temporale		
	Completa	Trascurando il primo semiciclo	Limitata al solo primo semiciclo
Minimo	0.48	0.72	0.48
Massimo	1.28	1.56	1.03
Media	1.05	1.34	0.72

È verosimile che in questi casi le imperfezioni costruttive, che limitano l'effettiva area di contatto, divengano sempre più rilevanti, riducendo la differenza fra le due condizioni di appoggio. Potrebbe persino accadere che qualche protuberanza presente nella fascia fra 60 e 120 mm riduca l'area di contatto del caso CD = 120 mm rispetto al caso CD = 60 mm.

La minore dispersione di valori si riscontra considerando la prima metà di ciclo (Fig. 3-19c), che è anche quella nella quale è più rapida la dissipazione dell'energia. L'intervallo di oscillazione dei risultati è 0.48-1.03, con media pari a 0.72 (Tabella 3-6).

Il valore medio, considerando l'intera storia temporale, è invece 1.05; trascurando la prima metà del ciclo è 1.34. Ciò dimostra una marcata sensibilità all'ampiezza del ciclo. Anche in quest'ultimo caso la dissipazione è comunque più marcata rispetto al caso di oscillazioni su due lati.

Inizialmente, volendo tener conto della diversa profondità di appoggio, si potrebbero consigliare i valori del rapporto $e_{exp} / e_{an,1s}$ di Tabella 3-7. Si può in ogni caso rilevare la modesta variazione di $e_{exp} / e_{an,1s}$ al variare del rapporto fra profondità di contatto, CD, sui due lati e lunghezza, l , del muro, variazione che finisce per sparire se si trascura il primo semiciclo.

In termini assoluti la dissipazione dell'energia, pur molto più marcata di quella osservata in oscillazioni bilaterali, non comporta un arresto istantaneo del moto, come suggerito in letteratura (Liberatore e Spera 2003); pertanto analisi numeriche condotte sotto quest'ultima ipotesi possono risultare a sfavore della sicurezza.

I risultati nel caso di oscillazioni su due lati, 2s, appaiono meno dispersi (Fig. 3-18) e la dipendenza dall'ampiezza è assai meno marcata, sia in termini di confronti fra le serie di storie temporali (Tabella 3-8), sia per la singola storia temporale all'interno delle serie (APPENDICE A, e ad es. Fig. 3-31b). Anche in questo caso la capacità di dissipare energia non appare influenzata dal succedersi delle prove (Fig. 3-32).

È verosimile che le condizioni di contatto siano rese più regolari dalla presenza della malta nel giunto di dondolamento. Nel caso di 2s la minore dispersione si ha considerando la storia temporale completa. I casi di snellezza $h/b = 10.4$ (sia tufo, sia mattoni), appaiono piuttosto diversi dagli altri, con smorzamento più elevato.

Se si considera l'intera storia temporale si ottengono valori fra 0.79 e 0.98, con media pari a 0.93 (Tabella 3-8). Trascurando il primo semiciclo il valore della media è 0.94 e considerando solo il primo semiciclo il valore è 0.90.

Se invece si escludono le tre serie di storie temporali con smorzamento marcatamente più elevato (rapporto $e_{exp} / e_{an,2s}$ più basso) si ottiene nei tre casi una media attorno 0.95-0.96. Ciò dimostra che il valore previsto dal modello di Housner (1963) non è molto lontano da quello sperimentale. Nel §3.4 si tenterà di evidenziare il ruolo che questa differenza comporta.

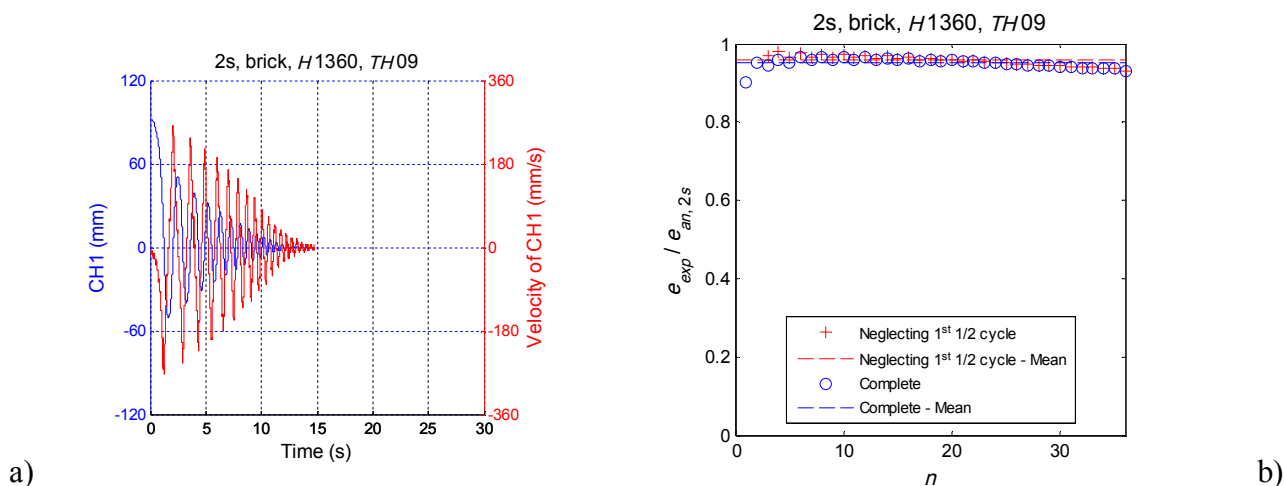


Fig. 3-31. Tipica storia temporale della serie 2s, brick, H1360: a) intere fase di dondolo libero; b) rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerando o meno il primo quarto di ciclo.

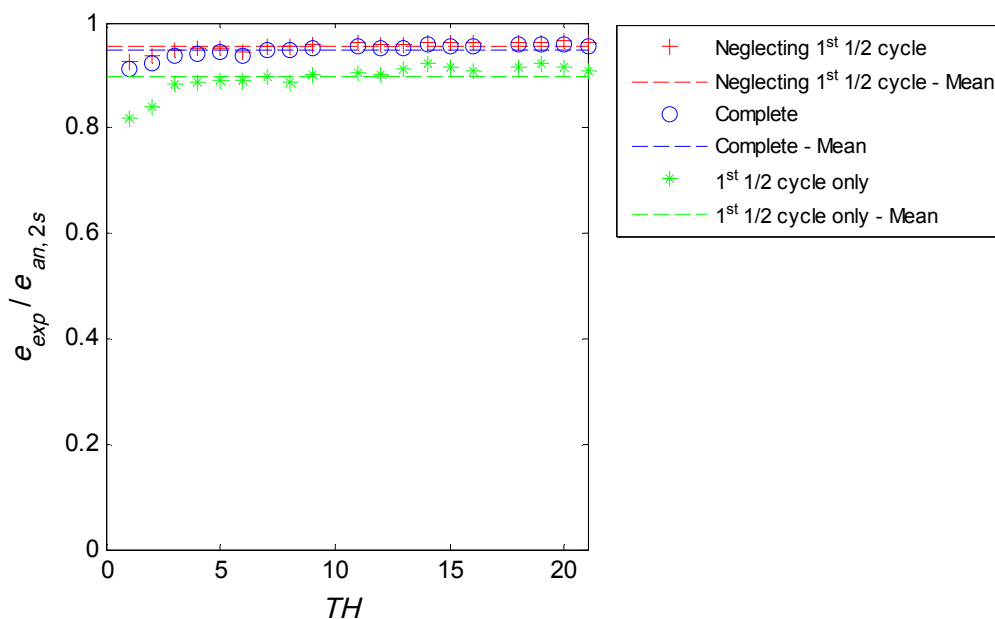


Fig. 3-32. Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare della storia temporale considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo; 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale; 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo.

Tabella 3-7. Oscillazioni su un solo lato, 1s. Proposta del rapporto $e_{exp} / e_{an, 1s}$ al variare del rapporto fra profondità di contatto, CD, sui due lati e lunghezza, l , del muro.

$2 CD / l$	$e_{exp} / e_{an, 1s}$
0.08	1.02
0.16	1.03
0.34	0.91

Tabella 3-8. Oscillazioni su due lati, 2s. il rapporto $e_{exp} / e_{an,2s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata.

Valore	Storia temporale		
	Completa	Trascurando il primo semiciclo	Limitata al solo primo semiciclo
Minimo	0.79	0.77	0.68
Massimo	0.98	0.98	0.99
Media	0.93	0.94	0.90
Media senza $h/b = 14.4$ e 10.4 (sia tufo, sia mattoni)	0.96	0.96	0.95

3.4 *Influenza del coefficiente di restituzione sulla risposta al sisma*

Al fine di valutare il ruolo di una stima più accurata del coefficiente di restituzione sulla risposta al sisma degli oscillatori in esame sono state effettuate numerose analisi numeriche.

Un primo confronto è stato condotto in termini di mappa di ribaltamento. La mappa è un grafico nel quale sono riportati solo i ribaltamenti di un oscillatore dondolante su due lati, al variare dell'ampiezza ($A_s =$ ampiezza scalata, $A =$ ampiezza naturale) e della durata ($D_s =$ durata scalata, $D =$ durata naturale) del segnale. I fattori di scalatura sono 201, dal 50% al 150% del valore naturale. Pertanto sono state elaborate 40401 analisi numeriche. L'oscillatore considerato ha $\alpha = 0.1$ rad ed $R = 3.0$ m (Fig. 2-2).

Una prima mappa è presentata in Fig. 3-33a ed è tratta da Sorrentino e Masiani (2007). Essa è stata elaborata considerando l'accelerogramma Secren27 (APPENDICE B) e assumendo per il coefficiente di restituzione, e , il valore e_{an} dell'eq. (3-1). In Fig. 3-33b è elaborata la stessa mappa per lo stesso segnale e la stessa parete, ma assumendo per il coefficiente di restituzione il valore $e = 0.95e_{an}$. Dal confronto fra le due figure emerge una riduzione del numero di ribaltamenti pari a circa il 17%. Anche il confine fra domini di ribaltamento e non ribaltamento appare meno frastagliato e più connesso. Il numero di variazioni ribaltamento-non ribaltamento, infatti, si riduce del 32% circa al crescere dell'ampiezza e del 42% circa al crescere della durata. Conseguentemente il dato sperimentale aiuta a raffinare le analisi numeriche, rendendone la previsione di propensione al ribaltamento meno severa e meno dispersa.

Estendendo il confronto ad altri 19 accelerogrammi (APPENDICE B), si nota che la riduzione del coefficiente di restituzione influenza sistematicamente la risposta in termini di numero di ribaltamenti N_o (Fig. 3-34a). Tuttavia, tale influenza è talvolta marcata, talaltra lo è assai meno. Questo fenomeno si manifesta quando accade il ribaltamento. Se il segnale ha un impulso significativo all'inizio, la dissipazione dell'energia, durante l'impatto, gioca un ruolo secondario perché non si verifica nessun impatto significativo. Se invece il ribaltamento accade dopo tanti impatti, la riduzione del valore e gioca un ruolo importante perché la facciata avrà una velocità ridotta dopo l'impatto con la base. La riduzione del numero di ribaltamenti, valutato su tutte le 20 mappe analizzate (APPENDICE D), è in media del 25% circa, da un minimo del 3% a un massimo dell'89%.

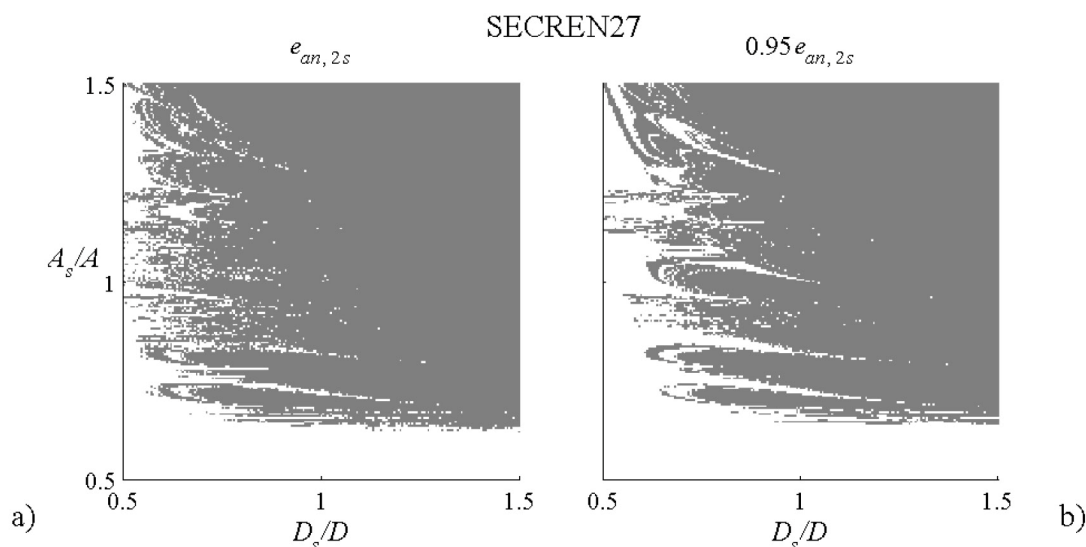


Fig. 3-33. Mappa di ribaltamento per oscillazione bilaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m, Fig. 2-2) per record SECREN27 Tabella B- 1 e Tabella B- 2). Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) da Sorrentino e Masiani (2007), $e = e_{an,2s}$; b) $e = 0.95 e_{an,2s}$.

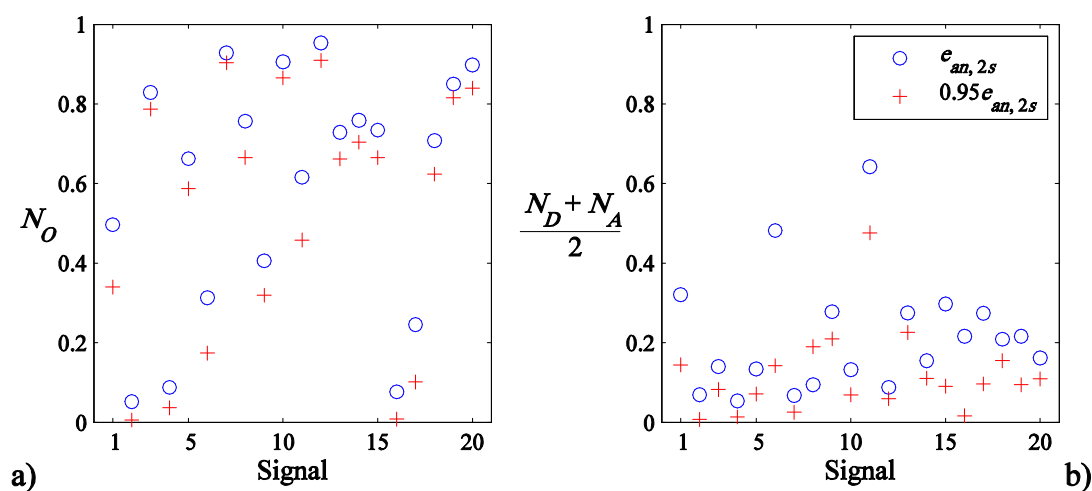


Fig. 3-34. influenza del coefficiente di restituzione, e , sulla risposta per 20 accelerogrammi naturali (Tabella B- 1 e Tabella B- 2) per $e = e_{an,2s}$ (Sorrentino e Masiani 2007), $e = 0.95 e_{an,2s}$: a) numero di ribaltamento N_o , b) La media del numero di cambiamenti ribaltamento-non ribaltamento per la durata e l'ampiezza.

Si può notare nella Fig. 3-33 che la riduzione di e implica la riduzione della dispersione della risposta. Per misurare la dispersione della risposta in ciascuna mappa si definiscono due grandezze, N_D e N_A . Queste sono la somma del numero di cambiamenti di condizione (ribaltamento-non ribaltamento) rispettivamente al crescere della durata, a parità di ampiezza, e al crescere dell'ampiezza a parità di durata, normalizzati su numero totale di ribaltamenti per tener conto di tutti i possibili cambiamenti. La Fig. 3-34b mostra la media tra N_D e N_A calcolata sia utilizzando il coefficiente analitico sia quello ottenuto sperimentalmente. Si può osservare che la risposta è più ordinata nel secondo caso. La riduzione media della dispersione nelle 20 mappe è del 43%. Per questo motivo l'incremento dell'energia dissipata non solo riduce la risposta in termini di ribaltamento, ma la rende più robusta.

Le stesse mappe di ribaltamento sono state calcolate per una parete in oscillazioni monolaterali, utilizzando gli stessi 20 accelerogrammi naturali. Nella Fig. 3-35 si confrontano, esemplificativamente per un segnale, due mappe utilizzando due valori del coefficiente di restituzione, uno nullo e l'altro stimato sperimentalmente. Dal confronto si può notare che utilizzare un valore nullo del coefficiente di restituzione non è a favore della sicurezza; ciò è confermato dal confronto sistematico esteso a tutti i segnali indagati (Fig. 3-36a). Tuttavia per alcuni segnali (BUCAR0, IVC230, RRS228; Appendice D), caratterizzati da una forte pulsazione, la differenza di dissipazione sulla risposta è trascurabile, perché non avviene nessun impatto significativo prima del ribaltamento. Si può infine evidenziare che per alcuni segnali entrambi i coefficienti comportano l'assenza di ribaltamenti (Appendice D).

Per valutare la dispersione della risposta si calcolano le grandezze N_D e N_A , come è stato fatto per la parete in oscillazioni bilaterali. Come atteso, si può notare che utilizzando il coefficiente di restituzione $e = 0$ i risultati sono meno dispersi rispetto a quelli ottenuti utilizzando il coefficiente stimato sperimentalmente (Fig. 3-36b).

Poiché nel caso della parete in oscillazioni monolaterali il vincolo è asimmetrico, il ruolo della diminuzione di e può dipendere dal verso della rotazione. Pertanto l'indagine fin qui sviluppata dovrà essere estesa anche al secondo verso di possibile rotazione.

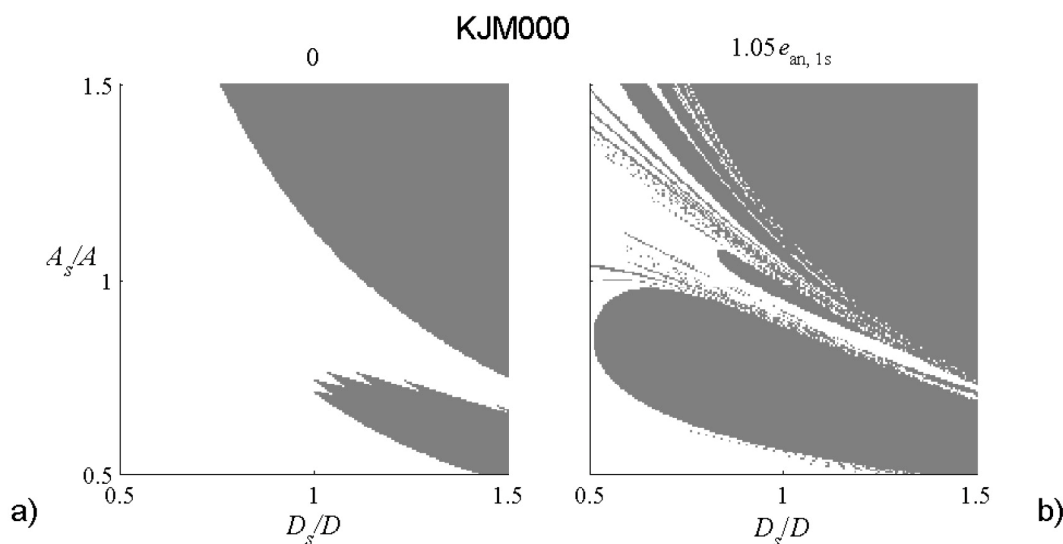


Fig. 3-35. Mappa di ribaltamento per oscillazione monolaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m, Fig. 2-2) per record KJM000 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2). Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo:
a) $e = 0$; b) $e = 1.05e_{an, 1s}$.

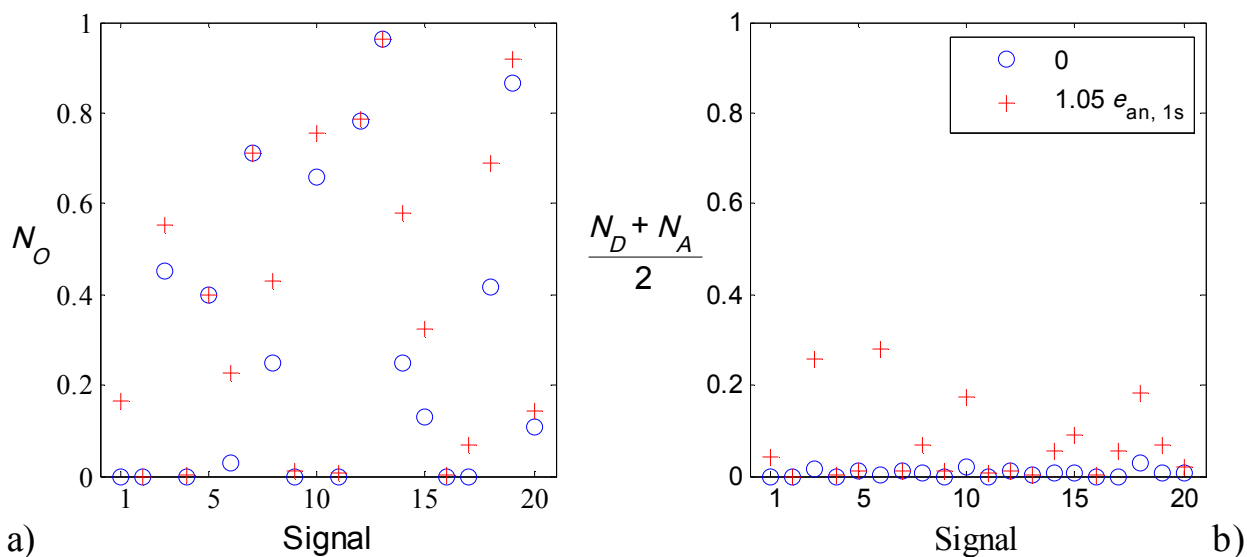


Fig. 3-36. Influenza del coefficiente di restituzione, e , sulla risposta per 20 accelerogrammi naturali (Tabella B- 1 e Tabella B- 2) per $e = 0$, $e = 1.05 e_{an, 1s}$: a) numero di ribaltamento N_O ; b) La media del numero di cambiamenti ribaltamento-non ribaltamento per la durata e l'ampiezza.

L'influenza del coefficiente di restituzione e di altri parametri è stata considerata anche in analisi parametriche su due pareti con $b = 135$ mm e $h = 1705$ mm (Fig. 2-2), una in oscillazione bilaterale e l'altra in oscillazione monolaterale (Al Shawa *et al.* 2011).

Nelle analisi sono stati presi in esame sei accelerogrammi (Tabella B- 3), quattro valori del fattore di imperfezione geometrica della base, Δ_1 , dieci valori del coefficiente di scalatura delle ampiezze e altrettanti della durata (per tener conto della dispersione della risposta), undici valori del coefficiente di scalatura delle ampiezze, S_f (per effettuare un'analisi dinamica incrementale).

Nei grafici riportati di seguito, sulle ordinate sono riportate le frequenze di ribaltamento, f_O (numero di ribaltamenti / numero di storie temporali), ovvero la rotazione assoluta massima adimensionale mediana, $Me(|\theta|_{max} / \alpha)$. Si opta per il calcolo di un percentile poiché la media e le grandezze che misurano la dispersione, non sono adatte a problemi come quello in esame che, con il ribaltamento, presentano un tetto nei valori che la grandezza rotazione può assumere.

Nel caso di oscillazioni bilaterali, la riduzione del coefficiente di restituzione mostra andamenti abbastanza ordinati, sia in termini di frequenze di ribaltamento, f_O (Fig. 3-37a), sia in termini di rotazione assoluta adimensionale massima mediana, $Me(|\theta|_{max} / \alpha)$ (Fig. 3-37b). Al ridursi del coefficiente di restituzione e quindi al crescere dell'energia dissipata, la risposta diviene meno severa.

Esistono tuttavia esempi di segnali per i quali la riduzione del coefficiente di restituzione ha una rilevanza modesta. Osservando alcune storie temporali (Fig. 3-39), si nota che, pur per rotazioni massime sostanzialmente coincidenti, complessivamente la parete meno smorzata è impegnata più severamente e continua a oscillare anche oltre l'esaurirsi dell'eccitazione. Inoltre la scarsa rilevanza della riduzione del coefficiente di restituzione è dovuta al manifestarsi della rotazione massima all'inizio della storia temporale, quando non vi è ancora stata occasione di approfittare di una velocità *post* impatto più bassa.

Questo fenomeno diviene ancora più evidente nel caso di oscillazioni monolaterali. Infatti, rispetto alla parete singola, per diversi segnali si riscontra una più ridotta rilevanza della riduzione del coefficiente di restituzione, in termini di ribaltamento o in termini di rotazione oppure talvolta di entrambi. Ciò malgrado l'intervallo di variazione della riduzione del coefficiente di restituzione sia più ampio nel caso *one-sided* rispetto a quello *two-sided*. Si riscontra inoltre che talvolta la riduzione del coefficiente di restituzione è significativo in un verso e non lo è nell'altro (Fig. 3-38).

La differenza di risposta in un verso o nell'altro può interpretarsi alla luce di una pulsazione iniziale sufficientemente marcata. Anche in questo caso non c'è occasione di approfittare di un incremento di dissipazione dell'energia. Superata invece questa prima pulsazione, o perché il segnale spingeva la parete contro i muri trasversali o a seguito di qualche impatto, la dissipazione torna a giocare un ruolo non trascurabile (Fig. 3-40).

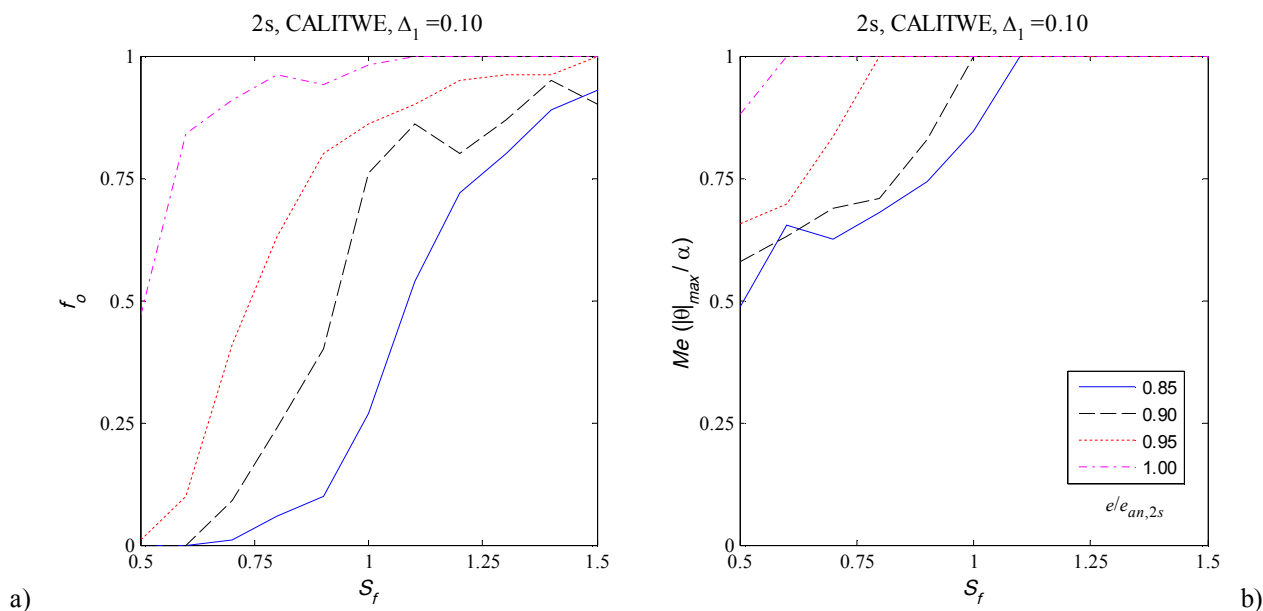


Fig. 3-37. Influenza del coefficiente di restituzione, e , per il segnale CalitWE. S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze; Δ_1 = fattore di imperfezione geometrica della base; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1): a) f_o = frequenze di ribaltamento; b) $Me(|\theta|_{max} / \alpha)$ = mediana del rotazione assoluta adimensionale massima.

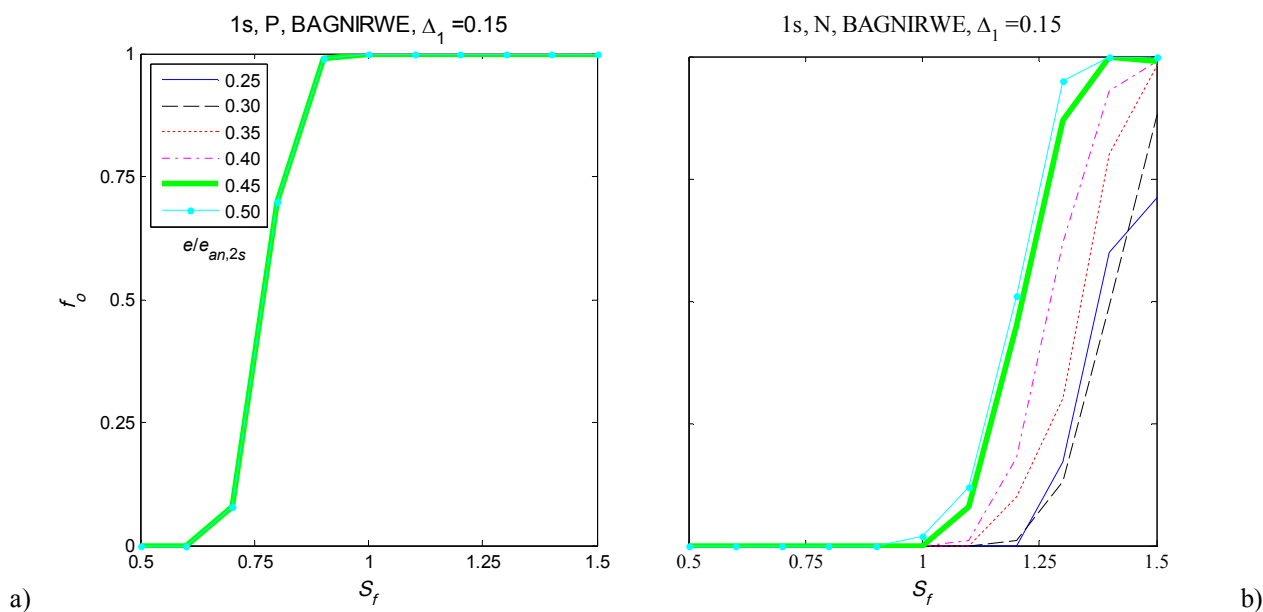


Fig. 3-38. Influenza del coefficiente di restituzione, e , per il segnale BagnirWE. f_o = frequenze di ribaltamento; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze; Δ_1 = fattore di imperfezione geometrica della base; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1): a) rotazioni Positive; b) rotazioni Negative.

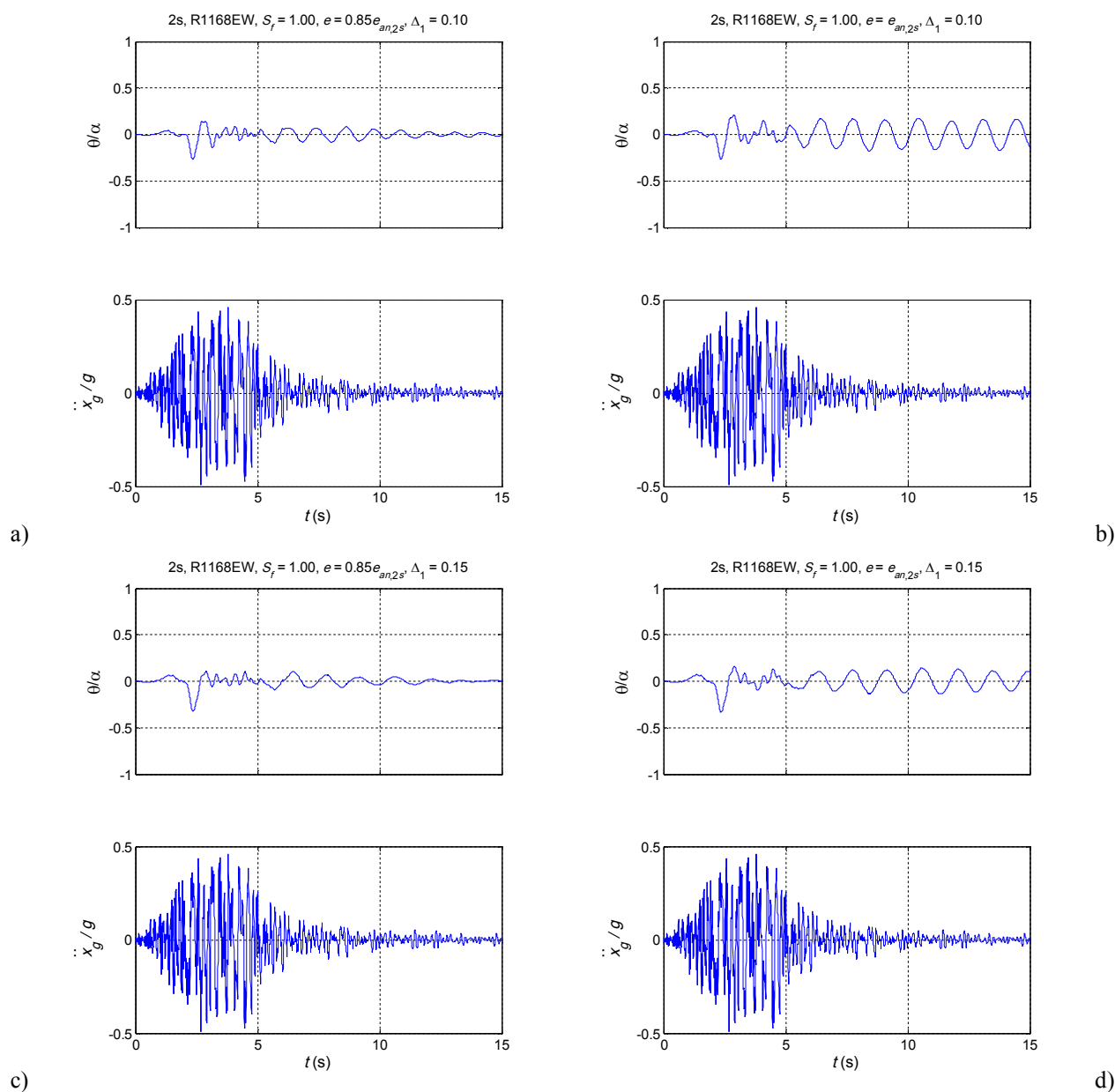


Fig. 3-39. Influenza del coefficiente di restituzione, e , sulla risposta in termini di storia temporale al variare del fattore di imperfezione geometrica della base, Δ_1 ; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); θ/α = rotazione adimensionale dell'oscillatore; \ddot{x}_g/g = accelerogramma normalizzato; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1):

a) e c) $e = 0.85e_{an,2s}$; b) e d) $e = e_{an,2s}$. a) e b) $\Delta_1 = 0.10$; c) e d) $\Delta_1 = 0.15$.

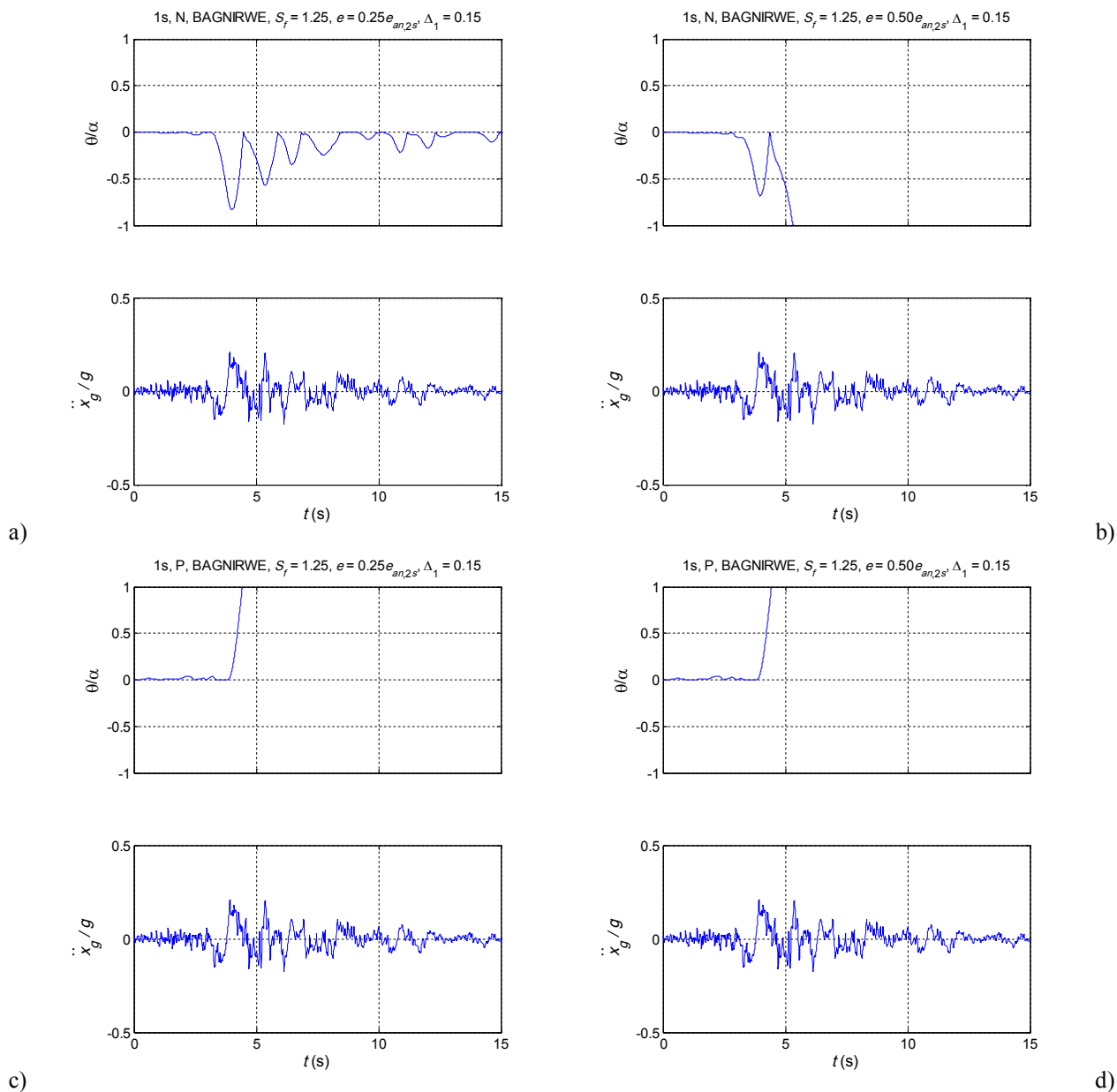


Fig. 3-40. Influenza del coefficiente di restituzione, e , sulla risposta in termini di storia temporale al variare del fattore di imperfezione geometrica della base, Δ_1 ; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); θ / α = rotazione adimensionale dell'oscillatore; \ddot{x}_g / g = accelerogramma normalizzato; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1):
a) e c) $e = 0.25e_{an,2s}$; b) e d) $e = 0.50e_{an,2s}$; a) e b) oscillazioni negative, N; c) e d) oscillazioni positive, P.

3.5 Conclusioni

In questo capitolo è stata riportata una sintesi del programma di prove sperimentali svolto su pareti murarie soggette a dondolamento libero. Tale programma ha valutato il ruolo del materiale, delle condizioni di vincolo, della snellezza, della lunghezza adimensionale di appoggio (nel caso di oscillazioni monolaterali) e del numero di oscillazioni sulla dissipazione dell'energia cinetica dovuta agli urti. La sperimentazione è stata inoltre occasione per effettuare osservazioni aggiuntive e valutare il permanere dei comportamenti osservati al ripetersi delle prove. Soprattutto è stato validato il modello di Housner (1963) per la stima della dissipazione dell'energia cinetica, parete singola, ed è stato proposto e calibrato un nuovo modello per la stima della dissipazione dell'energia per una parete in oscillazioni monolaterali. Quest'ultimo è in grado di predire il verificarsi dei rimbalzi osservati in laboratorio.

Nel caso di oscillazioni su un solo lato, la rotazione iniziale adimensionale, media su ciascuna famiglia di prove, si è dimostrata alquanto dispersa, più dispersa comunque del periodo adimensionale del primo quarto di ciclo. Ciò è vero in termini medi, mentre nell'ambito delle singole famiglie di prove la dispersione è maggiore per il periodo. Il periodo di oscillazione si è dimostrato dipendente dall'ampiezza del moto, in accordo con il modello analitico. All'interno delle singole serie di prove, lo spostamento iniziale e il periodo del primo quarto di ciclo si mantengono sostanzialmente costanti. Ciò indica una modesta rilevanza dell'accumulo del danno, riscontrata anche nel caso dei muri più alti provati in questa campagna sperimentale.

Numero di picchi e durata adimensionale si presentano decisamente più dispersi, sia con riferimento ai valori medi, sia con riferimento alle singole serie di prove.

Comportamenti analoghi si osservano nelle oscillazioni su due lati.

In alcuni casi è stata valutata la simmetria di comportamento cambiando la cerniera di prima rotazione, dando inizio al moto una volta spingendo e l'altra tirando il campione. Talvolta è stata riscontrata una apprezzabile asimmetria in termini di spostamento iniziale adimensionale. Le differenze nel rapporto fra coefficienti di restituzione analitico e sperimentale sono comunque contenute, a patto di non considerare il solo primo semiciclo.

Nelle oscillazioni bilaterali tale rapporto è minore dell'unità. Ciò significa che la dissipazione dell'energia è maggiore di quanto previsto analiticamente. Nelle oscillazioni monolaterali accade il contrario, sebbene il valore sperimentale si discosti di circa il 5% da quello del modello.

Nel caso di oscillazioni su un solo lato, la dissipazione appare dipendente dall'ampiezza, sia in termini di media sulla serie di storie temporali, sia all'interno della singola serie. In quest'ultimo caso, maggiore è l'ampiezza (tipica della prima parte dell'oscillazione), maggiore è la dissipazione. Viceversa il succedersi delle storie temporali non comporta variazioni apprezzabili della dissipazione dell'energia. Pertanto anche sotto questo aspetto la ripetizione delle prove non produce un accumulo di danno.

Il rapporto fra coefficienti di restituzione analitico e sperimentale appare piuttosto disperso, e non esiste un andamento definito con la snellezza dei muri. Neppure il materiale degli elementi appare rilevante. La dissipazione è quasi sempre più marcata per la profondità di contatto più ampia, tuttavia la differenza fra gli altri due casi è assai meno marcata, probabilmente a causa delle imperfezioni di contatto. Il rapporto fra coefficienti di restituzione analitico e sperimentale varia assai modestamente al variare della lunghezza adimensionale di appoggio, in un intervallo che si potrebbe indicare approssimativamente fra 0.91-1.06. In termini assoluti la dissipazione dell'energia, pur molto più marcata di quella osservata in oscillazioni bilaterali, non comporta un arresto istantaneo del moto, come suggerito in letteratura. Pertanto analisi numeriche condotte sotto quest'ultima ipotesi possono risultare a sfavore della sicurezza.

I risultati nel caso di oscillazioni su due lati, appaiono meno dispersi e la dipendenza dall'ampiezza è assai meno marcata. Anche in questo caso la capacità di dissipare energia non

appare influenzata dal succedersi delle prove, probabilmente per le più regolari condizioni di contatto garantite dalla malta del giunto di dondolamento. Il valore medio del rapporto fra coefficienti di restituzione analitico e sperimentale oscilla approssimativamente fra 0.93 e 0.96. Ciò dimostra che il valore analitico non è molto lontano da quello sperimentale. Tuttavia questa differenza è sufficiente a rendere molto grossolana la riproduzione delle storie temporali sperimentali che è possibile ottenere con il coefficiente di restituzione analitico. Viceversa adottando i valori sperimentali i risultati sono molto più convincenti.

La rilevanza di una più fine stima del coefficiente di restituzione è stata valutata mediante numerose analisi numeriche. In termini di mappe di ribaltamento si è riscontrata una riduzione del numero di ribaltamenti e un comportamento più ordinato.

Curve, con frequenze di ribaltamento e rotazioni assolute massime adimensionali mediane, sia per oscillazioni monolaterali sia per oscillazioni bilaterali, hanno mostrato che in genere al ridursi del rapporto fra coefficienti di restituzione analitico e sperimentale si riduce la risposta. Tuttavia esistono casi in cui tale rapporto è poco rilevante, ciò è quanto si riscontra quando la risposta massima si registra all'inizio della storia temporale, ragion per cui non vi è ancora stata occasione di trarre vantaggio da velocità *post* urto più basse.

Complessivamente si evidenzia quindi l'esigenza di un'accurata stima del valore del coefficiente di restituzione per poter sfruttare pienamente i vantaggi dell'analisi dinamica non lineare per esprimere il giudizio di adeguatezza sismica su meccanismi locali di collasso di tipo dondolante.

4 OSCILLAZIONI FORZATE. PROVE SPERIMENTALI SU TAVOLA VIBRANTE

4.1 *Introduzione*

In questo capitolo sono presentati i risultati di una campagna di prove condotte su una parete in muratura di tufo in scala reale, semplicemente accostata a due muri trasversali. La parete è sollecitata fuori dal piano dal moto sismico di base di una tavola vibrante, eccitata da accelerogrammi naturali scalati. Le prove hanno permesso di valutare la risposta dinamica della parete e le principali grandezze che ne influenzano il comportamento, gli effetti dovuti alla presenza dei giunti di malta ed alle imperfezioni della struttura, la dipendenza dall'input, i meccanismi di dissipazione dell'energia. In particolare, è stato verificato lo scostamento della risposta dinamica effettiva da quella del corpo rigido oscillante e l'apprezzabile margine conservativo delle procedure statiche equivalenti recentemente proposte dalle norme tecniche. Le storie del moto sperimentali sono state poste a confronto con le simulazioni numeriche ottenute attraverso l'uso di un modello analitico di una parete su fondazione inclinata che urta contro la base e i muri trasversali.

4.2 *Prove sperimentali su tavola vibrante*

4.2.1 *Configurazione di prova*

Le prove presentate in questo capitolo fanno parte di una campagna sperimentale più ampia volta a studiare il comportamento di pareti in muratura di tufo soggette ad azioni sismiche fuori dal piano. Questa campagna comprende diverse configurazioni in scala naturale testate in tre fasi successive di danneggiamento: campione integro, fessurato e rinforzato (APPENDICE C).

Qui si fa riferimento a uno solo dei tre provini (Fig. 4-1), costituito da tre pareti in muratura di tufo: una parete di facciata accostata a due muri trasversali, con malta nel giunto verticale di contatto fra i muri (Fig. 4-1b). Questa configurazione può essere interpretata come una connessione muraria di un corpo di fabbrica la cui caratteristica principale è quella di non avere un'ammorsatura, cioè una sovrapposizione dei blocchi d'angolo. Tale condizione si presenta a seguito di fasi edilizie non sincrone (Fig. 4-2) ovvero per profonde ristrutturazioni urbane, che comportino la revisione degli allineamenti delle facciate (Fig. 4-3).

Le dimensioni in pianta del campione sono riconducibili ad un rettangolo di lati 330×255 cm per un'altezza di 344 cm. Tutte le murature, a paramento singolo, hanno uno spessore costante di 25 cm e sono state costruite con blocchi di tufo giallo della via Tiberina, di dimensioni $25 \times 37 \times 11$ cm, separati da giunti di malta a base di calce idraulica e sabbia realizzati con spessore pari a 1-1.5 cm. Le proprietà meccaniche dei materiali adottati sono riportate in Tabella 4-1.

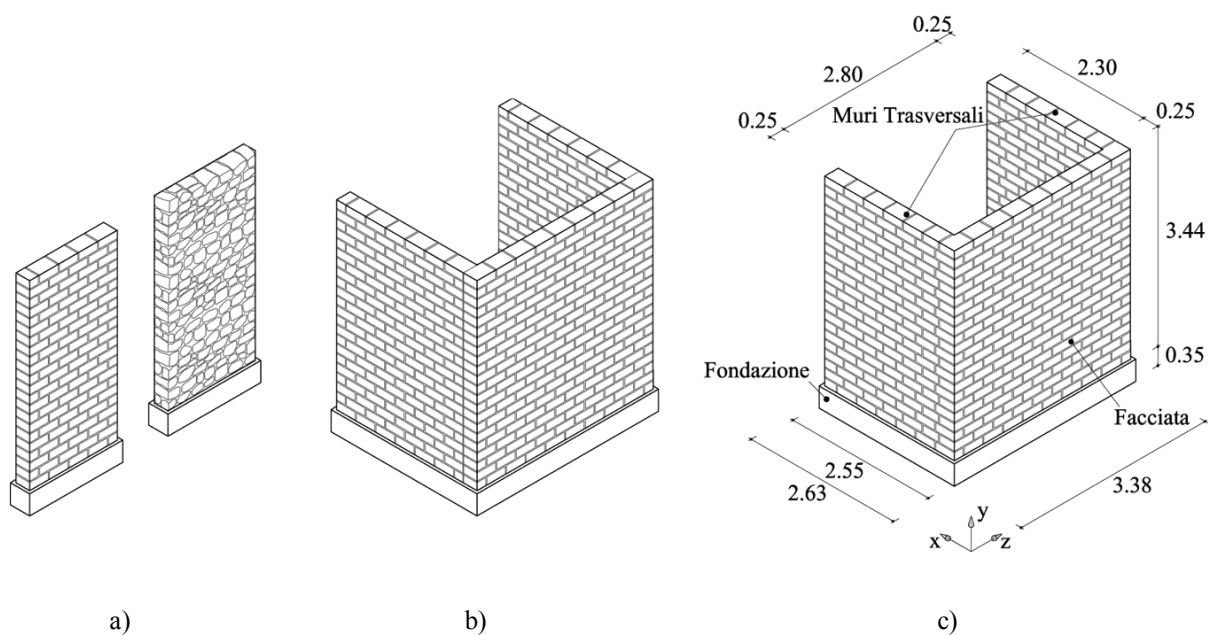


Fig. 4-1 Condizioni di vincolo delle pareti soggette a sperimentazione dinamica fuori del piano. Pareti: a) singola; b) accostata; c) ammassata ai muri trasversali.

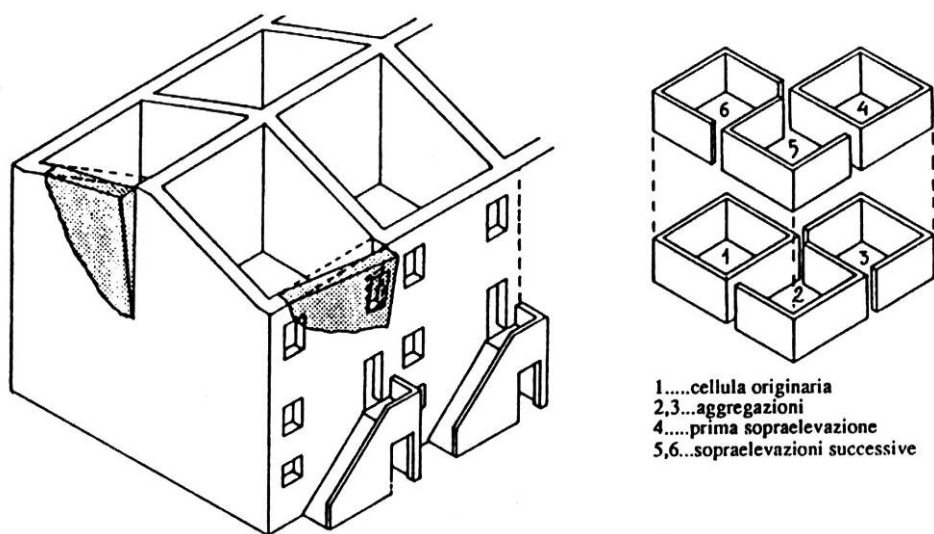


Fig. 4-2 Fasi costruttive. Da Castelvè (Giuffrè *et al.* 1988).

Il primo filare di blocchi è stato annegato all'interno di un cordolo di base in c.a. di sezione 35×35 cm, necessario per le fasi di movimentazione delle pareti e di ancoraggio alla tavola vibrante. Il campione è stato, infatti, vincolato alla tavola attraverso dei profilati UPN100 e dei "tacchi" in acciaio (Fig. 4-4a).

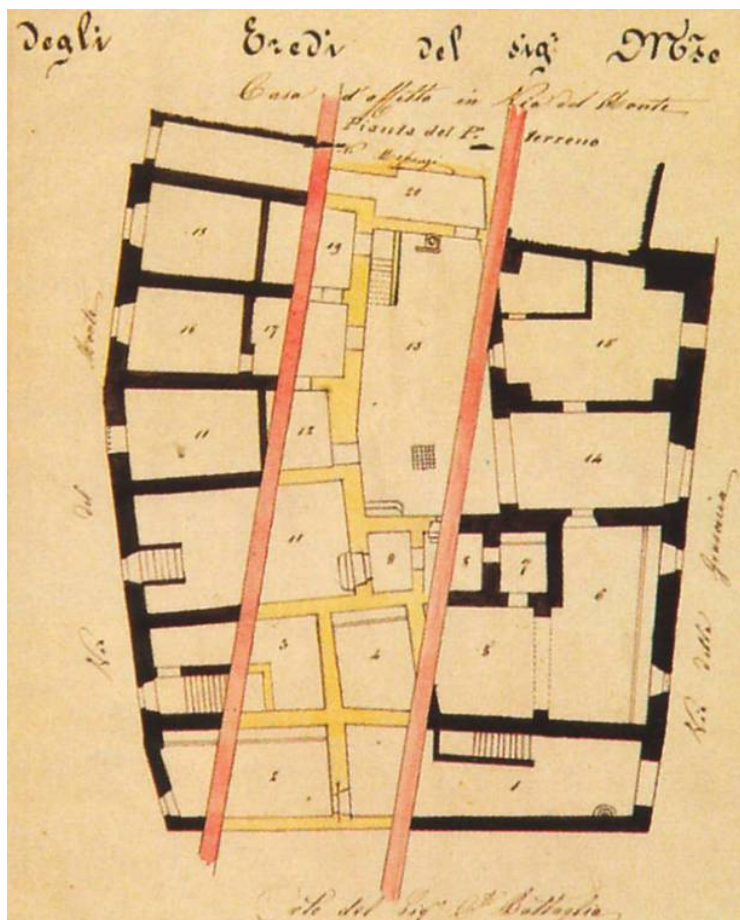


Fig. 4-3. Apertura di Corso Sertorio a Norcia dopo il sisma del 1859, mediante sventramento del tessuto esistente. Da Reale *et al.* 2004.

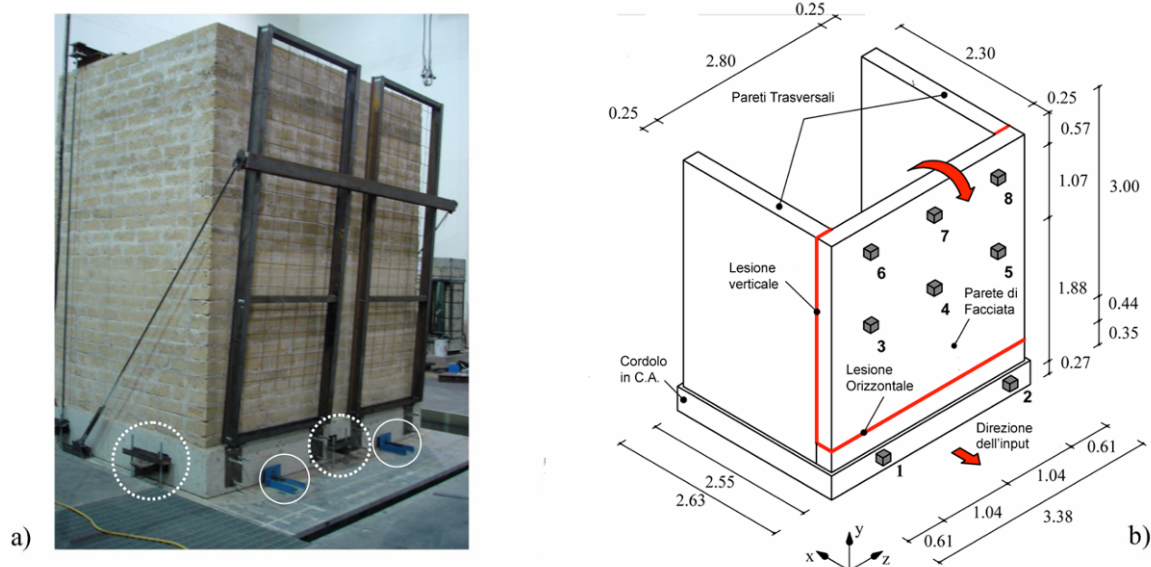


Fig. 4-4. Configurazione di prova: a) Vista del provino testato, del sistema di ancoraggio e della struttura di contenimento della parete di facciata; b) stato di danneggiamento del provino e disposizione degli accelerometri e dei trasduttori a filo (le misure riportate sono in metri).

La tavola vibrante adottata per l'esecuzione delle prove è si trova presso il centro ricerca Enea Casaccia, ha sei gradi di libertà, può essere controllata in termini di accelerazione o spostamento con una capacità massima rispettivamente pari a ± 3 g o ± 12.5 cm.

Al fine di proteggere la strumentazione utilizzata e di consentire il riposizionamento della facciata nel caso in cui si ribalta, è stata predisposta una struttura metallica di contenimento incernierata al cordolo di base (Fig. 4-4a).

In questa sede non si riportano le prove sul provino non danneggiato. Tali prove, in tutto 21, portano alla formazione di una lesione verticale fra muri trasversali e facciata e ad una lesione orizzontale in corrispondenza del quarto filare a partire dal basso (Fig. 4-4b).

Il moto di dondolamento della parete di facciata è acquisito attraverso otto trasduttori a filo, disposti come illustrato in Fig. 4-4b che misurano la componente orizzontale dello spostamento assoluto della parete.

Negli stessi punti di misura dei trasduttori a filo sono stati disposti otto accelerometri. Tutti i segnali sono stati campionati con una frequenza di 100 Hz attraverso un'unità di controllo SCXI-1000 della National Instruments.

Tabella 4-1. Proprietà meccaniche medie della malta e del tufo: resistenza a compressione cubica (f_c), modulo di elasticità (E), resistenza a trazione per flessione (f_t), peso per unità di volume (γ).

	f_c (MPa)	E (MPa)	f_t (MPa)	γ (N/m ³)
Malta	4.08	2038	0.84	18000
Tufo	5.98	1575	-	12060

4.2.2 Scelta delle eccitazioni

Come input sismico sono stati impiegati quattro accelerogrammi naturali associati a meccanismi di faglia di tipo normale. Ciascun segnale è stato scalato sulle ampiezze. La sequenza delle prove e i fattori di scalatura sono stati definiti con l'obiettivo di investigare la risposta della parete in maniera progressiva, dalle piccole oscillazioni fino al completo ribaltamento.

La scelta è stata fatta dopo un'estesa campagna di analisi numeriche che ha coinvolto anche la condizione di vincolo di parete singola (Al Shawa *et al.* 2011b).

In queste analisi per la parete accostata ai muri trasversali è stato adottato il modello in Sorrentino *et al.* (2008a), che implementa un legame momento-rotazione trilineare (Fig. 4-5) e considera solo oscillazioni monolaterali (Hogan 1992, Liberatore e Spera 2003). Per il coefficiente di imperfezione geometrica, Δ_1 , è stato adottato un valore pari a 0.10, per Δ_2 si è assunto $\Delta_2 = 0.21 + 0.92 \Delta_1$ (Sorrentino *et al.* 2008a).

In partenza sono stati scelti i sei accelerogrammi di Tabella B- 3, estraendoli da un database più ampio (Decanini *et al.* 2006). Sulla base dei risultati delle simulazioni computazionali sono stati selezionati tre accelerogrammi da impiegare in laboratorio, con un quarto di riserva per ottenere una risposta più ampia. È stata considerata l'opportunità di tre diversi fattori di scalatura.

Il primo è legato al fattore di scala del modello rispetto a un oggetto reale di riferimento: è stato adottato il valore unitario considerata la dimensione dei campioni e la necessità di privilegiare un'interpretazione meccanica per scegliere un valore diverso.

Il secondo fattore di scalatura è legato allo svolgimento di un'analisi dinamica incrementale: si è optato nelle analisi numeriche per un coefficiente da applicare alle sole ampiezze in un intervallo compreso fra 0.5 e 1.5. Questa scelta è stata effettuata in seguito allo studio della letteratura e dalla necessità di non modificare eccessivamente il segnale di partenza.

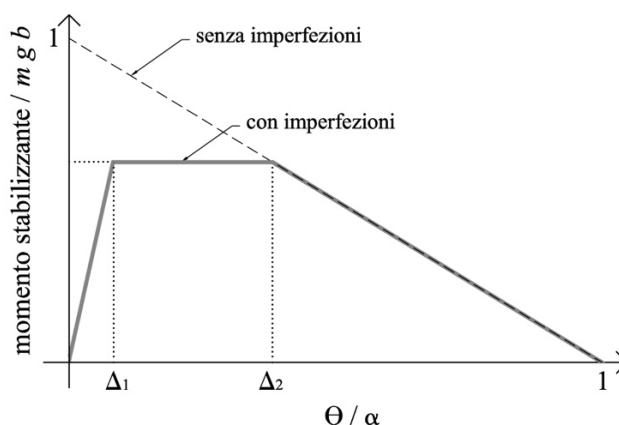


Fig. 4-5. Legame momento stabilizzante –rotazione adimensionali, in assenza di imperfezioni geometriche alla base e in presenza di imperfezioni.

Il terzo fattore, applicato sia alle ampiezze, sia alle frequenze, è stato impiegato per tener conto della dispersione della risposta di questi oscillatori ed estrarre dalle analisi numeriche un dato statisticamente più robusto (Sorrentino *et al.* 2006). Si adotta una distribuzione normale di dieci valori con media unitaria e coefficiente di variazione pari a 0.05. Conseguentemente ogni punto dei grafici che seguono (ad esempio Fig. 4-7) è il risultato di 100 analisi numeriche o in termini di frequenze di ribaltamento f_o o in termini di mediana della rotazione assoluta massimale $Me(|\theta|_{max} / \alpha)$.

Nelle analisi parametriche svolte sono stati considerati diversi valori del coefficiente di imperfezione geometrica delle sezioni sede di cerniera di dondolamento e del fattore di riduzione del coefficiente di restituzione. Questo ultimo parametro è stato tarato sulla base di una parallela campagna sperimentale su pareti murarie soggette a oscillazioni libere (§3.3).

I segnali scelti sono quelli che, in termini di mediana della rotazione assoluta massimale adimensionale mostrano curve dolci al crescere del fattore di scalatura e, salvo quello più intenso, non dovrebbero indurre ribaltamenti. Tuttavia è noto che oscillatori dondolanti possono essere molto sensibili anche a piccole variazioni dell'eccitazione (Yim *et al.* 1980).

La condizione di vincolo associata alla parete accostata a muri trasversali comporta che la risposta di una stessa parete può essere diversa a seconda che siano consentite le rotazioni antiorarie o positive (P), oppure quelle orarie o negative (N, Fig. 4-6). Pertanto più che di sei segnali si deve parlare di sei coppie di segnali, ovvero a ciascun segnale si deve accompagnare la polarità.

Complessivamente sono state svolte oltre 300 000 analisi dinamiche non lineari Tabella 4-2, che hanno consentito di indagare parametricamente il ruolo di alcune grandezze che governano il problema.

Ai fini delle prove di laboratorio si possono consigliare i segnali BagnirWE-N, CalitWE-P e R1168EW-P, in ordine crescente di intensità, che sono stati testati numericamente con fattore di scalatura compreso fra 0.5 e 1.0 e incremento pari a 0.125 (Fig. 4-7). Tuttavia in sede di prova di laboratorio tali fattori sono stati affinati sulla base di quanto via via osservato. Quale segnale di riserva, al fine di ottenere una risposta più severa è stato inizialmente ipotizzato BagnirWE-P, adottando in laboratorio SturWE.

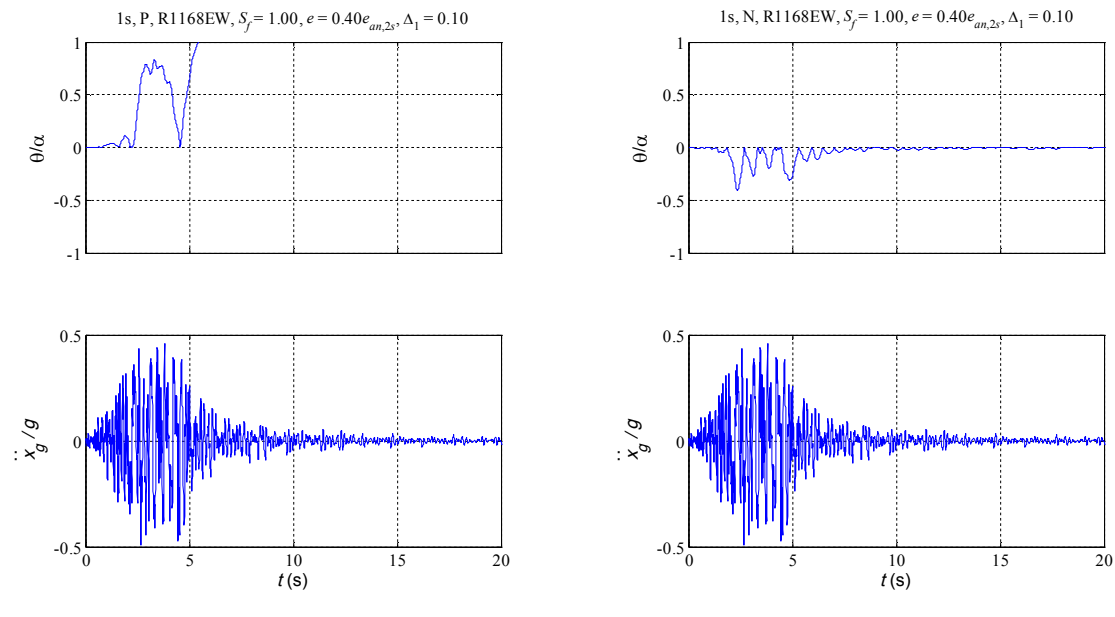


Fig. 4-6. Influenza del verso di oscillazione sulla risposta in termini di storia temporale. Δ_1 = fattore di imperfezione geometrica della base; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1); S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); θ / α = rotazione adimensionale dell'oscillatore (Fig. 2-2), \ddot{x}_g / g = accelerogramma normalizzato. a) rotazioni positive, P; b) rotazioni negative, N.

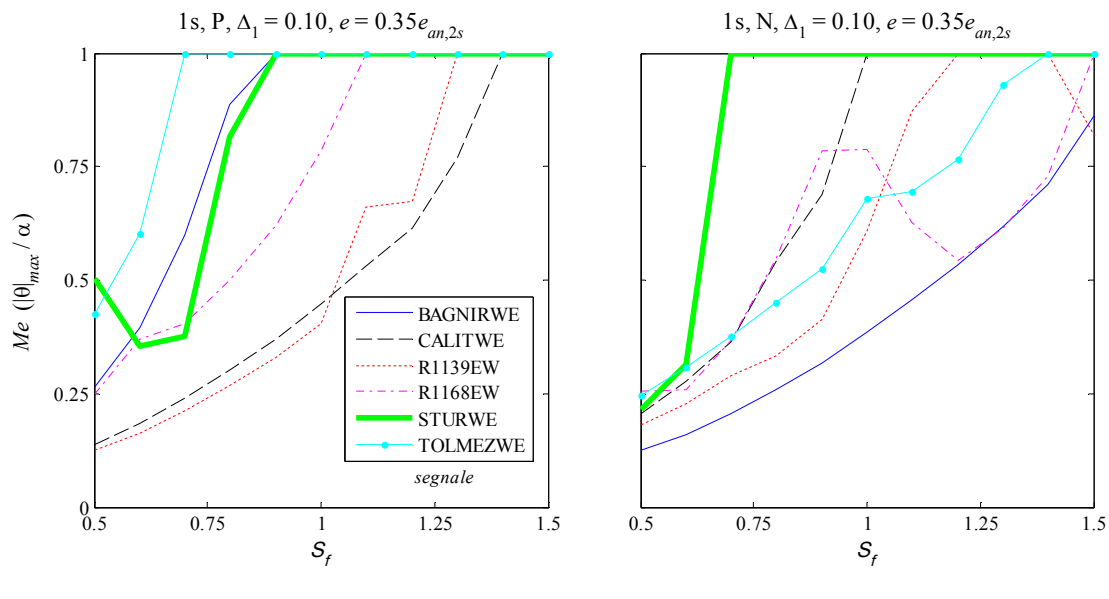


Fig. 4-7. Influenza del segnale per un fattore di imperfezione geometrica della base $\Delta_1 = 0.10$; $Me(|\theta|_{max} / \alpha)$ = mediana del rotazione assoluta adimensionale massima; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1): a) rotazione antioraria P; b) rotazione oraria N.

Tabella 4-2. Parametri indagati nella simulazione numerica

Parametro	Intervallo di variazione	Numero di valori
Segnali	-	6
Fattore di imperfezione geometrica della base, Δ_1	0.00-0.15**	4
Scalatura ampiezza per dispersione	0.92-1.11*	10
Scalatura durata per dispersione	0.92-1.11*	10
Scalatura ampiezza per analisi dinamica incrementale, S_f	0.5-1.5**	11
Fattore di riduzione del coefficiente di restituzione, $e / e_{an,2s}$	0.25-0.50**	6
Versi di rotazione	-	2
TOTALE ANALISI DINAMICHE NONLINEARI		316 800

* distribuzione normale con media pari a 1 e coefficiente di variazione pari a 0.05

** distribuzione lineare

4.2.3 Presentazione dei risultati

In totale sono state realizzate 34 prove, applicando i quattro accelerogrammi naturali riportati in Tabella 4-3 con un fattore di scalatura in termini di accelerazione variabile tra 0.22 e 1.13. Durante le prove, sulla parete di facciata a riposo, è stato riscontrato un distacco dalle pareti trasversali ed un fuori piombo residuo imputabili alla presenza di frammenti di malta all'interno dei giunti fessurati. In Fig. 4-8 sono riportati i risultati delle prove n. 16 e 27 in termini di spostamenti relativi valutati in corrispondenza dei punti di misurazione.

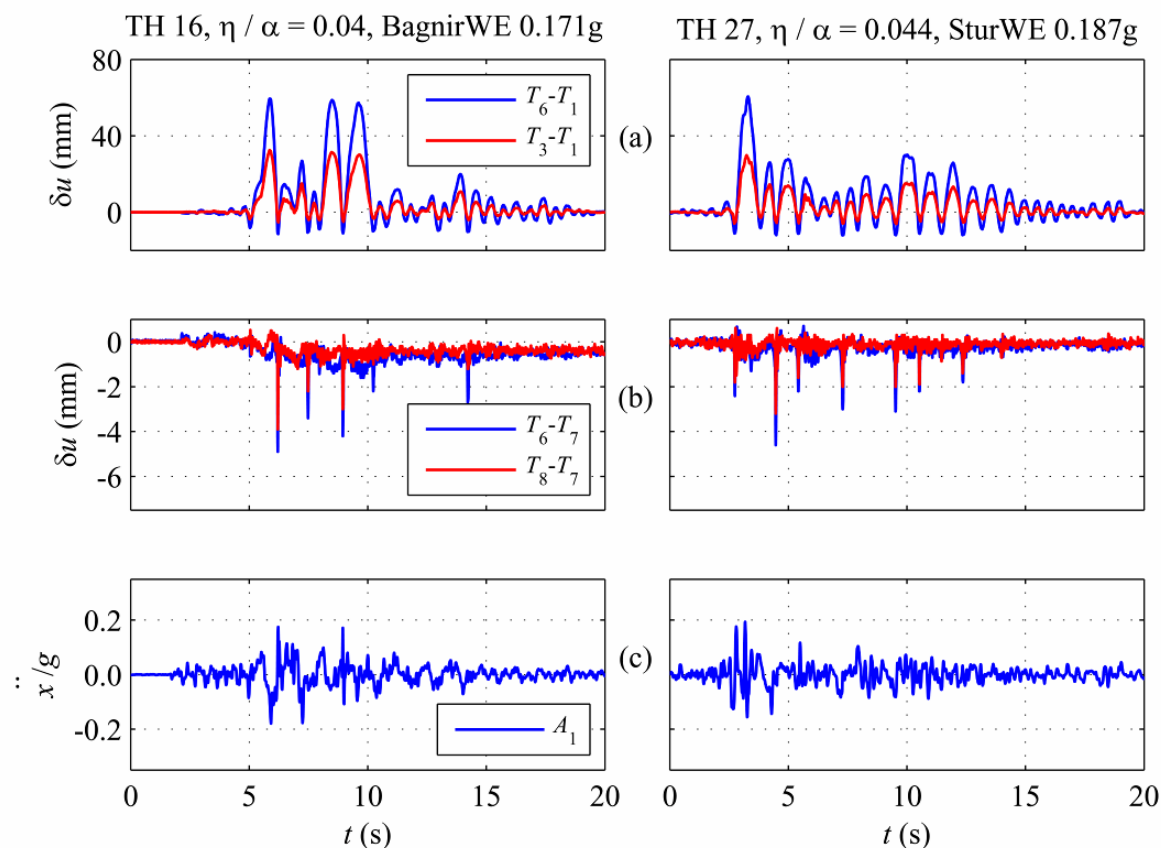


Fig. 4-8. Storie temporali in termini di spostamento registrate durante le prove 16-27:
 a) spostamento relativo δ_u misurato tra sensori allineati lungo la verticale T_6-T_1 e T_3-T_1 ;
 b) spostamento relativo δ_u misurato tra sensori allineati lungo l'orizzontale T_6-T_7 e T_8-T_7 , Fig. 4-4b.

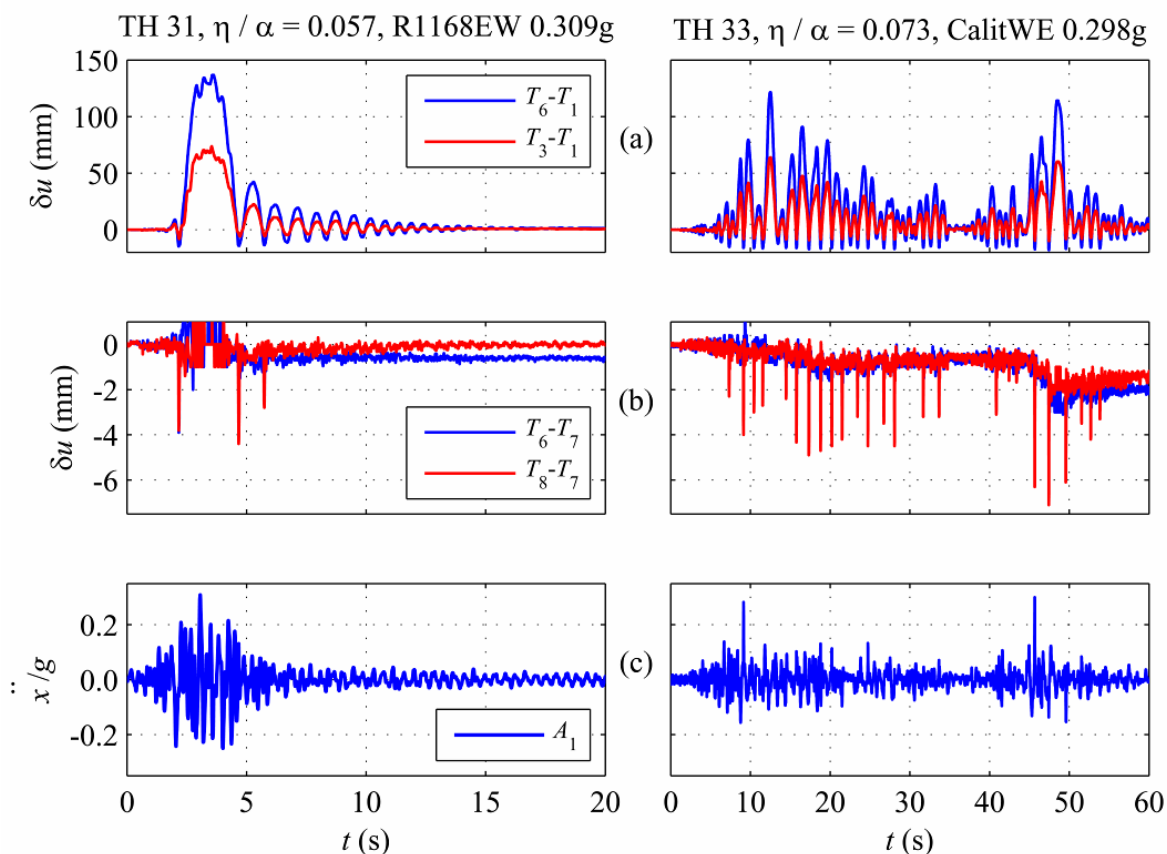


Fig. 4-9. Storie temporali in termini di spostamento registrate durante le prove 31-33:
 a) spostamento relativo δ_u misurato tra sensori allineati lungo la verticale T_6-T_1 e T_3-T_1 ;
 b) spostamento relativo δ_u misurato tra sensori allineati lungo l'orizzontale T_6-T_7 e T_8-T_7 , Fig. 4-4b.

In tutte le prove la parete di facciata mostra un comportamento assimilabile a quello di un corpo monolitico. Le storie in termini di spostamento registrate in punti collocati a quote differenti mostrano come la parete tenda a ruotare rigidamente. Il moto è caratterizzato da uno spostamento verso l'interno (negativo) limitato dalla presenza delle pareti trasversali ed uno spostamento verso l'esterno (positivo) molto più marcato (Fig. 4-8a).

Oltre al moto di dondolamento, si è registrato un moto secondario di scivolamento alla base della parete di facciata che produce uno scorrimento cumulativo di qualche millimetro sull'intera sequenza di prove.

Lo spostamento orizzontale misurato dai trasduttori collocati alla stessa quota tende a coincidere durante l'intero svolgimento della prova, ad eccezione degli istanti nei quali avviene l'urto con le pareti trasversali: in quell'istante, infatti, il centro della parete di facciata tende ad inflettersi verso l'interno di qualche millimetro in più rispetto agli estremi della parete che sono vincolati dai muri trasversali (Fig. 4-8b). La sollecitazione flessionale, indotta dall'impatto della parete sui muri trasversali, ha portato alla formazione, durante la sequenza delle prove, di una fessura verticale al centro della facciata, analogamente a quanto osservato in edifici monumentali dopo sismi severi (Giuffrè 1988).

Tabella 4-3. Selezione di prove effettuate (da Tabella C-9 e Tabella C-10)

TH	Record	PGA			Intensity Measures				Test results		
		S_F	Imposed (g)	Recorded (g)	PGV (cm/s)	I_A -	VSI ₀₋₄ (cm/s)	MIV (cm/s)	η/α (%)	θ/α (%)	f (Hz)
-	-	-									
1	BagnirWE	0.24	0.040	0.037	4.7	0.05	25.1	5.1	7.9	27.7	0.7
2	CalitWE	0.22	0.040	0.038	4.2	0.09	29.3	7.5	10.5	29.8	0.6
3	R1168EW	0.91	0.400	0.364	17.2	1.34	66.8	31.6	16.0	44.2	0.6
4	R1168EW	0.09	0.040	0.047	3.5	0.04	16.7	6.1	16.0	54.1	0.6
5	BagnirWE	0.38	0.063	0.057	9.4	0.11	47.3	8.8	16.1	106.5	0.6
6	BagnirWE	0.38	0.063	0.057	7.9	0.09	40.3	9.6	17.7	117.1	0.6
7	BagnirWE	0.24	0.040	0.044	4.6	0.08	34.5	6.8	11.8	35.2	0.5
8	CalitWE	0.22	0.040	0.041	5.1	0.13	42.8	9.5	10.3	23.5	0.6
9	BagnirWE	0.38	0.063	0.066	8.9	0.35	43.9	9.7	1.9	11.7	2.0
10	BagnirWE	0.50	0.083	0.070	8.7	0.19	56.1	9.9	2.3	17.8	1.8
11	BagnirWE	0.50	0.083	0.091	11.2	0.15	66.0	17.3	2.2	18.8	NA
12	BagnirWE	0.62	0.104	0.090	9.9	0.18	57.4	13.7	2.6	18.2	2.0
13	BagnirWE	0.75	0.125	0.185	17.2	0.26	94.5	19.9	2.8	22.2	2.0
14	BagnirWE	0.87	0.146	0.120	18.1	0.29	83.6	17.4	2.9	28.9	2.0
15	BagnirWE	1.00	0.167	0.151	18.6	0.31	87.7	20.2	3.5	31.0	1.7
16	BagnirWE	1.13	0.188	0.171	22.5	0.39	114.6	22.9	4.1	33.8	1.8
17	CalitWE	0.50	0.090	0.075	7.5	0.30	50.9	11.0	3.9	21.9	1.1
18	CalitWE	0.38	0.068	0.091	7.7	0.21	41.7	9.7	3.7	16.8	1.5
19	CalitWE	0.38	0.068	0.066	6.4	0.19	42.9	10.7	4.7	18.3	1.1
20	CalitWE	0.50	0.090	0.190	10.9	0.34	54.2	15.2	3.9	32.3	1.3
21	R1168EW	0.28	0.123	0.172	5.6	0.11	22.2	8.2	3.5	17.1	1.3
22	R1168EW	0.42	0.185	0.145	9.0	0.24	34.2	12.0	3.7	34.1	1.1
23	R1168EW	0.56	0.246	0.216	9.9	0.44	35.8	15.3	3.9	51.0	1.7
24	SturWE	0.25	0.078	0.077	4.1	0.08	28.8	6.4	4.1	8.7	2.1
25	SturWE	0.37	0.117	0.113	8.4	0.15	48.8	11.4	4.6	26.3	2.3
26	SturWE	0.50	0.156	0.154	13.1	0.27	67.9	13.7	4.5	41.8	1.7
27	SturWE	0.62	0.195	0.187	13.6	0.40	86.0	15.4	4.5	34.7	0.9
28	SturWE	0.75	0.234	0.233	16.8	0.58	101.2	19.6	4.7	74.0	0.9
29	CalitWE	0.75	0.136	0.128	13.7	0.66	84.2	20.1	5.9	52.5	1.1
30	CalitWE	0.63	0.113	0.207	17.4	0.56	86.6	23.5	5.8	39.8	1.3
31	R1168EW	0.70	0.308	0.309	15.2	0.92	56.3	28.2	5.7	74.1	1.1
32	CalitWE	0.87	0.158	0.311	13.7	0.91	90.7	23.8	6.8	53.8	0.9
33	CalitWE	1.00	0.181	0.298	19.6	1.14	102.7	31.0	7.4	68.2	0.9
34	CalitWE	1.12	0.203	0.232	18.8	1.34	114.7	25.3	8.6	123.5	0.9

4.3 Confronto tra il modello teorico e i risultati sperimentali

La modellazione del comportamento dinamico fuori del piano della facciata è basata sulla formulazione esplicita dell'equazione del moto. Inizialmente, sono stati applicati modelli già esistenti, che prevedono oscillazioni su un solo lato (Hogan 1992) e una fondazione inclinata (Plaut *et al.* 1996). Entrambi i modelli concentrano la dissipazione in corrispondenza degli impatti. Per tener conto dei risultati sperimentali ottenuti nel capitolo 2, il cosiddetto coefficiente di restituzione analitico di una parete singola (Housner 1963) è stato ridotto opportunamente. Più precisamente, quando la parete colpisce la base è stata assunta una riduzione del 5% del coefficiente di restituzione, mentre ogni volta che la facciata colpisce le pareti trasversali del coefficiente di restituzione è stato moltiplicato per -0.50 . Il segno meno evidenzia che tale impatto comporta un rimbalzo.

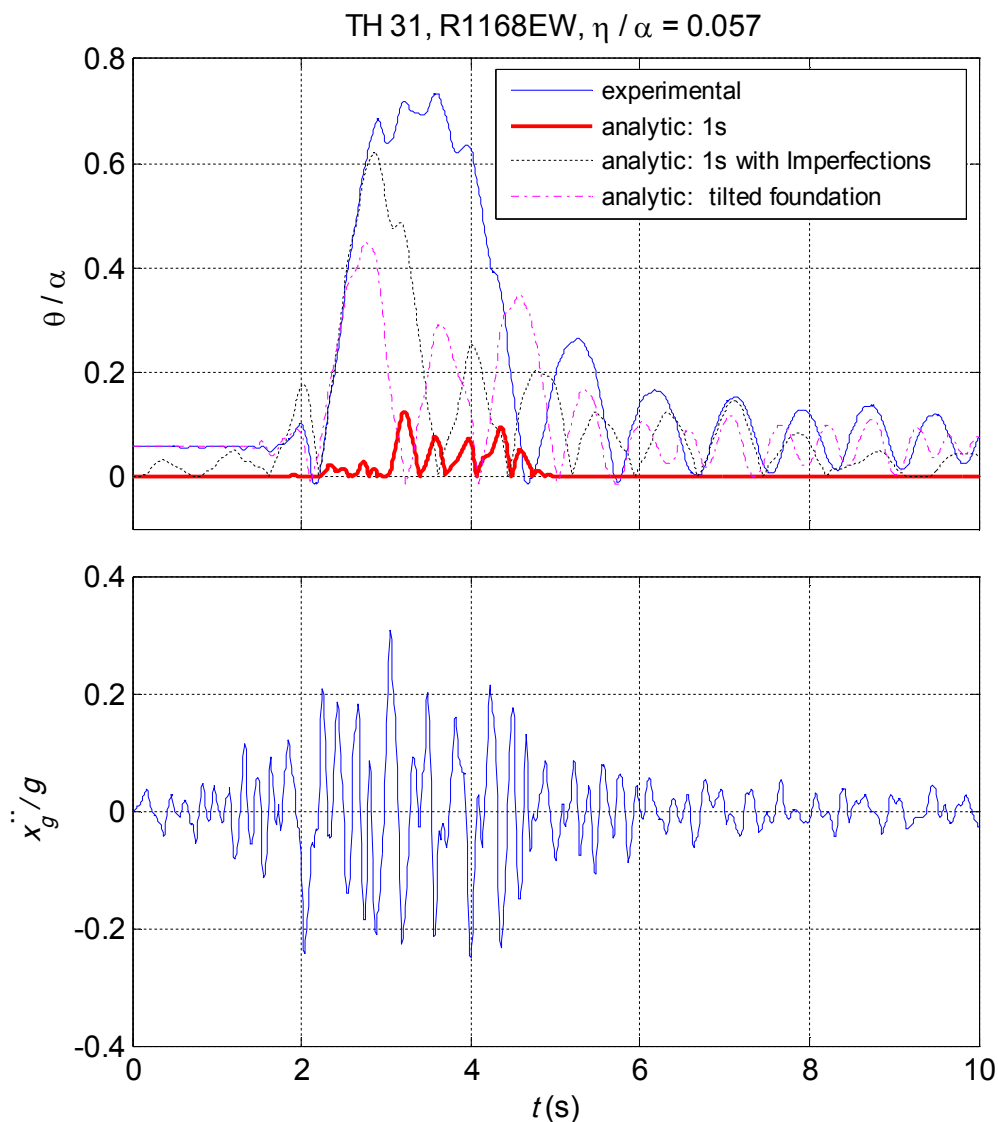


Fig. 4-10. Confronto in termini di storie temporali registrate durante le prove sperimentali *test* 31 con le simulazioni numeriche.

Applicando il modello di Hogan (1992), anche se con energia cinetica smorzata secondo i due fattori di riduzione precedentemente descritti, porta a riproduzioni molto povere delle prove sperimentali (Fig. 4-10, tratto continuo).

Un miglioramento notevole si ottiene se il classico legame a due rami della legge momento-rotazione è sostituito con un legame a tre rami (Fig. 4-10, linea tratteggiata). I tre rami sono controllati da due parametri di spostamento adimensionali, Δ_1 e Δ_2 , legati empiricamente alle imperfezioni geometriche della base (Sorrentino *et al.* 2008).

Tuttavia, tale modello ipotizza che la parete che oscilla intorno ad una rotazione rispetto alla verticale pari a zero. Viceversa, nelle prove in esame, il campione oscilla intorno ad un valore di θ diverso da zero, a causa del fuori piombo iniziale (Fig. 4-11). Vale la pena notare che se una fondazione inclinata è considerata insieme alla legge momento-rotazione a due rami, come proposto in Boroschek e Iruretagoyena (2006), l'accordo fra risultati numerici e sperimentali non è incoraggiante (Fig. 4-10, tratto linea-punto).

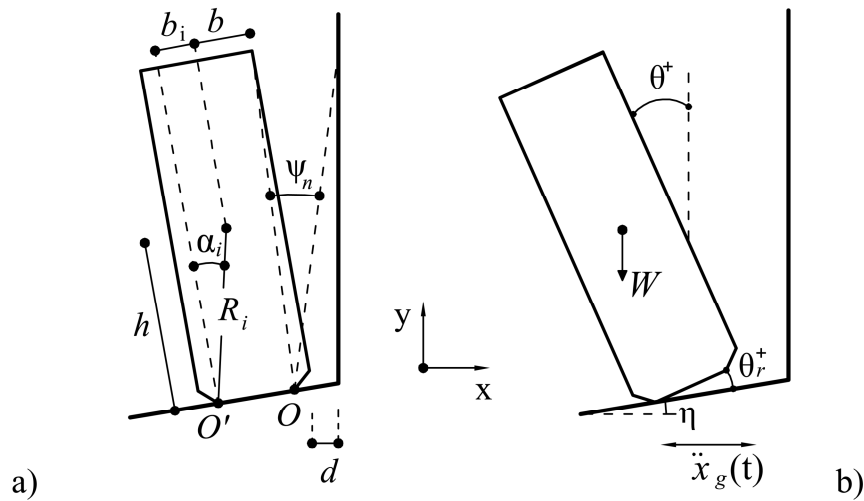


Fig. 4-11. Modellazione della parete di facciata con fondazione inclinata: a) modello ad un grado di libertà; b) descrittori cinematici del moto della parete.

Pertanto, le caratteristiche dei modelli precedenti sono state combinate in un nuovo approccio che tenga conto di un coefficiente di restituzione ridotto, di una legge momento-rotazione a tre rami e di una cerniera arretrata, che riduce la capacità di rotazione del muro.

L'equazione del moto diventa:

$$\ddot{\theta}_r - p_i^2 \left\{ \frac{\ddot{x}_g}{g} \cos[\alpha_i - s \cdot (\theta_r + \eta)] - s \cdot U \right\} = 0$$

$$s = \text{sgn}(\theta_r), \quad \theta_r \neq 0$$

$$s = \text{sgn}(\dot{\theta}_r), \quad \theta_r = 0 \wedge \dot{\theta}_r \neq 0$$

$$s = \text{sgn}(\ddot{x}_g), \quad \theta_r = 0 \wedge \dot{\theta}_r = 0$$

$$U = \frac{\theta_r}{\Delta_1(\alpha - \eta)} \sin\{\alpha_i - s \cdot [\Delta_2(\alpha - \eta) + \eta]\}, \quad |\theta_r| < \Delta_1(\alpha - \eta)$$

$$U = \sin\{\alpha_i - s \cdot [\Delta_2(\alpha - \eta) + \eta]\}, \quad \Delta_1(\alpha - \eta) < |\theta_r| < \Delta_2(\alpha - \eta)$$

$$U = \sin[\alpha_i - s \cdot (\theta_r + \eta)], \quad |\theta_r| > \Delta_2(\alpha - \eta)$$
(4-1)

dove:

$\ddot{\theta}_r$ = accelerazione angolare,

$\dot{\theta}_r$ = velocità angolare (il pedice r indica che la rotazione è relativa alla fondazione inclinata),

W = peso della parete,

$p_i = \sqrt{WR_i/I_O}$ = parametro di frequenza,

R_i = distanza del centro di massa dalla cerniera arretrata (Fig. 4-11b),

I_O = momento di inerzia polare rispetto alla cerniera,

\ddot{x}_g = componente orizzontale del moto alla base,

η = inclinazione della fondazione,

$\alpha_i = \Delta_u/(\alpha-\eta) + \eta$,

Δ_1 , Δ_2 , e Δ_u sono definiti in Fig. 4-12.

Nel modello si assume che $|\eta| < \alpha$, $\Delta_2 \geq \Delta_1$, e $\Psi_n < \theta_r < \pi/2$ (Fig. 4-11, Fig. 4-12).

Nel caso in esame, Ψ_n è relativamente piccolo ed è legato al distacco $d = 4$ mm della parete di facciata dalle pareti trasversali (Fig. 4-11a).

Quando $\theta_r = \Psi_n$ la parete di facciata urta contro i muri trasversali, la velocità angolare cambia segno e l'energia è dissipata secondo un meccanismo di impatto.

Nella definizione del legame momento-rotazione, Δ_1 , Δ_2 , e Δ_u sono ipotizzati uguali sia per rotazioni positive che negative, anche se, in pratica, potrebbero essere leggermente differenti per via delle diverse condizioni al contorno. Comunque, i muri trasversali limitano le rotazioni in un verso e quindi, da quel lato, si rimane confinati in un solo ramo della legge momento-rotazione. Per questo motivo, i valori di Δ_1 , Δ_2 , e Δ_u per la rotazione verso le pareti trasversali non sono importanti come quelli per la rotazione dal lato libero. Ciò è stato provato utilizzando un'altra curva rotazione momento di richiamo, generata fissando la rigidità iniziale e il valore massimo di U sia per la rotazione positiva sia per quella negativa. Come ci si poteva aspettare, sono state osservate marcate differenze solo per accelerogrammi deboli.

In ogni caso, la stima di Δ_1 , Δ_2 , e Δ_u è alquanto incerta.

Per ottenere il migliore adattamento con le prove sperimentali Δ_1 è stato assunto pari a circa 0.02, mentre Δ_2 è stato assunto variabile tra 0.20 (test 9) e 0.35 (test 34). Il progressivo aumento del coefficiente riflette il progressivo danneggiamento del campione nella sequenza delle prove sperimentali effettuate. Il coefficiente Δ_u è stato assunto pari a 0.94 in modo che la capacità in termini di rotazione del modello analitico sia corrispondente a quella di un corpo rigido in oscillazione su una fondazione elastica (Blasi e Spinelli 1986). Tale capacità è la stessa che si ottiene con un modello a elementi distinti adottando un numero di molle sufficientemente ampio (Al Shawa *et al.* 2011).

In Fig. 4-13 è riportato il confronto tra la risposta del modello e la registrazione delle prove sperimentali n.16, 27, 31 e 33. Come si vede è possibile ottenere una riproduzione più che ragionevole dei risultati sperimentali, decisamente migliore rispetto ai modelli già esistenti in letteratura (Fig. 4-10).

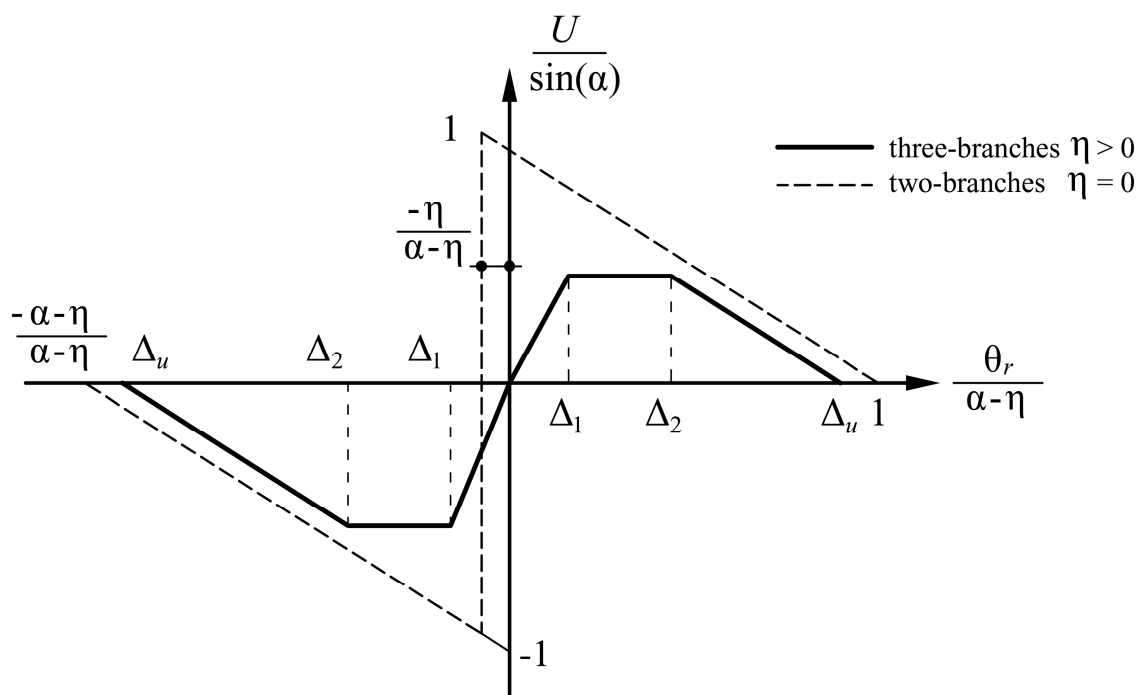


Fig. 4-12. Relazione normalizzata momento-rotazione adottata nel presente lavoro per $\eta > 0$.

Al fine di valutare la robustezza del modello, l'influenza di Δ_1 e Δ_2 è stata valutata mediante analisi parametriche. Sono state definite e calcolate due misure di errore, RMS* e WME.

La prima, RMS*, è basata sul valore quadratico medio normalizzato:

$$\text{RMS}^* = \frac{|\text{RMS}_{\text{exp}} - \text{RMS}_{\text{num}}|}{|\text{RMS}_{\text{exp}}|} \quad (4-2)$$

dove:

num = fa riferimento alla simulazione numerica

exp = fa riferimento al prova sperimentale.

La seconda misura d'errore, WME, è calcolata come segue:

- il segnale numerico è in differito di un intervallo di tempo Δt , variabile fra ± 0.5 s;
- sono considerati solo i valori maggiori del 20% della rotazione massima (sperimentale o numerica, qualunque sia la più grande). Tale soglia è utile per evitare divergenze numeriche introdotte da oscillazioni di piccola ampiezza e per stimare l'accuratezza del modello nel predire le oscillazioni di grande ampiezza, che sono di maggior interesse per la valutazione della vulnerabilità sismica;
- infine il parametro WME è definito come il valore minimo dell'errore valutato al variare dell'intervallo Δt :

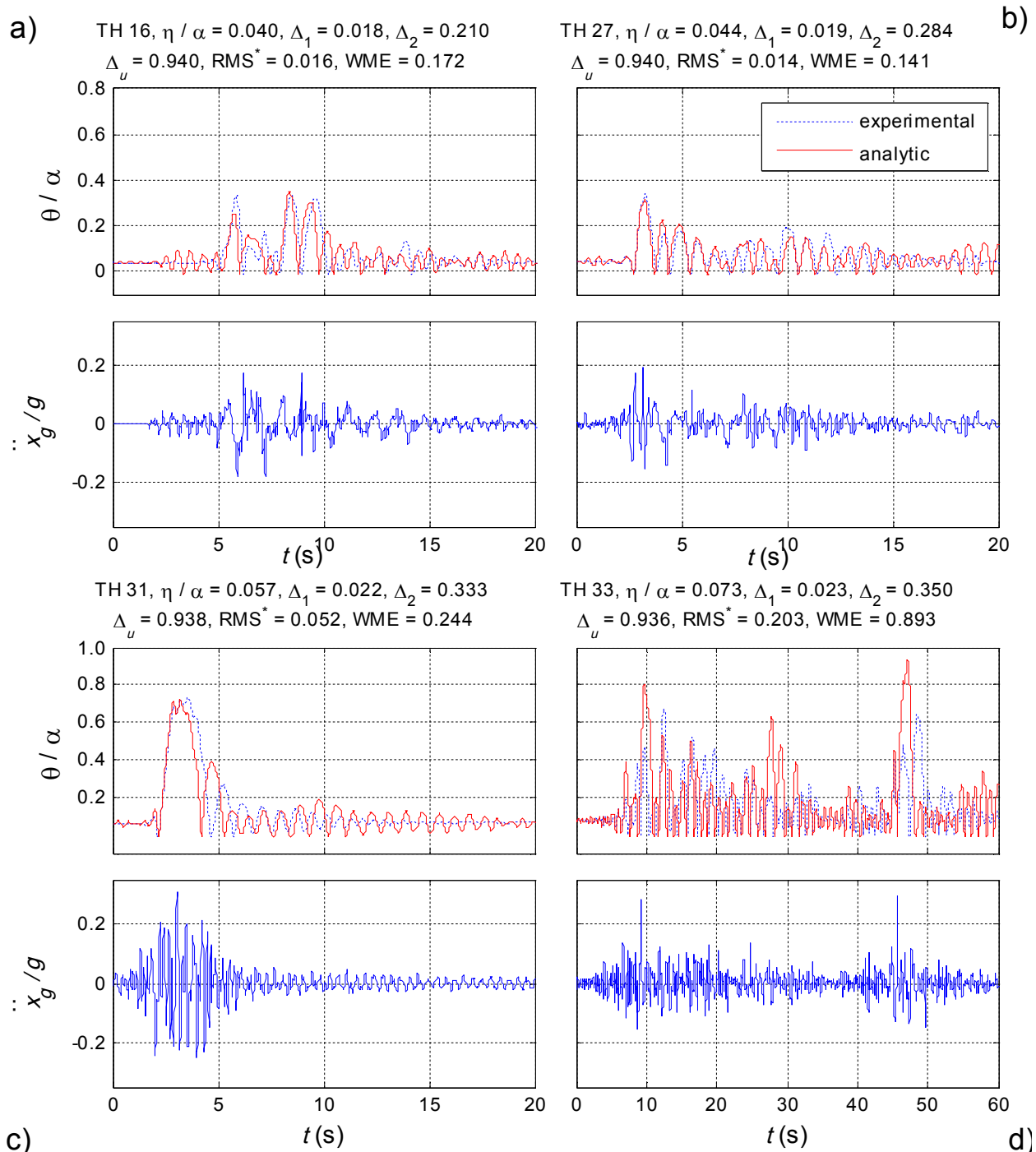


Fig. 4-13. Confronto in termini di storie temporali registrate durante le prove sperimentali con le simulazioni numeriche, η = inclinazione della fondazione; Δ_1 , Δ_2 , e Δ_u sono definiti in Fig. 4-12; \ddot{x}_g = componente orizzontale del moto alla base; RMS^* e WME = due misure di errore Eq. (4-2) e (4-3): a) TH16 ; b) TH27 ; c) TH31; d) TH33.

$$\text{WME} = \min_{\Delta t \in [-0.5; +0.5]} \frac{\int_0^T |\theta_{\text{exp}}(t) - \theta_{\text{num}}(t + \Delta t)| dt}{\int_0^T |\theta_{\text{exp}}(t)| dt} \quad (4-3)$$

dove

T = la durata della storia temporale.

La Fig. 4-14 rappresenta le due misure di errore, RMS^* e WME come mappe in scala di grigi, al variare di Δ_1 e Δ_2 . Come è mostrato nelle mappe, una riproduzione sufficientemente accurata ($\text{RMS}^* < 0.3$; $\text{WME} < 0.7$) delle storie temporali sperimentali si ottiene in un ampio dominio di valori di Δ_1 e Δ_2 . Tuttavia, un valore anche di un solo parametro molto più grande rispetto ai valori ottimali può portare ad una stima molto grossolana dei risultati sperimentali e a prevedere quando non si verifica il ribaltamento. Una spiegazione parziale di questo fenomeno risiede nella diminuzione nel momento di richiamo con l'aumentare di Δ_2 . Sulla base delle analisi parametriche effettuate e con riferimento alle prove sperimentali in esame, si può consigliare di utilizzare valori di Δ_2 inferiori a 0.35.

Al fine di valutare l'attendibilità del modello proposto sull'intera serie di prove, in Fig. 4-18b è illustrato il confronto con le prove sperimentali in termini di rotazione massima. A causa dell'incertezza di alcuni parametri, per ciascuna prova, i risultati del modello analitico sono rappresentati in termini di rotazione mediana $\text{Me}(\theta_{an,max})$ valutata su cento analisi ottenute mantenendo costanti i valori di Δ_1 , Δ_2 e Δ_u e modificando il segnale così come illustrato nel §3.4.

Nel complesso si ottengono risultati incoraggianti, considerata anche la dispersione della risposta dinamica di questo sistema.

Dopo i risultati presentati in (Fig. 4-10, linea tratteggiata), si è tentato di simulare i risultati sperimentali applicando un modello di oscillazioni su un solo lato (fondazione orizzontale, $\eta = 0$) con imperfezioni geometriche della base (un legame a tre rami). Come nel lavoro di Sorrentino *et al.* (2008a) è considerata Δ_2 come funziona lineare di Δ_1 : $\Delta_2 \approx 0.9 \Delta_1 + 0.2$ e $\Delta_u = 1.00$

Una stima ragionevole dei risultati sperimentali, Fig. 4-15, si può ottenere attribuendo a Δ_1 valori molto più grandi di quelli suggeriti in letteratura (Doherty *et al.* 2002).

Comunque, un modello semplificato è capace di simulare la risposta senza considerare esplicitamente il fuori piombo.

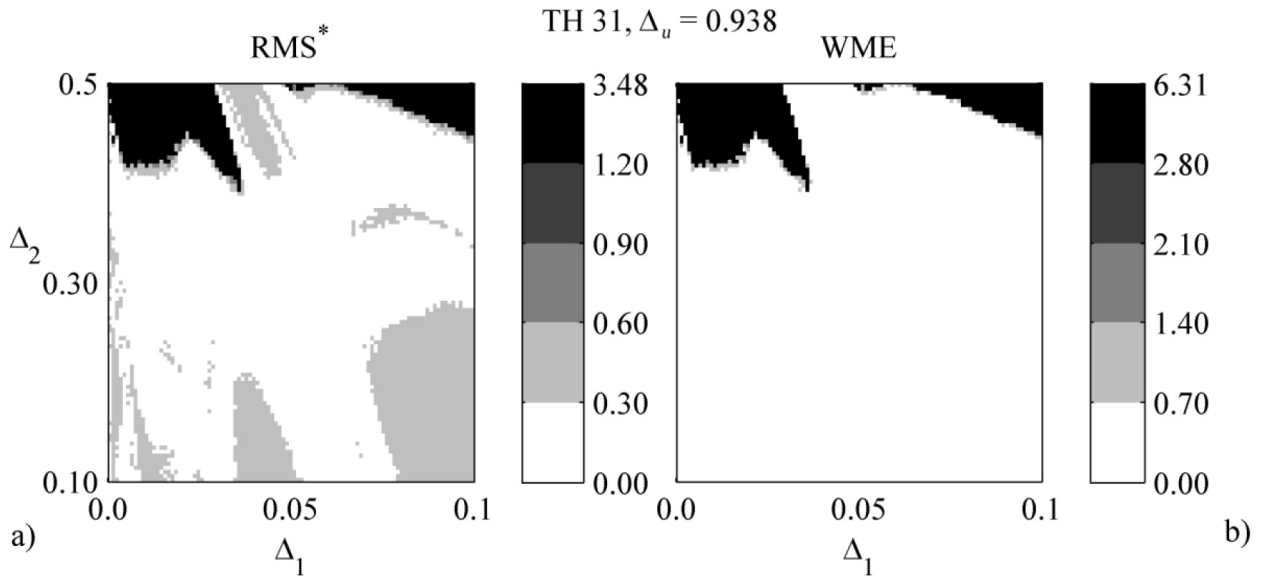


Fig. 4-14. Mappe in scala di grigi delle due misure di errore, RMS* e WME, al variare di Δ_1 e Δ_2 .

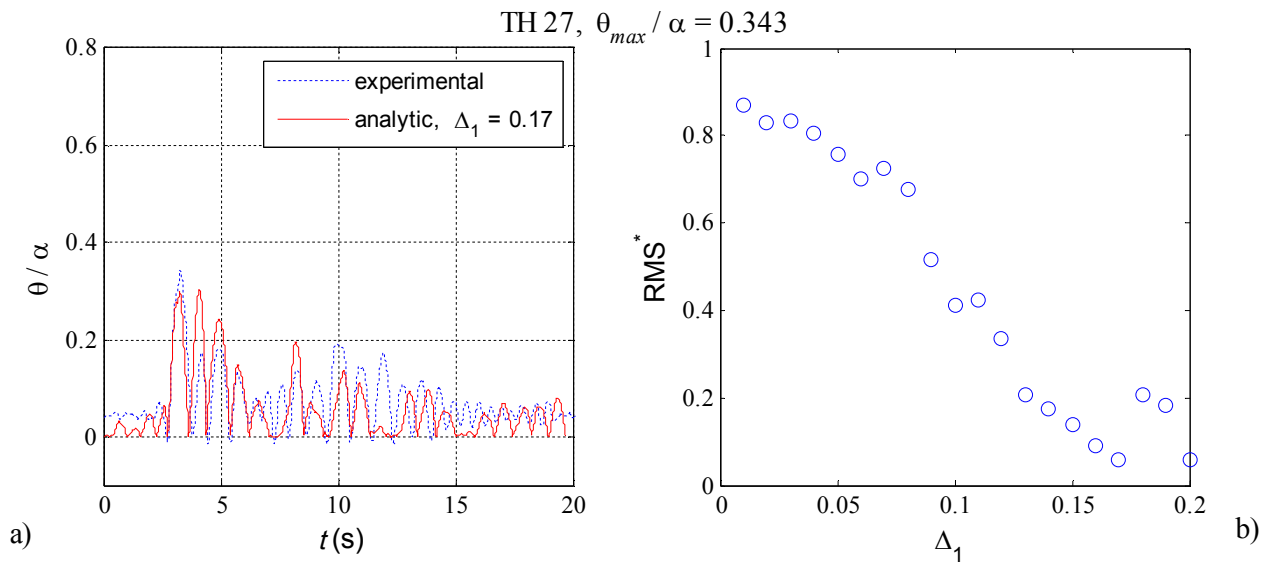


Fig. 4-15. Modellazione del comportamento dinamico applicando il modello di oscillazioni su un solo lato ($\eta = 0$) con l'aumento di Δ_1 : a) esempio di storia temporale; b) confronto in termini di misura di errore RMS* eq. (4-2).

In Fig. 4-16 si confrontano i valori della rotazione massima ottenuti durante le prove sperimentali, con le mediane delle rotazioni massime ottenute nelle simulazioni numeriche che hanno preceduto le prove stesse (Fig. 4-7a). I valori numerici sono stati ottenuti impiegando un modello a fondazione orizzontale, al variare del coefficiente di scalatura delle ampiezze del segnale. Si evidenzia, inoltre, che durante le prove sperimentali la parete in oscillazione è più tozza di quanto ipotizzato nelle analisi numeriche. Si può notare che la curva prodotta dalle analisi numeriche ha una buona correlazione con i risultati sperimentali del segnale BAGNIRWE N, a differenza di quelli prodotti da altri. L'andamento complessivo della risposta è colto dalle analisi numeriche, tuttavia l'ampiezza della risposta è sottostimata.

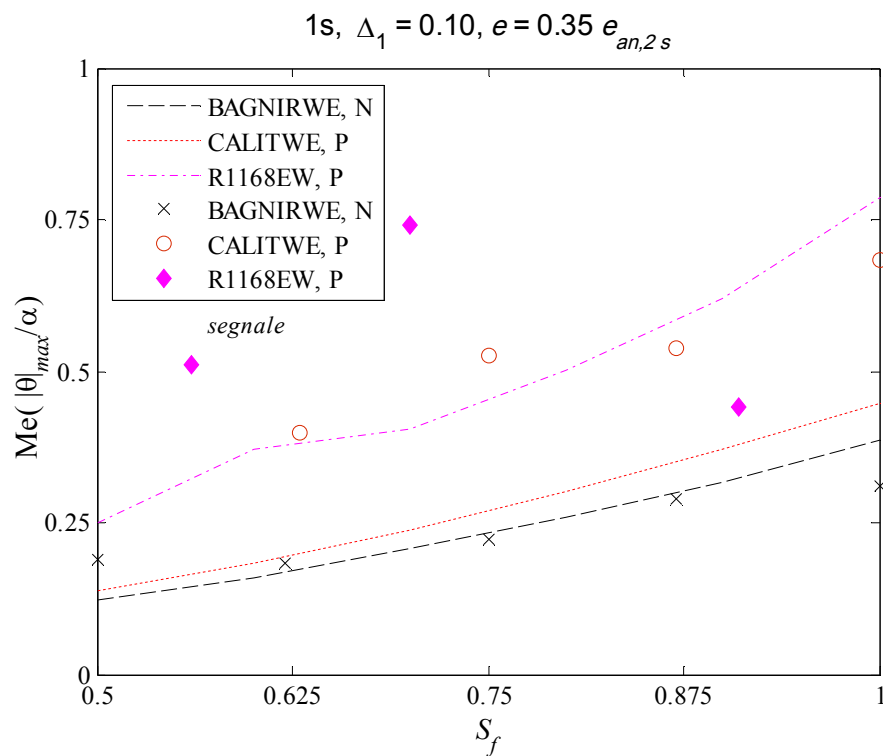


Fig. 4-16. Confronto tra risultati sperimentali registrati e simulazioni numeriche. $Me(|\theta|_{max} / \alpha)$ = mediana del rotazione assoluta adimensionale massima; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale eq. (3-1)

4.4 Confronto con una modellazione a elementi distinti

In Al Shawa *et al.* (2011) è stato sviluppato un secondo approccio per la modellazione del comportamento dinamico della parete di facciata. Questo approccio è basato sul metodo degli elementi distinti (Cundall 1971); per le simulazioni numeriche si è fatto ricorso al codice di calcolo commerciale UDEC (Itasca 1996). Nel modello la fondazione e i muri trasversali costituiscono un unico blocco rigido e la facciata è un secondo blocco rigido (Fig. 4-17). All'interfaccia fra fondazione e facciata e fra muri trasversali e facciata sono presenti molle normali e tangenziali. La fondazione presenta un'inclinazione, misurata nuovamente dall'angolo η .

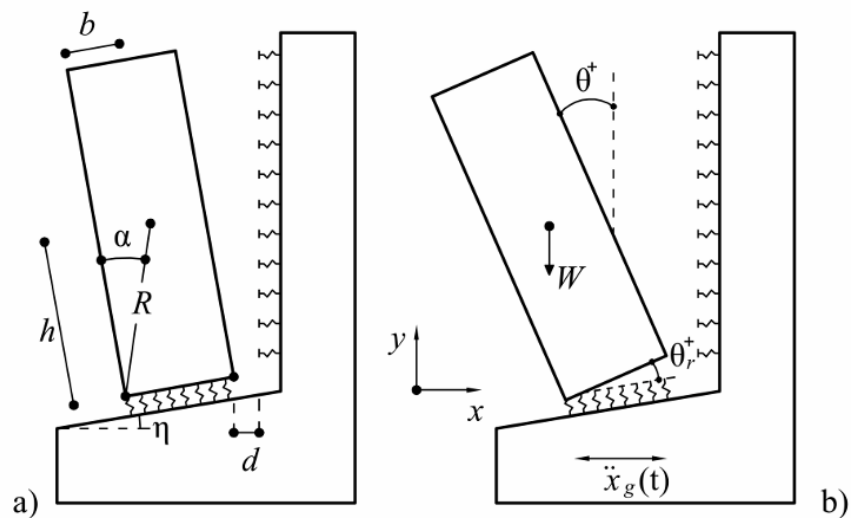


Fig. 4-17. a) Modello agli elementi distinti adottato per la modellazione della parete di facciata; b) Descrittori cinematici del moto della parete (Al Shawa *et al.* 2011)

In Fig. 4-18 è illustrato il confronto in termini di rotazione massima fra i due modelli dinamici, agli elementi distinti (a) e analitico (b), e le prove sperimentali. Considerando l'incertezza di alcuni parametri, per ciascuna prova, la risposta del modello ad elementi distinti è stata ottenuta come media $\bar{\theta}_{Udec,max}$ della massima rotazione misurata su venti simulazioni condotte variando il coefficiente di smorzamento. Per le analisi con il modello analitico si è considerata la mediana di cento simulazioni, come già illustrato nel §3.4. Come si vede le due strategie di modellazione portano a risultati in ragionevole accordo, anche se il modello analitico è molto più efficiente da un punto di vista computazionale.

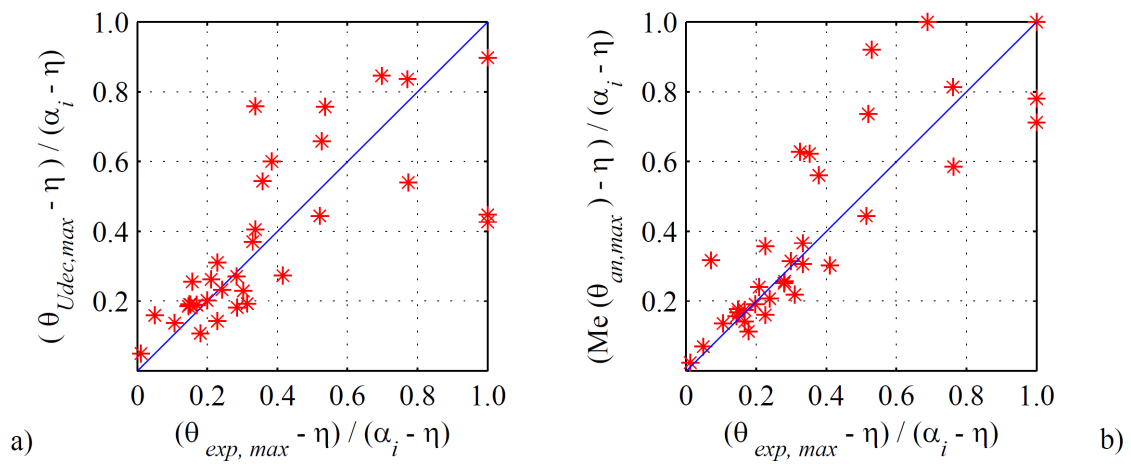


Fig. 4-18. Confronto tra la rotazione massima registrata durante le prove sperimentali e quella ottenuta dalle simulazioni numeriche: a) modello agli elementi distinti. Da Al Shawa *et al.* (2011); b) modello analitico a un grado di libertà.

4.5 Applicazioni del modello dinamico a casi di interesse pratico

4.5.1 Confronto con la normativa italiana

La recente normativa italiana (CSLLPP 2009) contiene procedure statiche equivalenti per la verifica dei meccanismi di ribaltamento delle pareti in muratura. È possibile seguire due approcci alternativi:

- 1) in termini di forza;
- 2) in termini di spostamento.

Seguendo il primo approccio, la capacità della parete è definita in termini di accelerazione come segue:

$$a_0^* = \frac{\lambda_0 g}{e^* FC} \quad (4-4)$$

dove $\lambda_0 = \tan(\alpha_i - \eta)$ è il moltiplicatore statico di collasso della parete in condizioni di riposo, g è l'accelerazione di gravità, e^* è la frazione di massa partecipante, FC il fattore di confidenza. Nel caso in esame $e^* = 1.0$, $FC = 1.0$. Con riferimento ad un meccanismo con cerniera localizzata alla quota di fondazione, la domanda in termini di accelerazione è pari al PGA atteso diviso per un fattore di struttura $q = 2.0$.

Con l'obiettivo di operare un primo confronto tra le prove sperimentali e la formulazione di normativa, in Fig. 4-19a il rapporto domanda/capacità $PGA/(2a_0)$ di normativa è posto a confronto con il corrispondente valore sperimentale al netto del fuori piombo. Si può notare che, fatta eccezione per due casi su un totale di 34 prove, l'approccio di normativa risulta essere conservativo, infatti i punti sono al disotto della linea inclinata a 45° .

Il secondo approccio proposto dalla normativa esprime la capacità della parete attraverso lo spostamento d_u^* , che nel caso in esame (secondo l'approccio di norma) è pari al 40% dello spostamento di collasso del blocco monolitico:

$$d_u^* = 0.4 R_i \sin(\alpha_i - \eta) \quad (4-5)$$

La domanda in termini di spostamento Δ_d è pari allo spostamento spettrale $S_{De}(T_s)$ valutato in corrispondenza del periodo secante (T_s) del meccanismo. Secondo la normativa, con riferimento alla parete oggetto di studio, tenendo conto dell'arretramento della cerniera di dondolamento, T_s può essere valutato come segue:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s}} \Rightarrow T_s \cong 2\pi \sqrt{\frac{0.19 R_i \cos(\alpha_i - \eta)}{g}} \quad (4-6)$$

In Fig. 4-19b è riportato il confronto tra il rapporto domanda/capacità valutato sperimentalmente e quello ottenuto seguendo l'approccio della normativa. Solo in tre casi su 34 la normativa risulta essere a sfavore della sicurezza.

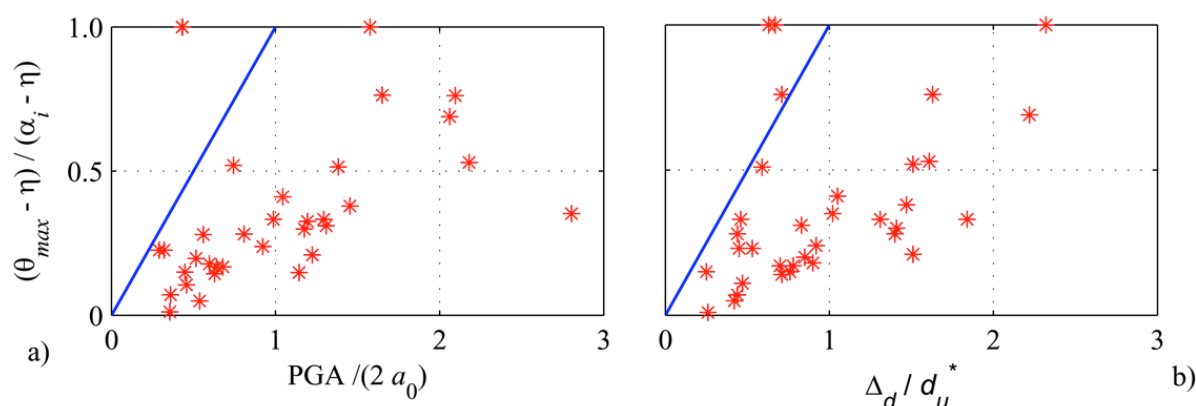


Fig. 4-19. Confronto tra il rapporto domanda/capacità misurato dalle prove sperimentali e quello ottenuto applicando le procedure statiche equivalenti proposte dalla normativa: a) approccio in termini di forza, b) approccio in termini di spostamento.

Tabella 4-4.: Accelerogrammi naturali selezionati

No. ^a	Event	Year	M_w^b	Station	Record	d^c (km)	USGS	soil Dec-Mol ^d	PGA ^e (g)	PGV ^e (cm/s)
28	Irpinia, Italy	1980	6.9	Sturno	SturWE	6.7	B	S2	0.31	70.0
58	Irpinia, Italy	1980	6.9	Bagnoli Irpino	BagnirWE	8.0	A	S2	0.17	37.7
65	Friuli, Italy	1976	6.5	Tolmezzo	TolmezWE	16.0	B	S2	0.35	32.1
69	Umbria-Marche	1997	6.0	Nocera Umbra	R1168EW	4.7	A	S1	0.49	28.0

^a Decanini et al (2006).

^b Magnitude: M_w = moment,

^c Distance from the surface projection of the source.

^d Decanini & Mollaioli (1998).

^e Peak Ground: PGA = Acceleration, PGV = Velocity.

Nel complesso, per quanto desumibile dalle sperimentazioni eseguite, tenendo conto della dispersione della risposta dinamica delle pareti nei meccanismi di ribaltamento, le procedure introdotte nei documenti normativi appaiono garantire un ragionevole margine di sicurezza. Tale considerazione, naturalmente, ha valore per murature in grado di esplicare un comportamento monolitico, come quelle oggetto della presente sperimentazione, non per quelle murature che possono essere soggette a fenomeni di disgregazione (de Felice 2011).

Con l'obiettivo di arricchire il confronto con le procedure statiche equivalenti, sono state eseguite delle ulteriori analisi attraverso il modello non lineare proposto nei paragrafi precedenti. Quattro diverse pareti con fondazione orizzontale aventi dimensioni $(b, h) = (0.125, 1.5), (0.20, 3.0), (0.25, 3.0), (0.375, 3.0)$ sono state sottoposte ai segnali riportati in (Tabella 4-4); questi ultimi sono stati scalati in termini di accelerazione con fattori variabili tra 0.2 e 2.0, considerando sia polarità positive che negative del segnale, per un totale di 320 analisi.

Al fine di poter confrontare i risultati tra le simulazioni e la previsione normativa anche nei casi in cui la parete ribalta, il rapporto domanda/capacità relativo alle analisi numeriche è stato valutato con il rapporto domanda di energia su capacità di energia, E_D/E_C , come illustrato di seguito:

$$\frac{E_D}{E_C} = \frac{\Delta E_P(\theta) + E_{cin}(\theta)}{\Delta E_{P,max}} \quad (4-7)$$

La capacità E_C è stata assunta pari alla differenza, $\Delta E_{P,max}$, fra l'energia potenziale della parete per $\theta = \alpha$ e l'energia potenziale per $\theta = 0$. La domanda E_D è stata definita come la massima differenza di energia potenziale, ΔE_P , registrata durante il moto se $\theta_{max} < \alpha$, ovvero pari alla somma dell'energia cinetica, E_{cin} , nell'istante in cui $\theta = \alpha$ e $\Delta E_{P,max}$, nel caso in cui la parete ribalta.

Nel caso in esame:

$$\Delta E_P = W \cdot R_i (1 - \cos \theta_{max}) \quad (4-8)$$

$$\Delta E_{P,max} = W \cdot R_i (1 - \cos \alpha_i) \quad (4-9)$$

$$\begin{aligned} E_{cin} &= 0 && \text{se NON è ribaltato} \\ E_{cin} &= \frac{1}{6} m \cdot (b^2 + 3b_i^2 + 4h^2) \cdot \dot{\theta}^2 \Big|_{\theta=\alpha_i} && \text{se è ribaltato} \end{aligned} \quad (4-10)$$

Nel caso in cui non si verifica il ribaltamento, $\theta_{max} < \alpha$, il rapporto E_D/E_C vale:

$$\frac{E_D}{E_C} = \frac{1 - \cos \theta_{max}}{1 - \cos \alpha_i} \quad (4-11)$$

Si noti che in cinematica linearizzata e nel caso in cui $\theta_{max} < \alpha$, il rapporto $E_D/E_C = \theta_{max} / \alpha$. Conseguentemente, in caso di ribaltamento, in corrispondenza dell'instabilità si ha:

$$\frac{E_D}{E_C} = 1 + \frac{\sin \alpha_i (b^2 + 3b_i^2 + 4h^2)}{6g \cdot b_i (1 - \cos \alpha_i)} \dot{\theta}^2 \Big|_{\theta=\alpha_i} \quad (4-12)$$

Come in precedenza, la domanda è valutata in termini di mediana su 100 simulazioni del modello analitico (Fig. 4-20). Trascurando i casi dove sia le simulazioni sia le procedure statiche equivalenti restituiscono un rapporto domanda/capacità superiore all'unità, l'approccio in termini di forza è conservativo nel 99% dei casi, quello in termini di spostamento nell'82% dei casi. Il coefficiente di determinazione valutato per la procedura statica in termini di forza ed in termini di spostamento è pari rispettivamente a 0.38 e 0.49. La maggiore dispersione del primo approccio sembra giustificare il maggior margine di sicurezza adottato dalla normativa.

Le procedure di normativa in alcuni casi portano a risultati diversi, in relazione alle caratteristiche dell'input. Ad esempio, per il segnale R1168EW, che presenta da un lato un elevato valore della PGA, dall'altro spostamenti spettrali molto contenuti, si ottiene una stima conservativa della verifica statica se valutata in termini di forza e non conservativa se valutata in termini di spostamento. Infine, data l'asimmetria del problema introdotta dalla presenza dei muri trasversali, la risposta può cambiare notevolmente quando si inverte la polarità dell'accelerogramma, come nel caso del segnale BagnirWE. Ciò è in accordo con quanto già osservato in Sorrentino *et al.* (2008).

Applicando le procedure statiche equivalenti si possono ottenere risultati controversi in funzione delle caratteristiche del moto del terreno; questo è il caso del segnale R1168EW che presenta, da un lato, un elevato valore del PGA, dall'altro lato, spostamenti spettrali molto contenuti. Questo determina una stima della domanda fortemente conservativa se valutata in termini di forza, non conservativa se valutata in termini di spostamento. Infine, data la dissimmetria del problema introdotta dalla presenza dei muri trasversali, la risposta della parete di facciata può cambiare notevolmente quando si inverte la polarità dell'accelerogramma, come nel caso di BagnirWE. Tutti questi aspetti sono completamente trascurati nelle procedure statiche equivalenti proposte nella normativa in vigore.

Con riferimento alla Fig. 4-21, dove sono diagrammate le percentuali di casi conservativi in funzione del fattore di struttura adottato, si può notare, come assumendo $q = 4$ l'approccio in termini di forza proposto dalla normativa risulta essere conservativo ancora nel 70% dei casi.

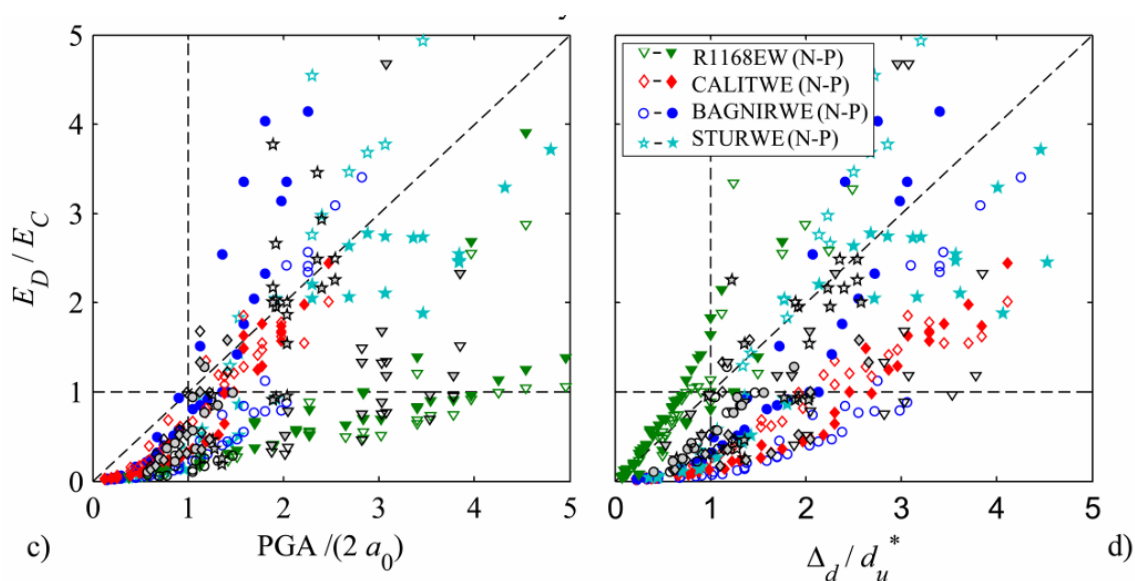


Fig. 4-20 Confronto tra il rapporto domanda/capacità valutato attraverso il modello analitico ad un grado di libertà e quello ottenuto applicando le procedure statiche equivalenti proposte dalla normativa: a) approccio in termini di forza; b) approccio in termini di spostamento. I simboli pieni e vuoti corrispondono rispettivamente ad una polarità positiva e negativa dell'accelerogramma applicato alla base.

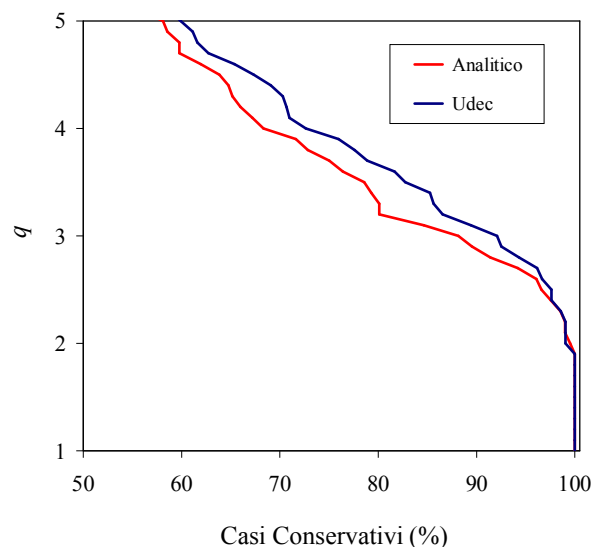


Fig. 4-21 Conservatività della procedura statica equivalente in termini di forza al variare del fattore di struttura q adottato, eq.(4-4). Analitico: modello presentato nel §4.3; UDEC: modello richiamato nel §4.4.

4.5.2 *Confronto con la prestazione sismica della facciata dell'Oratorio di San Giuseppe dei Minimi a L'Aquila*

Allo scopo di valutare l'efficacia del modello, con legame momento-rotazione a tre rami e con dissipazione dell'energia monolaterale tarata sperimentalmente (§4.3), a riprodurre comportamenti reali è stata operata una simulazione della risposta alla scossa principale dell'evento aquilano del 6 aprile 2009 della facciata dell'oratorio di San Giuseppe dei Minimi a L'Aquila.

L'oratorio, posto nel cuore del centro storico de L'Aquila, è stato visibilmente danneggiato dal sisma del 6 aprile 2009 (Fig. 4-22). L'innescò del ribaltamento della facciata è il principale dissesto, con fuori piombo residuo che si può stimare in un angolo di 0.69° , pari al 17 % circa della capacità. La muratura ha subito questa rotazione, e probabilmente anche di più ampie durante lo scuotimento, senza disgregarsi. Al ribaltamento della facciata sono legate diverse lesioni all'interno dell'aula. L'ammorsatura fra facciata e muri trasversali si è dimostrata di modesta qualità, con elementi piccoli e non quadrati. Ulteriori danneggiamenti sono stati discussi in Sorrentino *et al.* (2012).

Per valutare la vulnerabilità della facciata è stata effettuata una serie di analisi dinamiche non lineari. Il coefficiente di restituzione è stato posto pari al 45 % di quello analitico di eq.(3-1). Il coefficiente di imperfezione Δ_1 è stato posto pari a 0.05, per Δ_2 si è assunto $\Delta_2 = 0.21 + 0.92 \Delta_1$ Sorrentino *et al.* (2008).

Le analisi sono state svolte per tutti i cinque segnali registrati in prossimità del centro dell'Aquila (Fig. 4-23), assumendo innanzitutto la componente con azimut 211° , ortogonale alla facciata, cui corrisponde un verso di rotazione della parete negativo.

La risposta è stata nuovamente misurata in termini di frequenze di ribaltamento, f_0 , e di rotazione mediana adimensionale massima in valore assoluto, $Me(|\theta|_{max}/\alpha)$, su una popolazione di 400 storie temporali per ciascun segnale (APPENDICE B). I valori ottenuti per ciascun segnale sono riportati in Tabella 4-5.

Si osserva che nessuna facciata ribalta per quattro dei cinque segnali. Unica eccezione AQV, con una frequenza di ribaltamento comunque non elevata. Tale segnale è stato registrato piuttosto lontano dall'edificio, mentre le stazioni AQK e AQU si trovano nel centro storico. Inoltre, la stazione nella Valle dell'Aterno si trova in una condizione stratigrafica, caratterizzata da terreni soffici, piuttosto lontana da quella del centro dell'Aquila (APPENDICE B).



Fig. 4-23 Localizzazione delle stazioni accelerometriche (dal sito: <http://earth.google.it/>, consultato il 26/06/2009).
L'Oratorio di San Giuseppe si trova molto prossimo al cerchio rosso de L'Aquila.

Tabella 4-5. Risposta della facciata alle registrazioni prossime all'Aquila, in termini di frequenza di ribaltamenti, f_o , e di rotazione mediana adimensionale massima in valore assoluto, $Me(|\theta|_{max}/\alpha)$. θ = angolo di rotazione rispetto alla verticale.

	211°				121°			
	$\theta < 0$		$\theta > 0$		$\theta < 0$		$\theta > 0$	
	f_o	$Me(\theta _{max}/\alpha)$	f_o	$Me(\theta _{max}/\alpha)$	f_o	$Me(\theta _{max}/\alpha)$	f_o	$Me(\theta _{max}/\alpha)$
AQA	0.0	0.18	0.0	0.30	0.0	0.17	0.0	0.09
AQG	0.0	0.26	0.0	0.32	0.0	0.23	0.0	0.25
AQK	0.0	0.57	0.0	0.32	0.0	0.09	0.0	0.18
AQU	0.0	0.10	0.0	0.11	0.0	0.09	0.0	0.12
AQV	0.09	0.62	0.0	0.15	0.71	1.00	0.0	0.32

Il quadro complessivo della risposta del modello è coerente con l'osservazione post sisma, laddove il fuori piombo residuo può essere associato all'accumulo di macerie nelle interfacce, osservato anche nelle prove descritte al §4.2.

Sempre in Tabella 4-5 si riportano gli stessi parametri di risposta, ma per rotazioni antiorarie. Si osserva, una certa sensibilità dell'oscillatore alla polarità del segnale, senza rilevare un sistematico miglioramento o peggioramento della prestazione.

Allo scopo di valutare la sensibilità della parete alla componente considerata, le stesse analisi sono state ripetute proiettando le registrazioni accelerometriche secondo un azimut di 121°. In risultati sono riportati nelle ultime quattro colonne di Tabella 4-5. Si presentano nuovamente gli stessi andamenti e la risposta appare lievemente meno severa rispetto all'altra componente, con la sola eccezione di AQV.

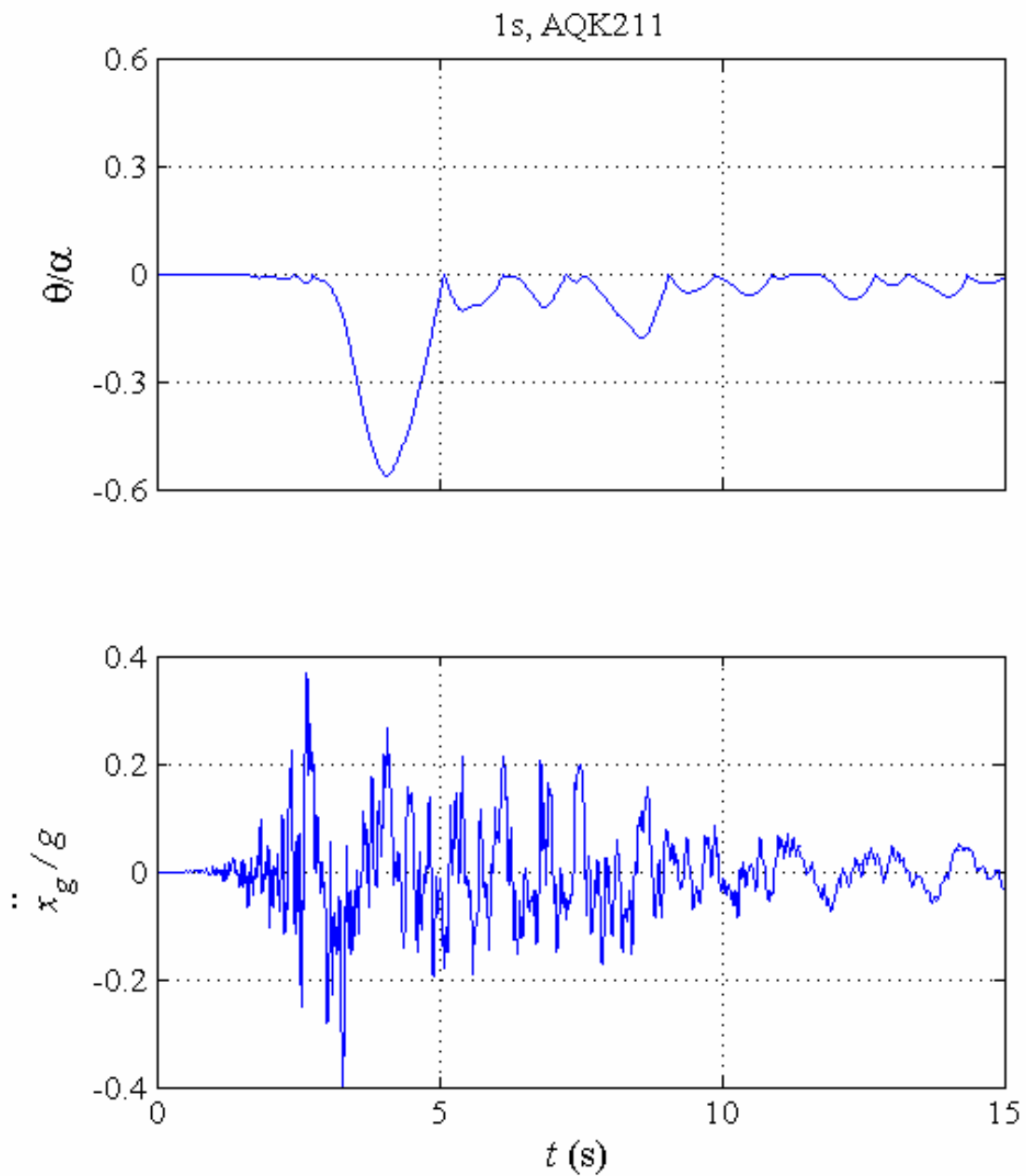


Fig. 4-24 Storia temporale delle oscillazioni monolaterali della facciata dell'Oratorio al segnale AQK211.
 θ = angolo di rotazione; $\alpha = \arctan(b/h)$; b, h = distanza orizzontale, verticale del baricentro della parete dalla cerniera di dondolamento; \ddot{x}_g, g = accelerazione orizzontale del terreno, di gravità.

4.6 *Considerazioni conclusive*

In questo capitolo sono stati presentati alcuni dei risultati delle prove su tavola vibrante di un prototipo in muratura, volte a indagare il comportamento dinamico di pareti accostate, ma non immerse, a muri trasversali e sollecitate fuori dal piano. La sperimentazione ha confermato l'esistenza di una non trascurabile riserva di stabilità della parete dall'innescò del moto alla condizione di collasso per ribaltamento.

Allo scopo di simulare il comportamento dinamico è stato sviluppato un modello analitico ad un grado di libertà. Il modello tiene conto della presenza dei muri trasversali, del fuori piombo e di un legame momento-rotazione più vicino di quello rigido degradante alle evidenze sperimentali in letteratura. Il modello, una volta calibrato sulla base dei risultati sperimentali, è in grado di riprodurre con ragionevole accuratezza il moto dinamico della parete sotto l'azione sismica e fornire una previsione attendibile della rotazione massima attesa.

La disponibilità di un certo numero di prove sperimentali e di un modello di calcolo attendibile ha permesso di esaminare criticamente le procedure di verifica dei meccanismi locali mediante analisi statica equivalente proposte dalla normativa italiana. Nei limiti del meccanismo esaminato e di una muratura ben ingranata, i confronti con la normativa mostrano come quest'ultima fornisca in generale un margine di sicurezza adeguato: l'approccio in termini di forza è conservativo nel 99% dei casi presi in esame, mentre l'approccio in termini di spostamento nell'82% dei casi.

Le sperimentazioni e le relative analisi numeriche, peraltro, mostrano alcuni altri aspetti importanti nella risposta sismica delle pareti sollecitate fuori dal piano, quali ad esempio la dipendenza dalla polarità del segnale e l'influenza di un legame momento-rotazione diverso quello proprio di una geometria parallelepipedica. Il modello dinamico non lineare, in particolare, si rivela strumento utile per riprodurre i fenomeni meccanici alla base del comportamento sismico delle pareti murarie sollecitate fuori dal piano, oltre che per verificare l'attendibilità di procedure di analisi semplificate.

5 CONCLUSIONI E FUTURI SVILUPPI

Le osservazioni dopo terremoti severi mostrano che la risposta delle costruzioni in muratura è in genere caratterizzata da meccanismi locali, piuttosto che da meccanismi d'insieme. Tali meccanismi si prestano a essere modellati mediante catene cinematiche di corpi rigidi, e ciò è stato fatto frequentemente in letteratura mediante verifiche statiche equivalenti. Meno frequente è il ricorso a modellazioni dinamiche non lineari. Esse sono molto più vicine al fenomeno fisico ma richiedono un'attenta scelta delle condizioni e dei parametri di dissipazione dell'energia.

La tesi ha puntato a indagare, sia analiticamente sia mediante sperimentazioni fisiche, due aspetti della modellazione dinamica dei meccanismi locali di collasso.

In un primo momento è stata studiata la dissipazione impulsiva dell'energia cinetica. Innanzitutto è stata valutata l'adeguatezza del cosiddetto coefficiente di restituzione di Housner (1963) di cogliere il fenomeno di dissipazione dell'energia in pareti singole. È stato proposto, quindi, un nuovo modello per la dissipazione dell'energia di una parete in oscillazione su un solo lato. La sperimentazione è stata molto estesa, con centinaia di storie temporali su cinque campioni di muratura ordinaria, dai quali sono stati ottenuti complessivamente otto provini. Le prove hanno consentito di indagare anche altri aspetti, fra i quali la rilevanza della dimensione del contatto rispetto alla lunghezza della parete. Accanto alla sperimentazione fisica è stata sviluppata una campagna di sperimentazioni numeriche, che hanno evidenziato la rilevanza di un'attenta calibrazione del parametro dissipativo nell'ottenere una stima più robusta della vulnerabilità.

Fra i diversi meccanismi osservati nei centri storici italiani è stato indagato quello di una parete in oscillazioni monolaterali. La sperimentazione è avvenuta su tavola vibrante ed è parte di un programma più ampio. A valle delle prove è stato messo a punto e calibrato un modello analitico di parete che oscilla su un solo lato, su una fondazione inclinata e con una legge momento di richiamo-rotazione a tre rami. Il confronto fra risultati sperimentali e storie numeriche si è dimostrato incoraggiante e robusto, sia con riferimento ai valori di picco, sia con riferimento all'intera storia temporale. Il modello è stato confrontato anche con un codice commerciale agli elementi distinti. Inoltre, un raffronto è stato operato sia con un caso studio sia con l'attuale formulazione normativa delle verifiche dei meccanismi locali di collasso.

I risultati raggiunti incoraggiano a studiare l'influenza di altri fattori sulla dissipazione dell'energia, fra i quali il tipo di malta presente nei letti. Al riguardo è già in corso la maturazione di alcuni campioni da sottoporre a prove di oscillazioni libere. Nella stessa campagna si misurerà il legame fra momento e rotazione.

D'altro canto ulteriori meccanismi richiedono una esplicita modellazione dinamica. È il caso di pareti di facciata immorsate a pareti trasversali e di facciate che presentino in sommità un vincolo attritivo.

Vi è poi il tema che vede il meccanismo locale quale sistema secondario di un sistema primario costituito dal resto dell'edificio. La maniera in cui l'edificio filtra il segnale trasmesso da terreno potrebbe portare ad una stima più accurata delle situazioni in cui è necessario intervenire, limitando così il costo economico di operazioni di miglioramento estese a interi centri storici e riducendo il sacrificio culturale sempre associato a un qualunque intervento.

RINGRAZIAMENTI

Questa ricerca è stata in parte svolta nell'ambito delle Convenzioni "Dipartimento di Protezione Civile – Consorzio ReLUIS", firmate in data 11 luglio 2005 (repertorio n. 540), Progetto Esecutivo 2005-2008, Linea di Ricerca 1, e in data 24-09-2009 (repertorio n. 823), Progetto Esecutivo 2009-2012, Area Tematica 1, Linea di Ricerca 1, Task 1.

BIBLIOGRAFIA

- ABK (Agbabian Barnes Kariotis) (1981). Methodology for mitigation of seismic hazards in existing unreinforced masonry buildings: wall testing, out of plane. *Topical Report 04, El Segundo (CA, USA): Agbabian Assoc.*
- Agno, A. & Sinopoli, A. (1991). Indagine teorica e sperimentale sul problema dell'urto tra blocchi rigidi. *5 Convegno Nazionale «L'Ingegneria Sismica in Italia», Palermo, 29 Settembre-2 Ottobre 1991*, 465-478.
- Al Shawa, O., Benedetti, S., Bellisario, M., de Felice, G., Mauro, A., Paolacci, F., Ranieri, N., Roselli, I. & Sorrentino, L. (2009). *Prove Sperimentali su tavola vibrante di pareti murarie sollecitate fuori dal piano*, Progetto di Ricerca ReLUIS final deliverable, Annex PF-1.2-UR09_15.
- Al Shawa O., de Felice G., Mauro A. & Sorrentino L. (2011). Seismic behaviour of out-of-plane loaded masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. DOI: 10.1002/eqe.1168
- Allen, R.L. & Mills, D.W., (2004). Signal analysis: time, frequency, scale, and structure. *Piscataway, NJ, USA: IEEE Press.*
- Aslam, M., Godden, W.G. & Scalise, T. (1980). Earthquake rocking response of rigid bodies. *J Struct Div-ASCE*. 106(ST2): 377-392.
- Augenti, N. & Romano, A. (2006). *Prove sperimentali su murature*. Progetto di Ricerca ReLUIS, Linea 1, Obiettivo 3b.2, Unità 3, allegato 1.
- Augenti, N. & Parisi, F. (2009). Experimental data analysis on mechanical parameters of tuff masonry. *Workshop on Design for Rehabilitation of Masonry Structures - Wondermasonry 2009, Lacco Ameno, Italy, 8-10 October 2009*, CD.
- Baggio, C. & Masiani, R. (1991). Dynamic behaviour of historical masonry. *Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, Germany, 1991*, 473-480.
- Baggio, C. & Trovalusci, P. (1995). Stone assemblies under in-plane static actions. Comparison between non linear discrete approaches. *Computer Methods in Structural Masonry – 3, Lisbon, 19-21 April*, 184-193.
- Baggio, C. & Trovalusci, P. (1998). Limit Analysis for no-tension and frictional discrete systems. *Mechanics of structures and machines*, 26(3): 287-304.
- Baggio, C. & Trovalusci, P. (2000). Collapse behaviour of three-dimensional brick-block systems using non-linear programming. *Structural Engineering and Mechanics*, 10(2): 181-195.
- Bariola, J., Ginocchio, J.F. & Quiun, D. (1990). Out-of-plane seismic response of brick walls. *5th North American Masonry Conference. University of Illinois at Urbana-Champaign, June 3-6 1990*, 1: 429-439.
- Bernardini, A., Mattone, R., Modena, C., Pasero, G., Pavano, M., Pistone, G., Roccati, R. & Zaupa F. (1984). Determinazione delle capacità portanti per carichi verticali e laterali di pannelli murari in tufo. *Atti del Convegno ASSIRCCO 2, 30 maggio-2 giugno*, 345-360.

- Binda, L., Mirabella Roberti, G. & Tiraboschi, C. (1996). Problemi di misura dei parametri meccanici della muratura e dei suoi componenti. *La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto, Messina, 18-20 settembre 1996*, 45-54.
- Blasi, C. & Spinelli, P. (1986) Un metodo di calcolo dinamico per sistemi formati da blocchi rigidi sovrapposti. *Ingegneria Sismica*, 3(1): 12-21.
- Boroschek, R. & Iruretagoyena, A. (2006). Controlled overturning of unanchored rigid bodies. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35: 695–711.
- Bernardini, A., Mattone, R., Modena, C., Pasero, G., Pavano, M., Pistone, G., Roccati, R. & Zaupa, F. (1984). Determinazione delle capacità portanti per carichi verticali e laterali di pannelli murari in tufo. *Convegno ASSIRCCO 2, 30 maggio-2 giugno 1984*, 345-360.
- Bruneau, M. (1994). State-Of-The-Art Report On Seismic Performance Of Unreinforced Masonry Buildings, *American Society of Civil Engineers – Journal of the Structural Division*, 120(1):230-251.
- CMI (Circolare del Ministro delle Infrastrutture) 2 febbraio 2009, n. 617. Circolare contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 47 del 26 febbraio 2009*, Supplemento Ordinario n. 27, § C8.A.4.
- Capecchi, D., Giannini, R. & Masiani, R. (1996). Motion of a rigid body with a rounded base due to harmonic excitation. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 31(2): 175-191.
- Clough, R.W., Gülkan, P., Manos, G.C. & Mayes, R.L. (1990). Seismic Testing of Single-Story Masonry Houses: Part 2, *Journal of Structural Engineering - ASCE*, 116(1): 257-274.
- Cundall, P.A. (1971). Computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. *Proceedings of the Symposium of International Society of Rock Mechanics, Nancy 1971*; 1, Paper No. II-8.
- Cundall, P. A. (1988). Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part I: A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. *International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics*, 25(3):107-116.
- D'Ayala, D. & Speranza, E. (2003). Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings, Earthquake Spectra. *Journal of Earthquake Engineering Research Institute*, 19(3): 479–509.
- De Casa, G. & Giglio, G. (1991). Contributo alla conoscenza del comportamento delle murature in blocchi di tufo vulcanico. *IX IB2Mac, Berlin, 13-16 ottobre*, 141-148.
- De Felice, G. & Giannini, R. (2001). Out-of-plane seismic resistance of masonry walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(3), 554-572.
- De Felice, G. (2011). Out-of-plane seismic capacity of masonry depending on wall section morphology. *International Journal of Architectural Heritage*, 5: 1-17. DOI:10.1080/15583058.2010.530339.
- De Lorenzis, L., DeJong, M. & Ochsendorf, J. (2007) Failure of masonry arches under impulse base motion. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36:2119–2136. doi:10.1002/eqe.719.
- Decanini, L.D. & Mollaioli, F. (1998). Formulation of elastic earthquake input energy spectra. *Earthquake Eng Struc*, 27(12): 1503-1522.
- Decanini, L. D., Gavarini, C. & Mollaioli, F. (2000). Some remarks on the Umbria-Marche earthquakes of 1997. *European Earthquake Engineering*, 14(3): 18-48.

- Decanini L., De Sortis A., Goretti A., Langenbach R., Mollaioli F. & Rasulo A. (2004). Performance of masonry buildings during the 2002 Molise, Italy, Earthquake. *Earthquake Spectra*, July 2004, 20(S1): S191-S220.
- Decanini, L.D. (2005). Alcune considerazioni sul terremoto di Bam (Iran) del 26 dicembre 2003. *L'Ingegneria Sismica in Italia, XI Convegno Nazionale dell'Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica. Relazioni a Invito. Genova, 25-29 Gennaio 2004. Padova: Servizi Grafici Editoriali, 91-125.*
- Decanini, L.D., Masiani, R., Sorrentino, L. & Tocci, C. (2006). *Risposta fuori del piano di pareti murarie, libere e vincolate in sommità, a settanta segnali naturali*. Progetto di Ricerca ReLUIS, Linea 1, Obiettivo 1.2, Unità 15, allegato 1.
- Decanini, L.D., Masiani, R., Al Shawa, O., Benedetti, S. & Sorrentino, L. (2008). *Prove sperimentali di dondolamento libero di pareti murarie. Rapporto conclusivo*. Progetto di Ricerca ReLUIS, Linea 1, Obiettivo 1.2, Unità 15, allegato 4, III anno.
- Doherty, K.T., Griffith, M.C., Lam, N.T.K. & Wilson, J.L. (2002). Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(4): 833–850.
- Doherty, K.T. (2000). *An investigation of the weak links in the seismic load path of unreinforced masonry buildings*, Adelaide (AUS), Adelaide University, School of Civil and Environmental Engineering, PhD Thesis.
- ElGawady, M. A., Ma, Q., Butterworth, J. W. & Ingham, J. (2011) Effects of interface material on the performance of free rocking blocks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40:375–392, DOI: 10.1002/eqe.1025.
- Giannini, R., Giuffrè, A. & Masiani, R. (1986). La dinamica delle strutture composte di blocchi sovrapposti: studi in corso sulla colonna Antonina. *VIII Congresso Nazionale dell'Associazione Italiana di Meccanica Teorica ed Applicata*, Torino, 29 Settembre-3 Ottobre, 1:299-304.
- Giannini, R. (1991). Dinamica delle strutture composte da blocchi. *V Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Palermo, 29 Settembre-2 Ottobre, 2: 1121-1137.
- Giuffrè, A. (1986a). Studies in progress on the seismic behaviour of the imperial columns in Rome. *8th European conference on earthquake engineering*, Lisbon, 7-12 September, 6:81-91.
- Giuffrè, A. (1986b). *Studies in progress on the seismic behaviour of the imperial columns in Rome*, Roma, Università "La Sapienza", Dipartimento di ingegneria strutturale e geotecnica, collana: "Studi e ricerche sulla sicurezza sismica dei monumenti", n. 5, Settembre.
- Gülkan, P., Clough, R.W., Mayes, R.L. & Manos, G.C. (1990). Seismic Testing of Single-Story Masonry Houses: Part 1. *Journal of Structural Engineering - ASCE*, 116(1): 235-256.
- Griffith, M. C., Lam, N. T.K., Wilson, J. L. & Doherty, K. T. (2004). Experimental investigation of URM walls in flexure. American Society of Civil Engineers – *Journal of Structural Engineering*, 130(3): 423-432.
- Griffith, M.C., Magenes, G., Melis, G. & Picchi, L. (2003). Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation. *Journal of Earthquake Engineering*, 7(S1): 141-169.
- Goretti, A., De Matteis, U. & Liberatore, D. (2007). Analisi Sismica delle Mura Storiche di Camerino. *XII Convegno nazionale "L'ingegneria sismica in Italia"*, Pisa, Italy, 10-15 Giugno 2007, CD: 169.
- Hogan, S.J. (1992). On the Motion of a Rigid Block, Tethered at one Corner, Under Harmonic Forcing. *Proc R Soc Lon Ser-A*, 439(1905): 35-45.

- Hogan, S.J. (2000). Damping in rigid block dynamics contained between side-walls, *Chaos, Solitons and Fractals*, 11(4): 495-506.
- Housner, G.W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2) February: 403-417.
- Ingham, J. M., Biggs, D. T. & Moon, L. M. (2011). How did unreinforced masonry buildings perform in the February 2011 Christchurch earthquake? *The Structural Engineer*, 89(6), 14-18.
- Ishiyama, Y. (1982). Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10(5): 635-650.
- Ishiyama, Y. (1984a). Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 17(1): 24-37.
- Ishiyama, Y. (1984b). Criteria for overturning of rigid bodies by sinusoidal and earthquake excitations. *8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, July 21-28 1984*, 4:267-274.
- Itasca consulting group Inc.(1996). *UDEC-Universal distinct element code*, version 3.0 – User’s manual. CD: Minneapolis, Minnesota.
- KOH, A.S. & MUSTAFA, G. (1990). Free rocking of cylindrical structures, *American Society of Civil Engineers – Journal of Engineering Mechanics*, vol.116, n.1, January, pp.35–54
- Kruyt, N.P.(2003). Contact forces in anisotropic frictional granular materials. *International Journal of Solids and Structures*, 40(2003):3537–3556. doi:10.1016/S0020-7683(03)00148-3
- Lam, N. T.K., Wilson, J. L. & Hutchinson, G. L. (1995). The Seismic Resistance of Unreinforced Masonry Cantilever Walls in Low Seismicity Areas. *Bulletin New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 28(3): 179-195.
- Lam, N.T.K., Griffith, M.C., Wilson, J.L. & Doherty, K.T. (2003). Time–history analysis of URM walls in out-of-plane flexure. *Engineering Structures*, 25(6): 743-754.
- Lipscombe, P.R. & Pellegrino, S. (1993). Free rocking of prismatic blocks. *Journal of Structural Engineering - ASCE*, 119(7): 1387-1410.
- Lagomarsino, S. & Resemini, S. (2009). The Assessment of Damage Limitation State in the Seismic Analysis of Monumental Buildings. *Earthquake Spectra*, 25(2): 323-346.
- Liberatore, D. & Spera, G. (2001a). Response of slender blocks subjected to seismic motion of the base: description of the experimental investigation, *5th International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry, Rome, 18-21 April*, 117-124.
- Liberatore, D. & Spera, G. (2001b). Oscillazioni di blocchi snelli: valutazione sperimentale della dissipazione di energia durante gli urti. *X Convegno Nazionale “L’ingegneria sismica in Italia”, Potenza-Matera, 9-13 settembre 2001*, CD: E202. Potenza: Lamisco.
- Liberatore, D., Spera, G., Nigro, D. & D’Alessandro, G. (2001c). Risposta di blocchi snelli soggetti a un moto sismico alla base. *X Convegno Nazionale «L’Ingegneria Sismica in Italia», Potenza-Matera, 9-13 settembre 2001*, CD: E201. Potenza: Lamisco.
- Liberatore D., Spera G., D’Alessandro G. & Nigro D. (2002). Rocking of Slender Blocks Subjected to Seismic Motion of the Base. *12th European Conference on Earthquake Engineering, London, September 9-13*, CD 760.
- Liberatore, D. & Spera, G. (2003). Analisi strutturale e intervento di consolidamento. G. Scalora (ed). I tessuti urbani di Ortigia. *Un metodo per il progetto di conservazione*. Siracusa: Ente Scuola Edile Siracusana, 89-115.

- Makris, N. & Zhang, J. (1999). Rocking response and overturning of anchored equipment under seismic excitations. *Pacific Earthquake Engineering Research Center Report*, n.06, September.
- Mathworks Inc. (2009). *Matlab Version 7.8. The language of technical computing*.
- Meisl, C.S., Elwood, K.J., Mattman, D.W. & Ventura, C.E. (2006). Out-of-Plane Seismic Performance of Unreinforced Clay Brick Masonry Walls. *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, April 18-22, 2006*, Paper No. 959.
- Papantonopoulos, C., Psycharis, I.N., Papastamatiou, D.Y., Lemos, J.V. & Mouzakis, H.P. (2002). Numerical prediction of the earthquake response of classical columns using the distinct element method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(9):1699-1717.
- Peña, F., Prieto, F., Lourenço, P.B. & Campos-Costa, A. (2006). Dynamical Behaviour of Rigid Block Structures Subjected to Earthquake Motion. *5th International Seminar Structural Analysis of Historical Construction, New Delhi, 6-8 November 2006*, Delhi et al: Macmillan India Ltd., 707-714.
- Peña, F., Prieto, F., Lourenço, P.B., Campos-Costa, A. & Lemos, J.V. (2007). On the dynamics of rocking motion of single rigid-block structures. *Earthquake Eng Struc*, 36(15): 2383-2399.
- Priestley, M.J.N., Evison, R.J. & Carr, A.J. (1978). Seismic Response of Structures Free to Rock on Their Foundations. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 11(3): 141-150.
- Prieto, F., Peña, F., Lourenço, P.B. & Lemos, J.V. (2006). Numerical simulation of Rigid Blocks Subjected to Rocking Motion. *5th International Seminar Structural Analysis of Historical Construction, New Delhi, 6-8 November 2006*, Delhi et al: Macmillan India Ltd., 957-964.
- Plaut, R.H., Fielder, W.T. & Virgin, L.N. (1996). Fractal Behavior of an Asymmetric Rigid Block Overturning Due to Harmonic Motion of a Tilted Foundation. *Chaos, Solitons & Fractals*, 7(2): 177-196.
- Rankine, W.J.M. (1863). *A manual of civil engineering*. 2nd Ed., London, UK: Griffin Bohn.
- Reale, C., Scheibel, B., Vignoli, F., Decanini, L. & Sorrentino, L. (2004). Il Regolamento edilizio di Norcia del 1860: fra storia sismica e storia urbanistica. *Atti dell'XI Convegno nazionale L'ingegneria sismica in Italia, Genova, 25-29 gennaio 2004*.
- Shi, B., Anooshehpour, A., Zeng, Y. & Brune, J. N. (1996). Rocking and overturning of precariously balanced rocks by earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(5): 1364-1371.
- Simsir, C.C., Aschheim, M.A. & Abrams, D.P. (2004). Out-of-Plane Dynamic Response of Unreinforced Masonry Bearing Walls Attached to Flexible Diaphragms. *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004*, Paper No. 2045.
- Spanos, P.D., Roussis, P.C. & Politis, N.P.A. (2001). Dynamic analysis of stacked rigid blocks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(7): 559-578.
- Sorrentino L. (2003). *Dinamica di muri sollecitati fuori del piano come sistemi di corpi rigidi* Università "La Sapienza", Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Tesi di Dottorato, XVI ciclo.
- Sorrentino, L., Masiani, R. & Decanini, L. D. (2006a). Overturning of rocking rigid bodies under transient ground motions. *Structural Engineering and Mechanics*, 22(3): 293-310.
- Sorrentino, L., Mollaioli, F. & Masiani, R. (2006b). Overturning Maps of a Rocking Rigid Body under Scaled Strong Ground Motions. *First European Conference On Earthquake Engineering And Seismology Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006*. Paper Number: 861.

- Sorrentino, L., Kunnath, S., Monti, G. & Scalora, G. (2008a). Seismically induced one-sided rocking response of unreinforced masonry façades. *Engineering Structures*, 30(8): 2140-2153. doi:10.1016/j.engstruct.2007.02.021.
- Sorrentino, L., Masiani, R. & Griffith, M.C. (2008b). The vertical spanning strip wall as a coupled rocking rigid body assembly, *Structural Engineering & Mechanics*, 29(4), 433-453.
- Sorrentino, L., Masiani, R. & Benedetti, S. (2008c). Experimental Estimation Of Energy Damping During Free Rocking Of Unreinforced Masonry Walls. First Results. 2008 *Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, Reggio Calabria, Italy, 8-11 July 2008*, 1135-1142.
- Sorrentino L., Al Shawa, O. & Decanini LD. (2011). The relevance of energy damping in unreinforced masonry rocking mechanisms. Experimental and analytic investigations. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 9:1617-1642. doi:10.1007/s10518-011-9291-1.
- Sorrentino, L., Raglione, E., Al Shawa, O., Liberatore, D. & Decanini, L.D. (2012). *Oratorio di S. Giuseppe dei Minimi a L'Aquila. Influenza di Condizioni di Vincolo e Moto del Terreno sulla Risposta*. L'Università e la Ricerca per l'Abruzzo. Il patrimonio culturale dopo il terremoto del 6 aprile 2009. L'Aquila: Textus. pp. 23.
- Shenton, H.W. III (1996). Criteria for Initiation of Slide, Rock, and Slide-Rock Rigid-Body Modes. *Journal of Engineering Mechanics - ASCE*, 122(7): 690–693.
- Tobriner, S., Comerio, M. & Green, M. (1997). Reconnaissance Report on the Umbria-Marche Italy earthquake of 1997. *EERI Newsletter*, 31(12).
- Trovalusci, P., Capecchi, D. & Ruta, G. (2008). Genesis of the multiscale approach for materials with microstructure. *Archive of Applied Mechanics*, 79(11):981-997. doi 10.1007/s00419-008-0269-7.
- Wilhelm, M., Mojsilović, N. & Dazio, A. (2007). Out-of-Plane Shaking Table Tests on Unreinforced Masonry Walls. *10th North American Masonry Conference, St. Louis, Missouri, USA, June 3-5, 2007*, 671-682.
- Yim, C.-S., Chopra, A.K. & Penzien, J. (1980). Rocking response of rigid blocks to earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8(6): 565-587.

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 1-1 La deformazione dell'edificio e tipici danni ai muri. Da Tomažević (1999), fig. 2.19.	7
Fig. 1-2 Danni dopo il terremoto, collasso fuori del piano: a) San Giuseppe dei Minimi, dopo il sisma del aprile 2006; b) Santa Maria del Fossale a Gemona (UD), dopo il sisma del maggio 1976.	8
Fig. 1-3 Disgregazione di un muro a due paramenti. Da Giuffrè (1993).	9
Fig. 2-1. Il pendolo invertito proposta da Housner (1963).	12
Fig. 2-2. Modello di parete libera: α = angolo fra la verticale per la cerniera e la congiungente con il baricentro G ; R = distanza del centro di massa dalla cerniera di rotazione; h = semialtezza del blocco; b = semibase del blocco; m = massa del blocco; θ = rotazione (un grado di libertà) misurata dal verticale; a) parametri geometrici; b) configurazione spostata.	13
Fig. 2-3. Periodo T del blocco dondolante al variare dell'ampiezza θ_0 (Housner 1963), α , R = carattere geometrica del blocco (Fig. 2-2), W = peso proprio del blocco rigido; I_o = il momento di inerzia; p = parametro di frequenza eq. (2-2).	14
Fig. 2-4. Legame momento di richiamo – rotazione a due rami, perfettamente rigido. Da Housner (1963).	14
Fig. 2-5. Modellazione d'impatto contro la fondazione. Da Ishiyama (1982).	15
Fig. 2-6. Blocco sulla fondazione inclinata: Da Plaut <i>et al.</i> (1996), rielaborazione di fig. 1	16
Fig. 2-7. Configurazione spostata, si nota che il blocco è fissato alla fondazione con il punto O . Da Hogan (1992), fig.1.	16
Fig. 2-8. Legame forza stabilizzante–spostamento: sperimentale, bilineare perfettamente rigido e trilineare. Da Doherty <i>et al.</i> (2002), fig.6.	17
Fig. 2-9. Blocco rigido su suolo alla Winkler. Da Psycharis & Jennings (1984).	18
Fig. 2-10. Curvatura cilindrica del giunto. Da Giuffrè (1986a).	18
Fig. 2-11. Muro a tre teste ribaltato: le due parti in cui la parete si è spezzata hanno dondolato come corpi rigidi. Da ABK (1981), fig. 5-2.	19
Fig. 2-12. Vibrazioni rigide di un muro a due teste. Da Bariola <i>et al.</i> (1990), fig.3.	20
Fig. 2-13. Prove su tavola vibrante su quattro edifici di muratura. Da Gülkan <i>et al.</i> (1990).	20
Fig. 2-14. Prove sperimentali effettuato su tavola vibrante con forzanti armoniche su pannelli vincolati in sommità. Da Baggio e Masiani (1991).	21
Fig. 2-15. Prove sperimentali su parete singola. Da Lam <i>et al.</i> (1995).	21
Fig. 2-16. Prove sperimentali su pareti vincolate in sommità. Da Doherty (2000).	22
Fig. 2-17. Prove sperimentali su tavola vibrante. Da Liberatore <i>et al.</i> (2001).	23
Fig. 2-18. Geometria dei blocchi reale e scalato. Da Liberatore <i>et al.</i> (2001).	23
Fig. 2-19. Prove di oscillazione libere. Da Meisl <i>et al.</i> (2006).	24
Fig. 2-20. Prove di oscillazione libere. Da ElGawady <i>et al.</i> (2011).	25
Fig. 3-1. Oscillazioni libere di pareti murarie: a) oscillazione bilaterale, b) oscillazione monolaterale.	27
Fig. 3-2. Modellazione d'impatto contro la fondazione nell'ipotesi che l'impulso passi dalla cerniera di rotazione. P = l'impulso trasmesso al blocco in occasione dell'urto; $\dot{\theta}$ = velocità angolare del blocco; \dot{u} = velocità del blocco; (+) = posteriori all'urto; (-) = anteriori all'urto: a) il blocco; b) istante prima dell'impatto; c) istante dell'impatto considerando l'impulso passante dalla cerniera di rotazione O' ; d) istante dopo l'impatto.	29
Fig. 3-3. Modellazione d'impatto contro la fondazione nell'ipotesi che l'impulso passi a una distanza x_{imp} dalla cerniera dalla cerniera di rotazione. P = l'impulso trasmesso al blocco in occasione dell'urto; $\dot{\theta}$ = velocità angolare del blocco; \dot{u} = velocità del blocco; (+) = posteriori all'urto; (-) = anteriori all'urto: a) il blocco; b)	

istante prima dell'impatto; c) istante dell'impatto considerando l'impulso passante dalla cerniera di rotazione O' ; d) istante dopo l'impatto.....30

Fig. 3-4. Modellazione d'impatto contro la fondazione e le pareti trasversali nell'ipotesi che l'impulso passi a una distanza x_{imp} e y_{imp} dalla cerniera dalla cerniera di rotazione A ; χ = la distanza tra il baricentro G del blocco e il punto di applicazione C dell'impulso; m = la massa del blocco; I_G = momento di inerzia polare rispetto all'asse parallelo all'asse z della terna di riferimento e passante per il centro di massa; P, Q = l'impulso trasmesso al blocco in occasione dell'urto; $\dot{\theta}$ = velocità angolare del blocco; \dot{u} = velocità del blocco; (+) = posteriori all'urto; (-) = anteriori all'urto: a) il blocco; b) istante prima dell'impatto; c) istante dell'impatto considerando l'impulso passante dalla cerniera di rotazione O' ; d) istante dopo l'impatto.32

Fig. 3-5. Modellazione d'impatto contro le pareti trasversali come tre impatti. a) rotazione antioraria intorno allo spigolo O ; b) primo impatto contro la fondazione; c) secondo impatto contro muri trasversali con un angolo ψ ; d) terzo impatto contro la fondazione; e) rotazione oraria intorno allo spigolo O33

Fig. 3-6. Modellazione d'impatto contro le pareti trasversali con un angolo ψ (Fig. 3-5c) m = la massa del blocco; I_G = momento di inerzia polare rispetto all'asse parallelo all'asse z della terna di riferimento e passante per il centro di massa; P, Q = l'impulso trasmesso al blocco in occasione dell'urto; $\dot{\theta}$ = velocità angolare del blocco; \dot{u} = velocità del blocco; (+) = posteriori all'urto; (-) = anteriori all'urto: a) il blocco; b) istante prima dell'impatto; c) istante dell'impatto considerando l'impulso passante dalla cerniera di rotazione O' ; d) istante dopo l'impatto.34

Fig. 3-7. Coefficiente di restituzione al variare della snellezza del blocco, ζ : a) Confronto tra il coefficiente di restituzione analitico legato all'oscillazione bilaterale, $e_{an,2s}$, e il coefficiente di restituzione analitico legato all'oscillazione monolaterale, $e_{an,1s}$; b) il coefficiente di restituzione analitico legato all'impatto trasversale $e_{an,tr}$35

Fig. 3-8. Imposizione dello spostamento iniziale e dispositivo di rilascio.36

Fig. 3-9. Variazione della profondità della superficie di contatto fra muro di facciata e muro di controvento nelle prove monolaterali. CD = Profondità di contatto fra facciata e muro trasversale.....37

Fig. 3-10. Disposizione e numerazione della strumentazione di misura. 0 e 2 = WA100, 1 e 3 = WA500, 4 = WA50, 5 = WA200. Nel caso di campioni con altezza ridotta, a seguito della formazione di una nuova lesione, la quota degli strumenti 0, 2 e 4 è stata modificata, in maniera da risultare comunque superiore alla quota della lesione.37

Fig. 3-11. Una registrazione dello spostamento Δl , nel tempo, la linea tratteggiata rappresenta lo spostamento misurato, mentre la linea continua identifica la velocità, ottenuta numericamente derivando lo spostamento nel tempo. La b) è l'ingrandimento della parte significativa della a).39

Fig. 3-12. Cinematica del blocco: a) la geometria e il sistema di riferimento globale; b) Cinematica vista nel piano xy e nel piano yz ; c) configurazione della facciata e vettori, $u_{i,j}$; d) parametri geometrici della i -simo trasduttore.40

Fig. 3-13. Esempio di storia temporale calcolato risolvendo il sistema di equazioni (3-23) per campione n. 3a (Tabella 3-2). I quattro gradi di libertà normalizzati (Fig. 3-12): a) spostamento lungo x ; b) spostamento lungo y ; c) rotazione intorno all'asse x , α_{ind} = riduzione dell'angolo α ; d) rotazione intorno all'asse z42

Fig. 3-14. a) Confronto tra rotazione θ ottenuta risolvendo il sistema di equazioni (3-23) con quella ottenuta dall'equazione (3-28); b) I massimi valori assoluti di quattro gradi di libertà normalizzati per le prove esaminate, TH, per campione n. 5a (Tabella 3-2).43

Fig. 3-15. Amplificazione dello spostamento del centro della parete nell'istante dell'impatto con la parete trasversale, CD = contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9): a) Confronto tra le storie temporali registrate sui due punti, uno situato nel centro ($ch5$) della facciata e l'altro su un lato ($ch1$); b) Rapporto tra i valori massimi degli spostamenti registrati (5 e 1) dopo il primo impatto per una serie di prove esaminate TH, per campione No. 3a (Tabella 3-2).44

Fig. 3-16. Rapporto fra rotazione iniziale θ_0 e angolo α nominale (= $\arctan(b/h)$, Fig. 2-2), al variare della storia temporale, TH: a) oscillazioni bilaterali, per campione n.. 3b (Tabella 3-2); b) oscillazioni monolaterali, per campione n. 1b (Tabella 3-2), CD = contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).....45

Fig. 3-17. Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, n , per campione n. 3b (Tabella 3-2): a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).46

Fig. 3-18. Oscillazioni su due lati, 2s. Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, $e_{an,2s}$ al variare della snellezza h/b , e della porzione di storia temporale considerata: (+) completa; (o) trascurando la prima metà di ciclo; (*) considerando la sola prima metà di ciclo.....	47
Fig. 3-19. Oscillazioni su un solo lato, 1s. Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, $e_{an,1s}$ al variare della snellezza h/b , della profondità di contatto all'estremità della facciata CD (Fig. 3-9) e della porzione di storia temporale considerata: a) completa; b) trascurando la prima metà di ciclo; c) considerando la sola prima metà di ciclo.	48
Fig. 3-20. Confronto fra storia temporale sperimentale e analitica. Il modello analitico ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) analitico Eq. (3-1); b) in base al valore sperimentale. Si è tenuto conto dell'arretramento della cerniera di ribaltamento $\theta_0 / \alpha_{ind} = 0.985$	49
Fig. 3-21. Confronto fra storie temporali sperimentale e analitica per un'oscillazione monolaterale. Il modello analitico ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) modelli di letteratura; b) in base al valore sperimentale. Si è tenuto conto dell'arretramento della cerniera di ribaltamento $\theta_0 / \alpha_{ind} = 0.985$	49
Fig. 3-22. Rapporto fra rotazione iniziale θ_0 e angolo α nominale (= arctan (b/h), Fig. 2-2), Al variare di snellezza geometrica h/b . a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = profondità di contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).....	51
Fig. 3-23. Periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale, Eq. (2-4), al variare di snellezza geometrica h/b . a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = profondità di contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).....	51
Fig. 3-24. Confronto della relazione periodo adimensionale-ampiezza adimensionale nelle prove sperimentali e nella formulazione analitica di Housner (1963), T = Periodo Eq. (2-4); Φ_n = rotazione assoluta massima adimensionale dopo n -simo impatto: a) oscillazioni bilaterali 2s; b) oscillazioni monolaterali 1s.....	52
Fig. 3-25. Numero di impatti considerato, n al variare della snellezza geometrica h/b : a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = profondità di contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).....	52
Fig. 3-26. Durata adimensionale del dondolamento libero al variare di snellezza geometrica h/b : a) oscillazioni bilaterali, 2s; b) oscillazioni monolaterali, 1s. CD = profondità di contatto all'estremità della facciata (Fig. 3-9).....	53
Fig. 3-27. a) rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale; b) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale, TH, considerata per una specifica serie di storie temporali (2s, tuff, H1190).	53
Fig. 3-28. Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale: a) campione spinto, rotazione iniziale su cerniera destra; b) campione tirato, rotazione iniziale su cerniera sinistra al variare della storia temporale, TH, considerata per una specifica serie di storie temporali (2s, tuff, H1790).	54
Fig. 3-29. Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale (2s, tuff, H1190): a) campione spinto, rotazione iniziale su cerniera destra; b) campione tirato, rotazione iniziale su cerniera sinistra.....	54
Fig. 3-30. Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , eq. (3-1), al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo; 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale; 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo per una specifica serie di storie temporali (1s, brick, H800, CD120) e considerando tutti i picchi di ciascuna storia temporale.	55
Fig. 3-31. Tipica storia temporale della serie 2s, brick, H1360: a) intere fase di dondolamento libero; b) rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerando o meno il primo quarto di ciclo.....	57
Fig. 3-32. Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare della storia temporale considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo; 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale; 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo.	57
Fig. 3-33. Mappa di ribaltamento per oscillazione bilaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m, Fig. 2-2) per record SECREN27 Tabella B- 1 e Tabella B- 2). Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) da Sorrentino e Masiani (2007), $e = e_{an, 2s}$; b) $e = 0.95 e_{an, 2s}$	59
Fig. 3-34. influenza del coefficiente di restituzione, e , sulla risposta per 20 accelerogrammi naturali (Tabella B- 1 e Tabella B- 2) per $e = e_{an, 2s}$ (Sorrentino e Masiani 2007) , $e = 0.95 e_{an, 2s}$: a) numero di ribaltamento N_o , b) La media del numero di cambiamenti ribaltamento-non ribaltamento per la durata e l'ampiezza.	59
Fig. 3-35. Mappa di ribaltamento per oscillazione monolaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m, Fig. 2-2) per record KJM000 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2). Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) $e = 0$; b) $e = 1.05e_{an,1s}$	60

Fig. 3-36. Influenza del coefficiente di restituzione, e , sulla risposta per 20 accelerogrammi naturali (Tabella B- 1 e Tabella B- 2) per $e = 0$, $e = 1.05 e_{an, 1s}$: a) numero di ribaltamento N_o ; b) La media del numero di cambiamenti ribaltamento-non ribaltamento per la durata e l'ampiezza.....61

Fig. 3-37. Influenza del coefficiente di restituzione, e , per il segnale CalitWE. S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze; Δ_1 = fattore di imperfezione geometrica della base; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1): a) f_o = frequenze di ribaltamento; b) $Me(|\theta|_{max} / \alpha)$ = mediana del rotazione assoluta adimensionale massima.....62

Fig. 3-38. Influenza del coefficiente di restituzione, e , per il segnale BagnirWE. f_o = frequenze di ribaltamento; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze; Δ_1 = fattore di imperfezione geometrica della base; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1): a) rotazioni Positive; b) rotazioni Negative.....62

Fig. 3-39. Influenza del coefficiente di restituzione, e , sulla risposta in termini di storia temporale al variare del fattore di imperfezione geometrica della base, Δ_1 ; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); θ / α = rotazione adimensionale dell'oscillatore; \ddot{x}_g/g = accelerogramma normalizzato; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1): a) e c) $e = 0.85e_{an,2s}$; b) e d) $e = e_{an,2s}$. a) e b) $\Delta_1 = 0.10$; c) e d) $\Delta_1 = 0.15$63

Fig. 3-40. Influenza del coefficiente di restituzione, e , sulla risposta in termini di storia temporale al variare del fattore di imperfezione geometrica della base, Δ_1 ; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); θ / α = rotazione adimensionale dell'oscillatore; \ddot{x}_g/g = accelerogramma normalizzato; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1): a) e c) $e = 0.25e_{an,2s}$; b) e d) $e = 0.50e_{an,2s}$; a) e b) oscillazioni negative, N; c) e d) oscillazioni positive, P.....64

Fig. 4-1 Condizioni di vincolo delle pareti soggette a sperimentazione dinamica fuori del piano. Pareti: a) singola; b) accostata; c) ammortata ai muri trasversali.....68

Fig. 4-2 Fasi costruttive. Da Castelvè (Giuffrè *et al.* 1988).....68

Fig. 4-3. Apertura di Corso Sertorio a Norcia dopo il sisma del 1859, mediante sventramento del tessuto esistente. (Da Reale *et al.* 2004).....69

Fig. 4-4. Configurazione di prova: a) Vista del provino testato, del sistema di ancoraggio e della struttura di contenimento della parete di facciata; b) stato di danneggiamento del provino e disposizione degli accelerometri e dei trasduttori a filo (le misure riportate sono in metri).....69

Fig. 4-5. Legame momento stabilizzante –rotazione adimensionali, in assenza di imperfezioni geometriche alla base e in presenza di imperfezioni.....71

Fig. 4-6. Influenza del verso di oscillazione sulla risposta in termini di storia temporale. Δ_1 = fattore di imperfezione geometrica della base; $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1); S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); θ / α = rotazione adimensionale dell'oscillatore (Fig. 2-2), \ddot{x}_g/g = accelerogramma normalizzato. a) rotazioni positive, P; b) rotazioni negative, N.....72

Fig. 4-7. Influenza del segnale per un fattore di imperfezione geometrica della base $\Delta_1 = 0.10$; $Me(|\theta|_{max} / \alpha)$ = mediana del rotazione assoluta adimensionale massima; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale (3-1): a) rotazione antioraria P; b) rotazione oraria N.....72

Fig. 4-8. Storie temporali in termini di spostamento registrate durante le prove 16-27: a) spostamento relativo δ_u misurato tra sensori allineati lungo la verticale T_6-T_1 e T_3-T_1 ; b) spostamento relativo δ_u misurato tra sensori allineati lungo l'orizzontale T_6-T_7 e T_8-T_7 , Fig. 4-4b.....73

Fig. 4-9. Storie temporali in termini di spostamento registrate durante le prove 31-33: a) spostamento relativo δ_u misurato tra sensori allineati lungo la verticale T_6-T_1 e T_3-T_1 ; b) spostamento relativo δ_u misurato tra sensori allineati lungo l'orizzontale T_6-T_7 e T_8-T_7 , Fig. 4-4b.....74

Fig. 4-10. Confronto in termini di storie temporali registrate durante le prove sperimentali *test* 31 con le simulazioni numeriche.....76

Fig. 4-11. Modellazione della parete di facciata con fondazione inclinata: a) modello ad un grado di libertà; b) descrittori cinematici del moto della parete.....77

Fig. 4-12. Relazione normalizzata momento-rotazione adottata nel presente lavoro per $\eta > 0$79

Fig. 4-13. Confronto in termini di storie temporali registrate durante le prove sperimentali con le simulazioni numeriche, η = inclinazione della fondazione; Δ_1 , Δ_2 , e Δ_u sono definiti in Fig. 4-12; \ddot{x}_g = componente

orizzontale del moto alla base; RMS* e WME = due misure di errore Eq. (4-2) e (4-3): a) TH16 ; b) TH27 ; c) TH31; d) TH33.	80
Fig. 4-14. Mappe in scala di grigi delle due misure di errore, RMS* e WME, al variare di Δ_1 e Δ_2	82
Fig. 4-15. Modellazione del comportamento dinamico applicando il modello di oscillazioni su un solo lato ($\eta = 0$) con l'aumento di Δ_1 : a) esempio di storia temporale; b) confronto in termini di misura di errore RMS* eq. (4-2).....	82
Fig. 4-16. Confronto tra risultati sperimentali registrati e simulazioni numeriche. $Me(\theta _{max} / \alpha)$ = mediana del rotazione assoluta adimensionale massima; S_f = coefficiente di scalatura delle ampiezze (per analisi dinamica incrementale); $e_{an,2s}$ = coefficiente di restituzione analitico per oscillazione bilaterale eq. (3-1).....	83
Fig. 4-17. a) Modello agli elementi distinti adottato per la modellazione della parete di facciata; b) Descrittori cinematici del moto della parete (Al Shawa <i>et al.</i> 2011).....	84
Fig. 4-18. Confronto tra la rotazione massima registrata durante le prove sperimentali e quella ottenuta dalle simulazioni numeriche: a) modello agli elementi distinti. Da Al Shawa <i>et al.</i> (2011); b) modello analitico a un grado di libertà.	85
Fig. 4-19. Confronto tra il rapporto domanda/capacità misurato dalle prove sperimentali e quello ottenuto applicando le procedure statiche equivalenti proposte dalla normativa: a) approccio in termini di forza, b) approccio in termini di spostamento.	87
Fig. 4-20 Confronto tra il rapporto domanda/capacità valutato attraverso il modello analitico ad un grado di libertà e quello ottenuto applicando le procedure statiche equivalenti proposte dalla normativa: a) approccio in termini di forza; b) approccio in termini di spostamento. I simboli pieni e vuoti corrispondono rispettivamente ad una polarità positiva e negativa dell'accelerogramma applicato alla base.	89
Fig. 4-21 Conservatività della procedura statica equivalente in termini di forza al variare del fattore di struttura q adottato, eq.(4-4). Analitico: modello presentato nel §4.3; UDEC: modello richiamato nel §4.4.....	90
Fig. 4-22 Inquadramento, quadri fessurativo e deformativo. Pianta, Prospetti su via Roio e via degli Scardassieri. Gli angoli indicano il valore del fuori piombo della parete; il verso positivo del fuori piombo è quello che va dal numero al muro. Da Sorrentino <i>et al.</i> (2012).	91
Fig. 4-23 Localizzazione delle stazioni accelerometriche (dal sito: http://earth.google.it/ , consultato il 26/06/2009). L'Oratorio di San Giuseppe si trova molto prossimo al cerchio rosso de L'Aquila.	92
Fig. 4-24 Storia temporale delle oscillazioni monolaterali della facciata dell'Oratorio al segnale AQK211. θ = angolo di rotazione; $\alpha = \arctan(b/h)$; b, h = distanza orizzontale, verticale del baricentro della parete dalla cerniera di dondolamento; \ddot{x}_g , g = accelerazione orizzontale del terreno, di gravità.	94

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3-1. Caratteristiche essenziali dei campioni oggetto di sperimentazione.....	36
Tabella 3-2. Numero di prove valide.....	38
Tabella 3-3. Oscillazioni su un solo lato, 1s. il rapporto $e_{exp} / e_{an,1s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata. CD = 60 mm.....	55
Tabella 3-4. Oscillazioni su un solo lato, 1s. il rapporto $e_{exp} / e_{an,1s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata. CD = 120 mm.....	55
Tabella 3-5. Oscillazioni su un solo lato, 1s. il rapporto $e_{exp} / e_{an,1s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata. CD = 260 mm.....	56
Tabella 3-6. Oscillazioni su un solo lato, 1s. il rapporto $e_{exp} / e_{an,1s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata.....	56
Tabella 3-7. Oscillazioni su un solo lato, 1s. Proposta del rapporto $e_{exp} / e_{an,1s}$ al variare del rapporto fra profondità di contatto, CD, sui due lati e lunghezza, l , del muro.....	57
Tabella 3-8. Oscillazioni su due lati, 2s. il rapporto $e_{exp} / e_{an,2s}$ in funzione della porzione di storia temporale considerata.....	58
Tabella 4-1. Proprietà meccaniche medie della malta e del tufo: resistenza a compressione cubica (f_c), modulo di elasticità (E), resistenza a trazione per flessione (f_t), pesò per unità di volume (γ).....	70
Tabella 4-2. Parametri indagati nella simulazione numerica.....	73
Tabella 4-3. Selezione di prove effettuate (da Tabella C-9 e Tabella C-10).....	75
Tabella 4-4.: Accelerogrammi naturali selezionati.....	87
Tabella 4-5. Risposta della facciata alle registrazioni prossime all'Aquila, in termini di frequenza di ribaltamenti, f_o , e di rotazione mediana adimensionale massima in valore assoluto, $Me(\theta _{max}/\alpha)$. θ = angolo di rotazione rispetto alla verticale.....	93

APPENDICE (A) PROVE SPERIMENTALI DI DONDOLAMENTO LIBERO DI PARETI MURARIE

Si riporta il programma di prove sperimentali di dondolamento libero svolto su pareti di muratura ordinaria. Scopo della campagna di laboratorio è la stima della dissipazione dell'energia cinetica di pannelli rilasciati con condizioni iniziali di moto non nulle. Si descrivono le caratteristiche delle indagini sperimentali. Le condizioni di vincolo prevedono oscillazioni bilaterali (parete poggiata sulla sola fondazione) e monolaterali (parete poggiata sulla fondazione e accostata a due muri di controvento). Sono stati costruiti cinque campioni da sottoporre a dondolamento, modelli di pannelli sollecitati fuori del piano (facciate). Due delle facciate sono realizzate con elementi squadri di tufo giallo gli altri con elementi laterizi pieni. La malta è sempre pozzolanica (una parte di calce e tre di pozzolana, con una modesta aggiunta di cemento). La snellezza, rapporto altezza / spessore, dei muri di facciata varia fra 14.4 e 6.5. Nel caso delle prove monolaterali è variata anche la profondità della superficie di contatto fra muro di facciata e muro di controvento. Il rilascio avviene mediante un dispositivo a vite che spinge il muro oltre la soglia di instabilità sotto la gravità. Durante le oscillazioni sono misurati gli spostamenti di alcuni punti significativi del muro.

1) CAMPIONI DI MURATURA

a) Caratteristiche geometriche e costruttive

La dimensione dei campioni oggetto di sperimentazione è stata scelta tenendo conto della necessità di approntare muri di caratteristiche consuete nell'edilizia storica (snellezze, materiali), delle esigenze di contenimento dei costi e dei tempi di realizzazione dei prototipi. Inoltre sono stati tenuti presenti i vincoli posti dalle attrezzature del "Laboratorio prove sulle strutture" del Dipartimento di ingegneria strutturale e geotecnica presso le Facoltà di architettura dell'Università "La Sapienza" di Roma. Pertanto si è deciso di limitare l'altezza massima dei prototipi a circa 180 cm, cui si aggiungono 20 cm per la fondazione descritta più avanti.

I pannelli sono realizzati con muratura piena a un solo paramento. Il programma prevede la costruzione di cinque campioni da sottoporre a dondolamento, modelli di pannelli sollecitati fuori del piano (facciate), e due campioni da utilizzare, in alcune prove soltanto, come muri trasversali o di controvento. I muri di controvento e due delle facciate sono realizzati con elementi squadri di tufo giallo, proveniente da cave di Riano (RM). Il peso specifico del tufo è risultato pari a circa 12.7 kN/m³. Nel caso delle facciate i muri sono spessi 12.5 cm e gli elementi sono ottenuti per taglio longitudinale di blocchi di produzione corrente 37 × 26 × 11 cm³ (lunghezza × profondità × spessore). I muri trasversali sono realizzati con elementi interi e sono quindi spessi 26 cm. Le altre tre facciate sono realizzate con mattoni laterizi pieni tipo UNI (Figura A-1a), ma di dimensioni medie 23.5 × 11.3 × 5.3 cm³. Il peso specifico medio del laterizio è risultato pari a circa 18.5 kN/m³.

I giunti di malta, sia di letto sia di testa, sono spessi circa 2 cm per la muratura di tufo e, considerate le più contenute tolleranze dimensionali, circa 1 cm per la muratura di laterizio. La malta è di tipo M4 pozzolanica (una parte di calce aerea e tre di pozzolana, senza sabbia e un

decimo di parte di cemento). L'aggiunta di cemento, inizialmente non prevista, è stata richiesta dalle maestranze al fine di migliorare la lavorabilità e accelerare la presa. Simili aggiunte sono frequenti anche nel caso di interventi su edifici storici, stante la scarsa familiarità dei muratori odierni con malte completamente non cementizie. Il peso specifico medio della malta è risultato pari a circa 17.5 kN/m³.



a)



b)

Figura A-1. I campioni: a) No. 1, b) No. 5.

La faccia verticale dei muri controvento a contatto con i pannelli dondolanti è stata regolarizzata con uno strato di circa 3 mm di intonaco di fondo a base di calce e cemento per esterni ed interni KC1 della Fassa Bortolo. Il produttore dichiara una resistenza a compressione a 28 giorni di 5 MPa, senza specificare se il valore è medio o caratteristico. Nessun intonaco è stato applicato sugli altri campioni murari.

La fondazione è costituita da vasche di lamiera di acciaio dello spessore di 2 mm e dimensioni complessive pari a 1550 × 400 × 200 mm³ (lunghezza × profondità × altezza). Le fondazioni sono appaerchiate con blocchi di tufo interi. Alle facce verticali delle vasche sono saldate maniglie per la movimentazione dei campioni.

Fra il completamento della muratura di fondazione e l'esecuzione del muro di elevazione la lavorazione è stata interrotta una notte, al fine di determinare alla base del campione un'aderenza mediocre fra muro e fondazione.

Tabella A- 1. Caratteristiche essenziali dei campioni oggetto di sperimentazione

Identificativo	Dimensioni (lunghezza × altezza × spessore) mm × mm × mm	Filari	Materiale
1	1420 × 1110 × 113	16	Laterizio
2	1440 × 1620 × 113	24	Laterizio
3	1500 × 1780 × 125	14	Tufo
4	1030 × 1630 × 113	24	Laterizio
5	1130 × 1800 × 125	14	Tufo

Tabella A- 2. Caratteristiche essenziali dei muri di controvento (impiegati per le sole oscillazioni monolaterali)

Identificativo	Dimensioni (lunghezza × altezza × spessore) mm × mm × mm	Filari	Materiale
6-7	1490 × 1820 × 260	14	Tufo



Figura A-2. I campioni: a) No. 2, b) No. 6 (muro di controvento).

La costruzione è avvenuta secondo le buone regole dell'arte, avendo in particolare cura di bagnare gli elementi prima di murarli (Figura A-1b), evitare la costruzione in giornate molto calde, controventare con tavole i campioni durante la maturazione (Figura A-2a), e in seguito (durante l'autunno e l'inverno) proteggerli dalle intemperie. La realizzazione dei campioni murari è avvenuta tra il 21 giugno e il 6 luglio 2007.

Le principali caratteristiche dei campioni simulanti le facciate sono riportate in Tabella A- 1. Le principali caratteristiche dei campioni aventi funzione di muri di controvento sono riportate in Tabella A- 2. Questi ultimi sono più grandi, e quindi più pesanti (complessivamente almeno quattro volte), dei muri oggetto di sperimentazione in maniera da costituire un efficace contrasto. Ciascun muro trasversale è poggiato su una fondazione analoga a quella prima descritta, avendo cura di far sporgere il muro dalla fondazione circa 6 cm dal lato del muro dondolante (Figura A-2b e Figura A-3). In tal modo è possibile costruire i campioni 1-3 arretrati di circa 6 cm dal bordo della fondazione.

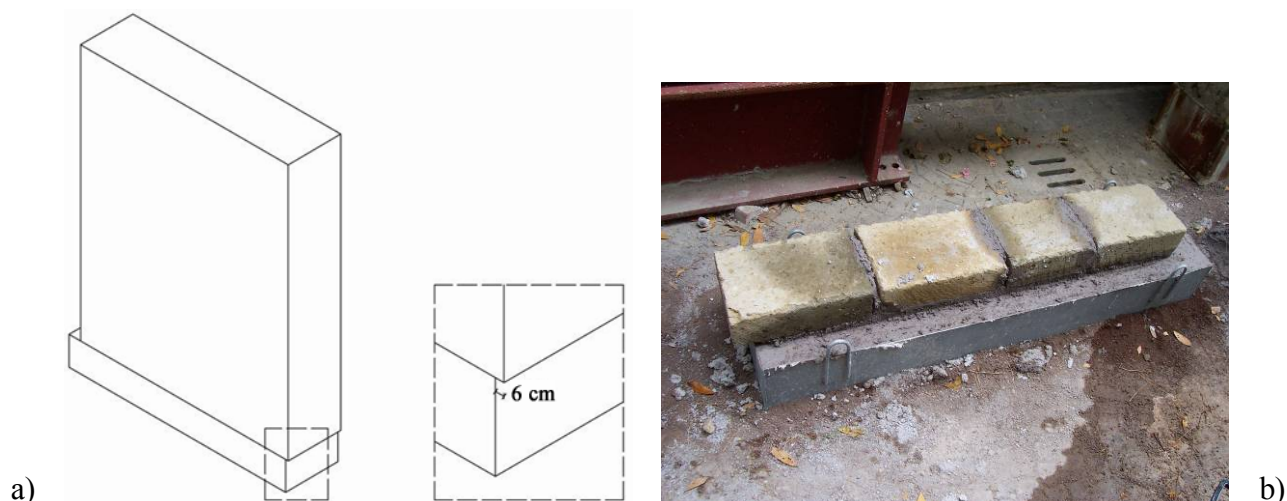


Figura A-3. Posizionamento dei muri di controvento rispetto alla fondazione.
a) Assonometria schematica; b) Posa del primo filare.

b) Prove sui materiali

La risposta dei campioni agli spostamenti imposti è sostanzialmente un moto rigido. Pertanto le caratteristiche meccaniche dei materiali non sono parametri di grande rilevanza. Tuttavia per completezza sono state effettuate alcune indagini.

Innanzitutto sono state eseguite prove di schiacciamento su provini di elementi laterizi (Tabella A- 3) e tufacei (Tabella A- 4), in direzione perpendicolare allo spessore. Le prove sono state eseguite su elementi interi, e ciò può comportare una sovrastima della resistenza, a causa del confinamento esercitato dalle piastre (Binda et al 1996). I valori ottenuti per gli elementi laterizi sono in ogni caso in linea con quanto si osserva su prodotti industriali di questo tipo (Augenti e Romano 2006). Le caratteristiche del tufo laziale si confermano superiori a quello campano (De Casa e Giglio 1991, Augenti e Romano 2006) in termini di resistenza a fronte di un peso specifico più contenuto. Questo risultato è particolarmente interessante poiché negli edifici di muratura la maggior fonte di peso è proprio la muratura.

Anche la malta, prelevata al momento della costruzione dei pannelli murari, è stata sottoposta a prova di schiacciamento (Tabella A- 5). Le prove a compressione sono state effettuate su cubetti di 10 cm di spigolo (UNI 1015-11 2007, Figura A-4). La resistenza a compressione della malta si è dimostrata piuttosto elevata per una malta pozzolanica, benché confrontabile con quella riportata in Bernardini et al (1984). Evidentemente anche una piccola percentuale di cemento è sufficiente a incrementare notevolmente le caratteristiche meccaniche della malta. Ciò contribuisce a spiegare il modesto danneggiamento osservato in corrispondenza delle cerniere di dondolamento, che si sono aperte e chiuse senza disgregarsi.

Sono stati predisposti anche 6 provini di malta cilindrici di diametro 10 cm e lunghezza 25 cm. Di questi è stata valutata la resistenza a trazione (Tabella A- 6) mediante prova “brasiliiana” (*cylinder splitting test*, UNI 6135 1972), utilizzando bacchette lignee 3×10×250 mm. La resistenza a trazione si è dimostrata pari a circa 1/6 di quella a compressione, con una minore dispersione.

La resistenza a trazione costituisce una grandezza di un certo interesse per valutare la monoliticità mostrata dai pannelli. Essa è infatti un limite superiore per l’adesione fra malta ed elemento, dato che la lesione si è prodotta all’interfaccia fra i due componenti.



Figura A-4. Campioni di malta per prove di schiacciamento.

Tabella A- 3. Prove a compressione, in direzione perpendicolare allo spessore, su mattoni interi

Campione	Lunghezza mm	Larghezza mm	Altezza mm	Peso specifico kN/m ³	Resistenza MPa
1	235	110	62.0	17.844	48.36
2	237	112	63.0	17.904	43.89
3	237	112	61.5	18.255	48.03
4	237	112	61.0	18.245	42.76
5	237	112	60.0	18.211	45.21
6	237	112	60.5	18.142	44.45
Media				18.10	45.45
CoV				0.01	0.05

Tabella A- 4. Prove a compressione, in direzione perpendicolare allo spessore, su elementi di tufo interi

Campione	Lunghezza mm	Larghezza mm	Altezza mm	Peso specifico kN/m ³	Resistenza MPa
1	370	125	110	12.615	5.75
2	370	123	110	12.687	6.50
3	370	120	110	12.568	7.03
4	370	121	109	12.780	6.48
5	369	120	108	12.803	5.42
6	369	120	109	12.821	5.19
7	370	123	107	12.971	5.23
8	162	123	110	12.300	5.02
Media				12.75	5.94
CoV				0.016	0.126

Tabella A- 5. Prove a compressione su cubetti di malta, spigolo = 10 cm

Campione	Lunghezza mm	Larghezza mm	Altezza mm	Peso specifico kN/m ³	Resistenza MPa
1a	100	100	98	16.38	8.09
1b	100	100	98	16.37	8.67
2a	100	100	98	16.11	7.09
2b	100	100	98	16.30	7.38
2c	100	100	98	18.26	6.38
2d	100	100	100	18.01	6.60
3a	100	100	99	18.49	6.65
3b	100	100	100	18.83	9.05
3c	100	100	99	16.28	5.45
4a	100	100	98	15.87	4.23
5a	100	100	98	16.70	9.06
5b	100	100	98	16.55	9.65
6a	100	100	98	18.55	6.02
6b	100	100	100	18.86	9.27
Media				17.25	7.40
CoV				0.07	0.22

Tabella A- 6. Prova brasiliana su campioni di malta per la determinazione della resistenza a trazione

Campione	Peso specifico kN/m ³	Resistenza MPa
1	18.05	1.22
2	17.82	1.11
3	18.18	1.16
4	17.68	1.29
5	17.86	1.32
6	18.19	1.38
Media	17.96	1.25
CoV	0.01	0.08

c) Movimentazione dei campioni

Poiché i campioni sono alquanto snelli e, nel caso dei campioni 1-3 sono costruiti in posizione eccentrica rispetto alla fondazione, alcune accortezze sono necessarie in fase di movimentazione allo scopo di evitare un danneggiamento accidentale.

Come anticipato le vasche metalliche di fondazione hanno alcune maniglie saldate sui lati, necessarie per ancorarvi le funi di sollevamento e quelle di stabilizzazione.

Nel caso dei campioni 1-3 (Figura A-5a), al fine di evitare l'interferenza con i muri di controvento, le maniglie sono otto: quattro sui lati maggiori a cm 45 dalle estremità (con funzione di stabilizzazione del muro) e quattro sui lati minori. In queste ultime sono alloggiare due barre Ø 20 mm, l 80 cm per distanziare le funi di sollevamento dal campione disposto eccentricamente rispetto alla fondazione. Nel caso di questi campioni, al fine di compensare almeno parzialmente l'eccentricità, sono impiegati cubetti di calcestruzzo di cemento.

Nel caso dei campioni 4 e 5 (Figura A-5b), le vasche hanno soltanto quattro maniglie saldate, due a due, sui lati maggiori e disposte a 20 cm dalle estremità. Tali maniglie hanno quindi doppia funzione, consentire l'aggancio delle funi di sollevamento e di stabilizzazione.

Fra le funi di stabilizzazione e la sommità del muro è interposta una tavola di larghezza maggiore dello spessore del muro. Al di sopra del campione è inserita una griglia metallica che distanzia le funi di sollevamento e scongiura contatti accidentali con il pannello.

Durante le prime operazioni di movimentazione il campione 2 è stato accidentalmente urtato, provocando l'apertura di una lesione a 50 cm circa (otto filari) dalla base del muro (Figura A-6a).

Al fine di evitare ulteriori danneggiamenti durante la fase di trasporto, i campioni sono stati placcati su entrambe le facce con grigliati tipo Keller, fissati mediante barre filettate bullonate. Nel caso del campione 2, una coppia di tali grigliati è stata apposta a cavallo della lesione per consentire comunque lo svolgimento delle prove in programma (Figura A-6b). La posizione della griglia è stata rilevata e questa informazione sarà impiegata durante le analisi numeriche al fine di modificare le caratteristiche inerziali del corpo dondolante.

La dimensione lorda di ciascun grigliato è $69 \times 69 \times 2.5 \text{ cm}^3$ e il peso medio è pari a circa 0.094 kN.

Gli stessi grigliati sono stati impiegati in fase di fessurazione del campione. Dopo averlo placcato, lasciando libero il giunto di malta sede della cerniera, il pannello è stato tirato con un argano a leva (Figura A-7a). Malgrado la malta fosse solo pozzolanica e la costruzione fosse stata interrotta in corrispondenza dello spiccato del muro, la resistenza a trazione si è dimostrata tutt'altro che trascurabile. Il muro infatti sollevava l'intera fondazione senza fratturarsi. Pertanto quest'ultima è stata bloccata, mentre sono state aggiunte delle funi di sicurezza sul retro (Figura A-7b), sufficientemente lente da non ostacolare la lesione ma non tanto da provocare il collasso del muro a seguito del rilascio dell'energia potenziale elastica della malta al momento della frattura.

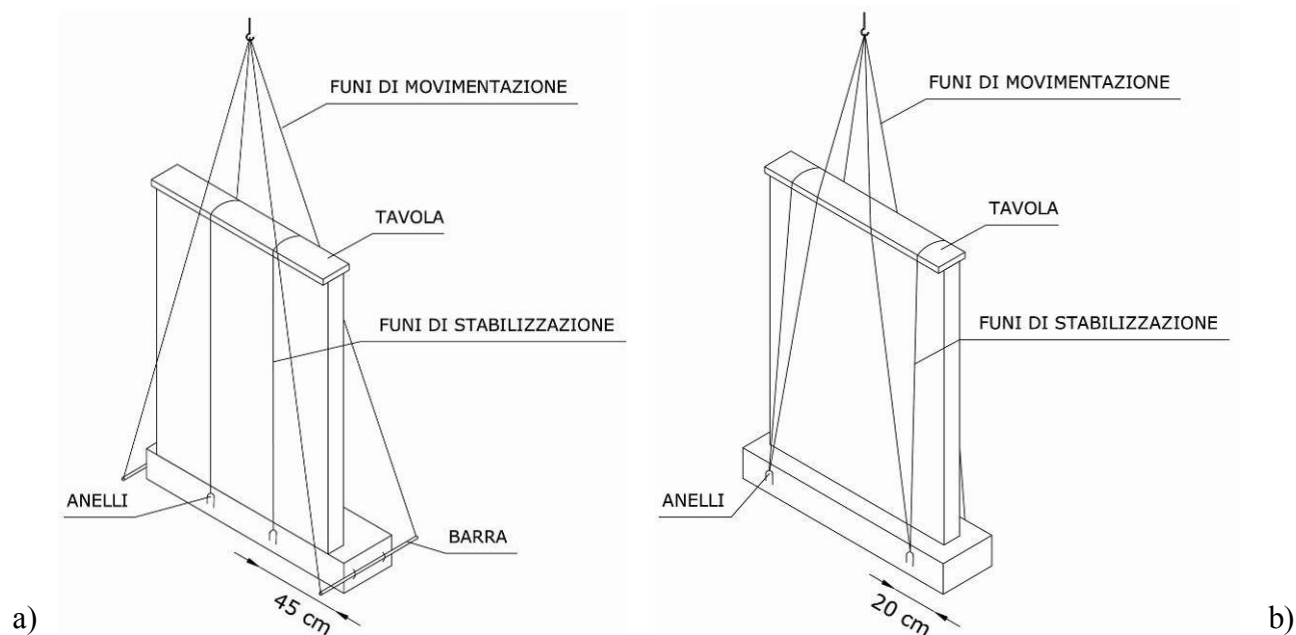


Figura A-5. Disposizione delle funi di stabilizzazione e delle funi di movimentazione.

a) campioni 1-3, eccentrici; b) campioni 4-5.



Figura A-6. Il campione 2 placcato con grigliati tipo Keller, a seguito di un lesionamento accidentale.
a) fase preliminare di movimentazione; b) grigliato a cavallo della lesione.



Figura A-7. Fessurazione alla base del campione n.1. a) faccia anteriore tirata da argano a leva;
b) faccia posteriore con funi di sicurezza.

2) PROVE DI LABORATORIO

a) Modalità di applicazione dello spostamento iniziale e di rilascio

In questa sezione sono descritte le modalità di prova al variare delle condizioni di vincolo, indipendentemente dal materiale di costituzione dei campioni. L'ordine di esecuzione delle prove rispecchia l'ordine con cui sono presentate, ed è stato studiato per minimizzare le modifiche da apportare al castello del laboratorio.

Tale castello non viene attivamente impiegato durante le prove, ma costituisce un telaio di ancoraggio per una struttura di protezione (Figura A-8). Questa struttura ha lo scopo di evitare un ribaltamento completo del campione, che ne provocherebbe la distruzione. La struttura realizza quindi su ciascun lato del muro un dispositivo di arresto, costituito da una coppia di tavole lignee da ponteggio (spessore 4 cm), fissate a un tubo scatolare rettangolare ($50 \times 20 \times 1.5 \text{ mm}^3$, l 200 cm) mediante spire di fil di ferro. Fra le tavole e il tubo possono essere inseriti spessori lignei, in maniera da regolare la distanza fra le tavole e il campione. Il tubo è a propria volta poggiato a ciascuna estremità su una traversa UPN al quale è collegato mediante morsetti. La traversa è infine resa solidale con il castello mediante bulloni $\varnothing 20 \text{ mm}$ inseriti nei fori dei montanti a doppia C.

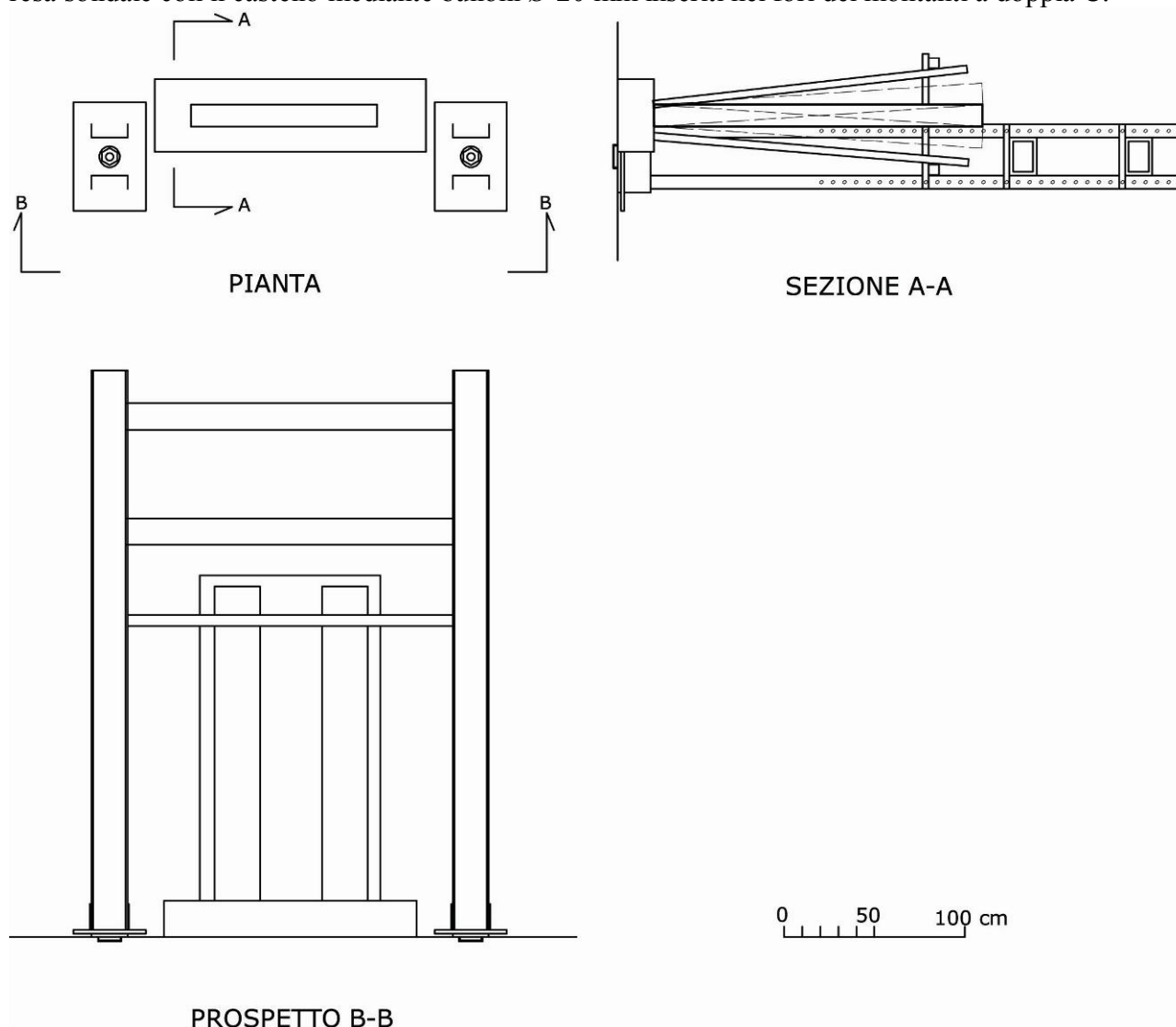


Figura A-8. Dispositivo di limitazione delle oscillazioni.

Naturalmente nel caso di oscillazioni monolaterali tale dispositivo è presente solo su un lato del pannello dondolante.

Una prima fase della sperimentazione è stata dedicata allo studio delle modalità di prova e alla calibrazione di una serie di parametri quali la frequenza di acquisizione, lo spostamento iniziale da applicare e la modalità di rilascio.

Originariamente lo spostamento iniziale applicato è stato pari al 50-90% dello spostamento che determina l'instabilità del campione. Esso è stato applicato mediante un filo da muratore doppio ancorato a una estremità a un capochiave, costituito da piastra metallica quadrata $100 \times 200 \times 6 \text{ mm}^3$ e da bullone passante con occhiello e dado. Il bullone è posizionato, mediante foratura in opera, in un letto di malta. All'altra estremità il filo è collegato a un argano a leva con ruota dentata, agganciato a propria volta a un vitone innestato negli alloggiamenti esistenti nel pavimento del laboratorio. Al fine di limitare il disturbo del campione, il taglio del filo sintetico avviene mediante fiamma. Questa modalità di rilascio comporta tuttavia una velocità iniziale del campione diversa da zero, da stimare attraverso derivazione della storia temporale degli spostamenti. Il doppio filo infatti, al momento della rottura, cede la propria energia potenziale elastica al muro. Considerata la limitata forza da applicare, è stata valutata l'alternativa di spostare manualmente il campione e quindi rilasciarlo. Questa procedura comporta talvolta un disturbo iniziale. La soluzione definitiva è stata ottenuta dopo aver osservato la monoliticità dei campioni anche oltre

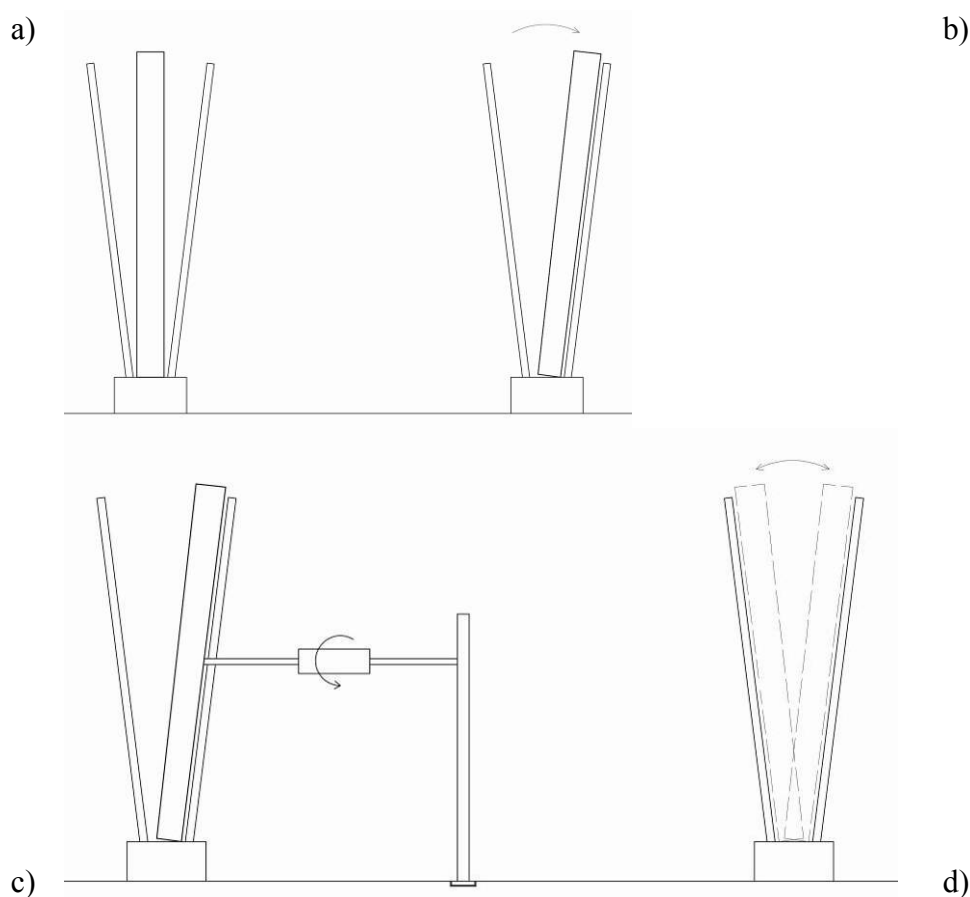


Figura A-9. Imposizione dello spostamento iniziale e dispositivo di rilascio.

la soglia dell'instabilità. Il muro, inizialmente a riposo (Figura A-9a), viene quindi adagiato contro la struttura di protezione prima descritta (Figura A-9b) e rimane in quella posizione poiché la proiezione del proprio centro di massa cade fuori dalla base del muro. Il campione viene quindi spinto tramite un dispositivo manuale a vite (Figura A-9c), con una velocità iniziale estremamente bassa, come si può osservare dalla Figura A-11, il cui grafico ha tangente all'inizio delle oscillazioni libere praticamente orizzontale.

Superata la soglia di instabilità il muro è richiamato dall'accelerazione di gravità e prosegue nel proprio moto senza alcun intervento umano (Figura A-9d).

La procedura adottata ha il vantaggio di considerare il massimo spostamento iniziale possibile, consentendo una stima del coefficiente di restituzione anche nel caso di rotazioni molto ampie.

In alcuni casi il campione, dopo essere stato spinto in una prima famiglia di prove, è stato tirato mediante fune collegata allo stesso dispositivo a vite. In questo modo è stato possibile valutare l'arretramento della cerniera sui due lati.

b) Disposizione della strumentazione di misura

Oggetto di misurazione in laboratorio sono gli spostamenti, poiché la misura di sole accelerazioni comporta una doppia integrazione nel dominio del tempo con conseguente accumulo di errori, anche a seguito della discontinuità nelle velocità in concomitanza con gli urti.

Gli strumenti impiegati sono trasduttori induttivi di spostamento, poiché il peso dei muri è tale da consentire di ritenere trascurabile l'ostacolo al moto che tali strumenti possono comportare. Ciò è tanto più vero nella fase delle oscillazioni più ampie, che sono anche quelle di maggiore interesse in questa ricerca.

Entrambi i meccanismi oggetto di sperimentazione sono teoricamente caratterizzati da un solo grado di libertà, pertanto la misurazione di un solo spostamento sarebbe sufficiente. In accordo con quanto proposto da Liberatore et al (2001), sono tuttavia impiegati cinque strumenti (0-4) al fine di accertare che non si attivino gradi di libertà aggiuntivi rispetto a quello ipotizzato. Inoltre tali strumenti, con l'aggiunta del n. 5, consentono di convalidare l'assunzione di moto sostanzialmente rigido dei muri.

I trasduttori, marca HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik), sono due con capacità di spostamento ± 50 mm, modello WA (WegAufnehmer = Trasduttore di spostamento) 100, due con capacità di spostamento ± 250 mm, WA500, uno con capacità di spostamento ± 25 mm, WA50, ed uno con capacità di spostamento ± 100 mm, WA200. In Figura A-10, la numerazione della strumentazione

inizia con il valore 0 e termina con il valore 5, coerentemente con la numerazione assegnata in automatico dal codice utilizzato per l'acquisizione dei dati.

Sono quindi presenti due trasduttori su ciascuna faccia verticale stretta, uno quasi in sommità e l'altro quasi alla base. Il quinto trasduttore è disposto parallelamente alla base, per misurare eventuali scorrimenti in direzione longitudinale. Il sesto trasduttore è posto in sommità e in mezzzeria del muro oscillante, al fine di misurare eventuali deformazioni flessionali fuori del piano del pannello murario. Tale strumento è significativo per le prove di oscillazione monolaterale.

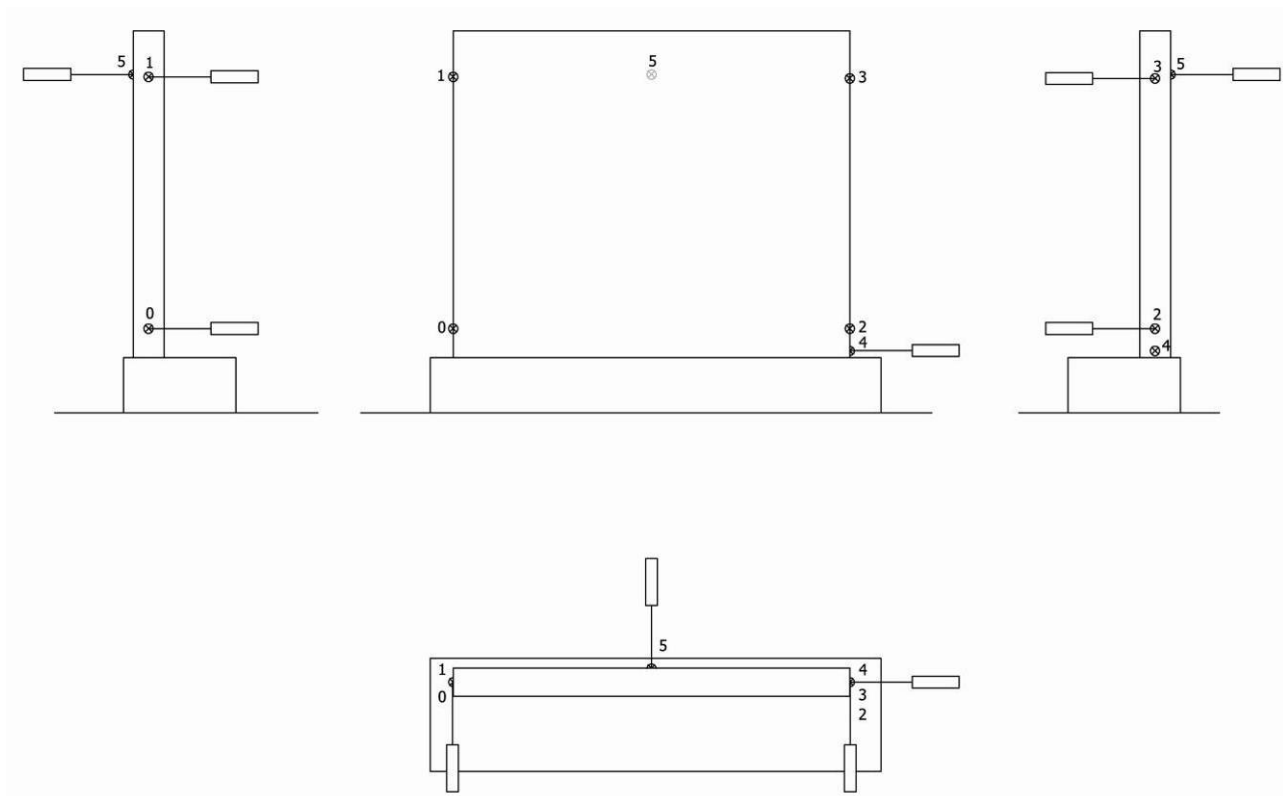


Figura A-10. Disposizione e numerazione della strumentazione di misura. 0 e 2 = WA100, 1 e 3 = WA500, 4 = WA50, 5 = WA200. Nel caso di campioni con altezza ridotta, a seguito della formazione di una nuova lesione, la quota degli strumenti 0, 2 e 4 è stata modificata, in maniera da risultare comunque superiore alla quota della lesione.

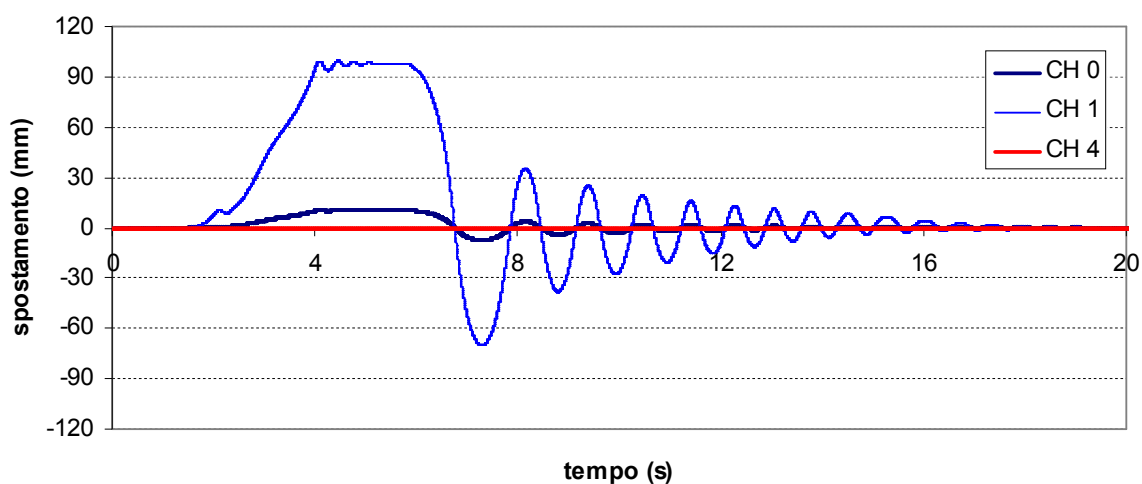


Figura A-11. Storia temporale di spostamento: oscillazioni bilaterali.

c) PROVE EFFETTUATE

L'operazione che ha comportato il maggior onere di tempo in laboratorio è stata l'accostamento della facciata ai muri trasversali. Questi ultimi sono infatti più pesanti e inoltre ogni volta era necessario registrare i campioni in maniera da ottenere una superficie di contatto quanto più possibile chiusa (Figura A-12).

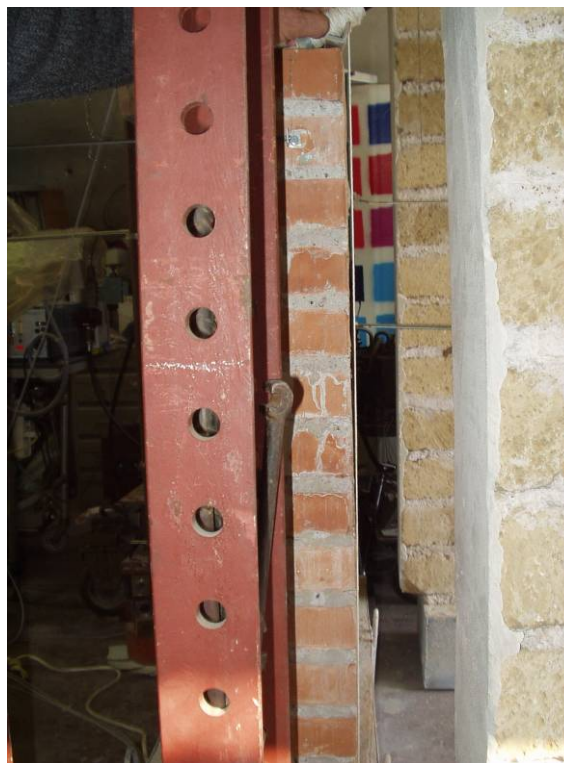
La frequenza di acquisizione è stata inizialmente posta pari a 100 Hz, valore adottato nelle prove di Doherty (2000). Nel seguito è stata accresciuta sino a 400 Hz, massimo valore compatibile da un lato con la durata della prova (inclusa la fase iniziale di spostamento, Figura A-11) e dall'altro con la velocità di acquisizione (fissata dalla trasmissione con interfaccia parallela fra centralina ed elaboratore elettronico). Tale frequenza è la stessa impiegata in Liberatore et al (2001).

Come anticipato, è stata modificata la modalità di rilascio del campione. Infatti alcune delle prove effettuate mediante bruciatura del filo di ancoraggio o mediante rilascio manuale sono risultate disturbate. Al fine di aumentare la produttività delle prove si è quindi optato per l'impiego del dispositivo a vite.

Dopo le prime prove ci si è resi conto che, come già riportato da altri autori (Liberatore et al 2001), ma in contrasto con altre risultanze sperimentali su blocchi di marmo alquanto tozzi (Ageno & Sinopoli 1991), gli scorrimenti sono praticamente assenti (Figura A-11). Pertanto, visto anche il danneggiamento accumulato assai limitato (di cui si dirà fra breve), si è deciso di sottoporre le pareti 1-3 pure a oscillazioni bilaterali.



a)



b)

Figura A-12. Posizionamento di facciata, di laterizi, e muri trasversali, di tufo.

a) Sollevamento di un muro trasversale; b) faccia del muro trasversale regolarizzata con intonaco.

Per le stesse ragioni le stesse pareti sono state fratturate a una quota intermedia fra base e sommità (Figura A-13 e Figura A-14) in maniera da ottenere un pannello di altezza, e quindi snellezza, più contenuta. Il danneggiamento osservato in laboratorio, in corrispondenza della cerniera di dondolamento, è stato modestissimo. La sezione sede di cerniera si apriva (Figura A-15a) e chiudeva senza schiacciamenti visibili e fuori piombo residui apprezzabili (Figura A-11).

Va detto tuttavia che, in una occasione, durante lo spostamento dei campioni per variarne la profondità di appoggio si è prodotto un fuori piombo. Le prove effettuate in questa condizione potranno eventualmente essere confrontate in futuro con il modello di Plaut et al (1996). Non sono state considerate per il calcolo del coefficiente di restituzione sperimentale.

A determinare la vita del campione è stata invece la formazione di lesioni inclinate negli angoli superiori delle facciate (Figura A-15b).

L'assenza di marcati danneggiamenti ha portato ad accrescere il numero di prove da effettuare in ogni configurazione. Inizialmente si era assunto per prudenza un numero di 5 prove per ogni configurazione. Nel seguito tale numero è stato accresciuto sino a 16, circa.



Figura A-13. Creazione di un campione di altezza ridotta. La formazione di una nuova lesione viene ottenuta vincolando la porzione di base della parete.

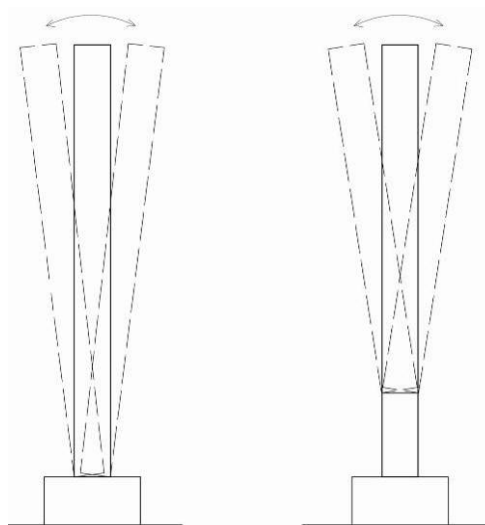


Figura A-14. Creazione di un campione di altezza ridotta a partire da un muro più alto.



Figura A-15. a) Lesione della cerniera di base aperta; b) danneggiamento dell'angolo superiore della facciata in corrispondenza del muro trasversale.

d) Criteri di accettazione delle registrazioni sperimentali

Non tutte le storie temporali registrate sono state successivamente impiegate per la stima del coefficiente di restituzione. Altre storie temporali, pur non scartate per intero, sono state considerate solo per una finestra ridotta. Ad esempio, nelle prime serie di storie temporali, nelle quali il rilascio è avvenuto mediante taglio di una fune o manualmente, le condizioni iniziali non sono effettivamente note. In questi casi si è trascurato il primo semiciclo.

Nelle prime serie di prove non è noto l'arretramento della cerniera, poiché il muro non è stato spinto oltre la soglia di instabilità. Tuttavia, analisi parametriche hanno mostrato la scarsa rilevanza dell'incertezza a questo riguardo.

Tabella A- 7 Numero di prove valide

Provino	altezza (mm)	altezza / spessore	Numero di prove valide oscillazioni bilaterali 2s	Numero di prove valide oscillazioni monolaterali 1s		
				CD = 260 (mm)	CD = 120 (mm)	CD = 60 (mm)
1a	1090	9.6	10	0	0	0
1b	800	7.1	9	9	10	0
1c	820	7.3	0	16	21	17
2a	1630	14.4	15	29	16	29
2b	1360	12.0	19	13	14	14
3a	1630	13.3	5	29	26	18
3b	1280	10.4	8	17	20	0
4a	1560	13.8	0	-	-	-
4b	1170	10.4	19	-	-	-
5a	1790	14.6	28	-	-	-
5b	1190	9.7	20	-	-	-
5c	800	6.5	21	-	-	-

Motivo di esclusione è stato anche quello di registrazioni arrestatesi prima dell'esaurirsi del moto.

Come già accennato, registrazioni di oscillazioni di muri con fuori piombo iniziale non sono state prese in considerazione.

Pochissime sono state le storie temporali, di muri inizialmente a piombo, conclusesi con apprezzabili fuori piombo (Figura A-16).

Fuori piombo eccessivi, tali da produrre l'esclusione della storia temporale, sono stati considerati rapporti θ_{fin} / α , rotazione residua adimensionale sino all' 1.5%, cui corrispondono approssimativamente spostamenti sommitali non superiori a 1.5 mm; valori inferiori, pur misurabili con i trasduttori impiegati, non sono però né apprezzabili in fase di posizionamento dei campioni e riscontro con il filo a piombo, né significativi a fronte delle inevitabili tolleranze costruttive.

I fuori piombo residui sono più frequenti nel caso di oscillazioni su due lati, specie nelle prime storie temporali. È probabile che nel caso di oscillazioni su un solo lato l'energia impulsiva trasmessa al giunto di dondolamento sia molto minore rispetto al caso di oscillazioni su due lati, poiché una larga parte dell'energia cinetica è trasmessa ai muri trasversali. Ciò comporta una sollecitazione molto minore della malta nel letto di base. Nel caso di oscillazioni su due lati l'impegno cui è soggetta la malta è molto più significativo. I fuori piombo maggiori si registrano spesso nelle prime storie temporali (Figura A-17), poiché il ripetersi delle prove conduce a un progressivo costipamento della malta.

Nel caso della serie di prove 2s, brick, H1560 è verosimile che la malta del giunto sede della cerniera di dondolamento fosse marcatamente peggiore di quella presente altrove, forse per un'insufficiente imbibizione degli elementi. La minore resistenza potrebbe inoltre spiegare l'apertura della lesione in questo giunto, anziché in quello sottostante come atteso in base allo schema statico.

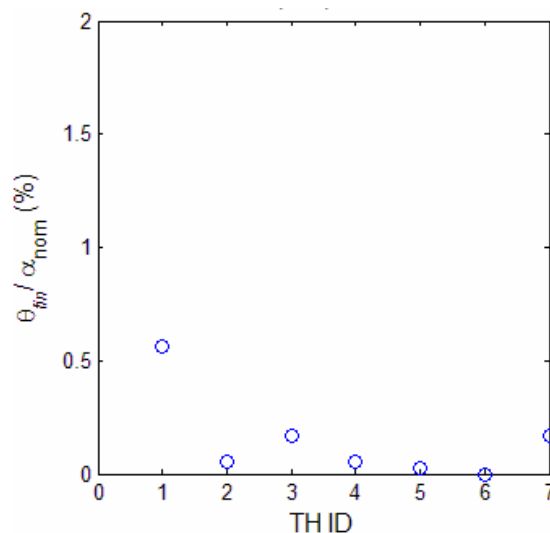


Figura A-16. Rapporto fra rotazione residua, θ_{fin} , al termine della storia temporale e angolo α nominale, ottenuto cioè utilizzando lo spessore nominale del muro, al variare della storia temporale, TH.

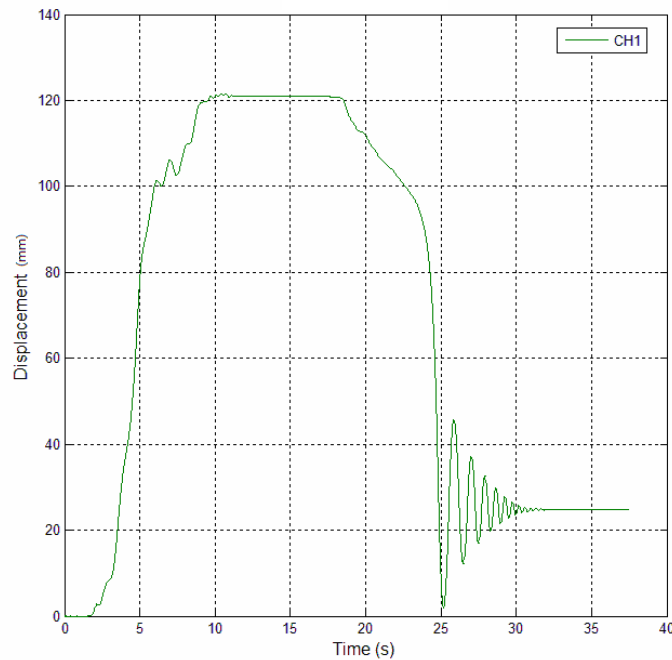


Figura A-17. Storia temporale di spostamento: oscillazioni bilaterali. Si riscontra un notevole fuori piombo al termine dell'oscillazione.

I risultati sono presentati nella seguente forma:

Una storia temporale, in termini di spostamento e velocità del canale 1, indicativa dell'intera serie;

Il rapporto e_{exp} / e_{an} per la stessa storia temporale al variare del numero di urti;

Il rapporto e_{exp} / e_{an} al variare della storia temporale, considerando il ruolo del primo quarto di ciclo;

Il rapporto $\theta_0 / \alpha_{nominal}$ al variare della storia temporale;

Il valore adimensionale del periodo del primo quarto di ciclo, $p T1_{st}^{1/4} cycle$, al variare della storia temporale;

Il numero di picchi al variare della storia temporale;

La durata adimensionale delle oscillazioni al variare della storia temporale.

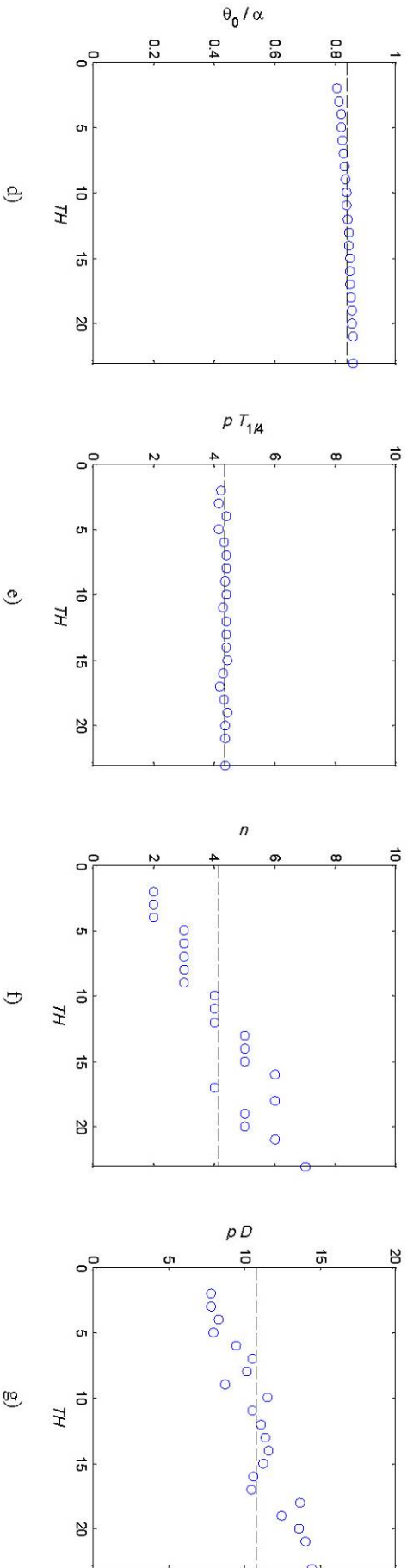
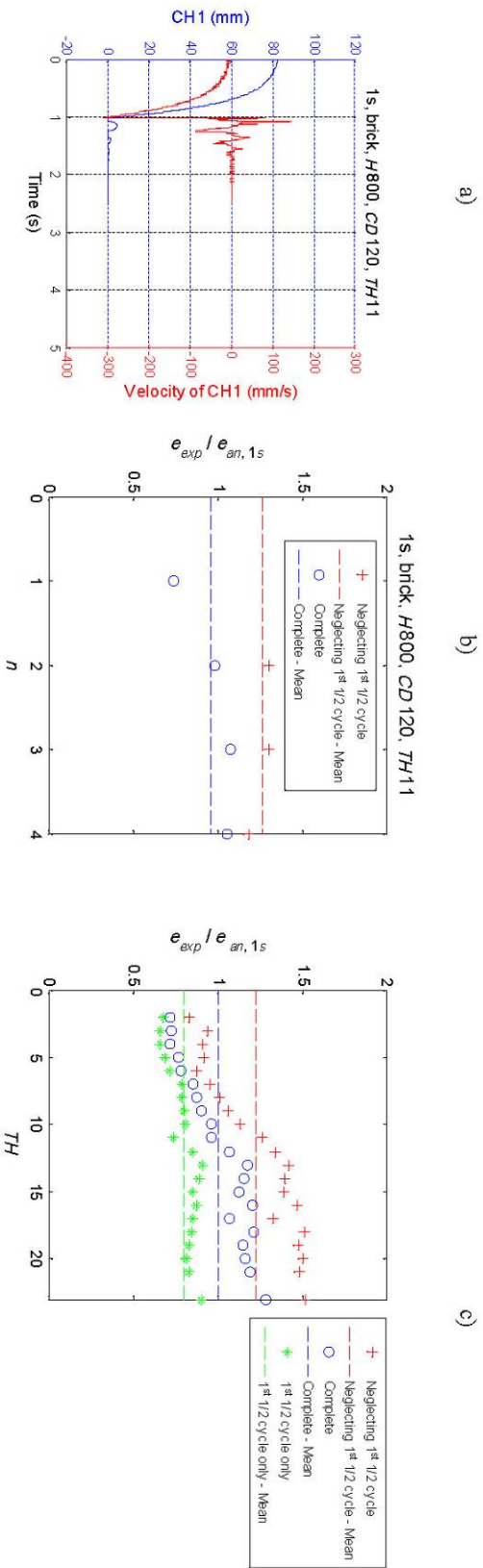


Figura A-18. Tipica storia temporale della serie (Muro 1b) 1s, H800, CD120 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

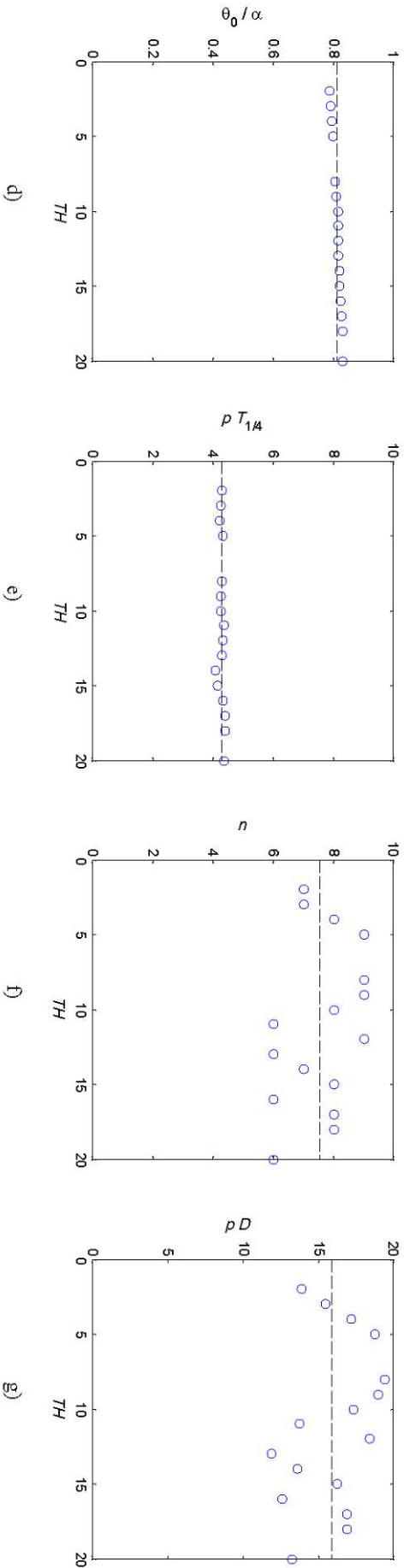
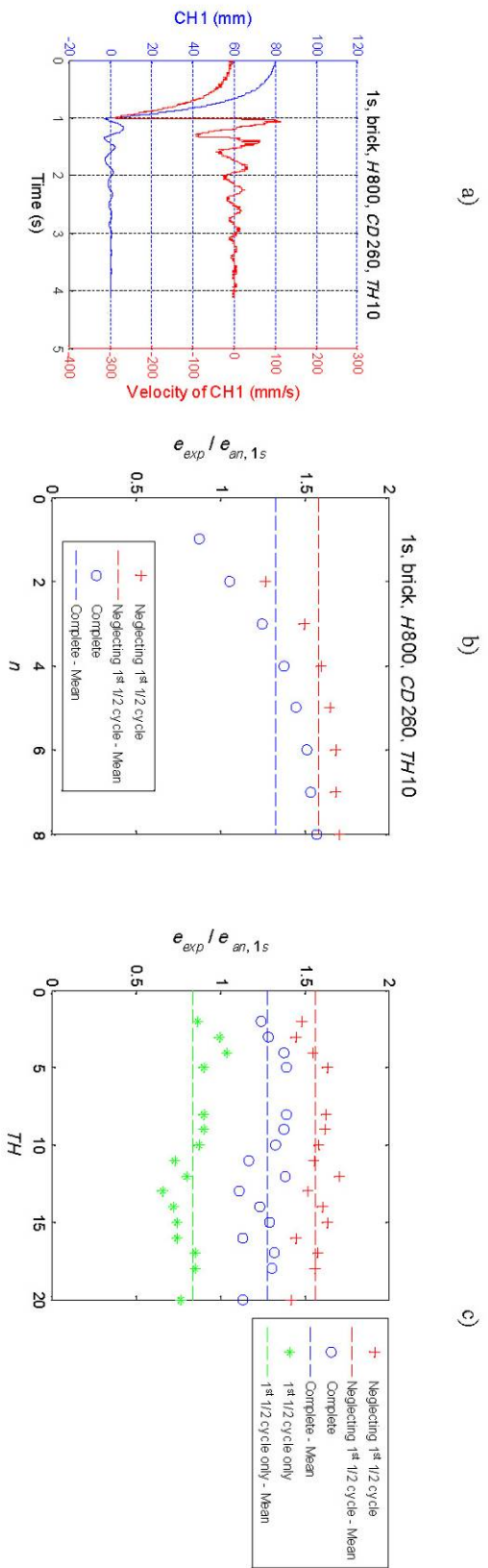


Figura A-19. Tipica storia temporale della serie (Muro 1b)1s, H800, CD260 a) fase di dondolio libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolio libero

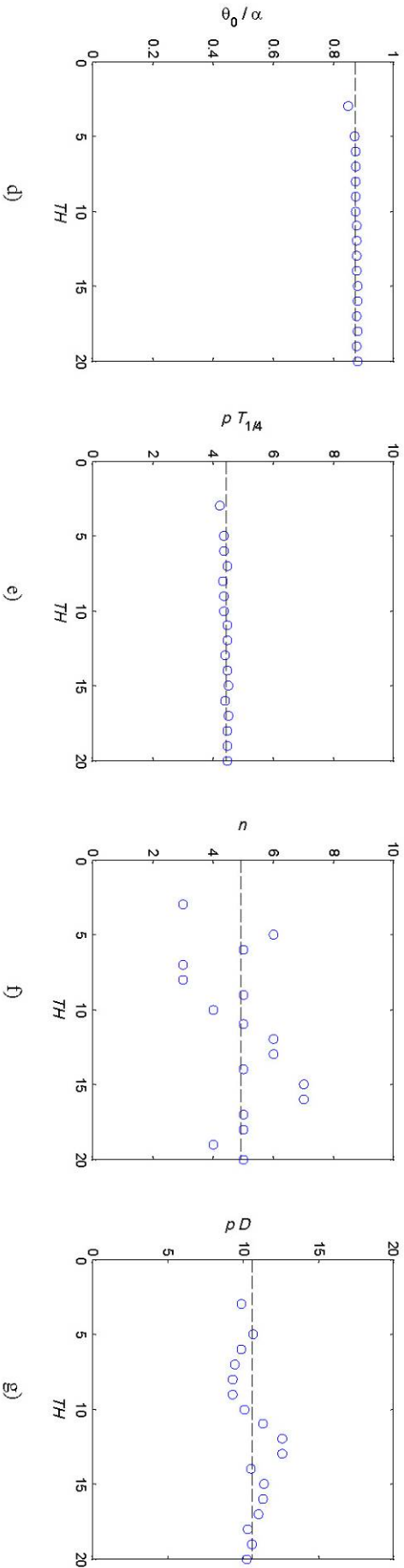
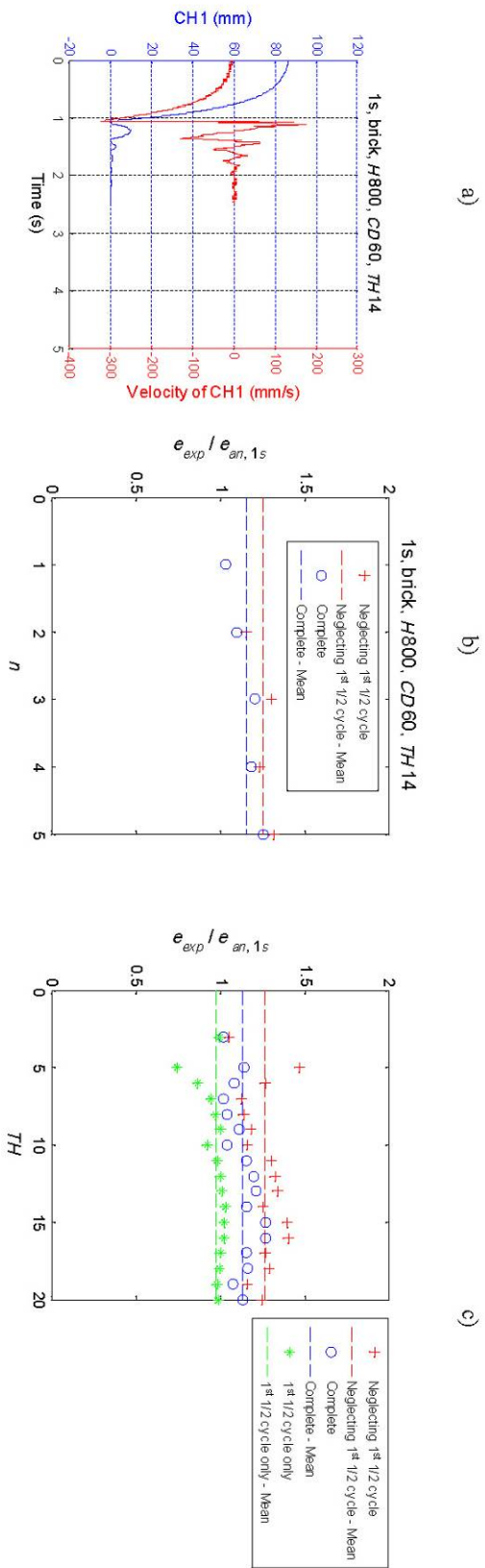


Figura A-20 . Tipica storia temporale della serie (Muro 1c) 1s, H800, CD60 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

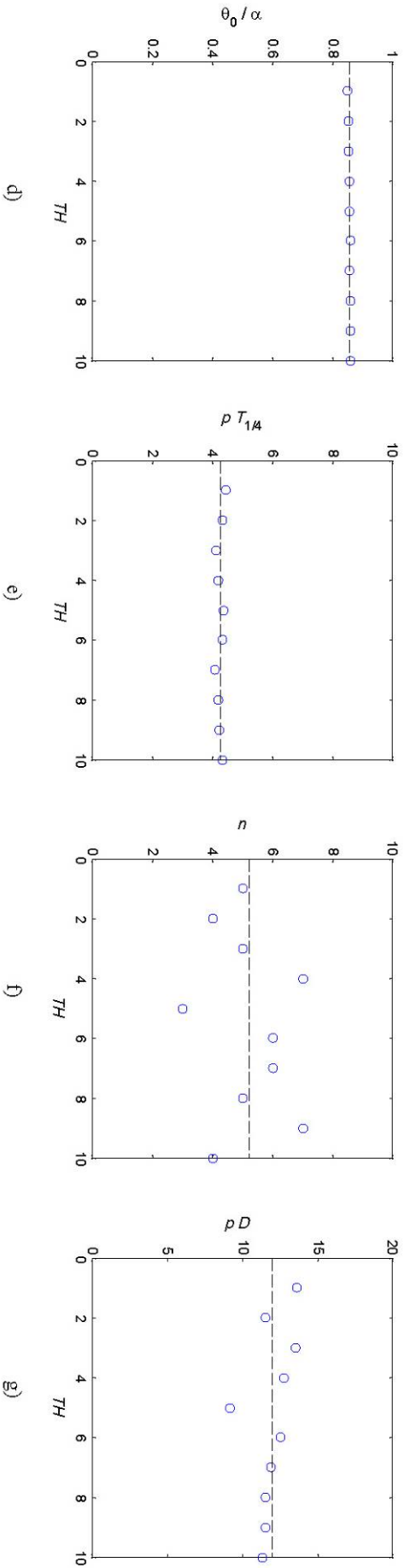
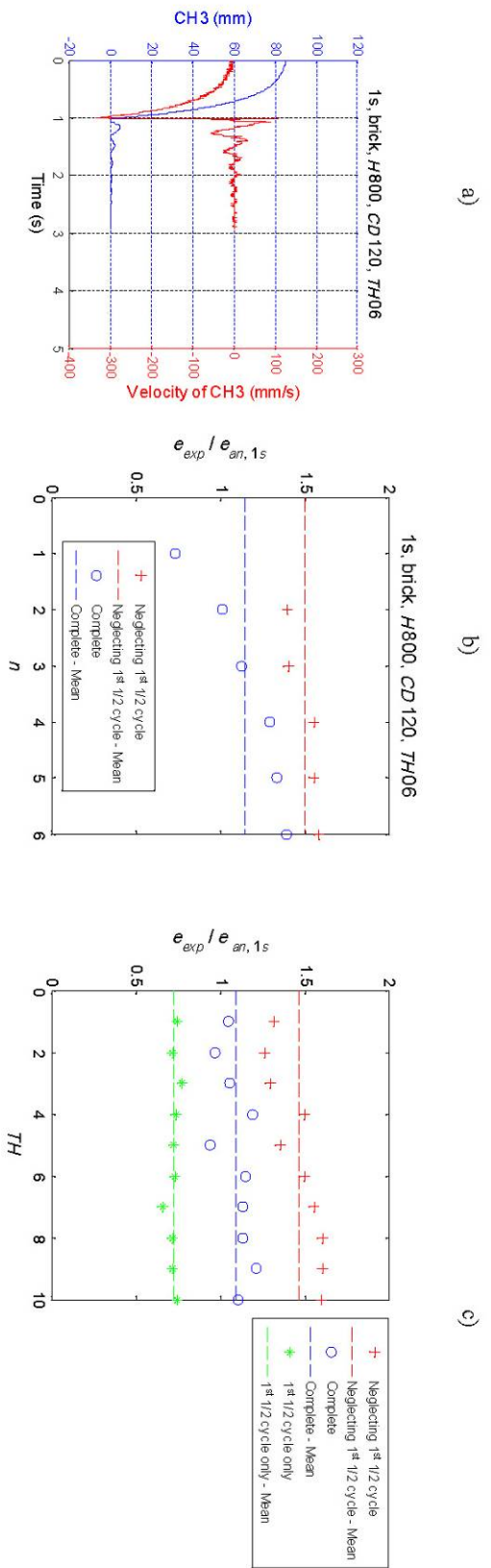


Figura A-21. Tipica storia temporale della serie (Muro 1c) 1s, H800, CD120 a) fase di dondolio libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolio libero

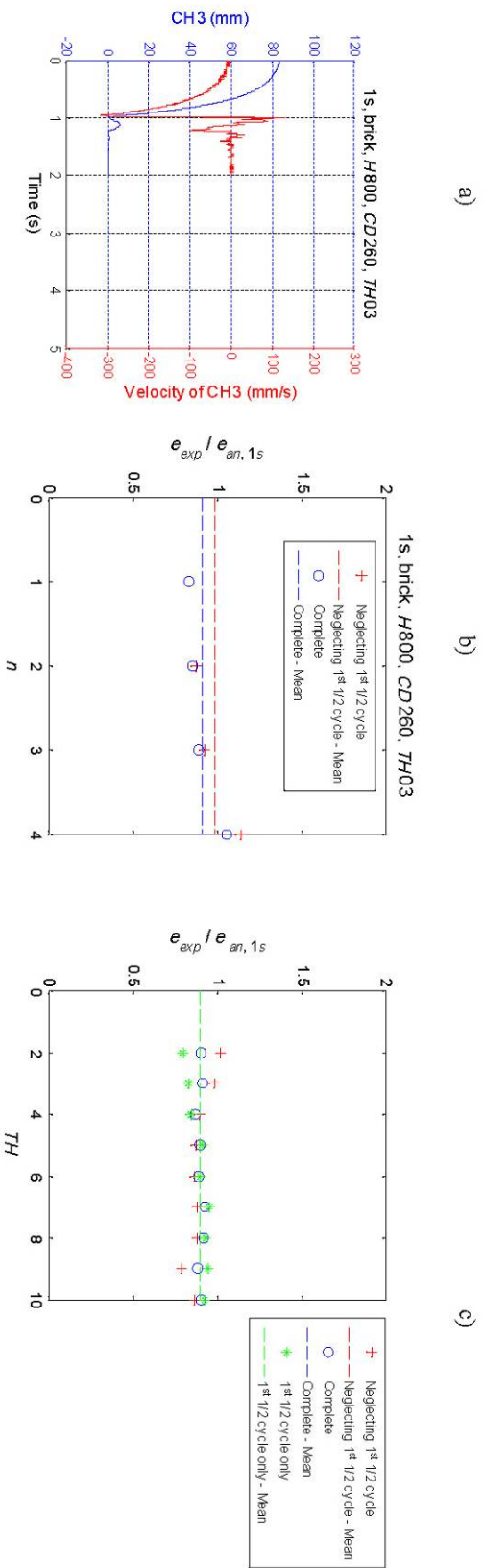


Figura A-22. Tipica storia temporale della serie (Muro 1c) 1s, H800, CD260 a) fase di dondolio libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} e e_{an} al variare della storia temporale, TH, considerata; d) trascurando il primo quarto di ciclo; e) prendendo in considerazione l'intera storia temporale; f) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; g) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolio libero

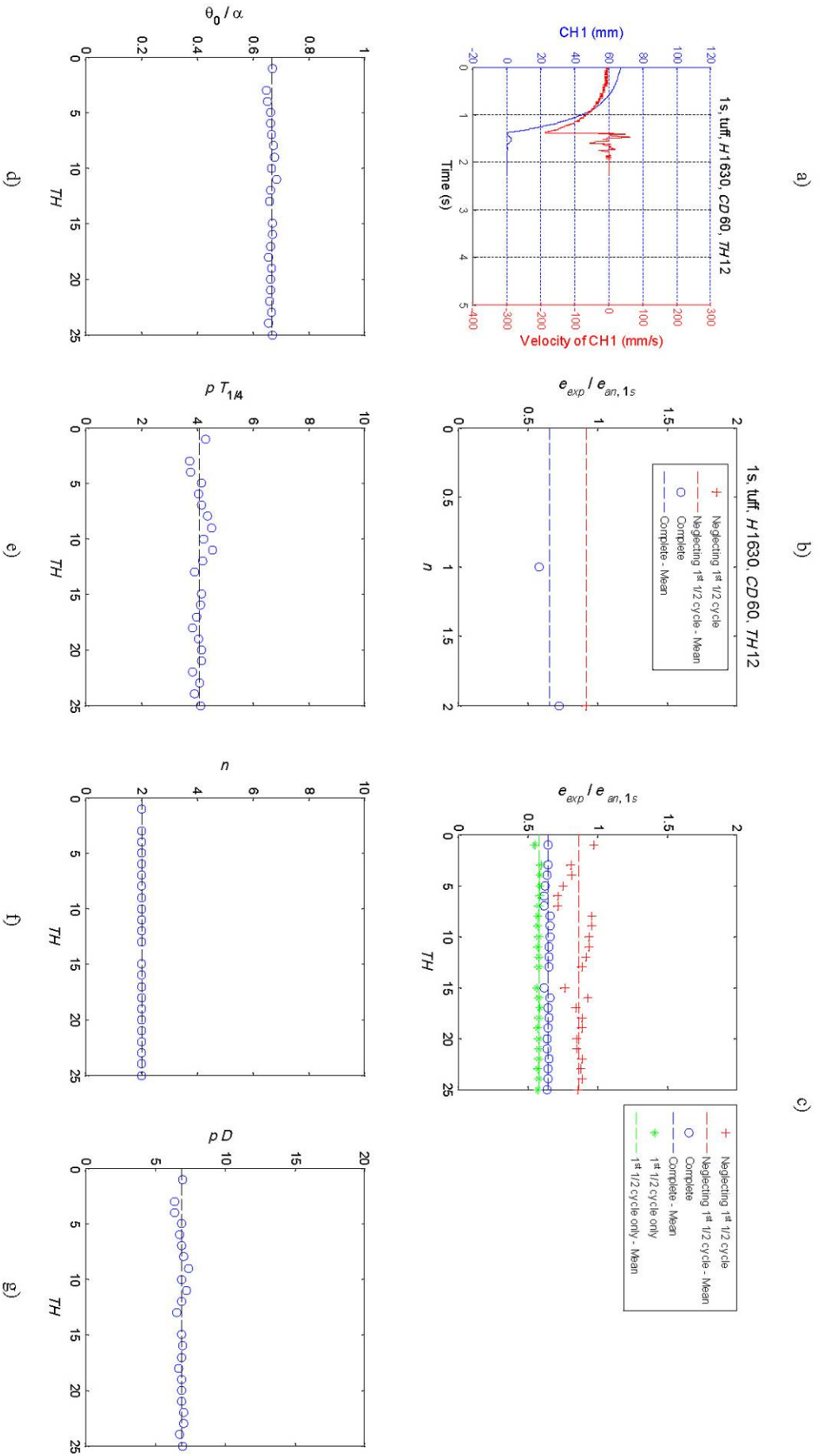


Figura A-23. Tipica storia temporale della serie (Muro 2a) 1s, H1630, CD60 a) fase di dondolio libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolio libero

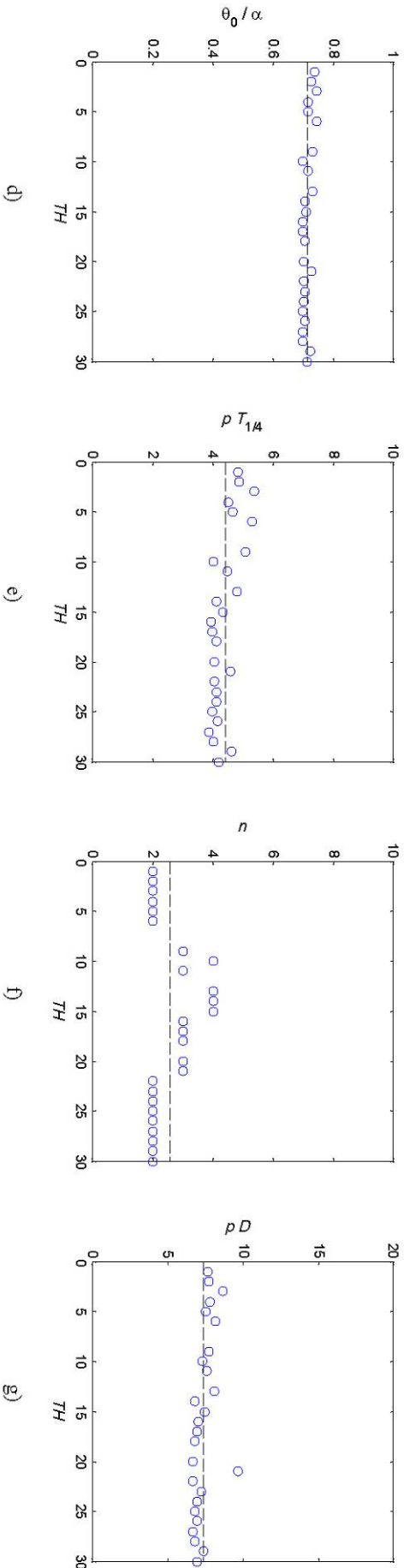
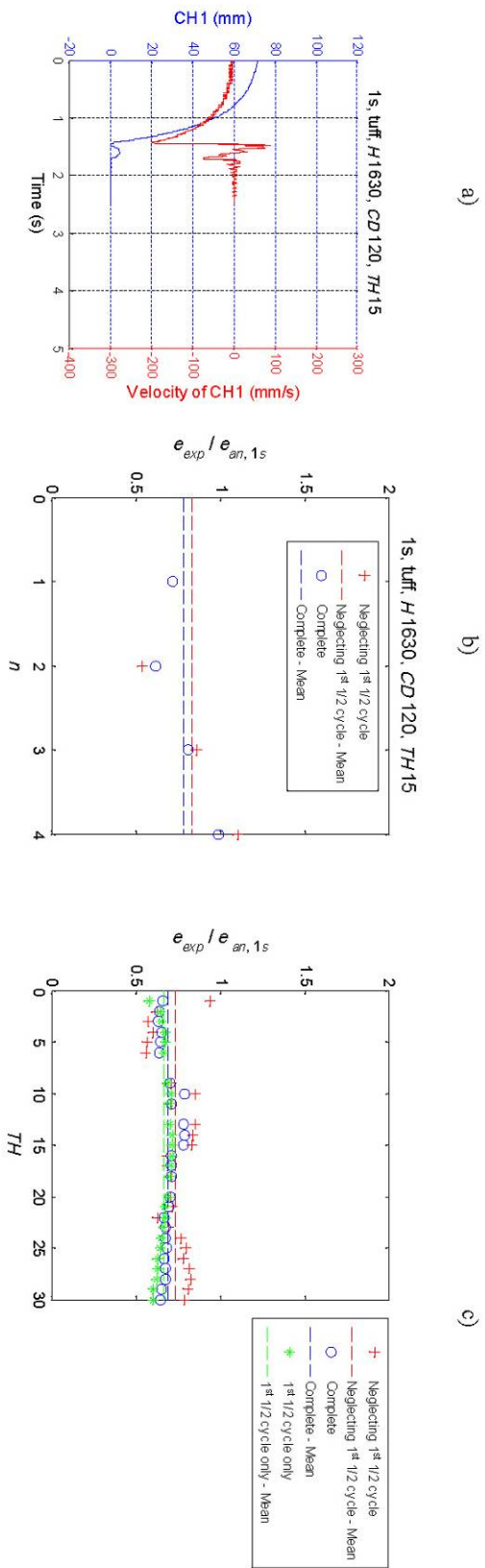


Figura A-24 . Tipica storia temporale della serie (Muro 2a) 1s, HI 630, CD120 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} al variare della storia temporale, TH , considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH ; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

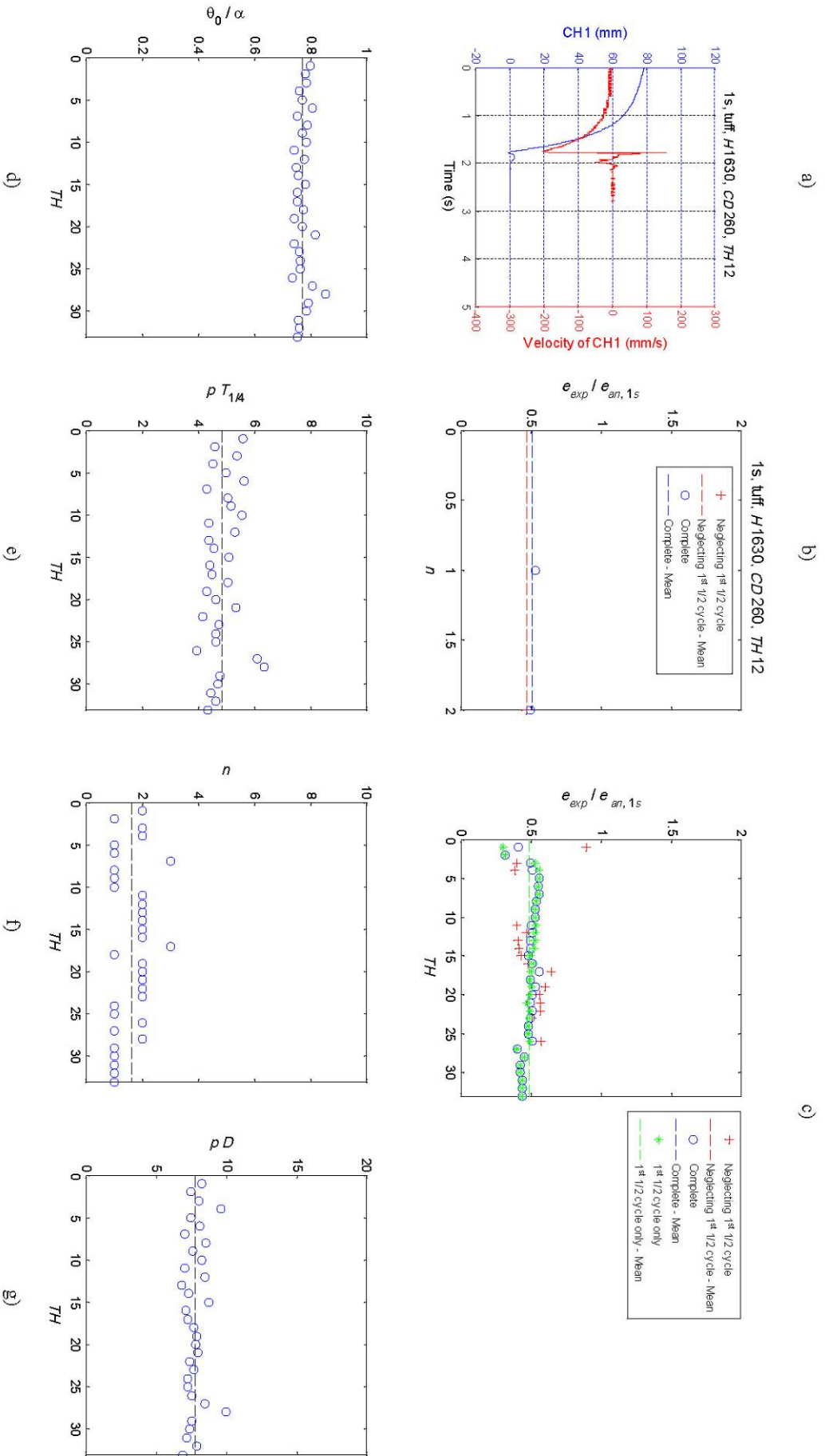


Figura A-25 . Tipica storia temporale della serie (Muro 2a) 1s, H1630, CD260 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

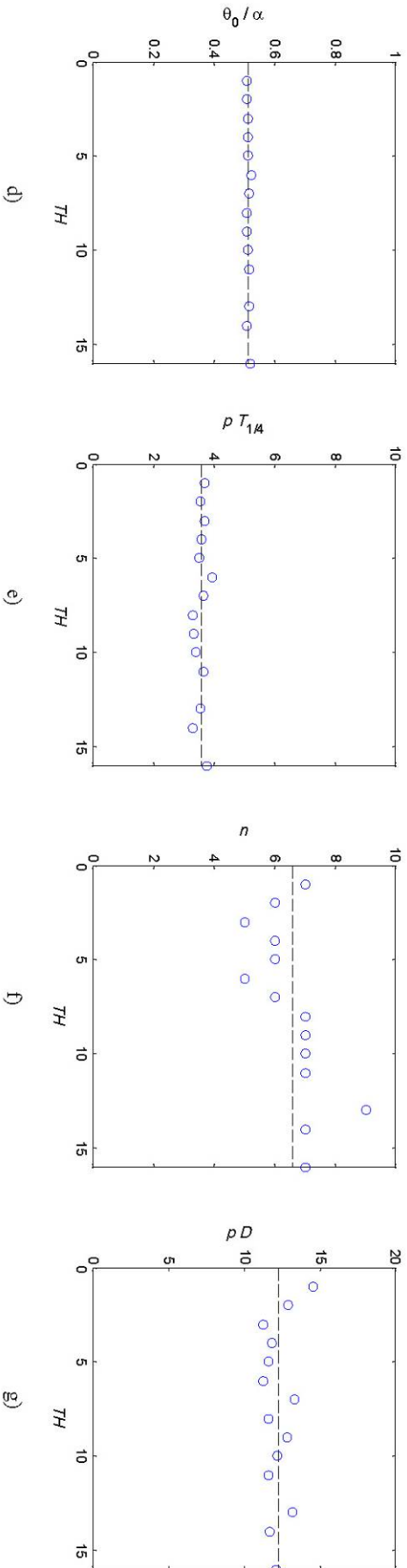
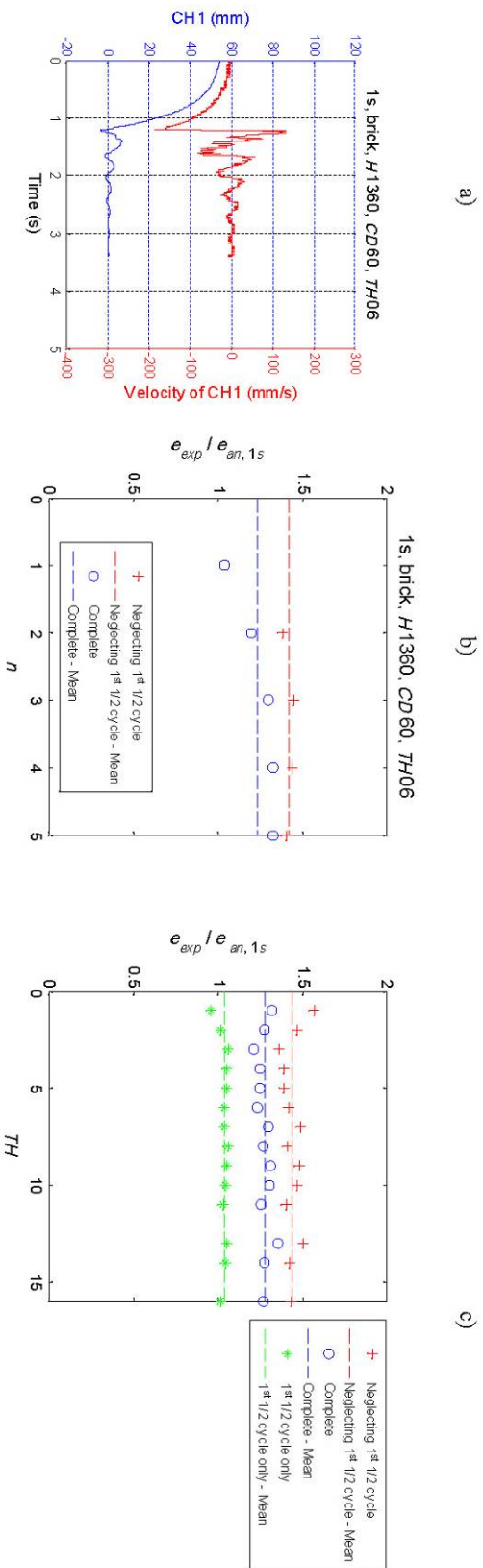


Figura A-26 . Tipica storia temporale della serie (Muro 2b) 1s, H1360, CD60 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} e e_{an} al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

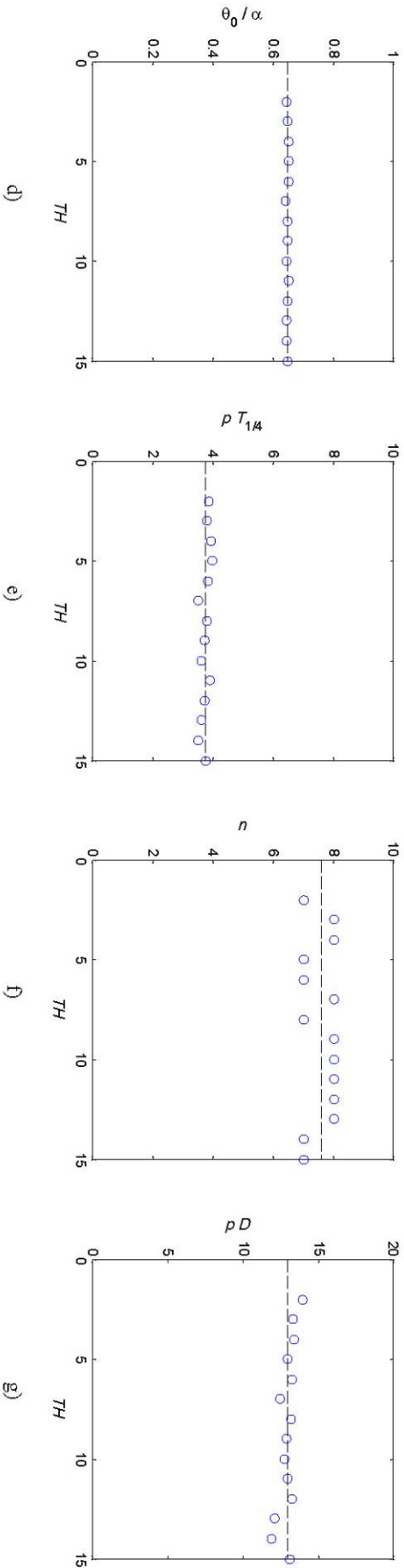
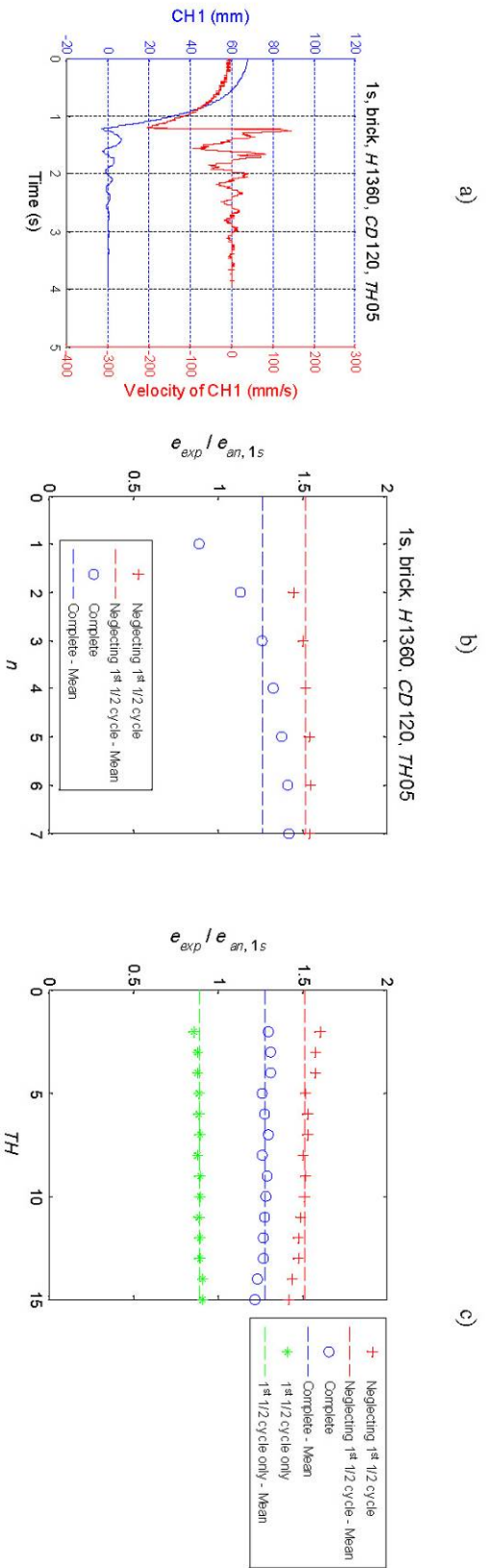


Figura A-27 . Tipica storia temporale della serie (Muro 2b) 1s, H1360, CD120 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

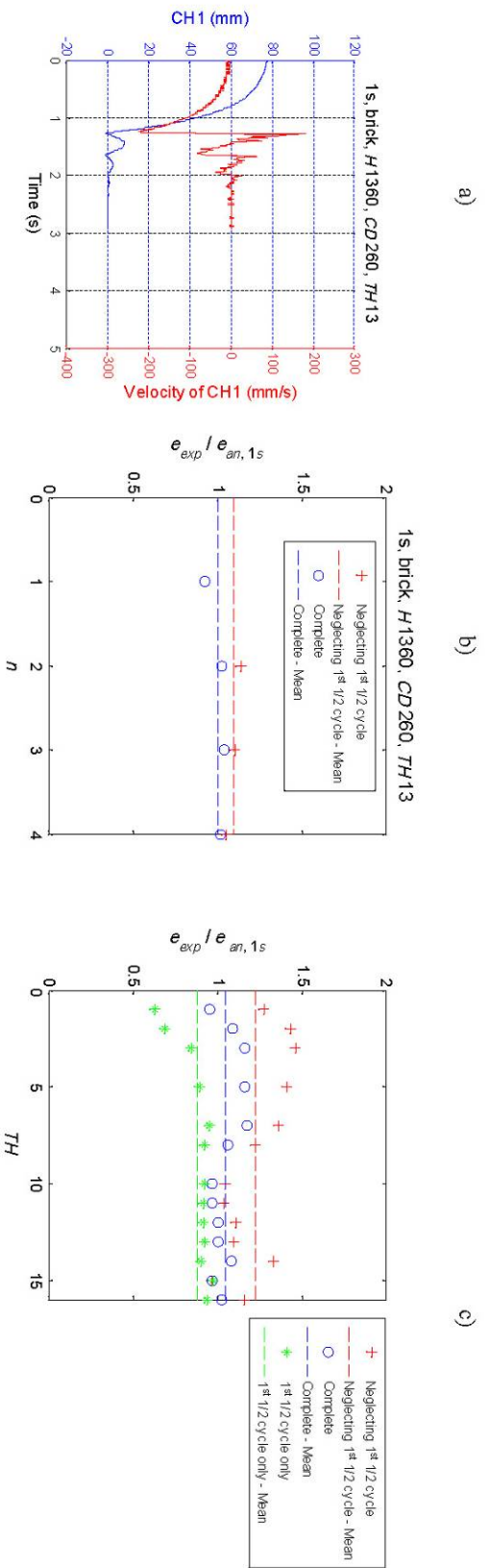


Figura A-28 . Tipica storia temporale della serie (Muro 2b) 1s, H1360, CD260 a) fase di dondolo libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolo libero

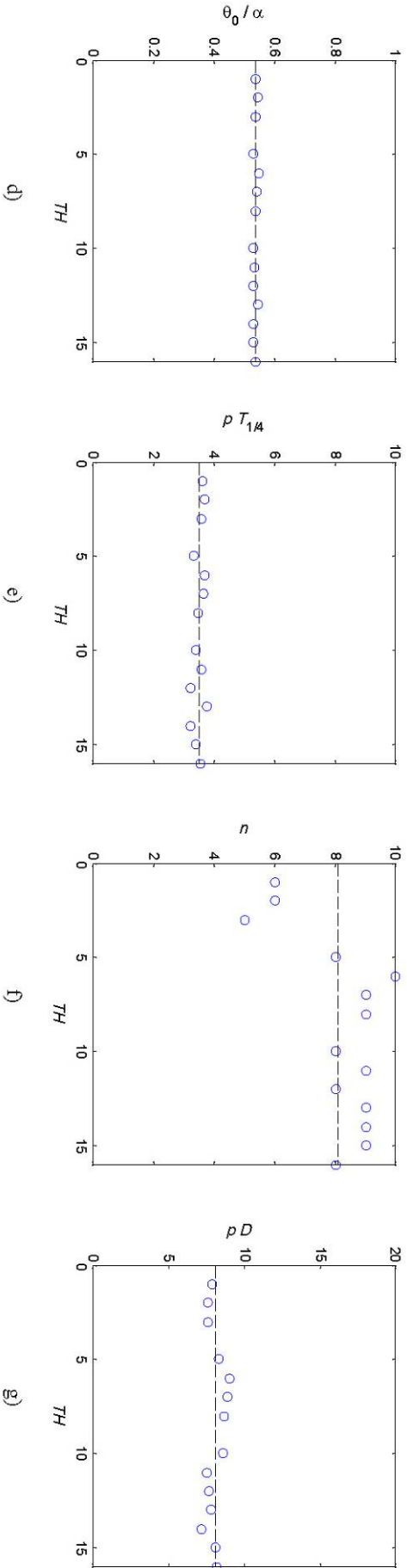
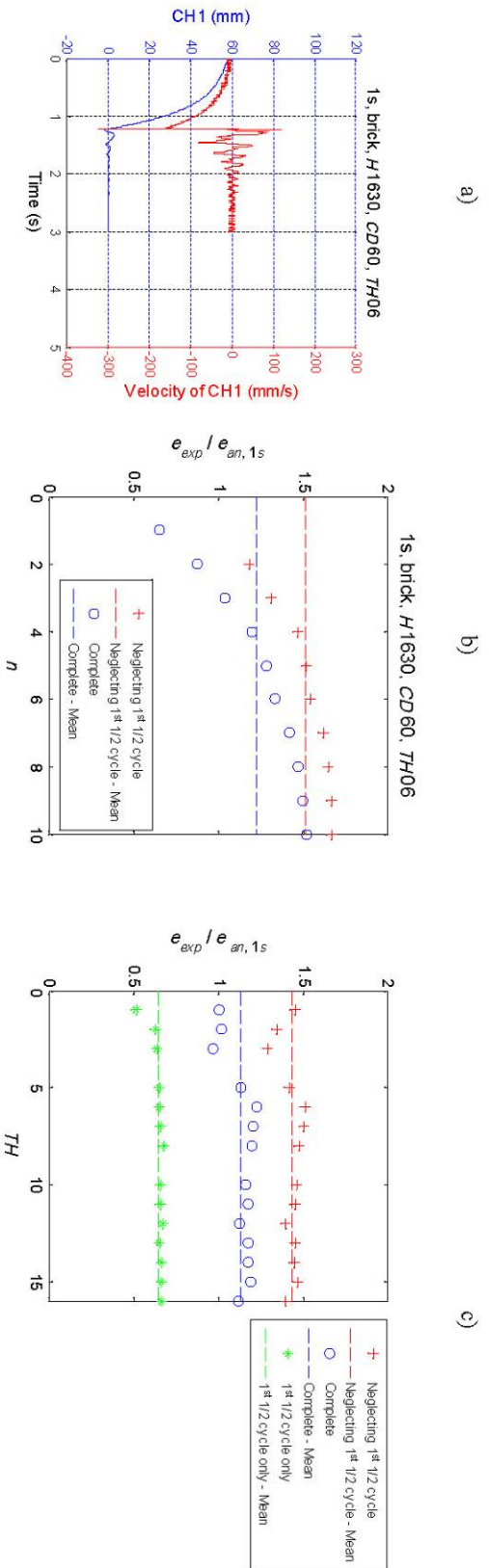


Figura A-29 . Tipica storia temporale della serie (Muro 3a) 1s, H1630, CD60 a) fase di dondolio libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolio libero

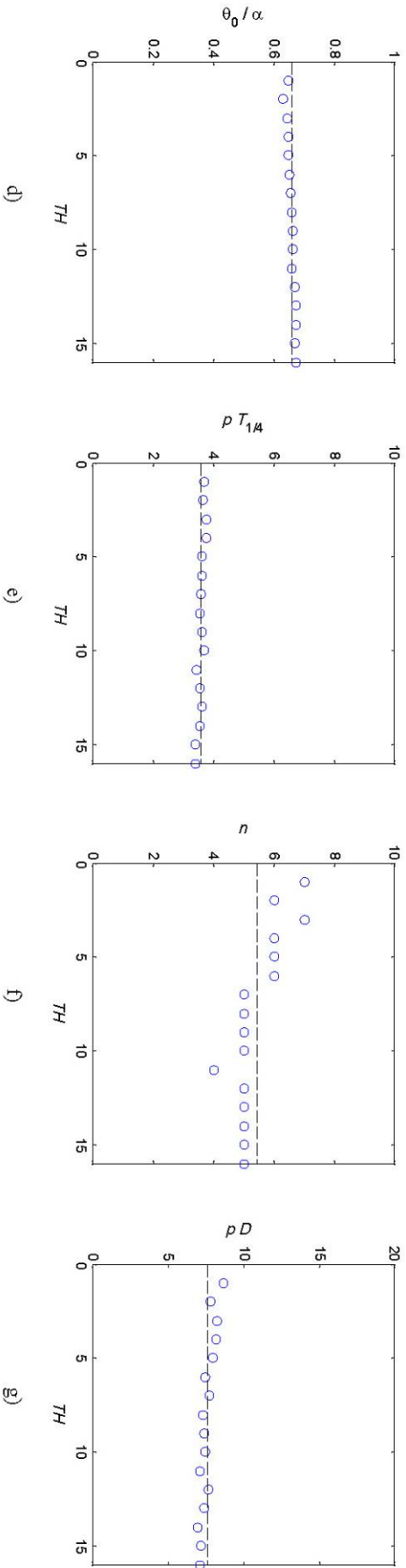
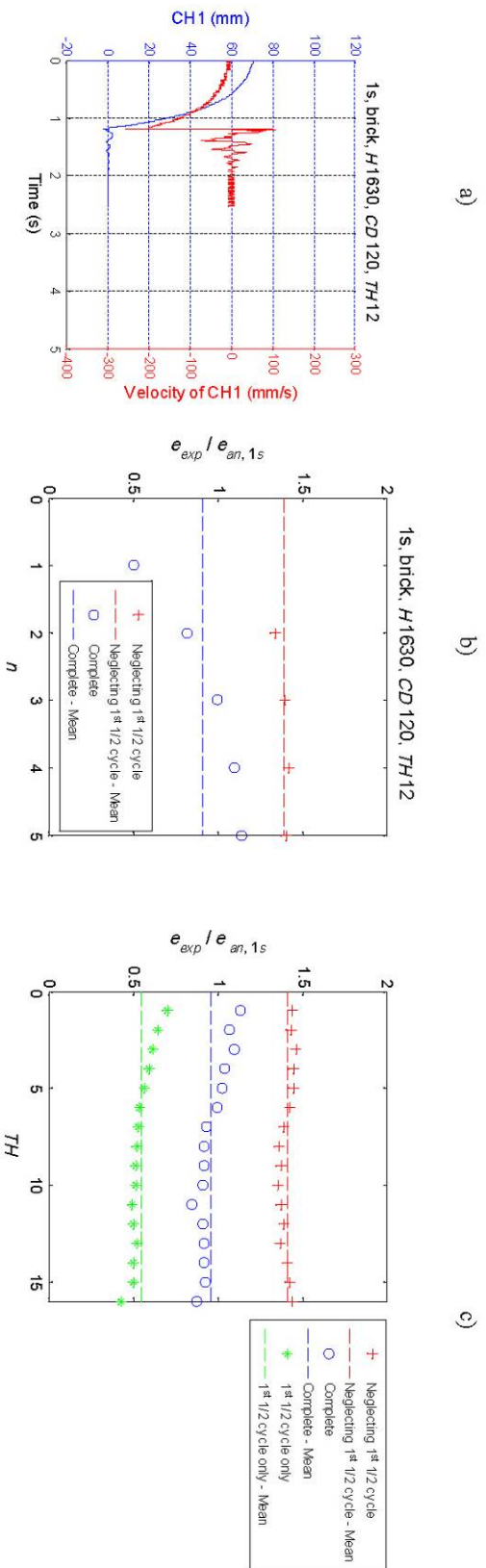
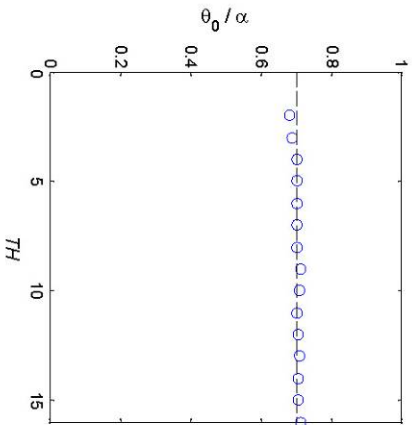
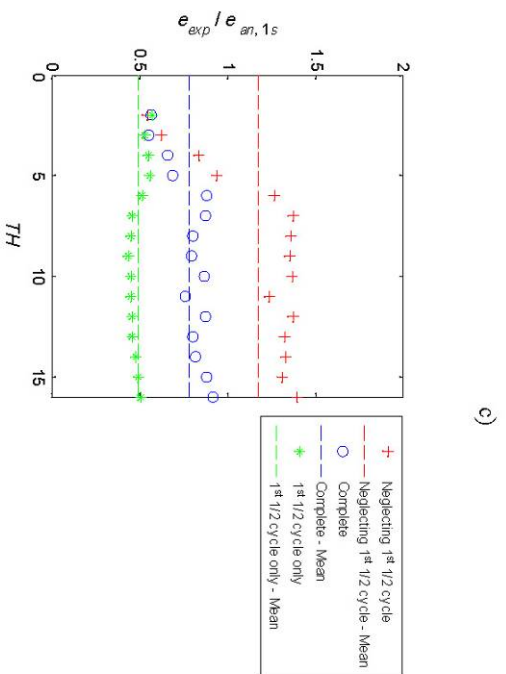
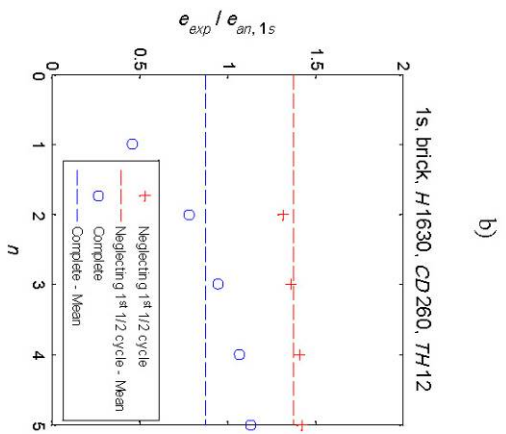
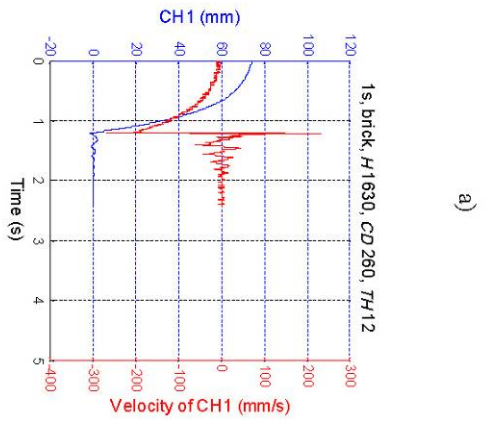
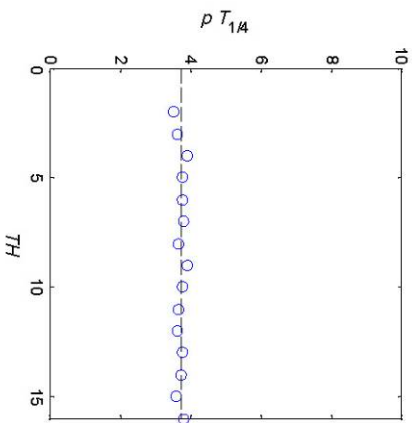


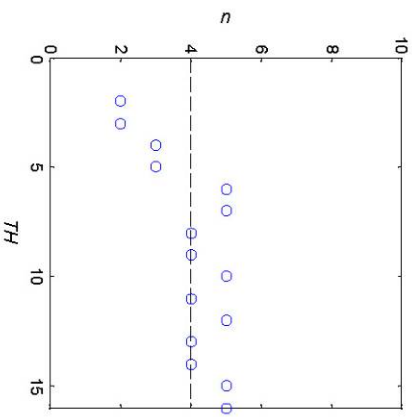
Figura A-30 . Tipica storia temporale della serie (Muro 3a) 1s, H1630, CD120 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero



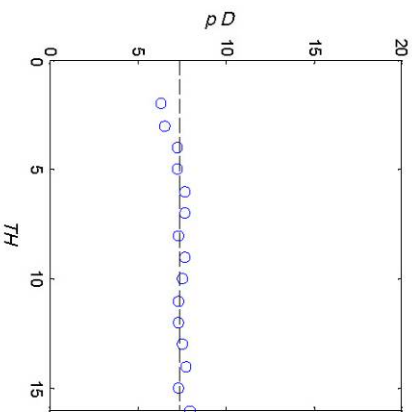
d)



e)



f)



g)

Figura A-31 . Tipica storia temporale della serie (Muro 3a) 1s, H1 630, CD260 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

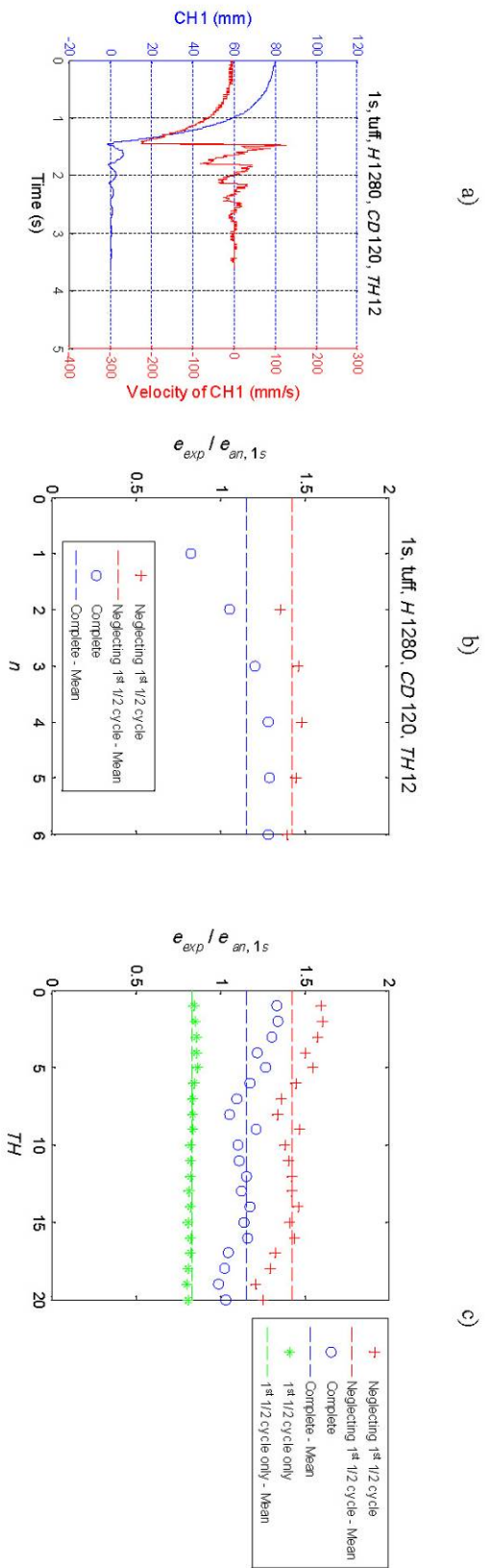


Figura A-32. Tipica storia temporale della serie (Muro 3b) 1s, H1280, CD120 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} e e_{an} al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

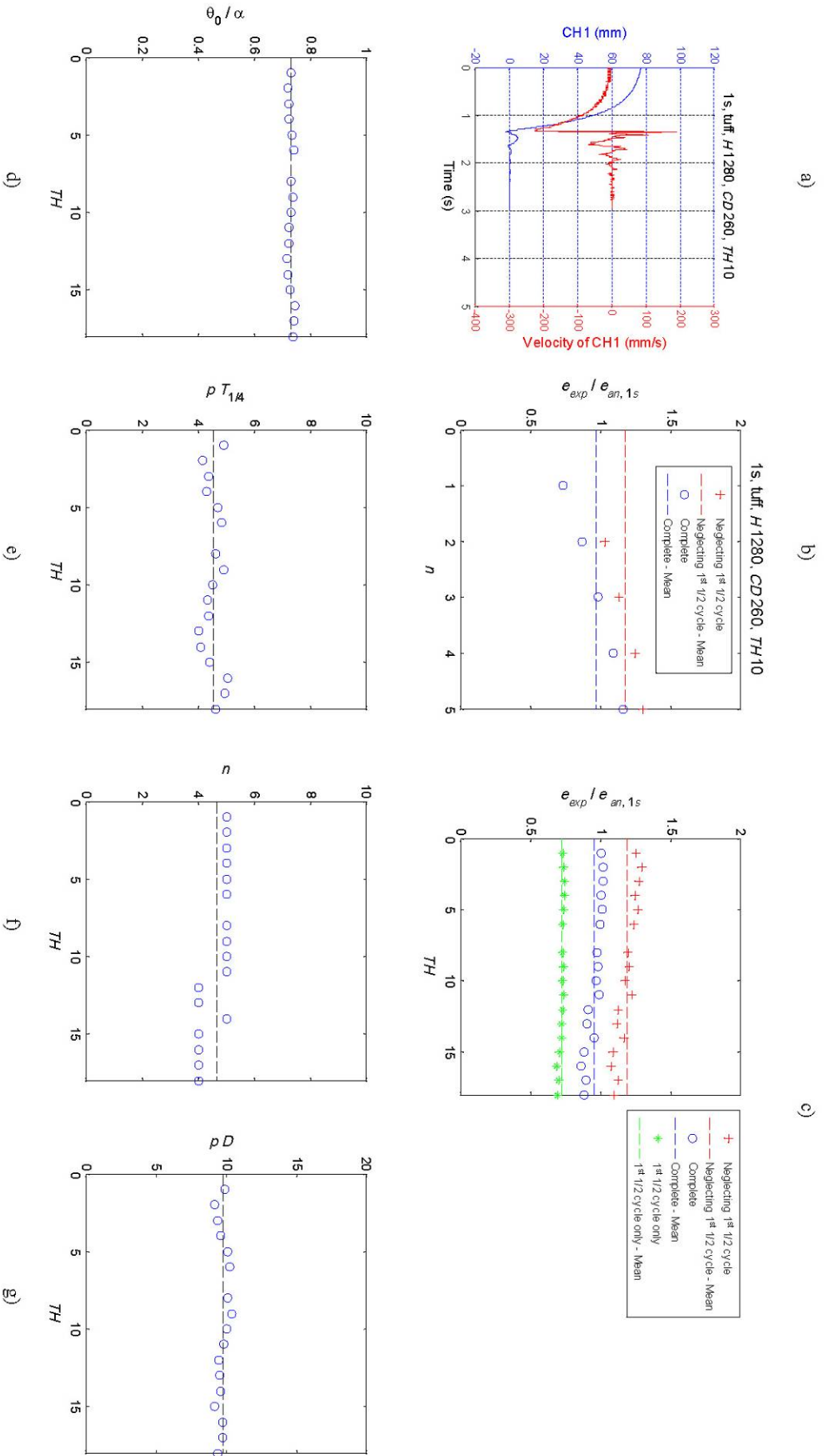


Figura A-33 . Tipica storia temporale della serie (Muro 3b) 1s, H1280, CD260 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

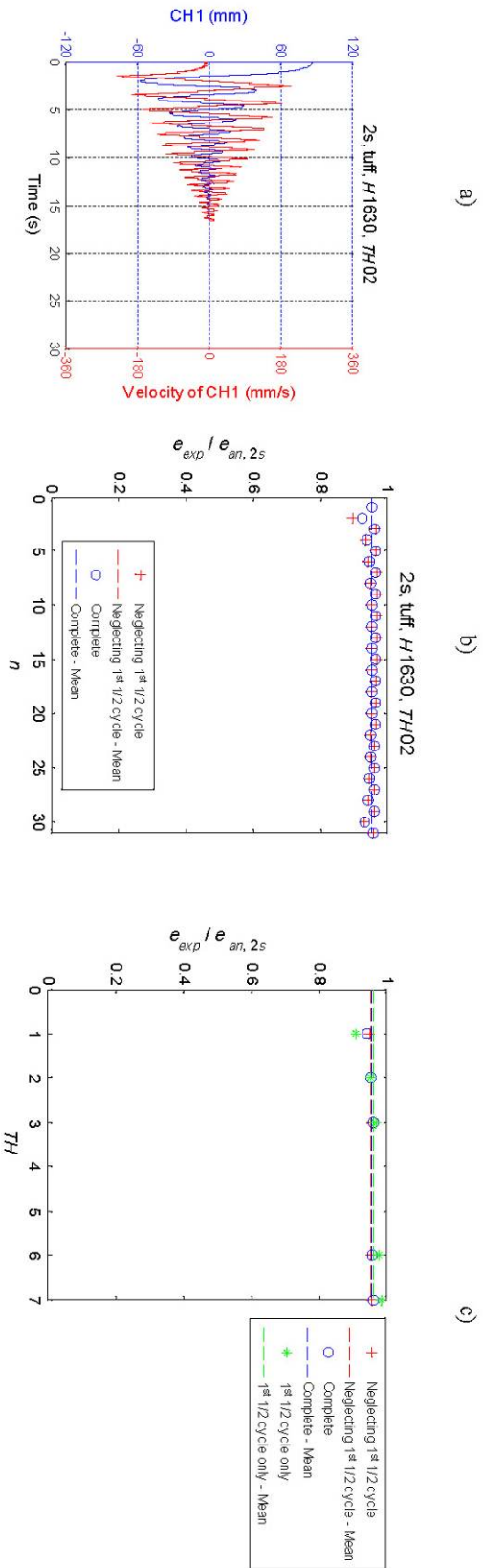


Figura A-34 . Tipica storia temporale della serie (Muro 2a) 2s, HI 630 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

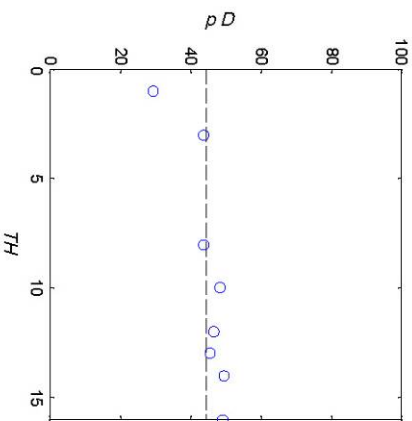
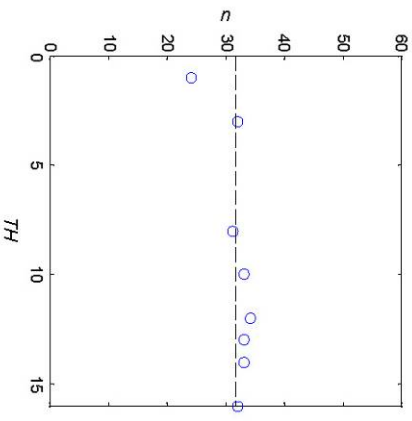
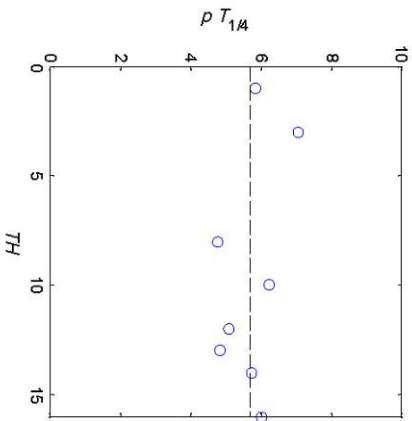
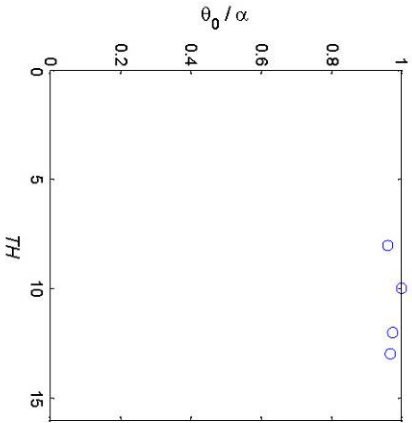
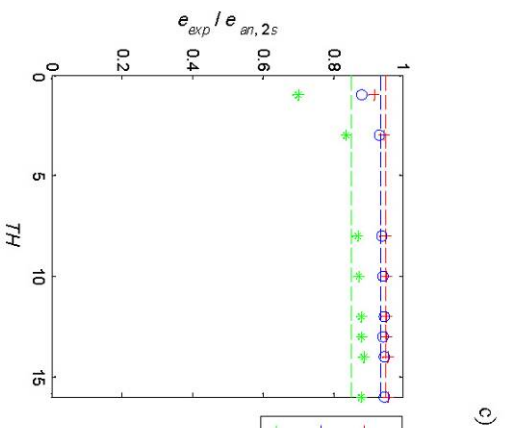
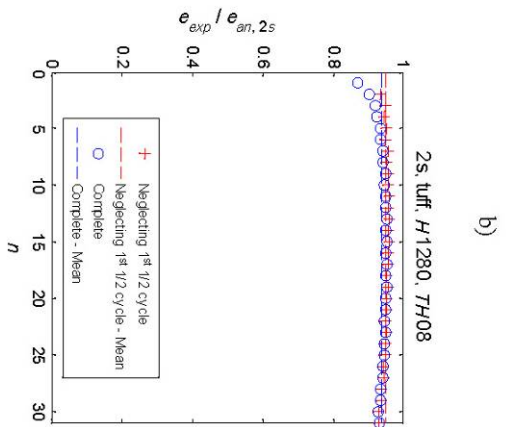
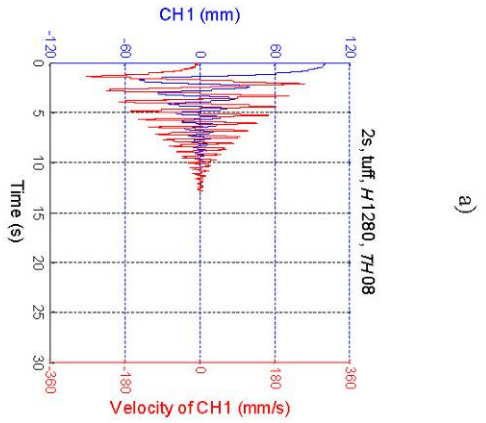


Figura A-35 . Tipica storia temporale della serie (Muro 3b) 2s, H1280 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

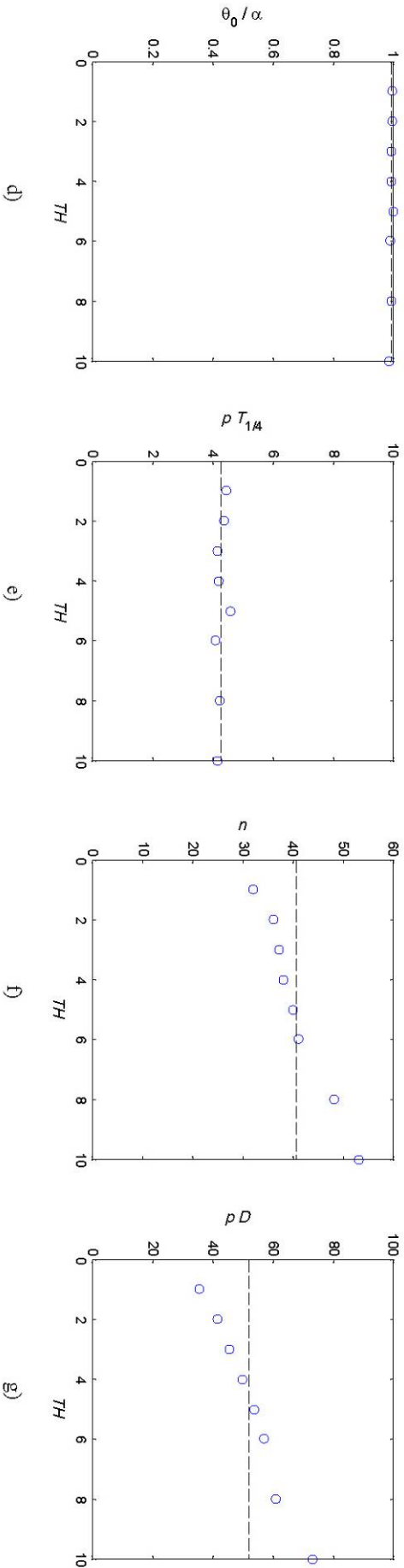
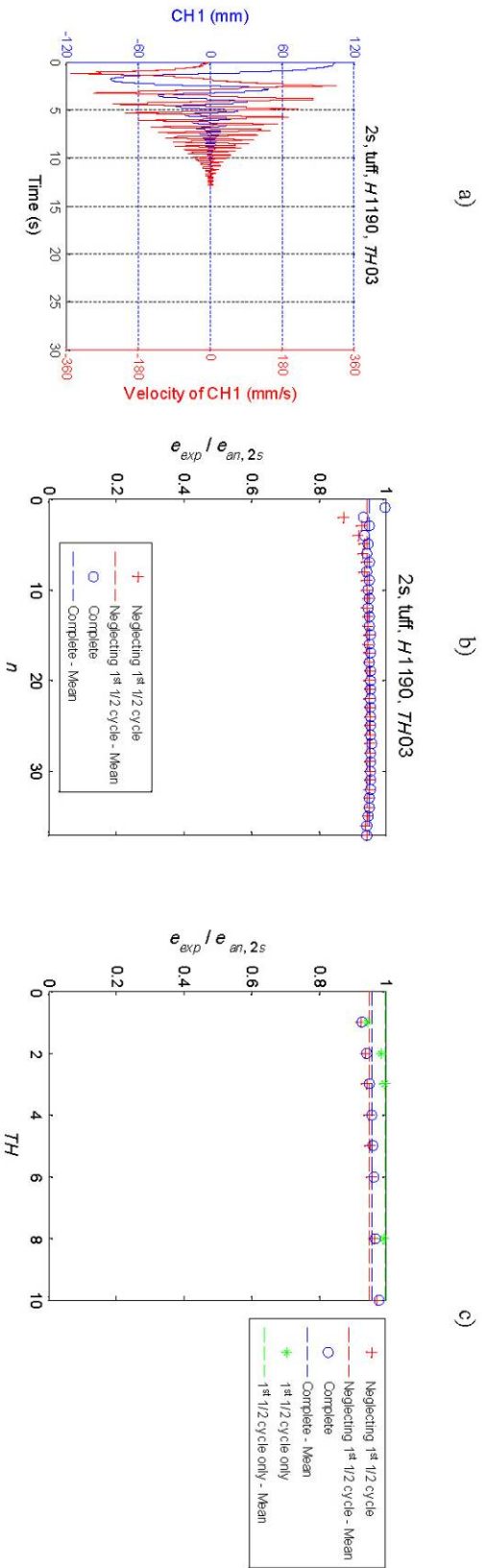


Figura A-36 . Tipica storia temporale della serie (Muro 5b) 2s, H1190 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

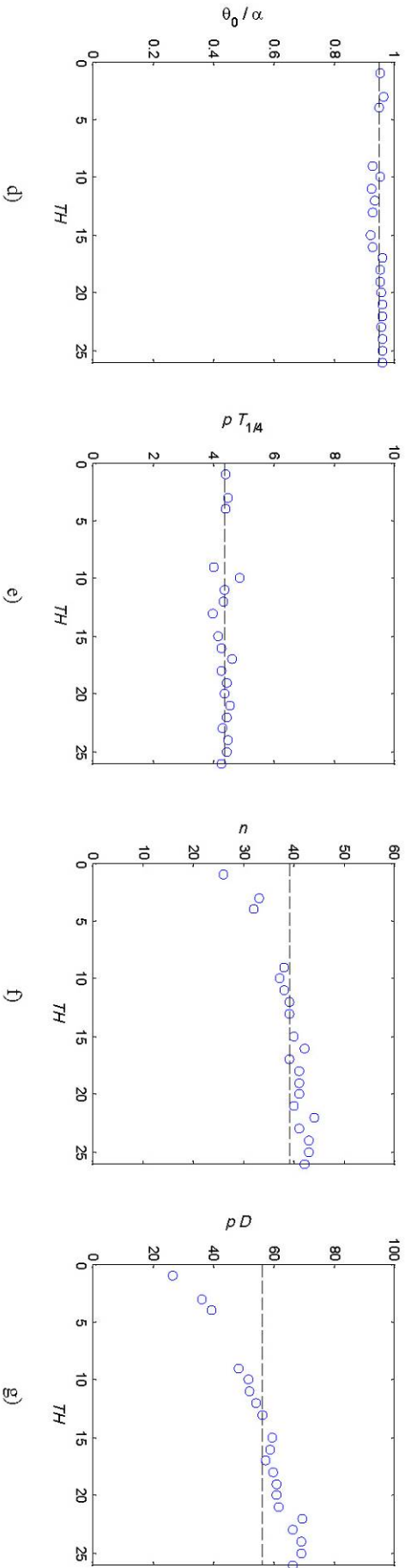
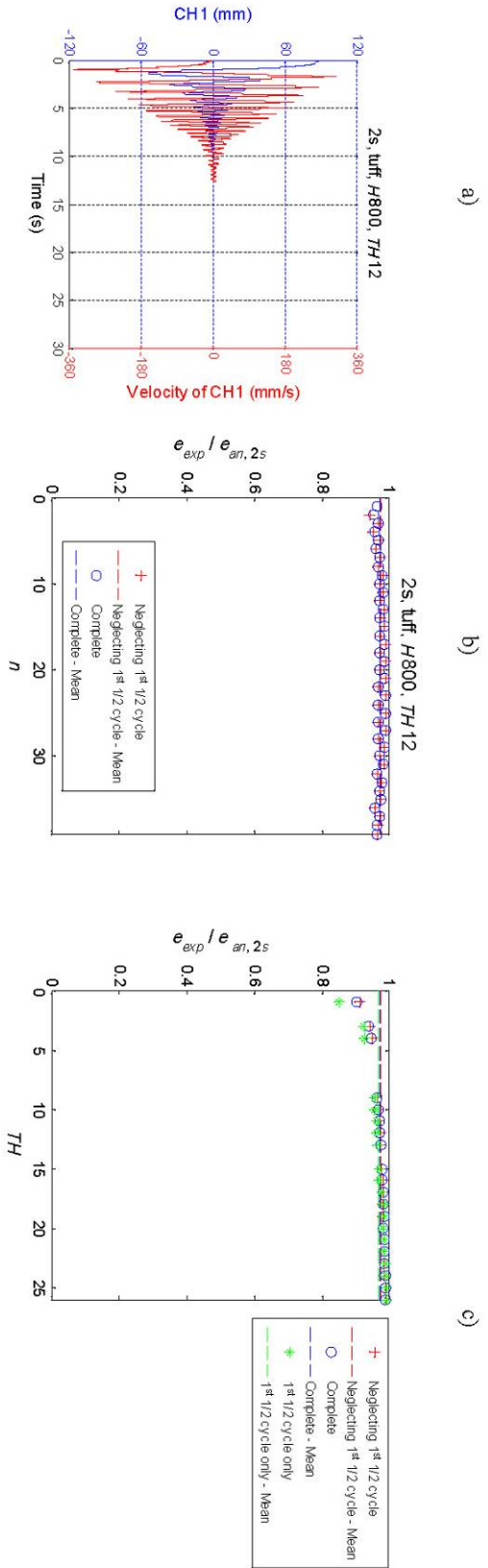


Figura A-37. Tipica storia temporale della serie (Muro 5c) 2s, H800 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

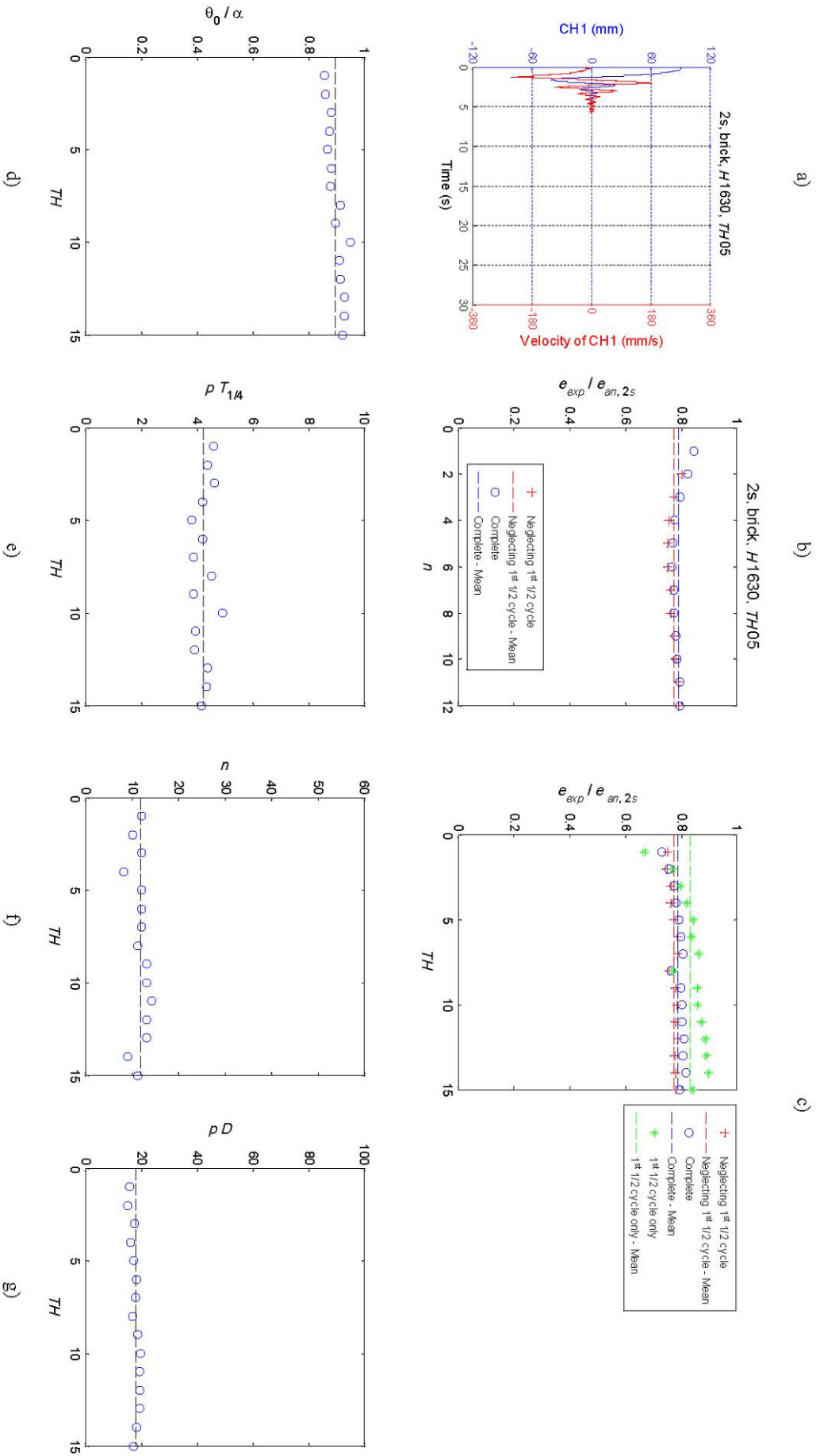


Figura A-38 . Tipica storia temporale della serie (Muro 3a) 2s, HI 630 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

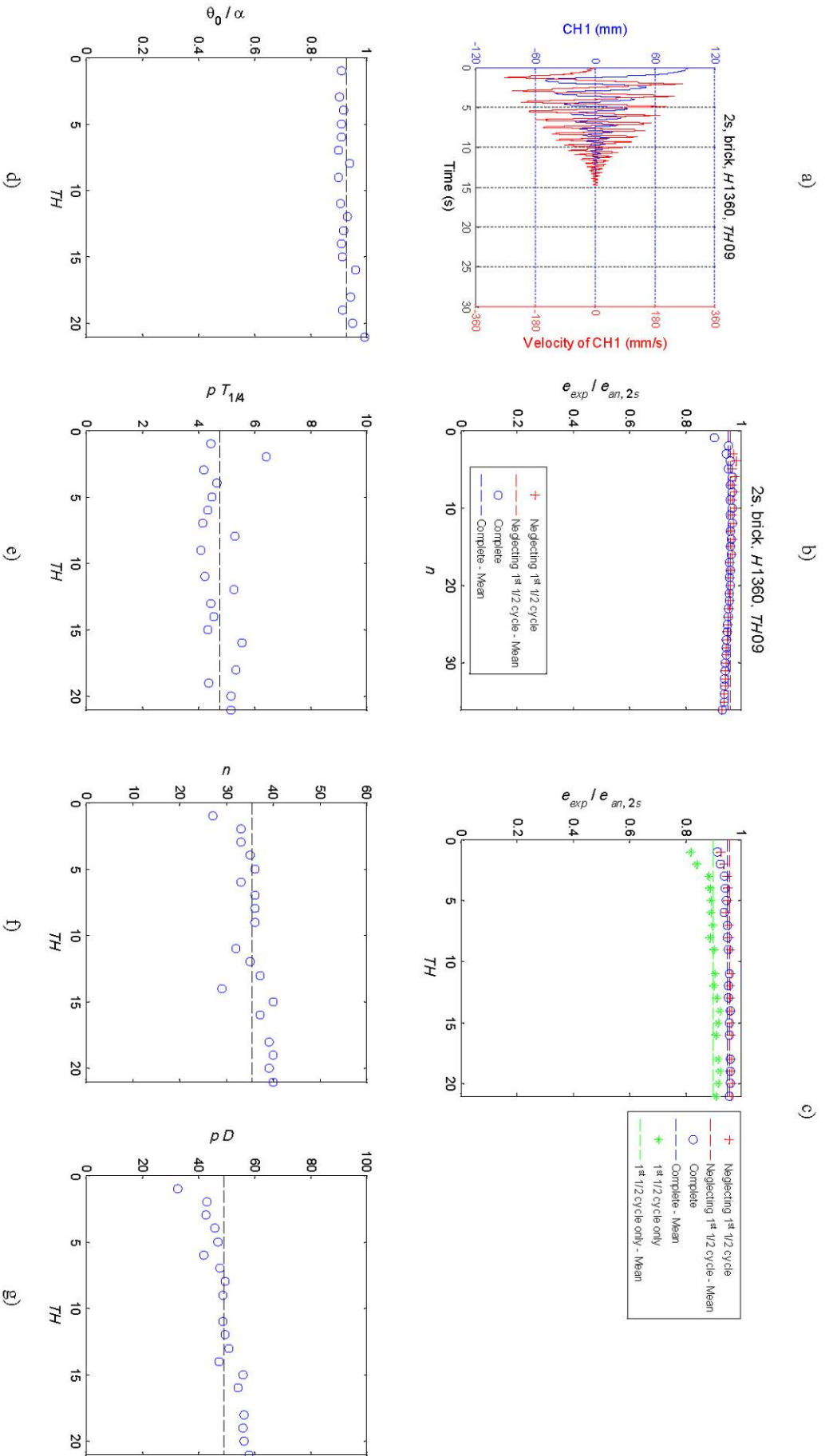


Figura A-39 . Tipica storia temporale della serie (Muro 2b) 2s, H1360 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

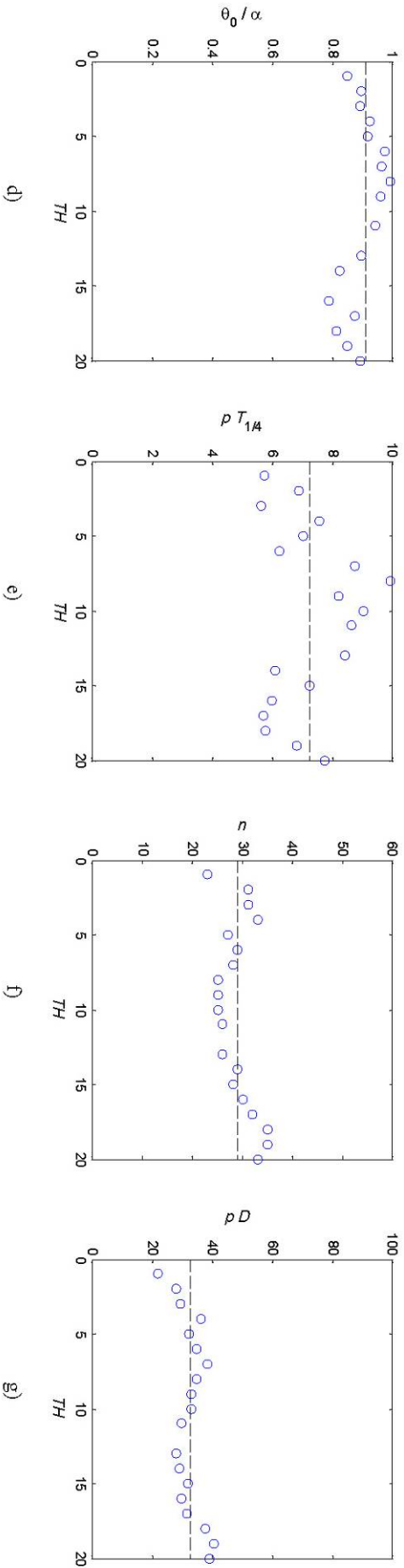
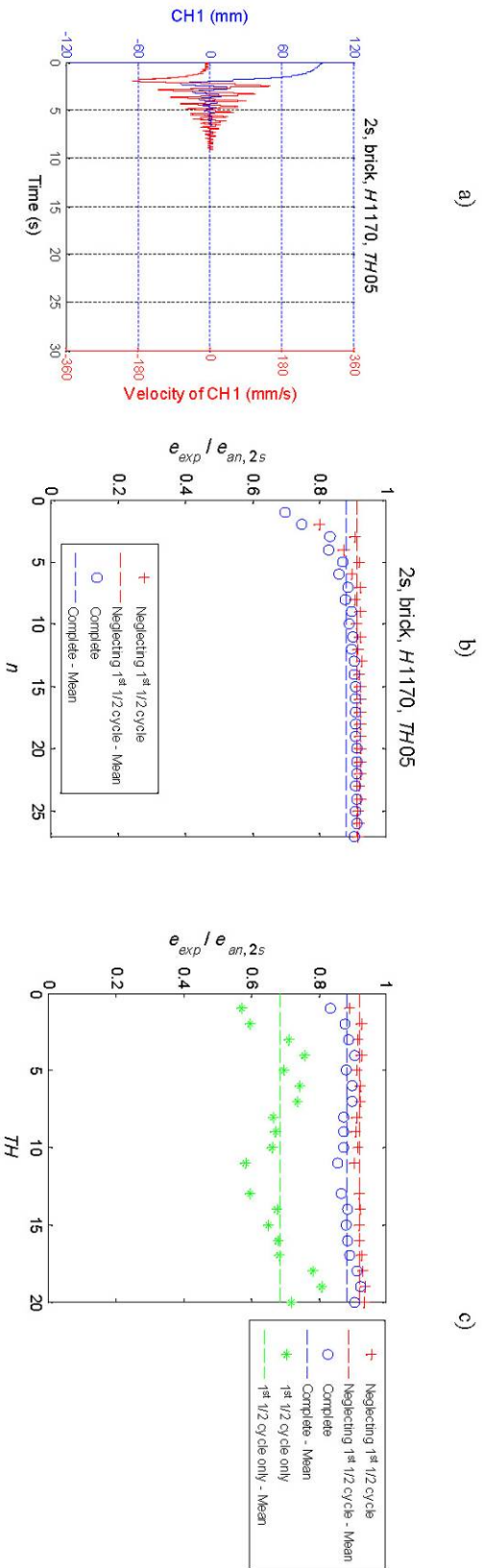


Figura A-40 . Tipica storia temporale della serie (Muro 4b) 2s, H1170 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH , considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH ; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

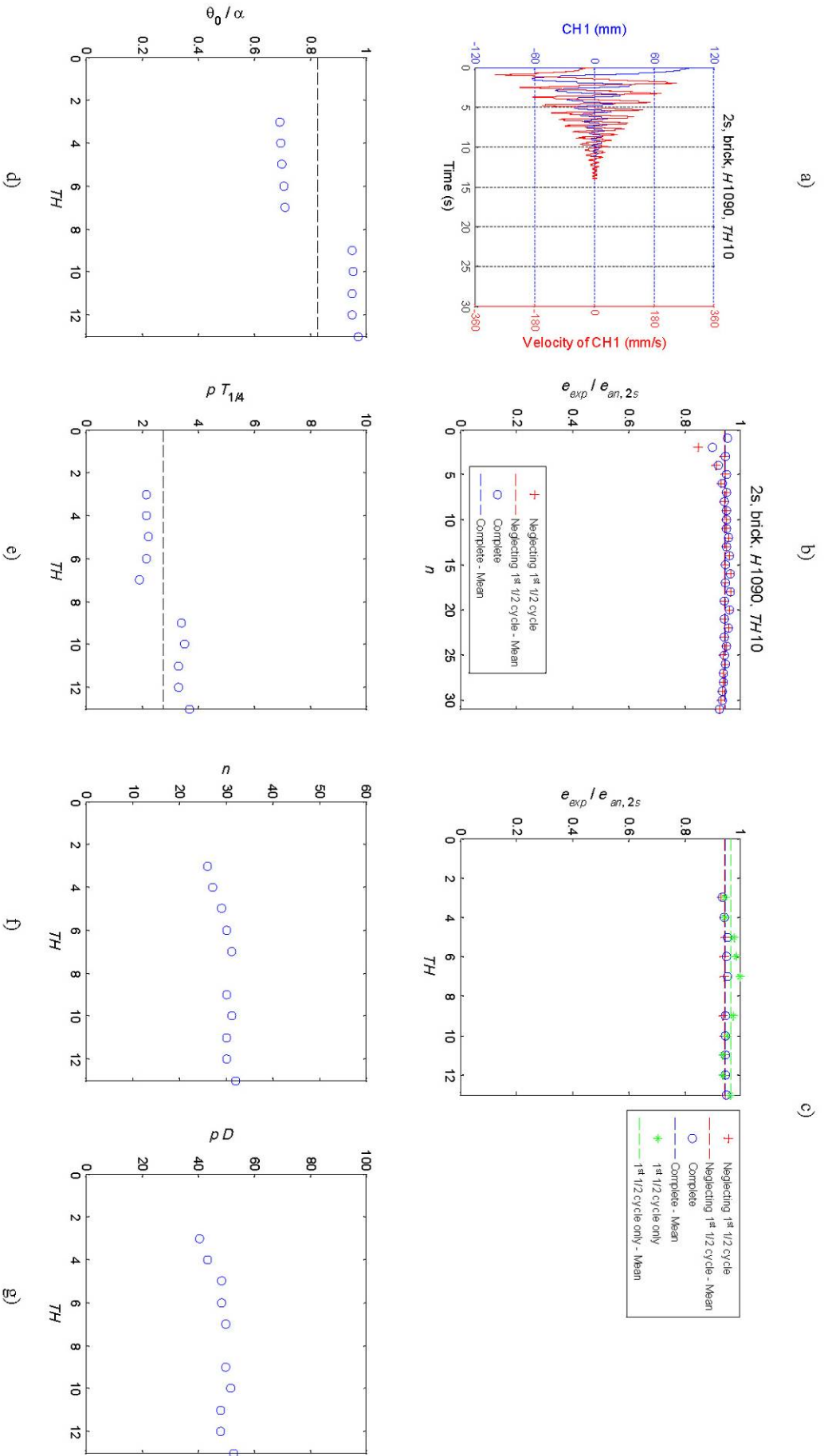


Figura A-41 . Tipica storia temporale della serie (Muro 1a) 2s, H1090 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

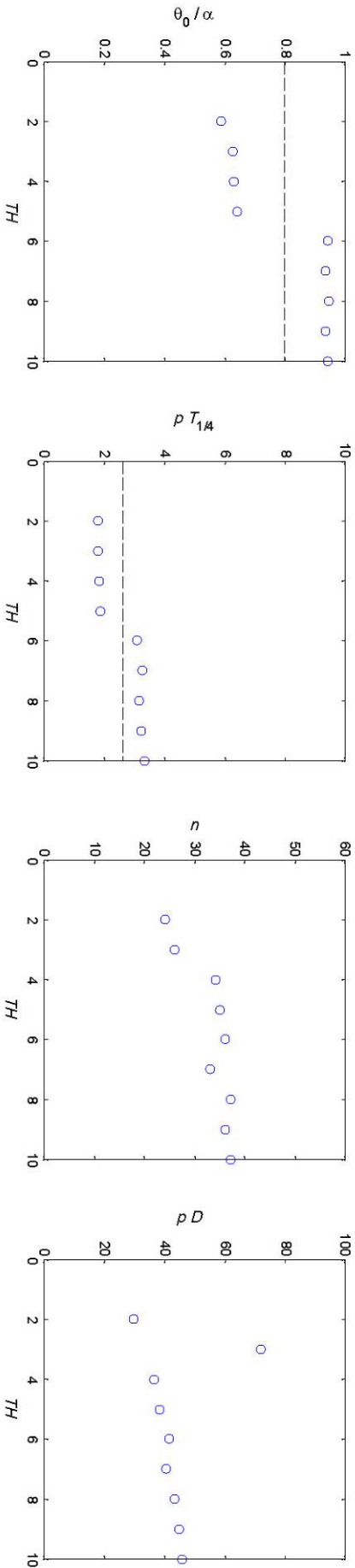
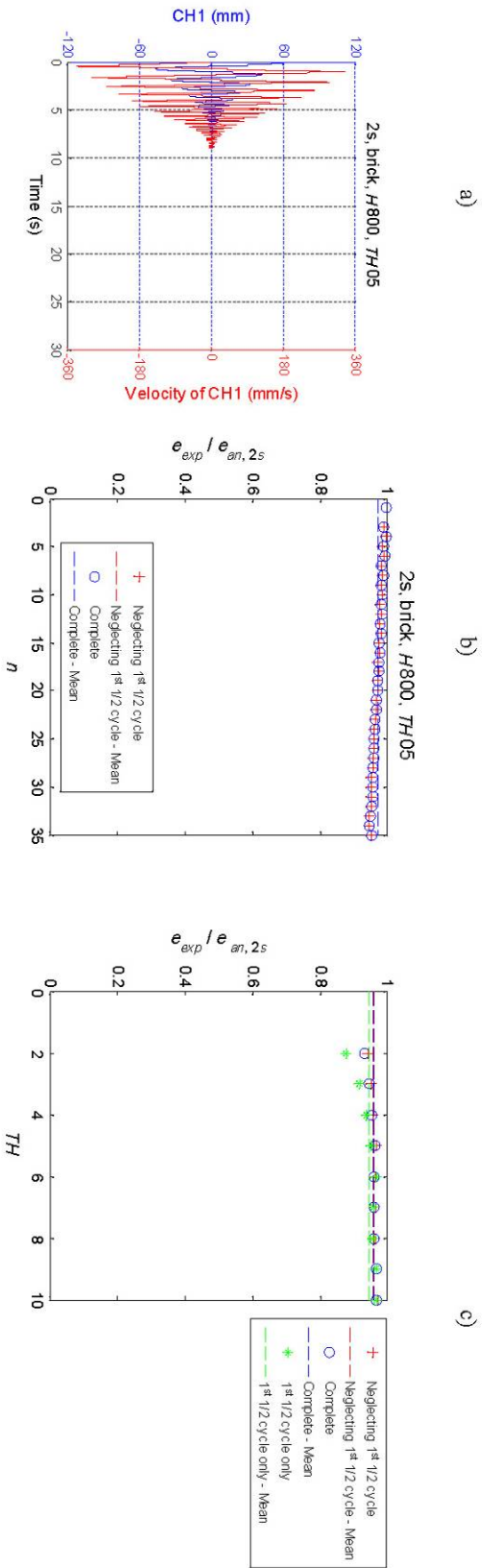


Figura A-42 . Tipica storia temporale della serie (Muro 1b) 2s, H800 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

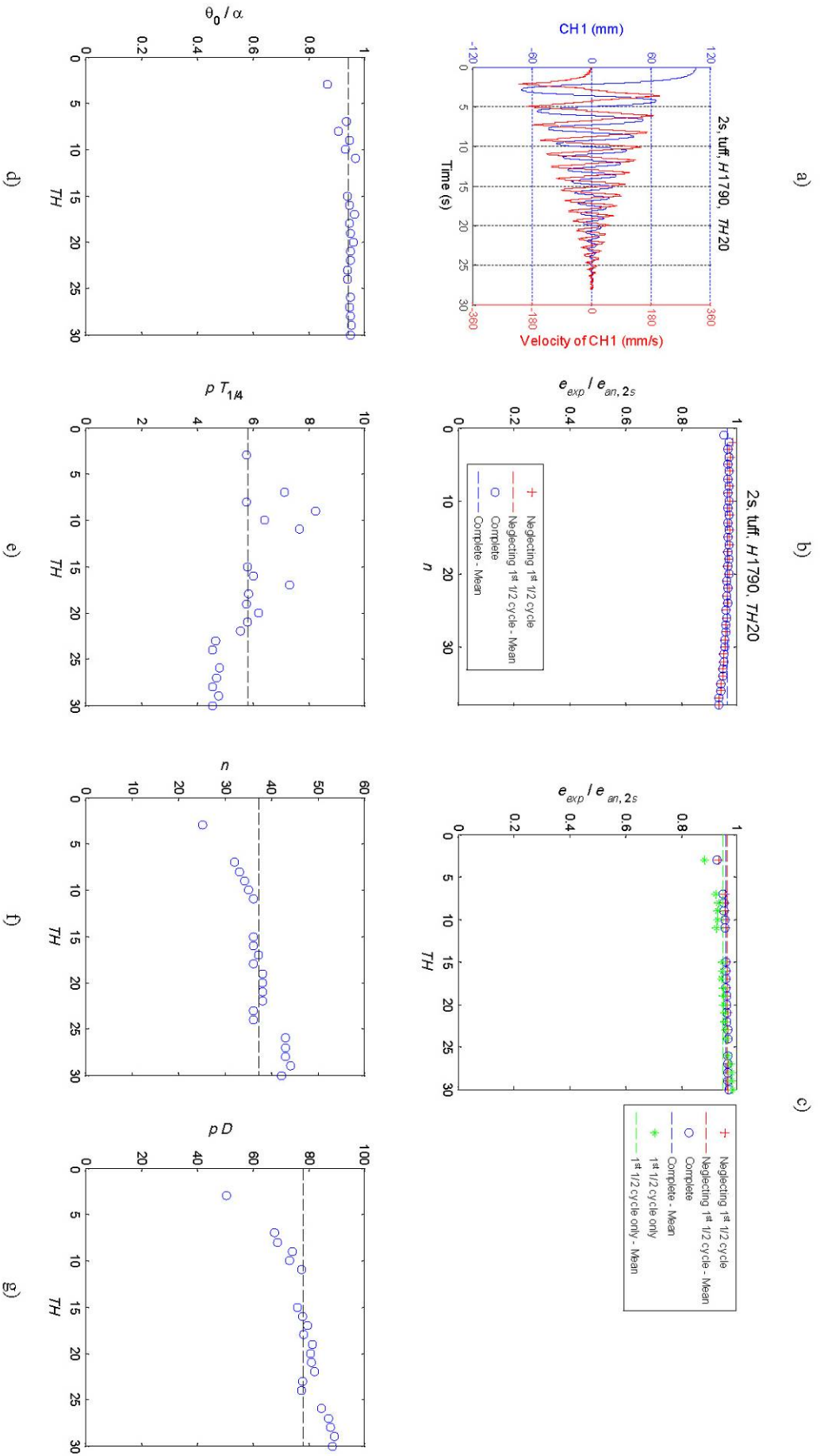


Figura A-43 . Tipica storia temporale della serie (Muro 5a) 2s, HI 790 a) fase di dondolamento libero; b) Rapporto fra coefficienti di restituzione sperimentale, e_{exp} , e analitico, e_{an} , al variare del numero di impatti considerato, e considerando o meno il primo quarto di ciclo; c) Rapporto e_{exp} , e e_{an} , al variare della storia temporale, TH, considerata: 1) trascurando il primo quarto di ciclo, 2) prendendo in considerazione l'intera storia temporale, 3) limitandosi a considerare il solo primo quarto di ciclo; d) Rapporto fra rotazione iniziale e angolo α nominale = $\arctan(b/h)$; e) periodo adimensionale del primo quarto di ciclo della storia temporale al variare della storia temporale TH; f) Numero di picchi, escluso quello iniziale; g) durata adimensionale del dondolamento libero

APPENDICE (B) REGISTRAZIONI ACCELEROMETRICHE NATURALI UTILIZZATE

In questa appendice si riportano registrazioni impiegate per elaborare le mappe di ribaltamento, per le prove sperimentali su tavola vibrante, e per valutare la vulnerabilità della facciata dell'Oratorio di San Giuseppe dei Minimi a L'Aquila.

APPENDICE (B)

Tabella B- 1. RegISTRAZIONI accelerometriche utilizzate per elaborare le mappe di ribaltamento

No.	Event	Year	M_W^a	Station	d^b (km)	USGS	soil Dec-Mol ^c
1	Imperial Valley, CA, USA	1940	7.0	El Centro Array #9	6.4	C	S2
2	Kern County, CA, USA	1952	7.4	Taft Lincoln School	40	B	S1
3	San Fernando, CA, USA	1971	6.6	Pacoima Dam, abutment	3.2		S1
4	Friuli, Italy	1976	6.5	Tolmezzo	16	-	S2
5	Romania	1977	7.5	Bucarest, Romania Building Research Institute	150		S3
6	Imperial Valley, CA, USA	1979	6.5	Bonds Corner	2.8	C	S2
7	Imperial Valley, CA, USA	1979	6.5	El Centro Array #7	0.2	C	S2
8	Michoacan, Mexico	1985	8.1 ^a	Secretaria comunicacion and tran. Texcoco lake bed zone	389		S2
9	Nahanni, Canada	1985	6.8	Site 1	0.1		S3
10	Loma Prieta, CA, USA	1989	6.9	Los Gatos Presentation Center	0.1		S3
11	Landers, CA, USA	1992	7.3	Joshua Tree Fire Station	11.3	-	S1
12	Landers, CA, USA	1992	7.3	Lucerne Valley	1.8		S2
13	Northridge, CA, USA	1994	6.7	Rinaldi Receiving Station	0.1	-	S1
14	Northridge, CA, USA	1994	6.7	Sylmar - Olive View Med Parking Lot Free Field	2	B	S2
15	Northridge, CA, USA	1994	6.7	Sylmar - Olive View Med Chan 6 3 rd floor W wall	2	A	S1
16	Northridge, CA, USA	1994	6.7	Los Angeles - Hollywood Storage Grounds	23.7	C	S2
17	Northridge, CA, USA	1994	6.7	Los Angeles - Hollywood Storage Bldg. Chan 4 8 th	23.7	C	S2
18	Kobe, Japan	1995	6.9	ŌJMA	1	B	S2
19	Kobe, Japan	1995	6.9	Takatori	1.8	D	S3
20	Kocaeli, Turkey	1999	7.4	Yarimca Petrokimya Tesisleri	2.6	C	S3

^aMagnitude: M_W = moment, M_S = surface waves.

^bDistance from the surface projection of the source.

^cDecanini & Mollaioli (1998).

Tabella B- 2. RegISTRAZIONI accelerometriche utilizzate per elaborare le mappe di ribaltamento

No.	Record	PGA ^d (g)	PGV ^d (cm/s)	t_D^e (s)	I_{Arias}	I_{Housn}	AEI, (0-4)	EI_{max}
1	40EIC180	0.35	29.8	53.8	173.5	136.3	17649	12175
2	Taft111	0.18	17.5	54.4	59.23	35.65	4854	3070
3	Pac164	1.17	114.4	41.78	794.74	351.99	77524	52215
4	TolmezWE	0.35	30.8	36.5	119.2	89.1	6966	16032
5	Bucar0	0.21	73.6	16.2	81.86	81.82	47173	32223
6	BCr230	0.78	45.9	37.595	596.77	187.92	33406	45462
7	IVC230	0.46	109.3	36.795	169.48	264.84	82156	34418
8	SecreN27	0.17	59.8	135.2	135.7	118.1	20987	13657
9	1St280	1.10	46.1	20.545	243.0	282.7	179311	228019
10	LGPC000	0.56	94.8	24.95	121.01	73.08		
11	Joshua90	0.28	43.2	80	381.24	137.2	19332	14536
12	LucN80W	0.64	146.5	40	1471.8	197.1	53819	67045
13	RRS228	0.84	166.1	14.945	783.39	410.08	144282	101014
14	Syl360ff	0.84	129.6	39.98	236.3	164.9	36809	31826
15	Syl360VI	0.93	123.2	39.98	674.38	211.17	61864	31628
16	LAHol0ff	0.39	22.4	59.98	735.81	457.81	116502	86646
17	LAHol0IV	0.32	24.5	59.98	489.99	389.17	98501	50901
18	KJM000	0.82	81.3	47.98	827.27	363.6	82293	90369
19	Tak000	0.61	127.1	40.95	865.33	586.69	252824	205339
20	YPT330	0.35	62.2	34.995	132.13	176.41	59479	39982

^dPeak Ground: PGA = Acceleration, PGV = Velocity.

^eDuration.

Tabella B- 3. RegISTRAZIONI accelerometriche utilizzate per le prove sperimentali su tavola vibrante

No. ^a	Event	Year	M_W^b	Station	d^c (km)	USGS	soil	Dec-Mol ^d
28	Irpinia, Italy	1980	6.9	Sturno	6.7		B	S2
58	Irpinia, Italy	1980	6.9	Bagnoli Irpino	8.0		A	S2
65	Friuli, Italy	1976	6.5	Tolmezzo	16.0		B	S2
66	Irpinia, Italy	1980	6.9	Calitri	20.5		B	S2
69	Umbria-Marche	1997	6.0	Nocera Umbra	4.7		A	S1
70	Umbria-Marche	1997	5.7	Colfiorito	2.5		D	S3

^a Decanini et al (2006).

^b Magnitude: M_W = moment,

^c Distance from the surface projection of the source.

^d Decanini & Mollaioli (1998).

Tabella B- 4. RegISTRAZIONI accelerometriche utilizzate per le prove sperimentali su tavola vibrante

No. ^a	Record	PGA ^e (g)	PGV ^e (cm/s)	t_D^f (s)	I_{Arias} (cm/s)	I_{Housn} (cm)	Spv (cm)	
							Area 0-2 s	Area 0-4 s
28	SturWE	0.31	70.0	33.5	147.5	165.35	113.1	373.1
58	BagnirWE	0.17	37.7	26.24	44.18	121.69	91.2	180.2
65	TolmezWE	0.35	32.1	5.03	119.17	89.01	82.4	109.5
66	CalitWE	0.18	31.7	45.93	135.66	118.05	94.8	172.7
69	R1168EW	0.49	28.0	4.4	287.62	86.34	79.1	107.2
70	R1139EW	0.44	24.6	5.59	63.66	85.69	77.1	100.6

^a Decanini et al (2006).

^e Peak Ground: PGA = Acceleration, PGV = Velocity.

^f Duration.

Tabella B- 5. RegISTRAZIONI accelerometriche utilizzate per le prove sperimentali su tavola vibrante nei *test* 28-30 della terza giornata (Tabella C- 10)

No. ^a	Event	Year	M_W^b	Station	d^c (km)	USGS	soil Dec-Mol ^d
32	Loma Prieta	1989	6.9	Hollister - South & Pine	33.0	C	S3
1	Northridge	1994	6.7	Sylmar - Olive View Med FF #	1.7	C	S2
2	Kobe	1995	6.9	Takatori	1.8	D	S3

^a Decanini et al (2006).^b Magnitude: M_W = moment,^c Distance from the surface projection of the source.^d Decanini & Mollaioli (1998).Tabella B- 6. RegISTRAZIONI accelerometriche utilizzate per le prove sperimentali su tavola vibrante nei *test* 28-30 della terza giornata (Tabella C- 10)

No. ^a	Record	PGA ^c (g)	PGV ^c (cm/s)	t_D^f (s)	I_{Arias} (cm/s)	I_{Housn} (cm)	Spv (cm)	
							Area 0-2 s	Area 0-4 s
32	HOLL0	0.37	63.0	16.44	220.01	252.72	201.8	367.8
1	SYL360	0.84	129.4	5.3	490.0	389.2	296.3	591.1
2	TAK000	0.61	127.1	11.3	865.3	586.7	444.4	769.4

^a Decanini et al (2006).^c Peak Ground: PGA = Acceleration, PGV = Velocity.^f Duration.

Tabella B-7. RegISTRAZIONI accelerometriche utilizzate per valutare la vulnerabilità della facciata dell'Oratorio di San Giuseppe dei Minimi a L'Aquila

Station	d^p (km)	soil USGS	Record	PGA ^a (g)	PGV ^a (cm/s)	PGD ^a (cm)	t_D^d (s)	I_{Arias} (cm/s)	I_{Housn} (cm)
1 Val Aterno – Fiume Aterno	4,6	B	AQAWE	0,388	30,481	6,368	7,36	1,584	87,584
2 Val Aterno – Fiume Aterno	4,6	B	AQANS	0,451	24,335	3,862	7,61	1,723	75,300
3 Val Aterno – Colle Grilli	4,4	B	AQGWE	0,408	33,382	7,817	8,02	1,296	115,268
4 Val Aterno – Colle Grilli	4,4	B	AQGNS	0,434	35,866	3,801	8,45	1,297	91,264
5 Val Aterno – Aquilparking	5,7	B	AQKWE	0,339	30,118	7,852	11,9	1,001	138,203
6 Val Aterno – Aquilparking	5,7	B	AQKNS	0,340	38,399	11,793	11,2	1,195	142,082
7 Val Aterno – Castello	6,0	B	AQLWE	0,280	20,927	3,738	7,51	0,718	83,100
8 Val Aterno – Castello	6,0	B	AQLNS	0,278	36,094	5,742	6,79	0,631	101,673
9 Val Aterno – Centro Valle	4,9	B	AQVWE	0,626	36,661	8,427	7,56	2,827	127,472
10 Val Aterno – Centro Valle	4,9	B	AQVNS	0,598	40,389	4,134	7,69	1,994	93,843

^aMagnitude: M_w = moment, M_s = surface waves.

^bDistance from the surface projection of the source.

^cPeak Ground: PGA = Acceleration, PGV = Velocity.

^dDuration.

APPENDICE (C) PROVE SPERIMENTALI SU TAVOLA VIBRANTE DI PARETI MURARIE SOLLECITATE FUORI DAL PIANO

1) GEOMETRIA

Il campione, di cui si descrive il comportamento durante la prova, consiste in una parete di blocchi di tufo, detta anche facciata, accostata a due muri trasversali (Figura C- 1). Questa configurazione può anche essere interpretata come una connessione muraria di un corpo di fabbrica la cui caratteristica principale è quella di non avere un'ammorsatura, cioè una sovrapposizione dei blocchi d'angolo. Pertanto le tre pareti risulteranno accostate e legate dal solo giunto verticale di malta.

Per la costruzione del modello sono stati impiegati blocchi di tufo della facies “tufo giallo della via tiberina” e malta premiscelata a base di calce idraulica e sabbia. Le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti sono riportate nel paragrafo seguente.

Le dimensioni in pianta sono riconducibili ad un rettangolo di lati 330×255 cm per un'altezza di 344 cm dal piano d'imposta di c.a. corrispondente a 29 corsi di blocchi. Tutte le murature, a paramento singolo, hanno uno spessore costante di 25 cm.

Allo scopo di movimentare il modello e di vincolarlo alla tavola vibrante, è stato predisposto alla base un cordolo di c.a. delle dimensioni di 339×263 cm, con sezione 35×35 cm, nel quale è stato parzialmente annegato il primo filare di blocchi.

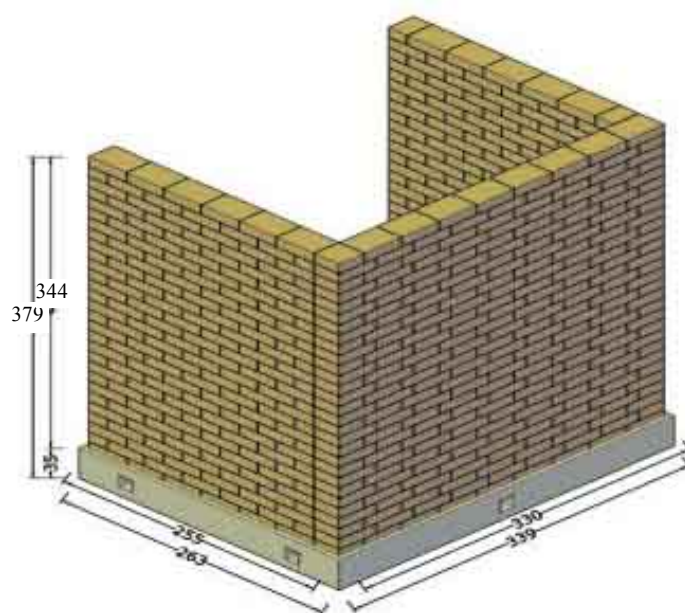


Figura C- 1. Modello tridimensionale del campione murario.

Al di sopra del suddetto cordolo sono state costruite le tre pareti, con giunti orizzontali spessi circa 1.0-1.5 cm e giunti verticali spessi circa 1.0 cm. Lo sfalsamento dei corsi è stato previsto in maniera differenziata per ottimizzare il taglio dei blocchi. Più precisamente sulle due pareti laterali lo sfalsamento è di $\frac{1}{2}$ blocco (18.5 cm), mentre per la parete frontale è di $\frac{1}{3}$ di blocco (12 cm; Figura C- 1 e Figura C- 9; Figura C- 2; Figura C- 3).



Figura C- 2. Dettaglio armatura cordolo di fondazione.



Figura C- 3 Campioni con pareti di controvento: a) in fase di costruzione; b) ultimati. I campioni sono due: uno con facciata ammorsata e l'altro con facciata accostata. Di quest'ultimo si è riferito nel presente tesi.

2) PROVE SUI MATERIALI

a. Prove di caratterizzazione del tufo

Il tufo presenta un peso specifico medio pari a 12.06 kN/m^3 stimato su otto provini cubici sottoposti a un processo di essiccazione alla temperatura di $70 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ fino al raggiungimento di massa costante. Questo risultato è del tutto analogo a quello registrato da De Casa & Lombardi (2007), la cui indagine ha coinvolto cinquecento provini.

Per le rimanenti proprietà fisiche si può fare riferimento alle prove di caratterizzazione riportate in letteratura (**Tabella C- 1**).

Tabella C- 1: Proprietà fisiche del TGVT (De Casa & Lombardi 2007)

Conducibilità Termica	$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$	0.55
Calore Specifico	$\text{W h kg}^{-1} \text{K}^{-1}$	0.29
Capacità Termica Unitaria	$\text{W h m}^{-2} \text{K}^{-1}$	433
Coefficiente di Abrasione	mm	38.8
Resistenza al fuoco	-	REI 180
Potere Fonoassorbente	db/27 cm	55
Porosità Totale	% vol	48.1
Porosità Chiusa	% vol	22.8
Coeff. di Assorbimento Capillare	$\text{g/cm}^2 \text{s}^{0.5}$	$10^{-2} - 10^{-3}$

Le prove di compressione sono state condotte su 2 provini cubici ($70 \times 70 \times 70 \text{ mm}$) ricavati da blocchi di dimensione ($250 \times 370 \times 110 \text{ mm}$) prodotti della lavorazione dalla cava. I campioni sono stati provati nella direzione in cui questi sono soggetti ai carichi gravitazionali all'interno delle pareti murarie ovvero nella direzione con spigolo 11 mm.

Sulla base dei risultati ottenuti dai precedenti lavori in letteratura si è osservato come il contenuto di acqua del materiale al momento dell'applicazione del carico possa influire notevolmente sulla resistenza del materiale.

La resistenza a compressione uniassiale del materiale in condizioni naturali e sature sono stimate rispettivamente pari a 7.41 MPa (c.v. 24 %) e 4.35 MPa (c.v. 26 %), De Casa e Lombardi (2007). In condizioni di materiale essiccato e materiale saturo Jackson et al. (2005) riportano valori di resistenza pari rispettivamente a 22.9 MPa (c.v. 18 %) e 7.6 MPa (c.v. 9.2 %). Gli stessi autori hanno condotto *test* di compressione su un provino prima essiccati e poi mantenuti alle condizioni ambientali di R.H. 90-98% con temperatura $19-21^\circ \text{C}$ per 48 ore. La resistenza a compressione in questo caso è risultata essere pari a 9.8 MPa (c.v. 8.2%).

Quattro dei provini una volta confezionati sono stati essiccati fino a massa costante con l'ausilio di un forno ventilato ad una temperatura di $70 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$. Si è poi ritenuto opportuno effettuare le prove su quattro provini di tufo in condizioni naturali essendo queste quelle che più si avvicinano alle condizioni igrometriche *in situ* del materiale.

Le prove di compressione sono state realizzate attraverso un'unica storia di carico monotona imposta in controllo di spostamento. La normativa di riferimento impone una velocità di prova non superiore a $1 \pm 0.5 \text{ MPa / s}$. La velocità di avvicinamento delle piastre di carico è calcolata a partire dal modulo elastico del tufo 3.6 GPa, stimato nel lavoro di De Casa e Lombardi (2007), e dell'altezza del provino. La velocità di prova in termini di spostamento è quindi pari a 0.015 mm/s. Al fine di ottenere una distribuzione uniforme di tensioni e limitare la presenza di eccentricità

parassite, la piastra superiore della macchina di prova è stata dotata di uno snodo sferico. Le superfici del provino soggette al carico sono state preventivamente livellate e rese parallele.

La macchina di prova utilizzata (MTS = *Material Test System*) è in grado di applicare storie di carico complesse sia in controllo di forza ($v_{min} = 500$ N/s) sia di spostamento ($v_{min} = 0.01$ mm/s). L'acquisizione del livello di carico applicato al provino viene effettuata attraverso la cella di carico interna alla macchina MTS con una frequenza di 10 Hz ed una sensibilità in termini di forza pari a 50 N. In termini di spostamento l'acquisizione viene effettuata con una frequenza di 10 Hz disponendo quattro potenziometri con corsa 15 mm.

Dal diagramma carico spostamento ottenuto in maniera diretta come output del set-up di prova si è dedotto il diagramma σ - ϵ , in cui le tensioni sono calcolate come carico totale diviso l'area del provino, mentre le deformazioni come spostamento rapportato all'altezza del campione nella configurazione iniziale.

Dai dati ottenuti attraverso la sperimentazione è possibile risalire ai seguenti parametri meccanici significativi: resistenza a compressione del materiale (f_c), deformazione corrispondente alla tensione di picco (ϵ_c), modulo elastico secante E stimato tra il 25 % ed il 50 % della tensione di picco (Tabella C- 2).

Anche se il numero di campioni provati è limitato, si può osservare un comportamento precedente al picco simile (Figura C- 4). In seguito verranno effettuate ulteriori prove sui campioni rimanenti in modo da valutare in maniera più estesa le effettive caratteristiche dei blocchi impiegati.

Tabella C- 2: Caratteristiche meccaniche del tufo nella prova a compressione

Provino	f_c (MPa)	ϵ_c (%)	E (MPa)
TC3	6.23	0.44	1544
TC5	5.73	0.40	1605
μ	5.98	0.42	1575
σ	0.36	0.03	43.1
c.v.	5.9%	6.9%	2.7%

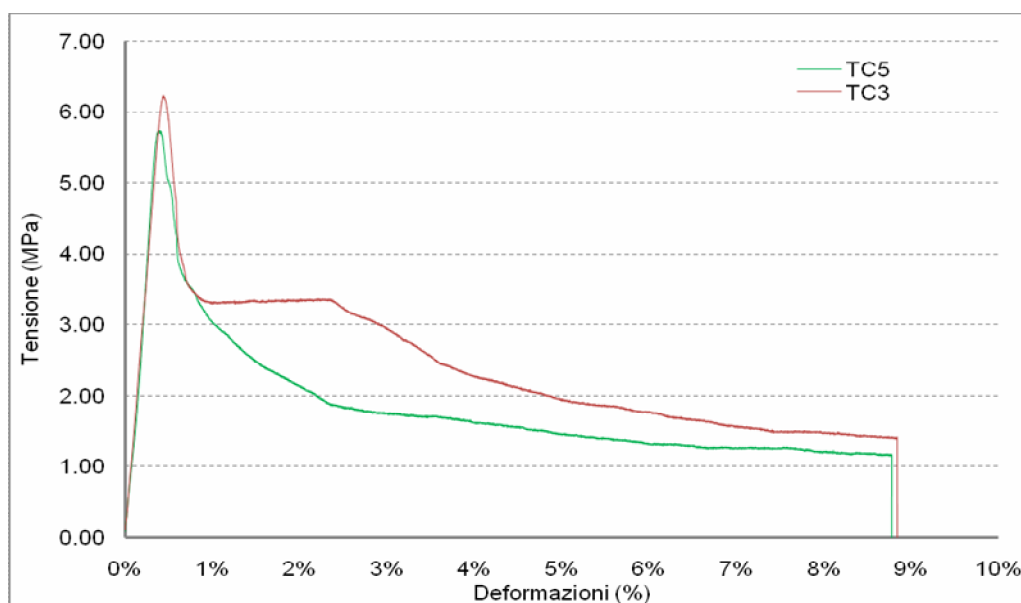


Figura C- 4. Grafico tensione – deformazione della prova a compressione sul tufo.

Le prove di compressione sono state condotte su un totale di otto provini cubici di spigolo 100 mm (Figura C- 5). Si è adottata una velocità di avvicinamento delle piastre pari a 0.01 mm/s in modo da rientrare nell'intervallo previsto dalla normativa. Analogamente a quanto visto per le prove sui campioni di tufo è possibile risalire alla resistenza a compressione (f_c), alla deformazione corrispondente (ϵ_c), ed al modulo elastico secante E_c . (Tabella C- 3). La resistenza a compressione media è più bassa di quella del tufo, mentre il modulo elastico secante è più alto.

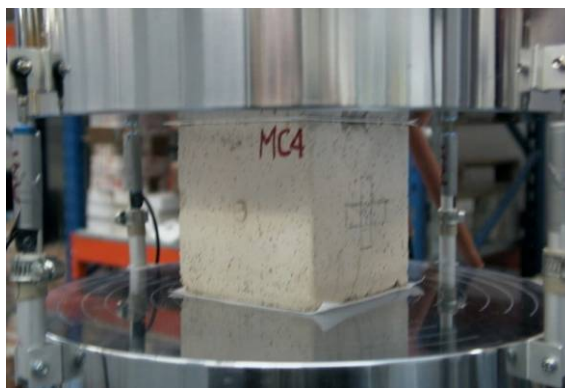


Figura C- 5. Campione di malta in fase di prova.

Tabella C- 3: Caratteristiche meccaniche della malta nella prova a compressione

Provino	f_c (MPa)	ϵ_c (%)	E_c (MPa)
MC1	3.88	0.80	1649
MC2	4.09	0.77	2104
MC3	-	-	-
MC4	4.03	0.77	2030
MC5	-	-	-
MC6	4.20	0.84	2434
MC7	4.19	0.77	1975
MC8	-	-	-
μ	4.08	0.79	2038
σ	0.13	0.03	281.3
c.v. (%)	3.20	4.03	13.80

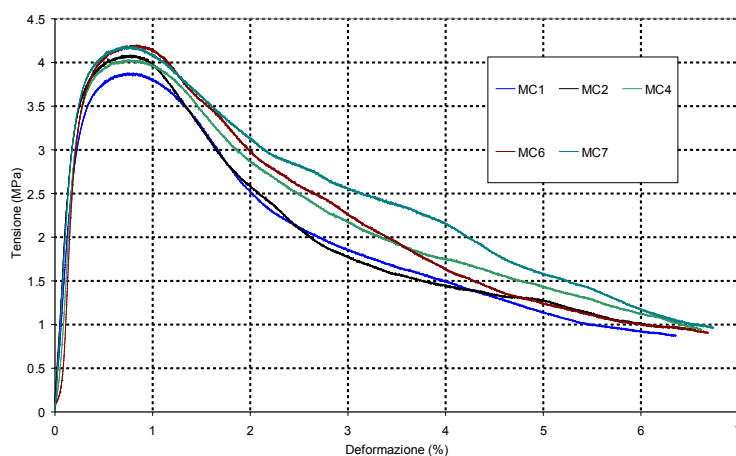


Figura C- 6. Grafico tensione – deformazione della prova a compressione sul tufo.

La resistenza a trazione della malta è stata determinata attraverso una prova per flessione con carico concentrato condotta su provini prismatici (40x40x160 mm, Figura C- 7). La macchina di prova MTS è stata dotata di una apparecchiatura costruita appositamente per la realizzazione delle prove di flessione in tre punti (Figura C- 8).

Le prove sono state condotte in controllo di forza con una velocità di applicazione del carico pari a 100 N/s. La resistenza a trazione per flessione, f_t , viene quindi calcolata dal carico di picco, F , attraverso la seguente formula:

$$f_t = 1.5 \frac{Fl}{bd^2} \quad (0-1)$$

con b e d dimensioni di base del provino prismatico ed l distanza tra i rulli di appoggio dell'apparecchiatura di prova. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella C- 4. Si può osservare una resistenza media pari a circa 0.8 MPa, non trascurabile quindi e pari a circa 1/5 di quella a compressione.

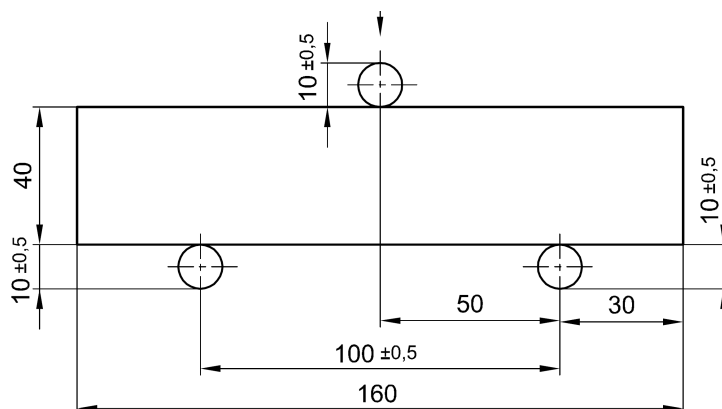


Figura C- 7. Schema di prova a flessione con carico concentrato.

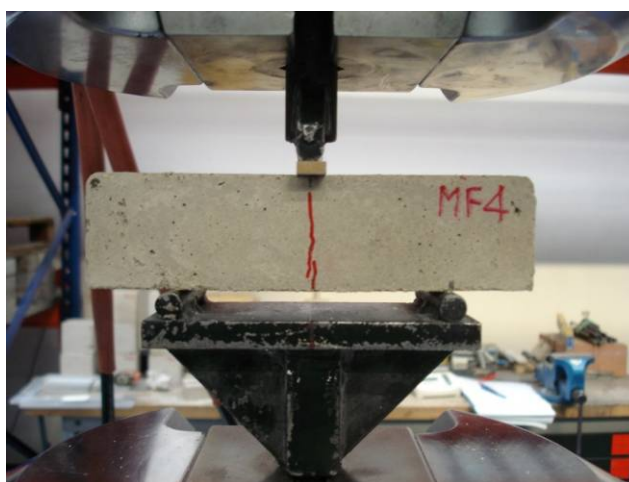


Figura C- 8. Appareto per la prova a flessione della malta.

Tabella C- 4: Caratteristiche meccaniche della malta nella prova a trazione per flessione

Provino	F_{max} (kN)	f_t (MPa)
MF1	0.43	0.87
MF2	0.42	0.85
MF3	0.40	0.82
MF4	0.43	0.87
MF5	0.40	0.80
μ	0.42	0.84
σ	0.01	0.03
c.v. (%)	3.31	3.78

3) MOVIMENTAZIONE DEI CAMPIONI

È stato studiato un sistema di sollevamento che riducesse al minimo le oscillazioni in fase di movimentazione. Inoltre allo scopo di evitare la formazione di fessure, specie sul giunto verticale che separa la facciata dai muri trasversali, si è il campione è stato lievemente precompresso in maniera quanto più possibile uniforme.

È stata valutata anzitutto la posizione del baricentro, sia in pianta che in elevazione. Successivamente, tenendo conto della disponibilità all'interno del padiglione ENEA di una coppia di carri ponte con capacità 100 kN ciascuno, si è progettato un apposito sistema di travi e tiranti di acciaio, in grado di sollevare in sicurezza il peso del campione (120 – 140 kN).

La preoccupazione che durante le fasi di movimentazione si potesse sviluppare un moto rotatorio ha fatto propendere per un sollevamento dall'alto. In tale modo, sfruttando la struttura di precompressione, si è potuto trasferire il peso alla trave di sollevamento e da qui, mediante quattro funi di acciaio, al bilanciere che unisce i due carri ponte.

Pertanto, per spostare i modelli sulla tavola vibrante è stata realizzata una serie di elementi in profilati di acciaio (Figura C- 9), tali da poter essere impiegati anche per gli altri modelli murari oggetti di prova nel prossimo futuro.

In particolare sono stati previsti:

- contrasti superiori ed inferiori UPN100, accoppiati da piastre forate, con funzione di capochiave dei tiranti verticali (Figura C- 10);
- due travi di sollevamento accoppiate HEA120, posate sulla sommità dei muri trasversali e con le posizioni di tiro calibrate per tener conto dell'asimmetria del carico;
- barre lisce Ø 20 mm con funzione di tirante, e barre filettate MA20 saldate alle estremità.

In Figura C- 9 sono riportati stralci dei disegni esecutivi, mentre in Figura C- 10 e in Figura C- 11 fotografie del campione.

Le fasi che hanno permesso la movimentazione dei campioni sono state pertanto:

- Accoppiamento delle travi di sollevamento e dei contrasti;
- Posizionamento di tavole ripartitrici in legno e delle travi di sollevamento;
- Posizionamento dei contrasti inferiori all'interno dei fori del cordolo in c.a.;
- Installazione dei tiranti e dei contrasti superiori;
- Tesatura dei tiranti;
- L'installazione di una cinghia di contenimento a 2/3 dell'altezza (Figura C- 11).

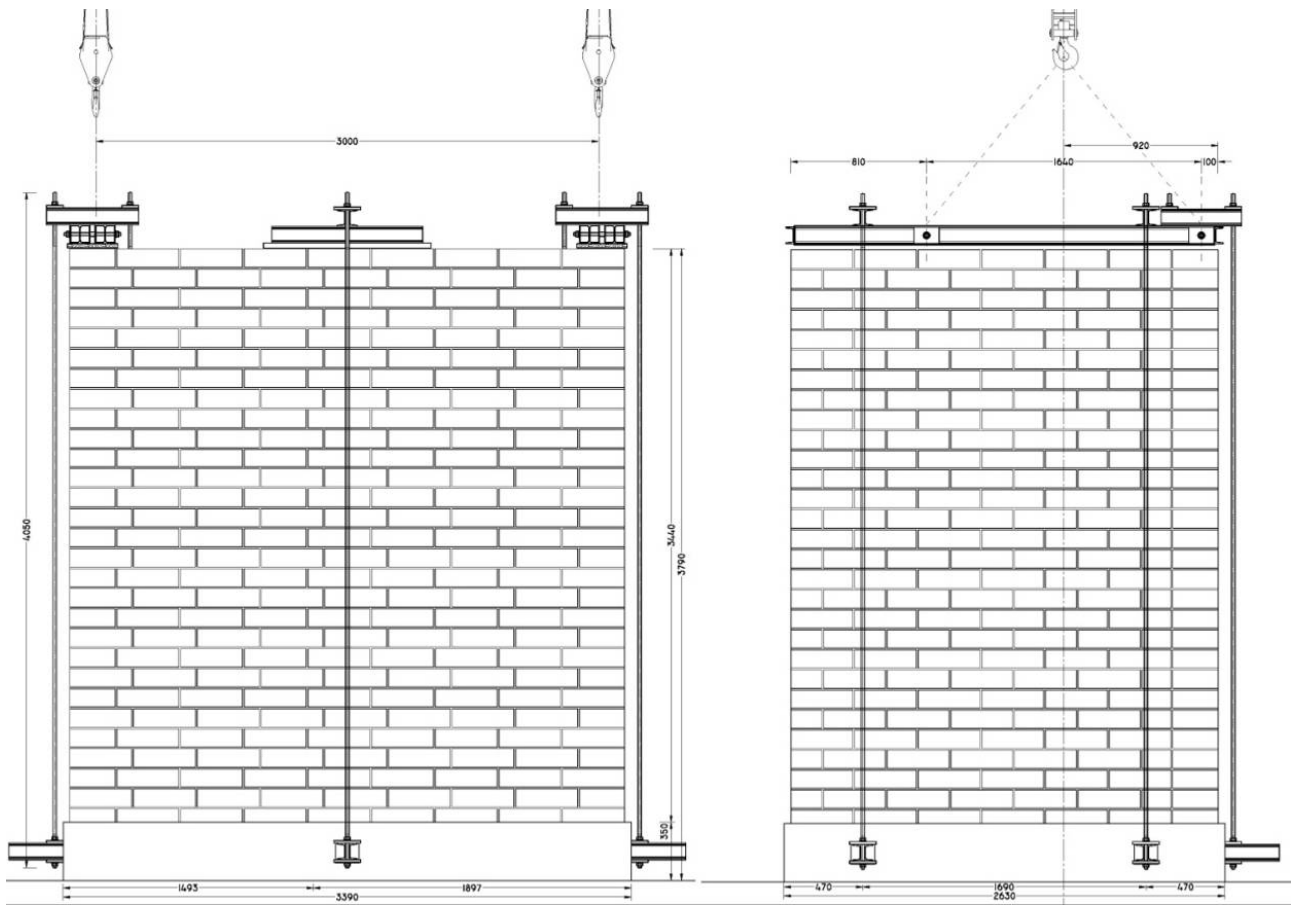


Figura C- 9. Prospetti della struttura di sollevamento.



Figura C- 10. Contrasti inferiori (a) e superiori (b).



Figura C- 11. Movimentazione del campione.

4) CONFIGURAZIONE DI PROVA

a. Disposizione del campione e ancoraggio alla tavola vibrante

Il campione è stato disposto sulla tavola vibrante con la facciata ortogonale all'asse X convenzionale del laboratorio (lato maggiore del padiglione) e i muri trasversali paralleli all'asse Y (lato minore del padiglione) secondo lo schema in Figura C- 12.

Inizialmente erano previsti cinque ancoraggi, in corrispondenza di facciata (uno) e muri trasversali (due ciascuno). Ad essi ne sono stati aggiunti altri due sul cordolo posteriore di collegamento.

I primi cinque sono realizzati con coppie di profili UPN 100, passanti in sedi appositamente predisposte, e serrati alla tavola mediante barre filettate $\varnothing 20$ mm. I due ancoraggi aggiunti sul cordolo perimetrale sono realizzati con profili HEA 120, serrati in maniera analoga (Figura C- 13). Sono inoltre stati aggiunti sul lato esterno del cordolo due "tacchi" in acciaio in direzione X , mentre internamente ne sono stati aggiunti quattro, due in direzione X , due in direzione Y (Figura C- 13).

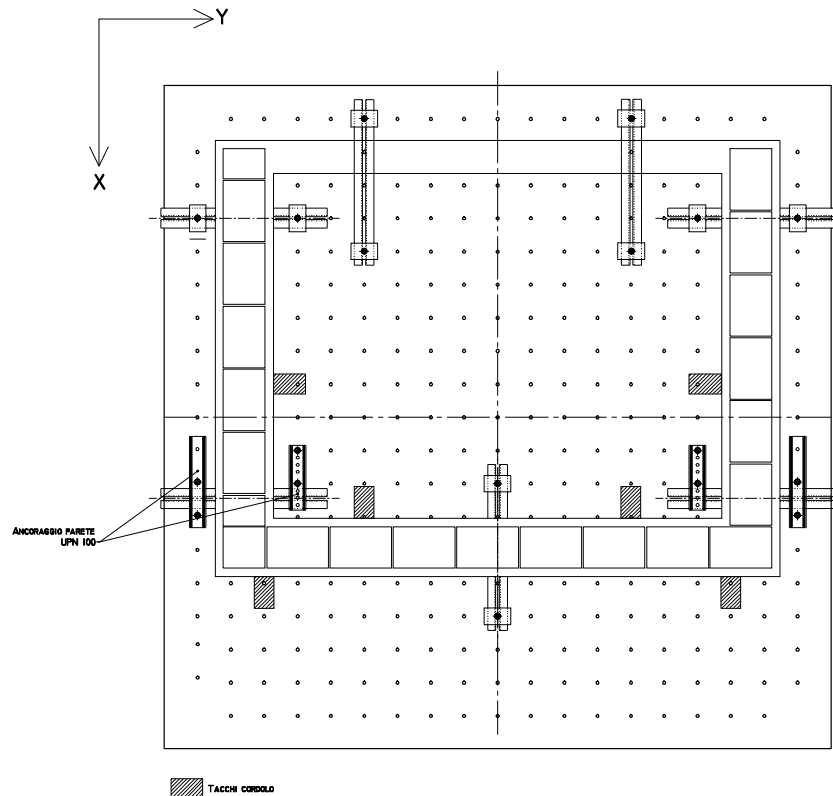


Figura C- 12. Posizionamento del modello sulla tavola.



a)



b)

Figura C- 13. a) Ancoraggi del cordolo posteriore. b) Dettaglio dei “tacchi” azzurri interni.

b. Struttura di sicurezza

Al fine di evitare il danneggiamento della tavola vibrante, a seguito del collasso fuori del piano della parete in muratura, è stata predisposta una struttura di sicurezza, sia anteriormente che posteriormente (Figura C- 14 e Figura C- 15). Essa è incernierata al cordolo di fondazione. La distanza in sommità fra facciata muraria e struttura metallica è stata calibrata in modo da permettere alla parete di oscillare senza ostacoli e a limite ribaltarsi, adagiandosi sulla struttura metallica, ma non di subire spostamenti tali da rischiare il danneggiamento severo.

La struttura è inoltre dotata di due tenditori (Figura C- 14a), di lunghezza regolabile tramite manicotto filettato. Questi tenditori hanno consentito di riportare in posizione verticale o sub verticale la parete ribaltata, di serrarla contro i muri trasversali in occasione degli interventi di ripristino che verranno successivamente riportati.

La struttura di contenimento è stata realizzata con telai modulari per adattarsi ai diversi modelli da provare. I telai sono realizzati con profilati di acciaio della serie IPE120 e UPN100 uniti mediante squadrette bullonate e coperte da una rete elettrosaldata 20x20 a contenimento di eventuali frammenti che potrebbero staccarsi durante le prove. A 2/3 dell'altezza presentano una trave HEA120 alla quale si incernierano i tiranti che permettono la regolazione dell'inclinazione, mentre alla base il telaio è incernierato al cordolo di c.a.



Figura C- 14. Viste del campione e della struttura di sicurezza: a) esterno; b) interno.

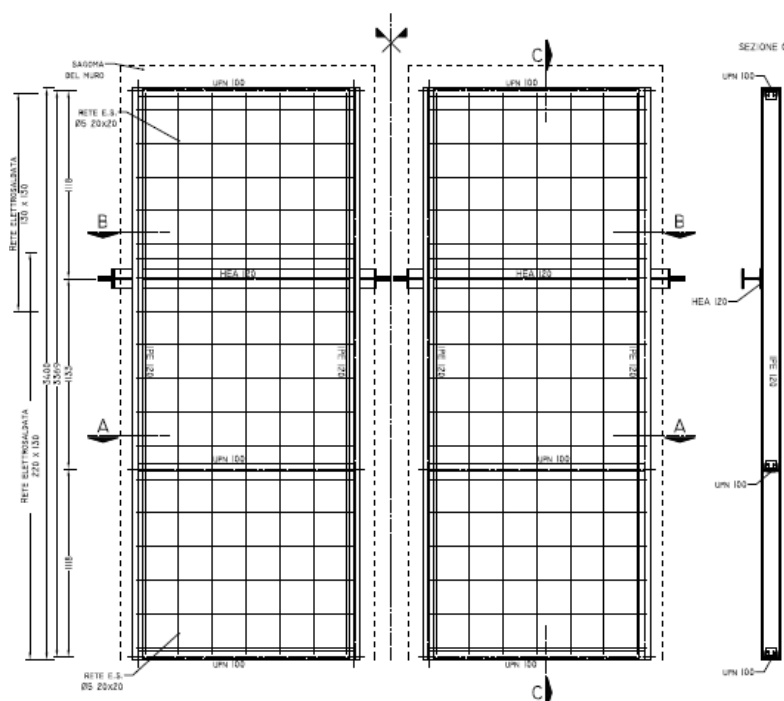


Figura C- 15. Disegni esecutivi della struttura metallica di sicurezza.

c. L'apparato di prova

Per il conferimento delle azioni dinamiche al modello, è stata utilizzata la più grande delle due tavole vibranti installate presso il laboratorio del Dipartimento Innovazione, Settore Servizi Tecnologici dell'ENEA/Casaccia. La tavola, di forma quadrata, ha lato di 4.0 m. Dal punto di vista delle prestazioni essa è in grado di fornire sei componenti di spostamento, tre traslazionali e tre rotazionali: essa può riprodurre forme d'onda e storie temporali in termini di spostamento e accelerazione con contenuti in frequenza da 0 a 50 Hz, picchi di accelerazioni fino a 3 g e spostamenti massimi di ± 125 mm.

La massa rigida equivalente ammessa è di 10 000 kg, con baricentro a 1 m di altezza dal piano della tavola. Il controllo della tavola, in accelerazione o spostamento, è affidato a quattro attuatori idraulici orizzontali e a quattro verticali; è previsto, inoltre, un sistema di stabilizzazione per il controllo del *pitching* causato dai momenti ribaltanti generati dalla struttura durante l'eccitazione. La Tabella C- 5 riporta le caratteristiche principali della tavola vibrante utilizzata dell'attrezzatura di prova.

L'intero complesso strutturale che ospita la tavola vibrante è costituito da una massa di calcestruzzo armato (massa di reazione) del peso di circa 10 tonnellate. La struttura, isolata lateralmente dall'edificio ospitante, scarica il peso proprio tramite l'impiego di una serie di cuscinetti d'aria tenuti in pressione, a circa 0.6 MPa (≈ 6 atm), da un idoneo impianto di aria compressa.

Tabella C- 5: Principali caratteristiche della tavola vibrante

Dimensioni		4 × 4 m
Massa ammessa		10 000 kg
Gradi di libertà controllati	Traslazionali	X, Y, Z
	Rotazionali	$\theta_x, \theta_y, \theta_z$
Direzioni longitudinale (X) e trasversale (Y)	massimo spostamento	± 125 mm
	massima velocità	50 cm/s
	massima accelerazione	± 3 g
Massimo momento ribaltante	M_x, M_y	100 kN m
Intervallo di frequenze		0 - 50 Hz

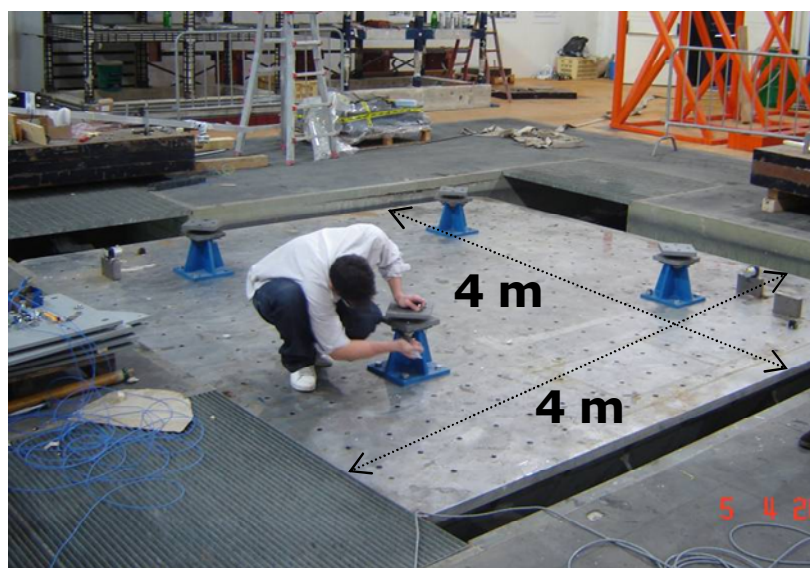


Figura C- 16. Tavola 4 × 4 m installata al centro ricerche ENEA / Casaccia.

d. Sensori utilizzati e loro posizionamento

L'esperienza passata di prove su tavola vibrante con campioni in numero limitato da provare fino al collasso, ha suggerito di predisporre un sistema di acquisizione ridondante. Nel caso specifico, accanto al sistema di acquisizione fornito dall'ENEA (Tabella C- 6), è stato predisposto un sistema di acquisizione parallelo fornito dal Dipartimento di Strutture (DiS) dell'Università Roma Tre (Tabella C- 7, Figura C- 17 e Figura C- 18).

Nel seguito vengono elencati gli strumenti di acquisizione DiS utilizzati in questa prima campagna di prove.

Per la misura diretta degli spostamenti nel moto di dondolamento della parete, lo spostamento orizzontale della parete nella direzione della sollecitazione è stato monitorato utilizzando otto trasduttori a filo posizionati su di un castello metallico installato al di fuori della massa di reazione della tavola (Figura C- 19). Ciò ha permesso di misurare gli spostamenti assoluti della facciata (sei trasduttori) e del cordolo (due trasduttori) rispetto a un riferimento fisso. Un particolare del castello degli strumenti è illustrato in (Figura C- 20). I trasduttori impiegati sono Celesco, modello PT1A-25-FR-500-M6.

Al fine di verificare l'effettiva assenza di moto nel castello, un accelerometro ENEA è stato disposto sull'estremità dello sbalzo (componente X). Lo strumento non ha rilevato altro che il rumore di fondo, presente anche a tavola ferma.

La facciata è stata strumentata anche con sei accelerometri, disposti negli stessi punti di misura degli spostamenti (Figura C- 21). Lo scopo di tali misure era sia quello di fornire la risposta nel dominio dei piccoli spostamenti per poter identificare le proprietà dinamiche della parete, sia di monitorare il moto di dondolamento della parete. Con gli accelerometri è stato inoltre possibile identificare gli istanti nei quali sono avvenuti gli urti tra parete longitudinale e pareti trasversali. Due accelerometri sono inoltre presenti anche sul cordolo di fondazione, accanto ai trasduttori di spostamento. Gli accelerometri sono FGP, modello FA101, con intervallo di utilizzo di ± 10 g.

La frequenza di acquisizione DiS su tutti i canali è stata 100 Hz. La centralina di acquisizione è National Instruments, modello SCXI-1000.

Il sistema di acquisizione utilizzato dall'ENEA è costituito *in primis* da un innovativo sistema ottico, basato sulla ripresa, mediante videocamere ad elevatissima risoluzione (Figura C- 19), dello spostamento assoluto del provino nello spazio ad ogni istante di tempo, utilizzando *marker* con specifiche proprietà catarifrangenti (Figura C- 20). Le videocamere sono disposte in maniera che ogni *marker* sia visibile da almeno due di esse, così da poter rilevare univocamente lo spostamento del punto monitorato. Con tale sistema è possibile apprezzare spostamenti dell'ordine di 0.1 mm. Il sistema non risulta dunque utilizzabile efficacemente nella fase di identificazione dinamica del provino dove gli spostamenti sono proprio dell'ordine di 0.1 mm.

Parallelamente al sistema ottico, ENEA ha installato sedici accelerometri al fine di misurare l'*input* sulla tavola e monitorare il moto del provino in alcuni punti. In particolare per la misura del moto della tavola sono stati utilizzati due accelerometri nella direzione del moto e un accelerometro nella direzione trasversale. Ciò ha permesso di ricostruire il moto della tavola, ipotizzato orizzontale. Altri cinque accelerometri sono stati disposti sulla parete principale: due sul cordolo di fondazione e tre lungo l'asse di simmetria verticale del provino. Infine un accelerometro è stato disposto sulla parete sinistra della struttura di sicurezza (Figura C- 20) per rilevarne l'eventuale moto in direzione trasversale.

Gli accelerometri sono PCB Piezotronics, modello 3701G3FA3G. PCB Piezotronics è anche la centralina di acquisizione, modello 478A16. La frequenza di acquisizione ENEA su tutti i canali è stata 200 Hz.

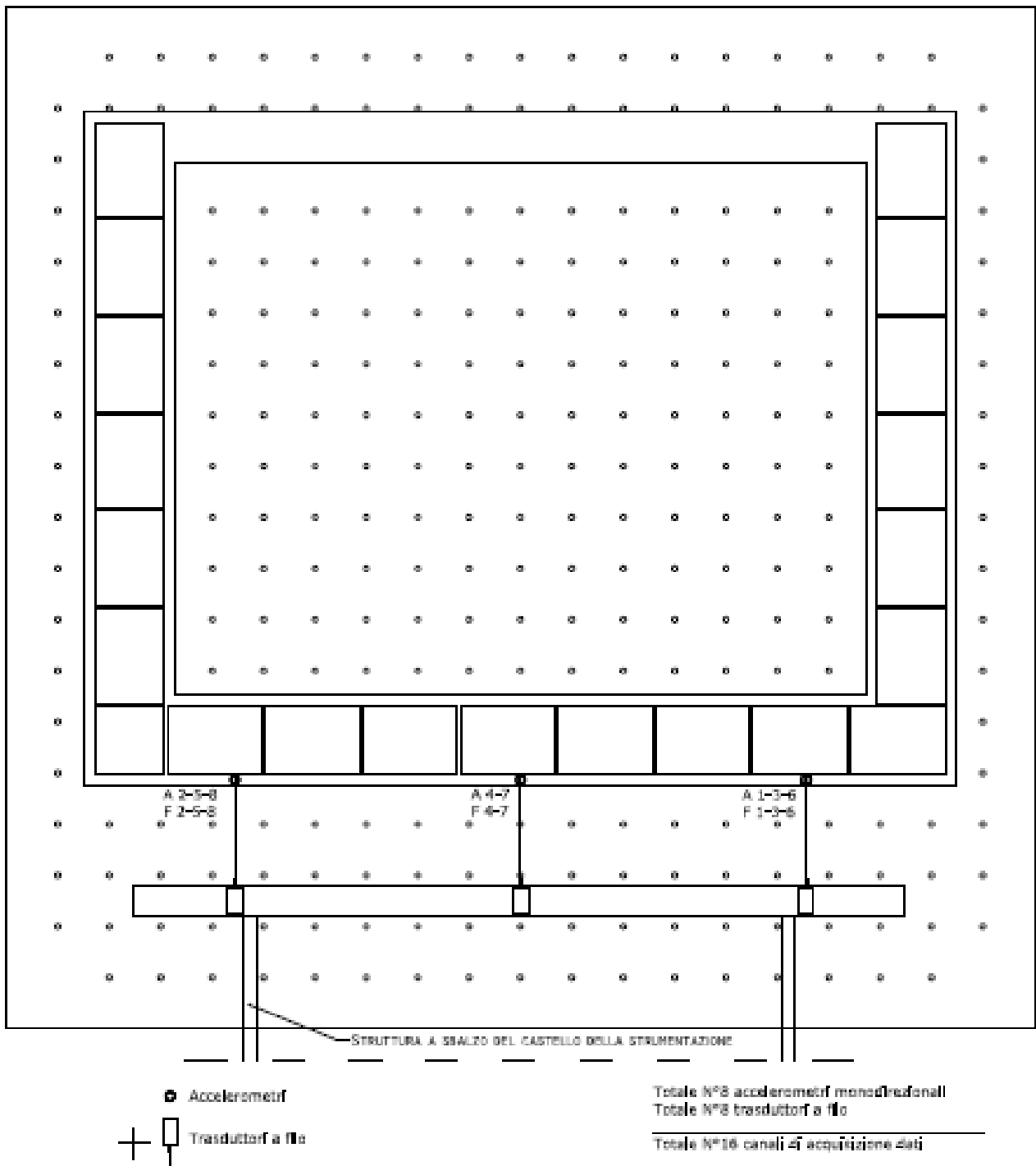


Figura C- 17. Disposizione in pianta degli strumenti di misura DiS.

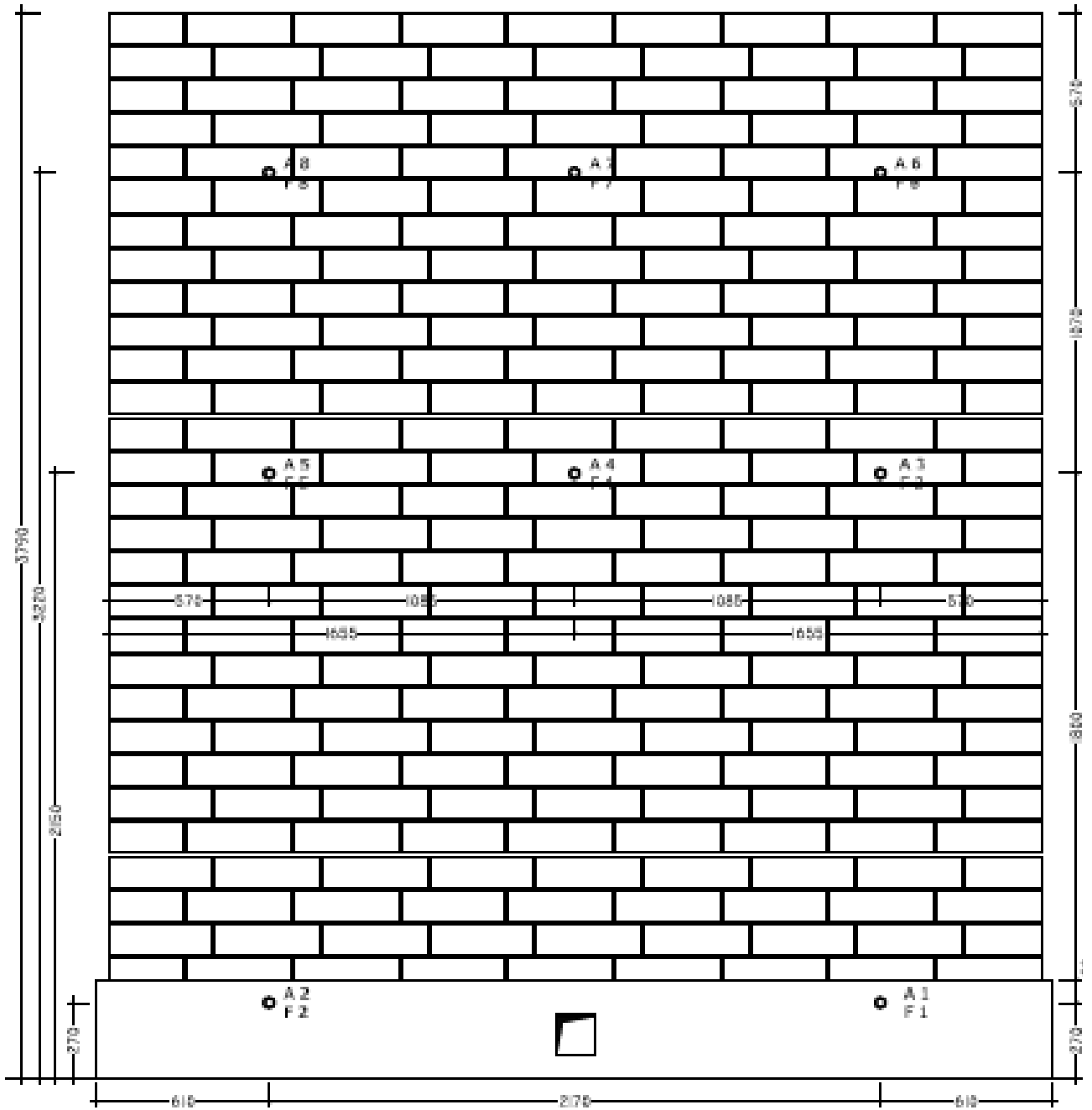


Figura C- 18. Disposizione sulla facciata degli strumenti di misura DiS.

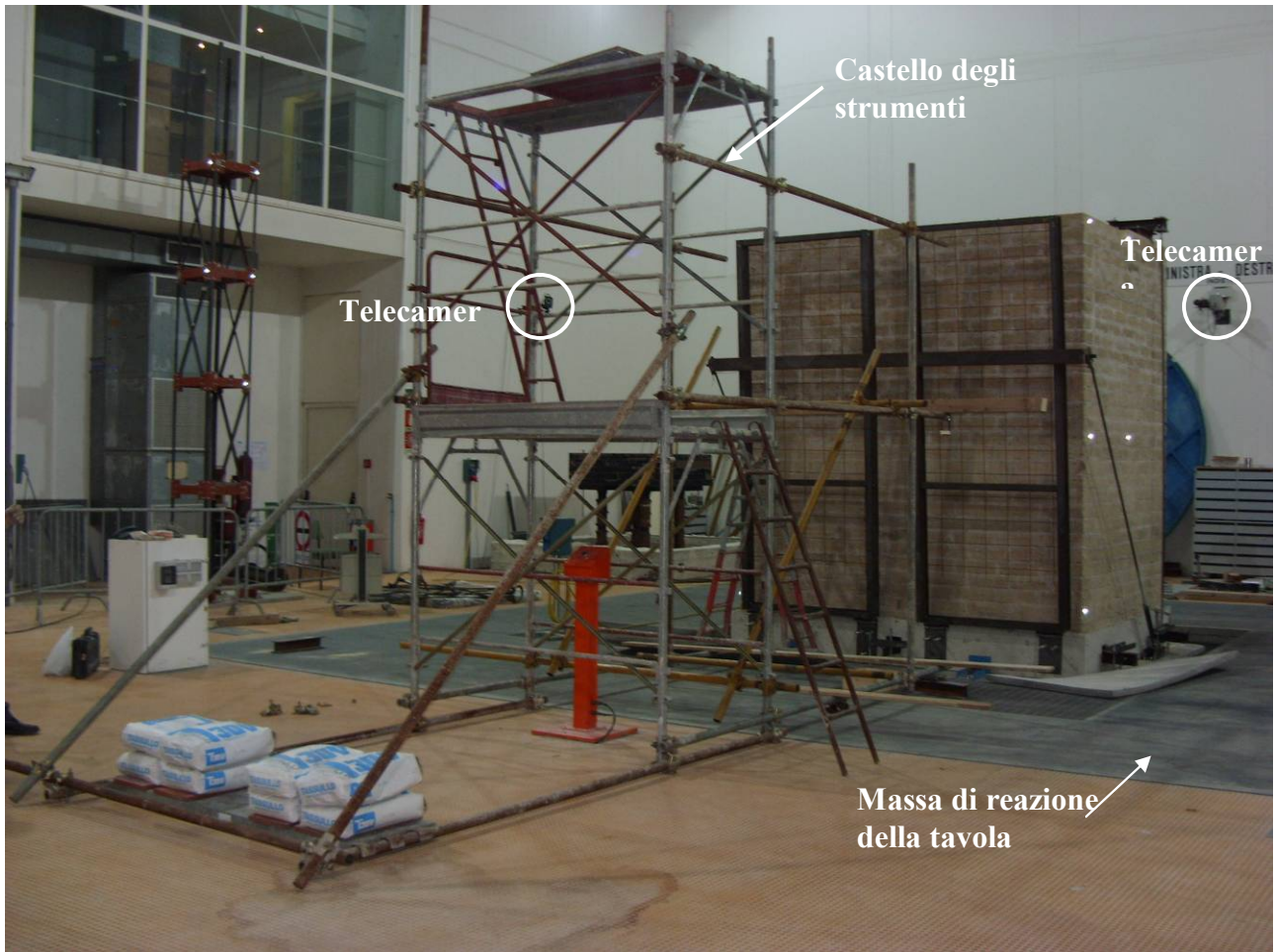


Figura C- 19. Castello degli strumenti per la misura degli spostamenti assoluti.

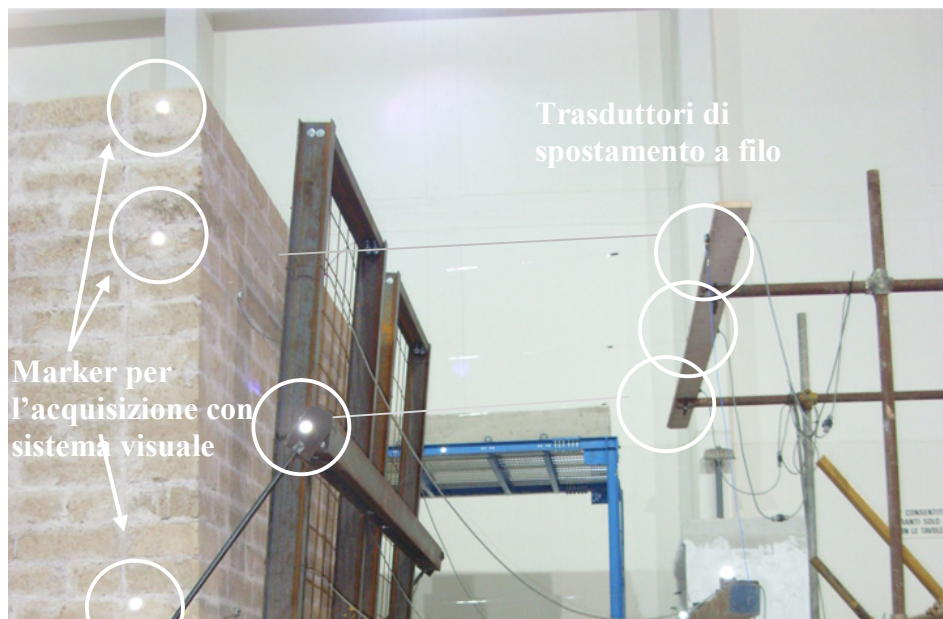


Figura C- 20. Misura degli spostamenti: trasduttori a filo (DiS) e marker catarifrangenti (ENEA).



Figura C- 21. Accelerometri DiS su: a) cordolo; b) facciata.

Tabella C- 6: Tipo e posizione dei 60 sensori ENEA

n°	Descrizione	Posizionamento
	Marker	Facciata e Cordolo di fondazione
50	catarifrangente	
3	Accelerometro	Tavola vibrante
5	Accelerometro	Facciata e Cordolo di fondazione
1	Accelerometro	Muro trasversale
1	Accelerometro	Castello strumenti trasduttori Tabella C- 7

Tabella C- 7: Tipo e posizione dei 16 sensori DiS

n°	Descrizione	Posizionamento
2	Accelerometro	Cordolo di fondazione
6	Accelerometro	Facciata
2	Trasduttore di spostamento a filo	Cordolo di fondazione
6	Trasduttore di spostamento a filo	Facciata

5) ANALISI DI AFFIDABILITÀ DELLA RISPOSTA DELLA TAVOLA VIBRANTE

È stata condotta un'analisi preliminare per valutare l'affidabilità della risposta della tavola vibrante nella riproduzione dei segnali accelerometrico da utilizzare nella campagna di sperimentazione.

Il test è consistito nell'imporre le storie accelerometriche alla tavola, in presenza di un provino in muratura di peso e dimensioni simili a quelle del provino da testare, e misurare, mediante accelerometri installati sulla tavola, l'accelerazione della stessa nella direzione del moto.

A titolo d'esempio in Figura C- 22 è illustrato un confronto tra la storia accelerometrica di Sturno scalata a 0.2 g, imposta alla tavola dal sistema di controllo, e la storia di accelerazioni misurate sulla tavola stessa nella direzione dell'input. In Figura C- 23 è illustrato un ulteriore confronto in termini di contenuto in frequenza dei segnali (spettro di Fourier).

Dall'analisi comparativa emerge che il segnale registrato sulla tavola segue bene il segnale di comando anche se l'intensità del segnale viene ridotta di una percentuale variabile tra il 15 e il 20%.

Il contenuto in frequenza del segnale di risposta ha inoltre messo in evidenza la presenza di una frequenza di disturbo con frequenza variabile tra 2.5 e 3 Hz, propria della tavola, che ha come effetto quello di sporcare il segnale (Figura C- 24). Essendo però la frequenza così netta è possibile filtrare agevolmente il segnale applicando allo stesso un filtro tipo Band-Stop che elimini la frequenza spuria.

La Figura C- 24 e la Figura C- 25 mostrano l'efficacia del filtro. Nel caso specifico è stato utilizzato un filtro di Butterworth tipo *band-stop* tarato su di un intervallo di frequenze variabile tra 2.9 e 3.1 Hz. Con l'uso di tale filtro il segnale viene efficacemente ripulito della frequenza spuria, senza subire sostanziali alterazioni.

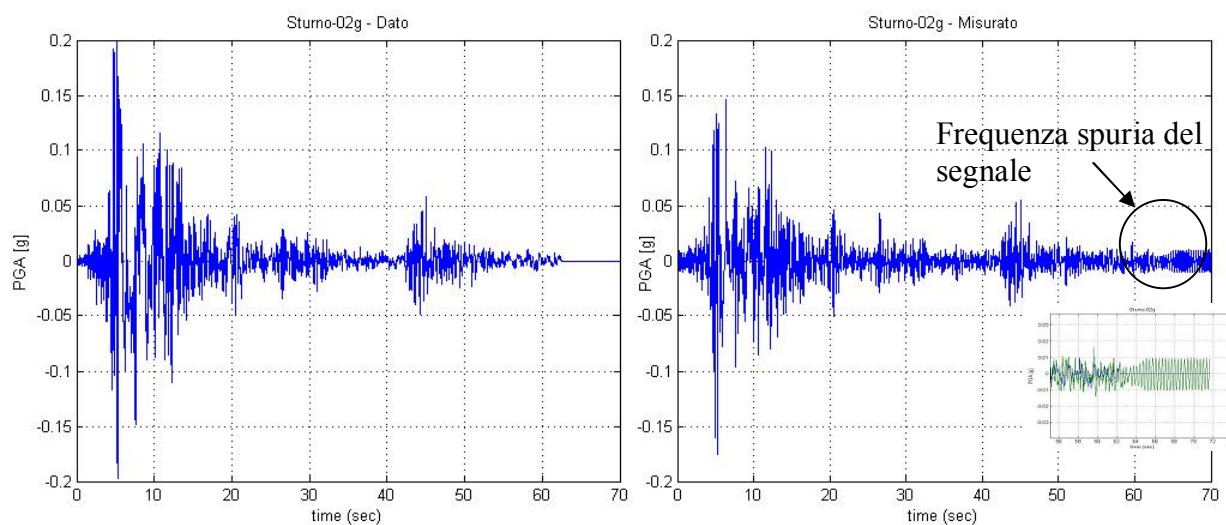


Figura C- 22. Confronto delle storie temporali.

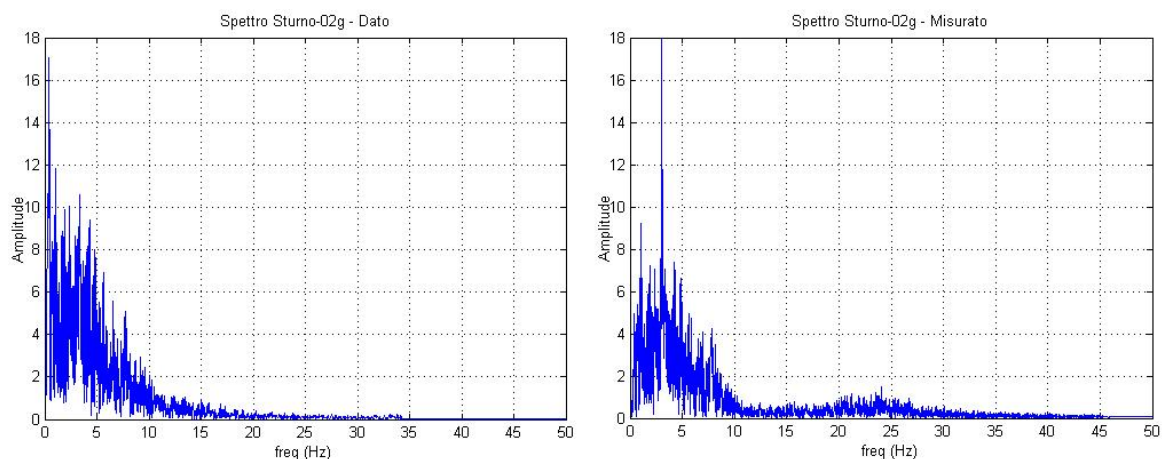


Figura C- 23. Confronto dei contenuti in frequenza.

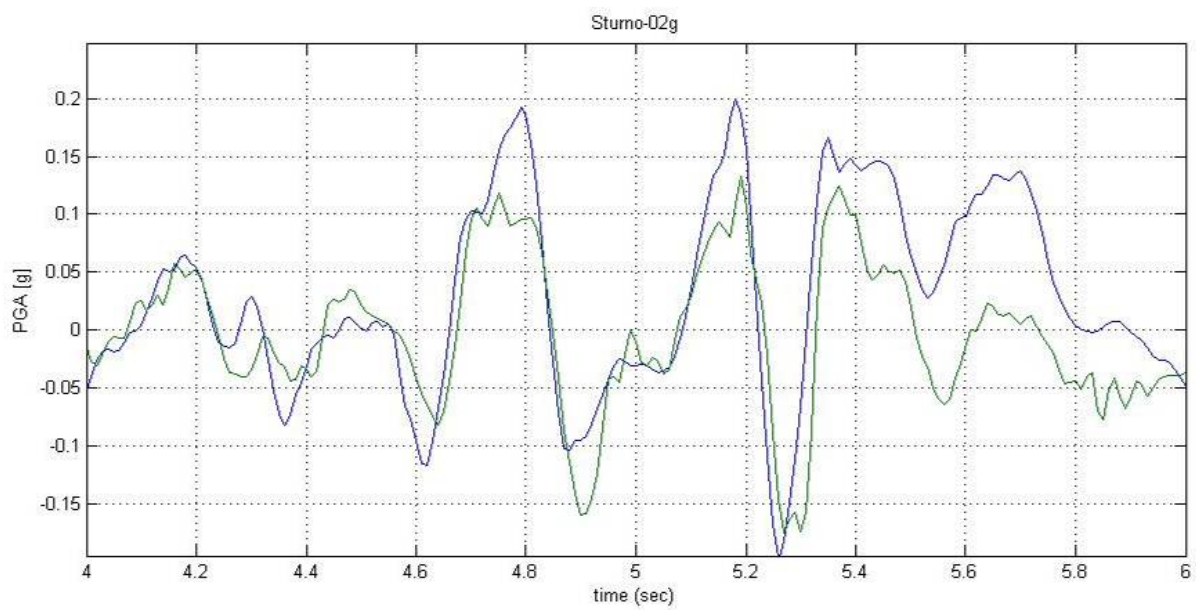


Figura C- 24. Confronto delle storie temporali delle accelerazioni.

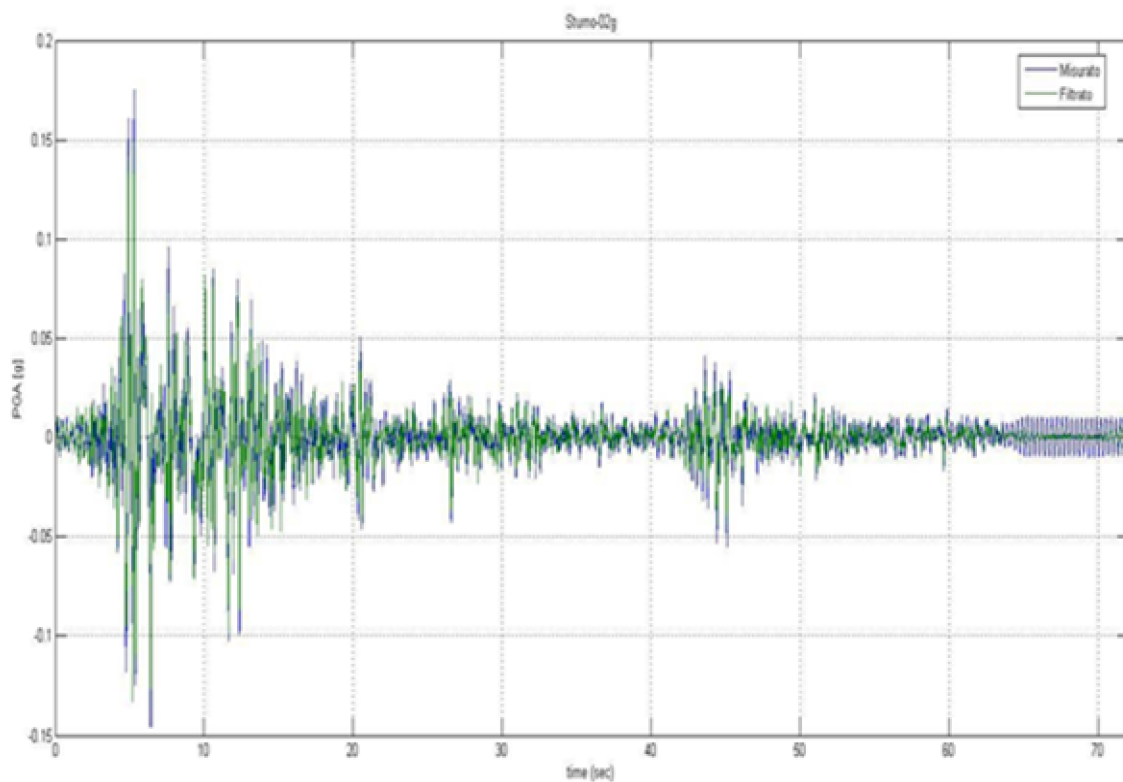


Figura C- 25. Confronto delle storie temporali delle accelerazioni con e senza filtro.

6) Configurazioni successive di prova

Le prove sulla parete accostata ai muri trasversali si sono tenute in tre giorni.

Durante il primo sono stati effettuati *test* sul campione sostanzialmente integro (Figura C- 26a e Figura C- 27), che si è via via fessurato lungo le facce di contatto fra muri trasversali e facciata. Al termine della giornata la facciata si è staccata completamente e si è poggiata contro la struttura di sicurezza. Essa è stata lasciata in questa posizione sino al giorno successivo. Durante la giornata sono stati complessivamente eseguite 21 prove. Nelle figure questa configurazione di prova è indicata con l'aggettivo "integro".

Una volta separata la facciata dai muri trasversali non sono stati inseriti vincoli chimici (malta) o meccanici (tiranti) per ripristinare il collegamento. La condizione di oscillazione è quindi di tipo monolaterale ed è stata mantenuta per tutto il secondo giorno e parte del terzo.

Durante il secondo giorno sono stati effettuati 12 *test* sulla facciata in fuori piombo marcato (Figura C- 26b). Nelle figure questa configurazione di prova è indicata con la locuzione "fuori piombo".

Una volta riportata sostanzialmente in verticale la parete (Figura C- 26c), essa è stata sottoposta ad otto prove.

Questa configurazione è stata mantenuta anche per le prime 18 prove del terzo giorno. Nelle figure questa configurazione di prova è indicata con l'aggettivo "fessurato".

Quindi sono stati inseriti simmetricamente due tiranti (Figura C- 26d) e sono stati effettuati altri 12 *test*. Nelle figure questa configurazione di prova è indicata con l'aggettivo "incatenato". Durante l'ultima di queste prove la tavola ha raggiunto lo spostamento limite ed è andata in arresto di sicurezza. Ciò ha reso necessaria l'interruzione della campagna sperimentale. In ogni caso la parete aveva già raggiunto un panorama di danno severo, anche se non catastrofico, con la separazione della facciata in quattro macroblocchi. Questi ultimi avevano inoltre subito alcuni scorrimenti relativi.

Complessivamente sono state effettuate 71 prove.

Durante l'esecuzione delle prove sono state eseguite acquisizioni di diverso tipo.

Innanzitutto sono state effettuate acquisizioni degli spostamenti e delle accelerazioni, impiegando la strumentazione descritta precedente. Si segnala che le acquisizioni accelerometriche ENEA delle oscillazioni libere al termine di ciascuna prova hanno consentito di ricavare di volta in volta la frequenza fondamentale del campione. Questa informazione è l'unica qui presentata delle registrazioni ENEA.

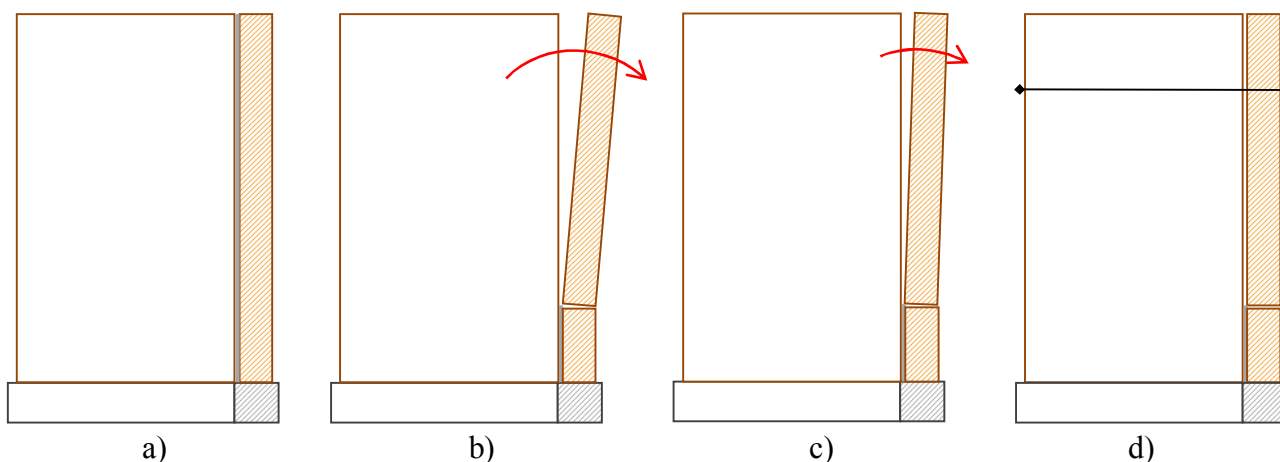


Figura C- 26. Schema dell'evoluzione della prova. Campione: a) integro; b) fessurato con fuori piombo marcato; c) fessurato con fuori piombo modesto; d) incatenato.

Inoltre di ogni prova sono state in genere effettuate da due a quattro riprese video, da punti di vista diversi. Il numero di registrazioni è cambiato di volta per gli inevitabili problemi di sostituzione di batterie, schede di memoria, cassette. D'altro canto la finestra temporale a disposizione per le prove era limitata e quindi si è preferito non rallentare l'esecuzione dei *test*.

Riprese fotografiche sono state effettuate al termine delle prove ogni qual volta ritenuto opportuno.

Infine è stato tenuto un diario delle prove, nel quale sono state riportate osservazioni ritenute pertinenti. Una sintesi di questo diario è presentata da Tabella C- 8 a Tabella C- 10, ove si trascrive anche la frequenza fondamentale in direzione X . Ciascuna tabella è riferita a una giornata di prova; le singole annotazioni sono stese dopo lo svolgimento della prova.

Una descrizione più dettagliata delle prove nelle quattro configurazioni viene presentata nei quattro paragrafi che seguono, anche con l'ausilio di fotografie e grafici delle storie temporali più significative.



Figura C- 27. Vista del campione prima dell'inizio delle prove. a) esterno facciata e muro trasversale sx; b) interno facciata e muro trasversale sx, esterno muro trasversale dx, si notino i marker illuminati.

Tabella C- 8: Prove effettuate durante al prima giornata (d1). Campione integro.

Test	Segnale	PGA input scalato g	Osservazioni	Freq. X Hz
1	Rumore bianco	0.01		13.0
2	Rumore bianco	0.02		13.0
3	Rumore bianco	0.03		13.0
4	BagnirWE, N	0.04		12.1
5	CalitWE	0.04		12.1
6	R1168EW	0.04		12.1
7	Rumore bianco	0.03	Dopo la prova, si rimuovono tratti della rete elettrosaldata della struttura di sicurezza che interferivano con i potenziometri laterali in alto. Interfaccia sx fessurata (molto sottile) dall'alto fino al 13simo filare (dal basso); dx tutta	12.6
8	BagnirWE, N	0.083	Ampie vibrazioni della struttura di sicurezza (anche nel seguito)	12.0
9	BagnirWE, N	0.104		12.0
10	BagnirWE, N	0.125		11.5
11	BagnirWE, N	0.146		10.0
12	BagnirWE, N	0.167	Interfaccia: fessura aperta in sommità sx; a dx apparentemente chiusa	8.5
13	BagnirWE, N	0.188		8.1
14	BagnirWE, N	0.209		8.0
15	BagnirWE, N	0.230		7.0
16	BagnirWE, N	0.250		6.9
17	CalitWE	0.136		6.4
18	CalitWE	0.181		6.6
19	CalitWE	0.226		6.6
20	CalitWE	0.271		5.0
21	CalitWE	0.316	Cerniera al 4o filare dal basso per tutta la profondità della facciata salvo ultimo elemento a sx, dove sale al 5o. Ribaltata contro struttura di sicurezza due volte. La malta caduta fra facciata e muri trasversali ostacola il ritorno a piombo. Fuori piombo residuo 15.5 cm dx, 12.5 sx. Scorrimento di 5 mm a dx. Scheggiatura elementi di tufo al di sotto della cerniera.	NA

Tabella C- 9: Prove effettuate durante la seconda giornata (d2). Campione fessurato con fuori piombo marcato (test 1-12) e fessurato con fuori piombo modesto (test 13-20).

Test	Segnale	PGA input scalato g	Osservazioni	Freq. X Hz
			Fuori piombo iniziale dopo una notte sulla cerniera, e dopo aver steso la boiaccia nel giunto di base: 7.3 cm dx, 6 cm sx. Montati fili a piombo per rilievo dopo <i>test</i> . Aggiunti tiranti di nylon per stabilizzare struttura di ritegno. Effettuati fori ϕ 32 mm per catene, asse fori a 60 mm filo interno muri trasversali e a 7 filari dall'alto	
1	Rumore bianco	0.01		NA
2	Rumore bianco	0.02		NA
3	Rumore bianco	0.03	Fuori piombo residuo 7.5 cm dx, 5.5 sx	NA
4	BagnirWE, N	0.04	Non riesce a urtare contro controventi (anche nel seguito)	0.7
5	CalitWE	0.04		0.6
6	R1168EW	0.40	Errore nella scalatura del segnale, che risulta più intenso di un ordine di grandezza. Comparsa di modi superiori	0.6
7	R1168EW	0.04	Fuori piombo residuo 9.0 cm dx, 6.7 sx cm. Oscillazioni residue pure a tavola apparentemente ferma	0.6
8	Rumore bianco	0.03	Sembra manca un'accelerazione di soglia	0.6
9	BagnirWE, N	0.063	Ribaltata contro struttura di sicurezza. Fuori piombo costante. Continua ad oscillare	0.6
10	BagnirWE, N	0.063	Ribaltata contro struttura di sicurezza.	0.6
11	BagnirWE, N	0.040		0.5
12	CalitWE	0.040		0.6
			Dopo la prova si aggiungono 5 spessori metallici 3x50x320 mm. Fuori piombo residuo ridotto a 4.2 dx, sx 2.0	
13	BagnirWE, N	0.063	Urta contro muri trasversali (anche nel seguito)	2.0
14	BagnirWE, N	0.083	Problemi nell'acquisizione	1.8
15	BagnirWE, N	0.083	Danneggiamento nell'angolo inf sx.	NA
16	BagnirWE, N	0.104		2.0
17	BagnirWE, N	0.125		2.0
18	BagnirWE, N	0.146		2.0
19	BagnirWE, N	0.167		1.7
20	BagnirWE, N	0.188		1.8

Tabella C- 10: Prove effettuate durante la terza giornata (d3). Campione fessurato con fuori piombo modesto (test 1-18), campione incatenato (19-30).

Test	Segnale	PGA input scalato g	Osservazioni	Freq. \bar{X} Hz
			Fuori piombo iniziale 3.5 cm dx, 2.0 sx; a dx è presente uno scorrimento del giunto a livello della cerniera di 0.8 cm	
1	CalitWE	0.090		1.13
2	CalitWE	0.068	Cadono pezzi di intonaco lato dx e il muro rimane fuori piombo, vengono rimossi i pezzi di malta, fuori piombo 4.6 cm dx, 1.9 cm sx	1.50
3	CalitWE	0.068	Fuori piombo 3.4 cm dx, 1.9 cm sx	1.13
4	CalitWE	0.090	Fuori piombo 4.0 cm dx, 2.1 cm sx	1.30
5	R1168EW	0.123	Fuori piombo 3.9 cm dx, 2.1 cm sx	1.30
6	R1168EW	0.185	Fuori piombo 4.0 cm dx, 2.0 cm sx	1.10
7	R1168EW	0.246	Fuori piombo 4.0 cm dx, 2.0 cm sx: durante le oscillazioni libere si registra un secondo modo	1.70
8	SturWE	0.078	Fuori piombo 4.2 cm dx, 2.2 cm sx	2.10
9	SturWE	0.117		2.26
10	SturWE	0.156	Fuori piombo 4.1 cm dx, 2.1 cm sx	1.70
11	SturWE	0.195	Fuori piombo 4.2 cm dx, 2.1 cm sx	0.94
12	SturWE	0.234	Fuori piombo 4.2 cm dx, 2.1 cm sx	0.94
13	CalitWE	0.136	Fuori piombo 4.3 cm dx, 2.1 cm sx	1.13
14	CalitWE	0.113	Fuori piombo 4.4 cm dx, 2.1 cm sx	1.31
15	R1168EW	0.308	Fuori piombo 4.5 cm dx, 2.3 cm sx	1.13
16	CalitWE	0.158	Fuori piombo 4.5 cm dx, 2.3 cm sx; scorrimento relativo 0.9 cm dx	0.94
17	CalitWE	0.181	Fuori piombo 4.9 cm dx, 2.3 cm sx; scorrimento relativo dx 0.9 cm	0.94
18	CalitWE	0.203	Il campione si appoggia due volte sulla struttura di ritegno	0.94
			Lesione verticale passante, più ampia all'interno, 131 cm da filo interno dx per 10 filari dall'alto. Fra 10o e 13o si sposta verso dx fino a 113 cm. Lesione angolo superiore sx interno. Forse comparse già in precedenza.	
			Montaggio coppia catene $\varnothing = 20$ mm, traversa lignea 10x10 cm; capochiave upn 100, l 600 mm a 45°; lesione quasi chiusa	
19	BagnirWE, N	0.167	Oscilla monoliticamente (anche nel seguito).	8.10
20	CalitWE	0.181	Lesione modesta interna alto dx	8.60
21	R1168EW	0.492	Caduta materiale dalla lesione al centro esterno. La lesione scende fino all'11o filare dall'alto	6.80
22	SturWE	0.313	Scheggiatura lato interno alto sx	7.50
23	BagnirWE, N	0.250	Partenza ritardata dell'acquisizione	8.10
24	BagnirWE, N	0.250		8.30
25	CalitWE	0.271		8.10
26	R1168EW	0.738	Lesione verticale ancora più marcata, caduta materiale. Scorrimento al centro verso l'interno (10 mm), ai lati (specie a sx, guardando dall'interno) verso l'esterno (5 mm). Scorrimenti forse legati ai piatti metallici.	5.30
27	SturWE	0.469	Oscillazione ampia ma meno severa della precedente	6.40
28	HOLL0	0.369	Oscillazione ampia, ma non distruttiva, si stacca un po' di malta dai giunti di testa.	1.76
29	SYL360	0.844	Forte scuotimento. Staccato angolo sup dx (esterno). Lesione esterna più ampia. Fessura centrale interna 10 mm. Scorrimento centrale interno 16 mm. Sfilati i tre piatti metallici più a dx.	3.00
30	TAK000	0.611	Scuotimento violento. Si accentuano i fenomeni già visti. La tavola raggiunge lo spostamento limite (28 cm) e si ferma. Lesione orizzontale al 13o filare dall'alto, da sx al centro	NA

APPENDICE (D) MAPPE DI RIBALTAMENTO

In questa appendice si riportano ottanta mappe di ribaltamento.

La mappa è un grafico nel quale sono riportati solo i ribaltamenti di un oscillatore dondolante su due lati, al variare dell'ampiezza e della durata del segnale. I fattori di scalatura sono 201, dal 50% al 150% del valore naturale. Le mappe sono ottenute per 20 accelerogrammi (APPENDICE B)

Pertanto sono state elaborate 40401 analisi numeriche per ogni mappa. L'oscillatore considerato ha $\alpha = 0.1$ rad ed $R = 3.0$ m, con due configurazioni di vincolo (oscillazione bilaterale oscillazione monolaterale).

Confrontando i risultati raggiunti è possibile valutare il ruolo una stima più accurata del coefficiente di restituzione sulla risposta al sisma degli oscillatori.

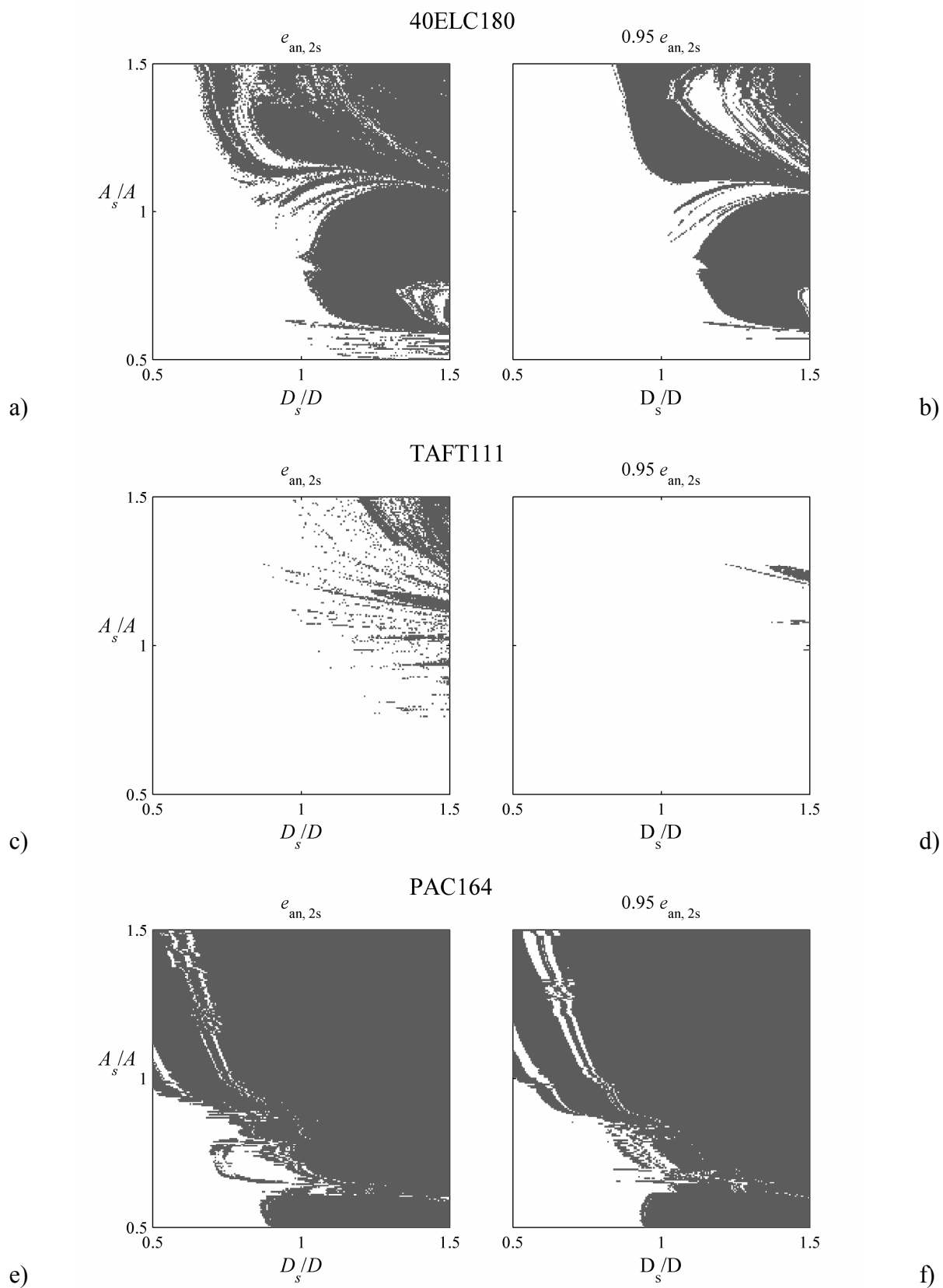


Figura D- 1. Mappa di ribaltamento per oscillazione bilaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05e_{an, 1s}$. per record: 40ELC180, Taft111, Pac164 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

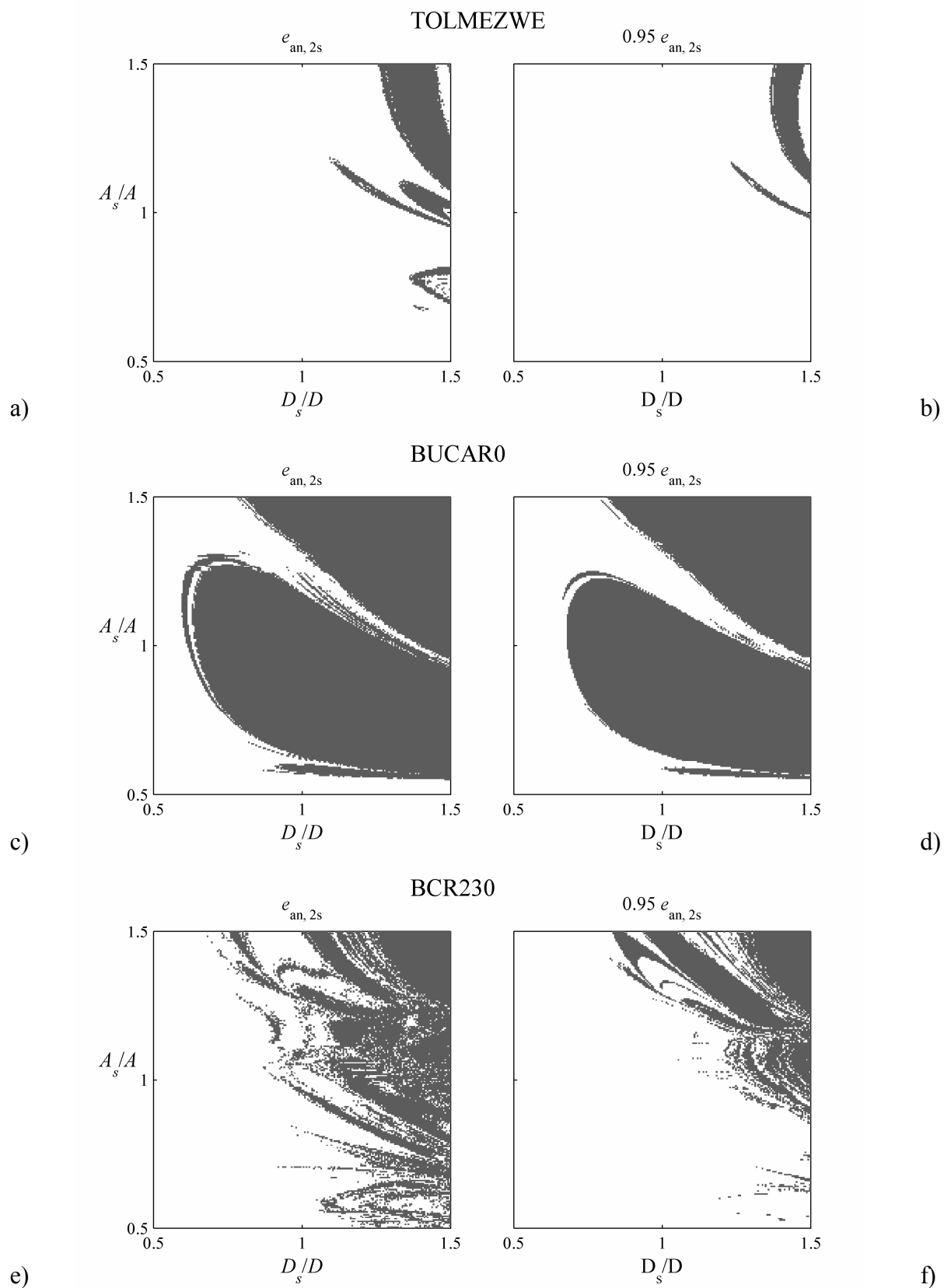


Figura D- 2. Mappa di ribaltamento per oscillazione bilaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05 e_{an, 1s}$. per record: TolmezWE, Bucar0, BCR230 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

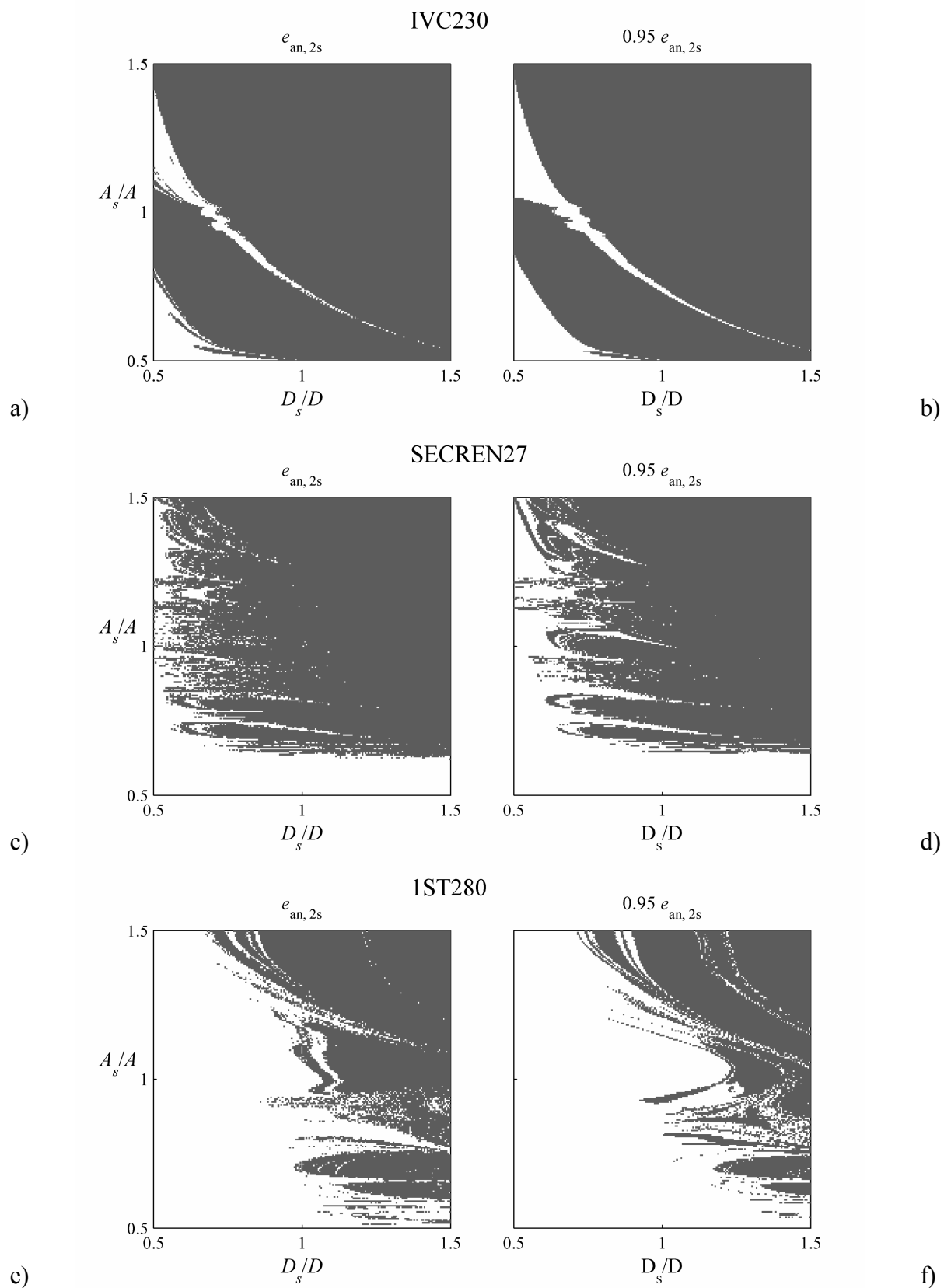


Figura D- 3. Mappa di ribaltamento per oscillazione bilaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05 e_{an, 1s}$. per record: IVC230, SecreN27, 1St280 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

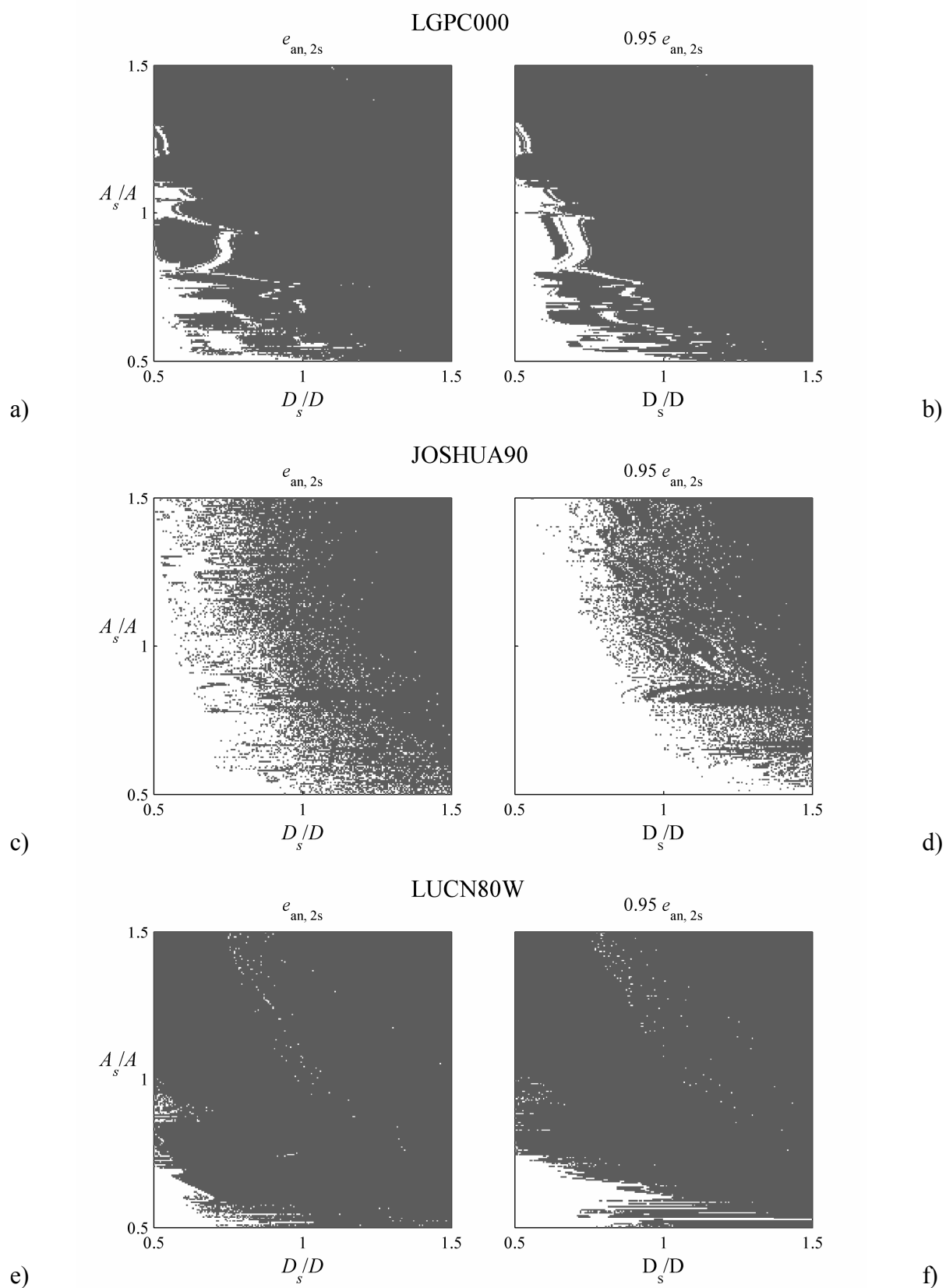


Figura D- 4. Mappa di ribaltamento per oscillazione bilaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05e_{an, 1s}$. per record: LGPC000, Joshua90, LucN80W (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

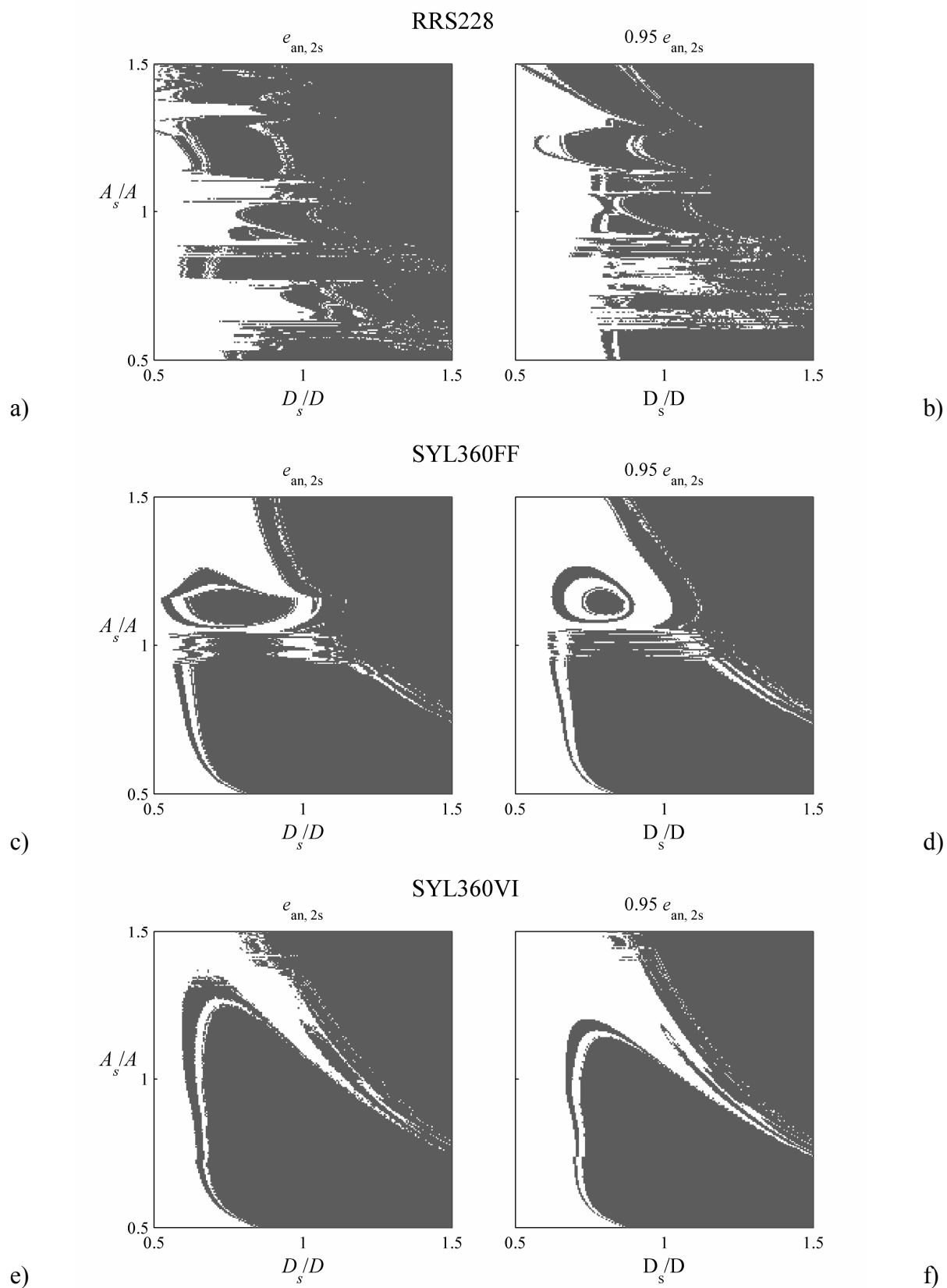


Figura D- 5. Mappa di ribaltamento per oscillazione bilaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05e_{an,1s}$. per record: RRS228, Syl360ff, Syl360VI, (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

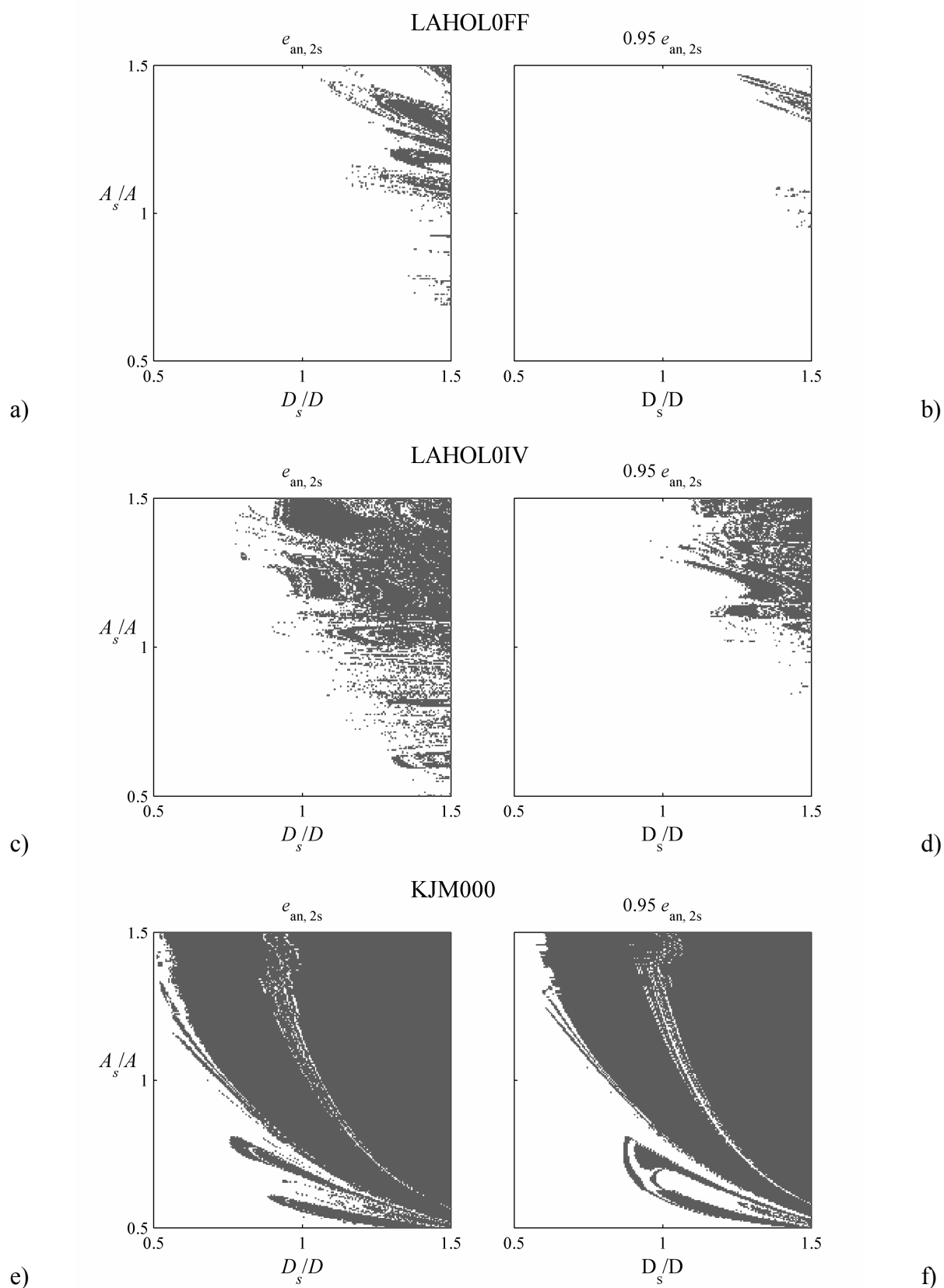


Figura D- 6. Mappa di ribaltamento per oscillazione bilaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05e_{an,1s}$. per record: LAHOL0ff, LAHOL0IV, KJM000 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

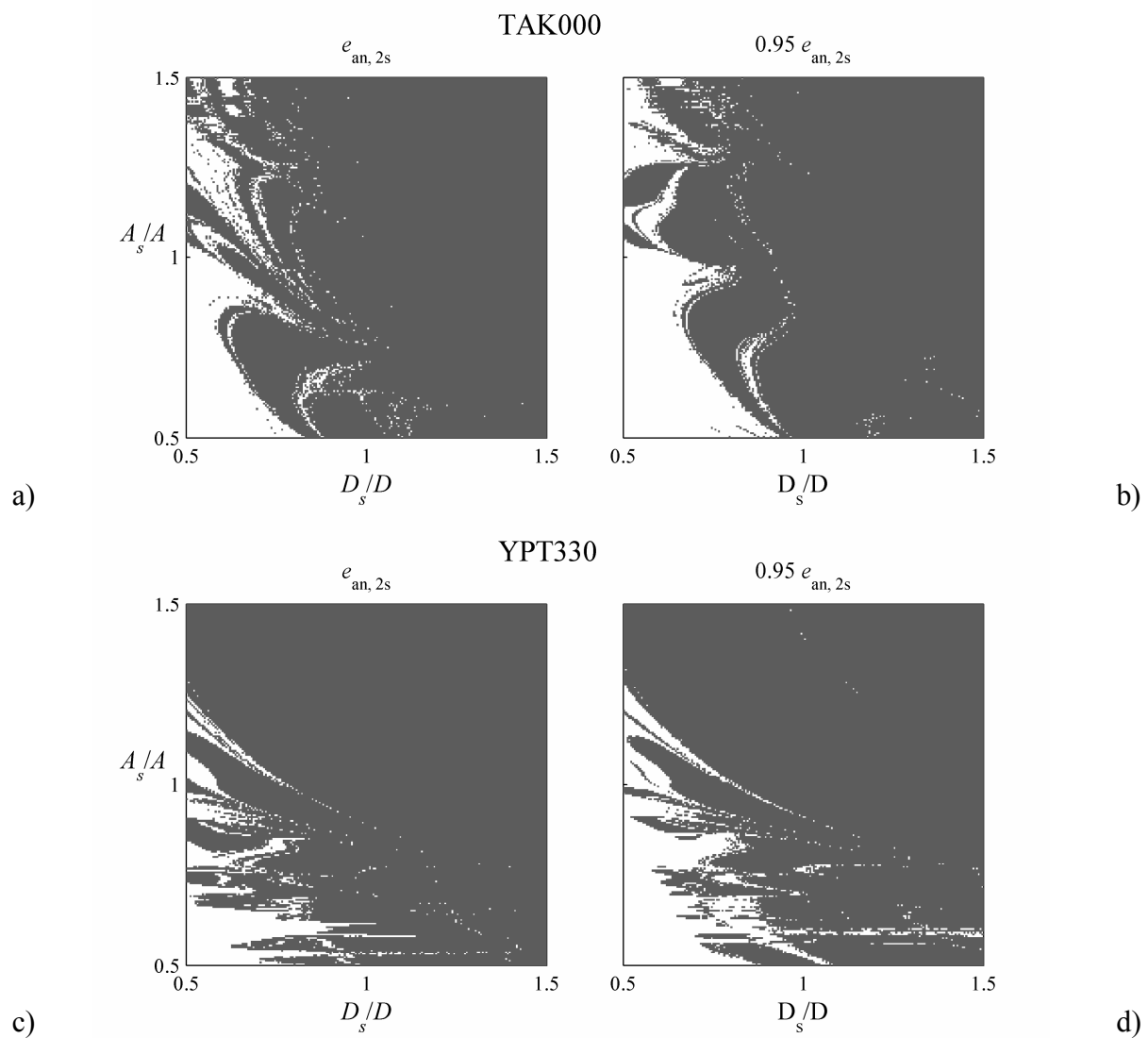


Figura D- 7. Mappa di ribaltamento per oscillazione bilaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) $e = 0$; b) d) $e = 1.05 e_{an, 1s}$. per record: Tak000, YPT330 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

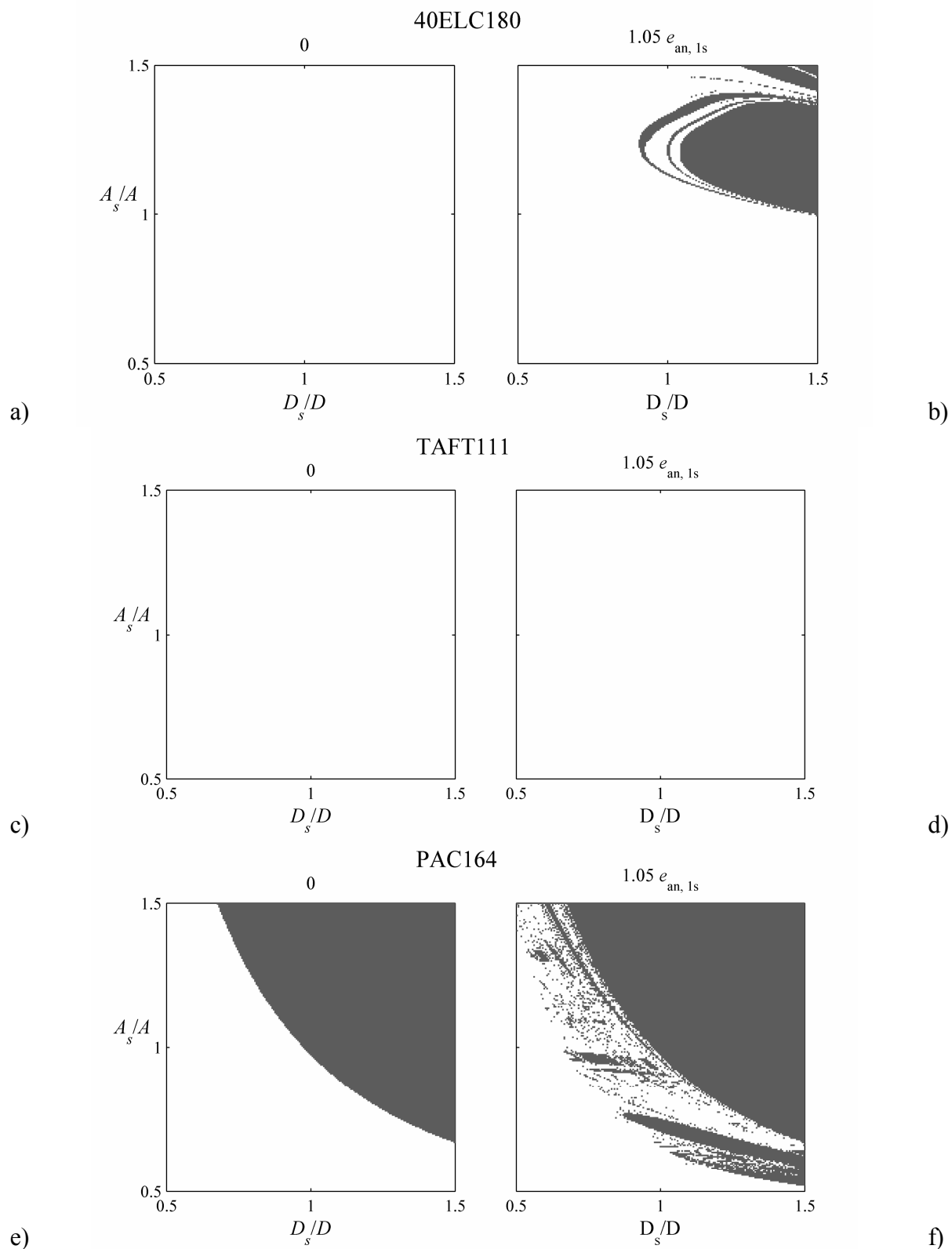


Figura D- 8. Mappa di ribaltamento per oscillazione monolaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05e_{an,1s}$. per record: 40EIC180, Taft111, Pac164 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

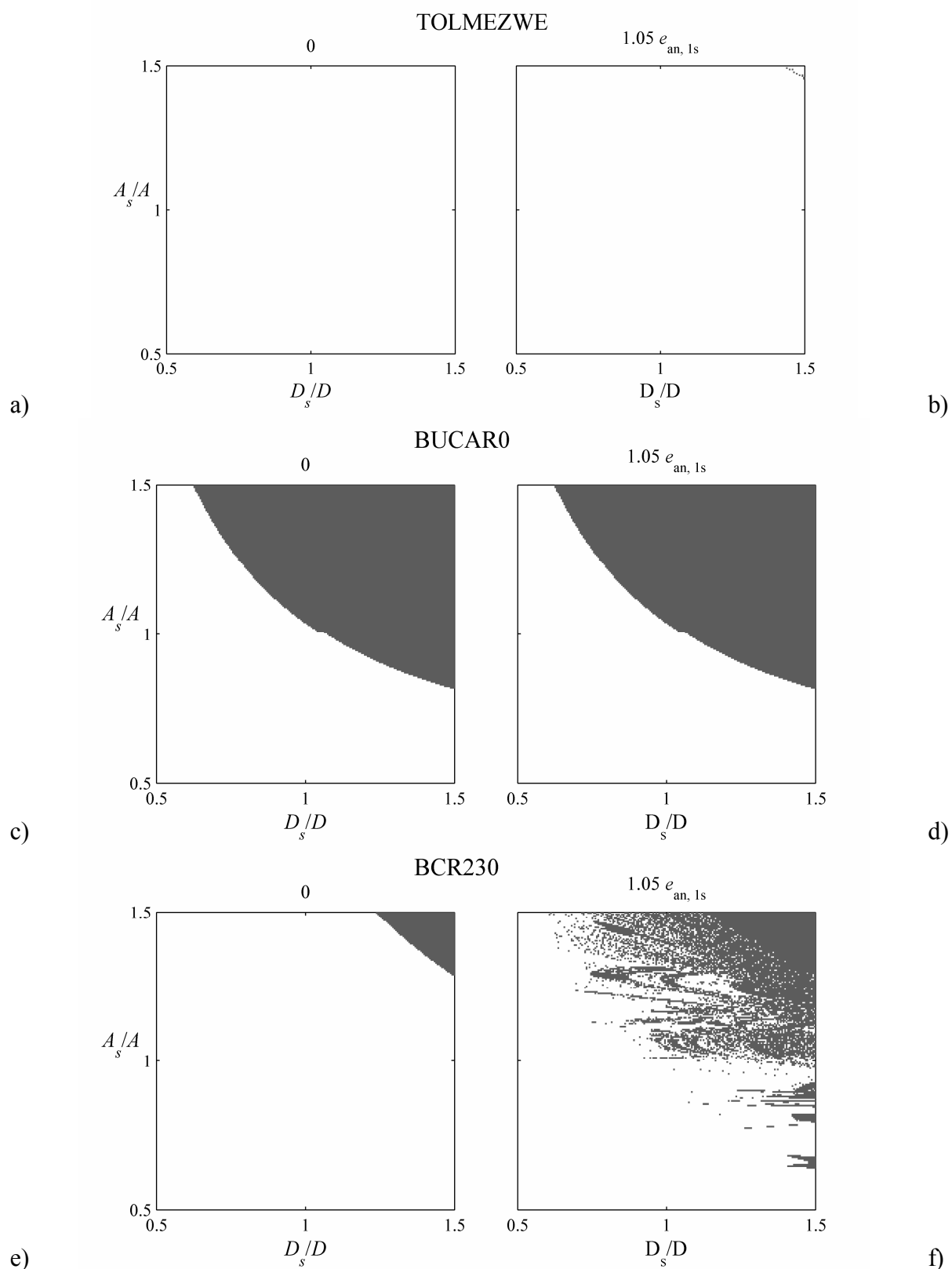


Figura D- 9. Mappa di ribaltamento per oscillazione monolaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05 e_{an, 1s}$. per record: TolmezWE, Bucar0, BCr230 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

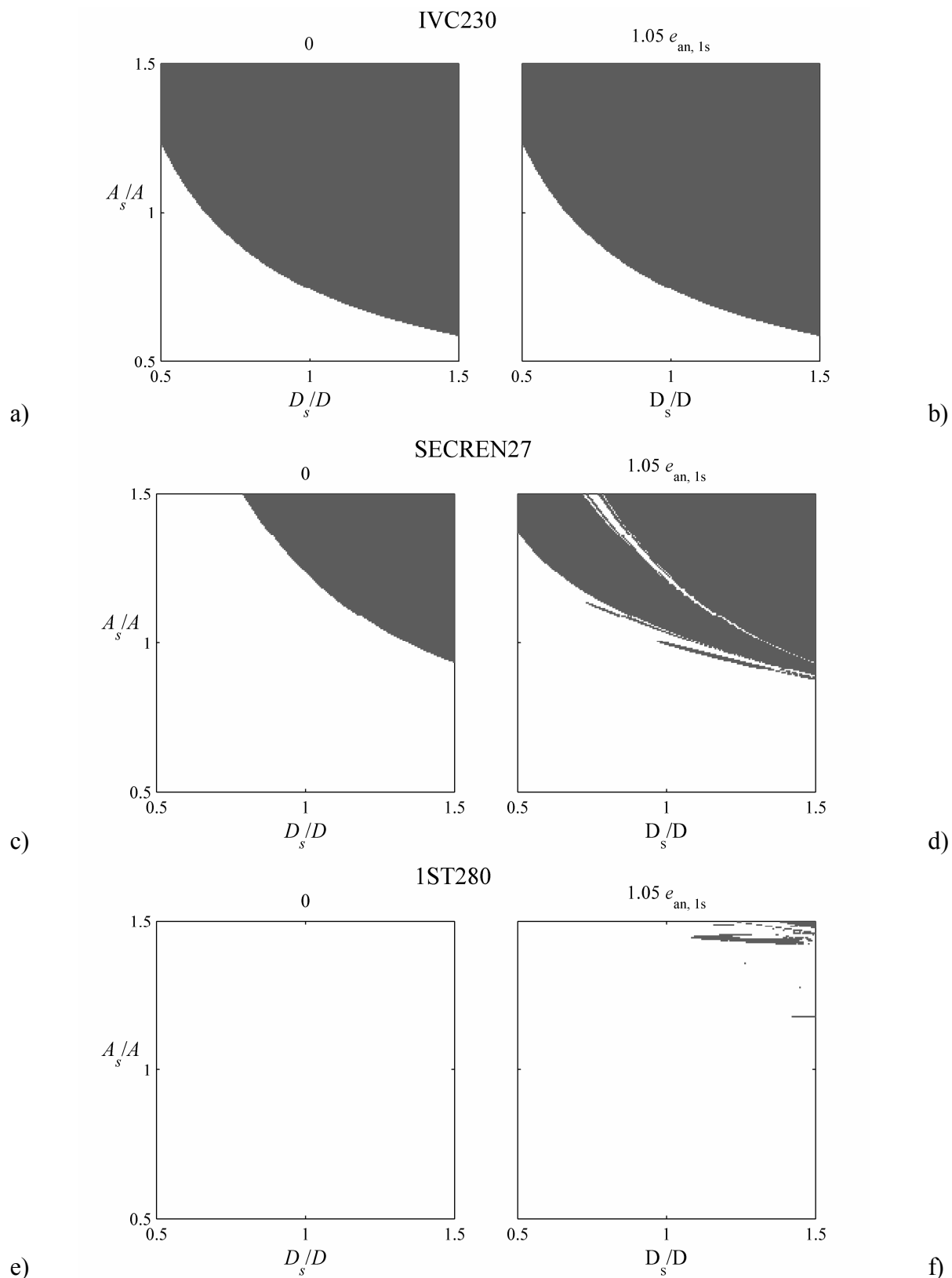


Figura D- 10. Mappa di ribaltamento per oscillazione monolaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05e_{an, 1s}$. per record: IVC230, SecretN27, 1St280 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

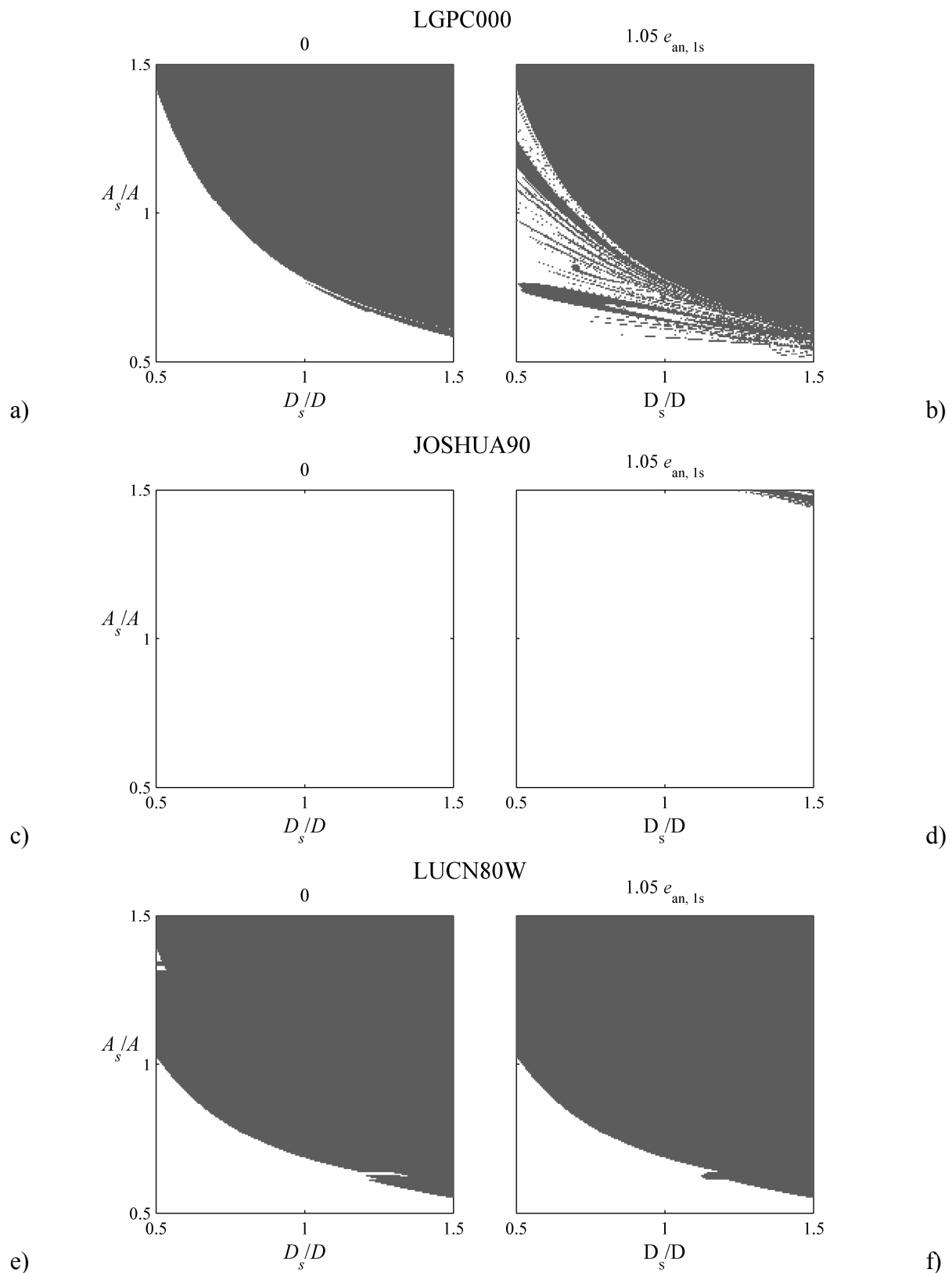


Figura D- 11.Mappa di ribaltamento per oscillazione monolaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05 e_{an, 1s}$. per record: LGPC000, Joshua90, LucN80W (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

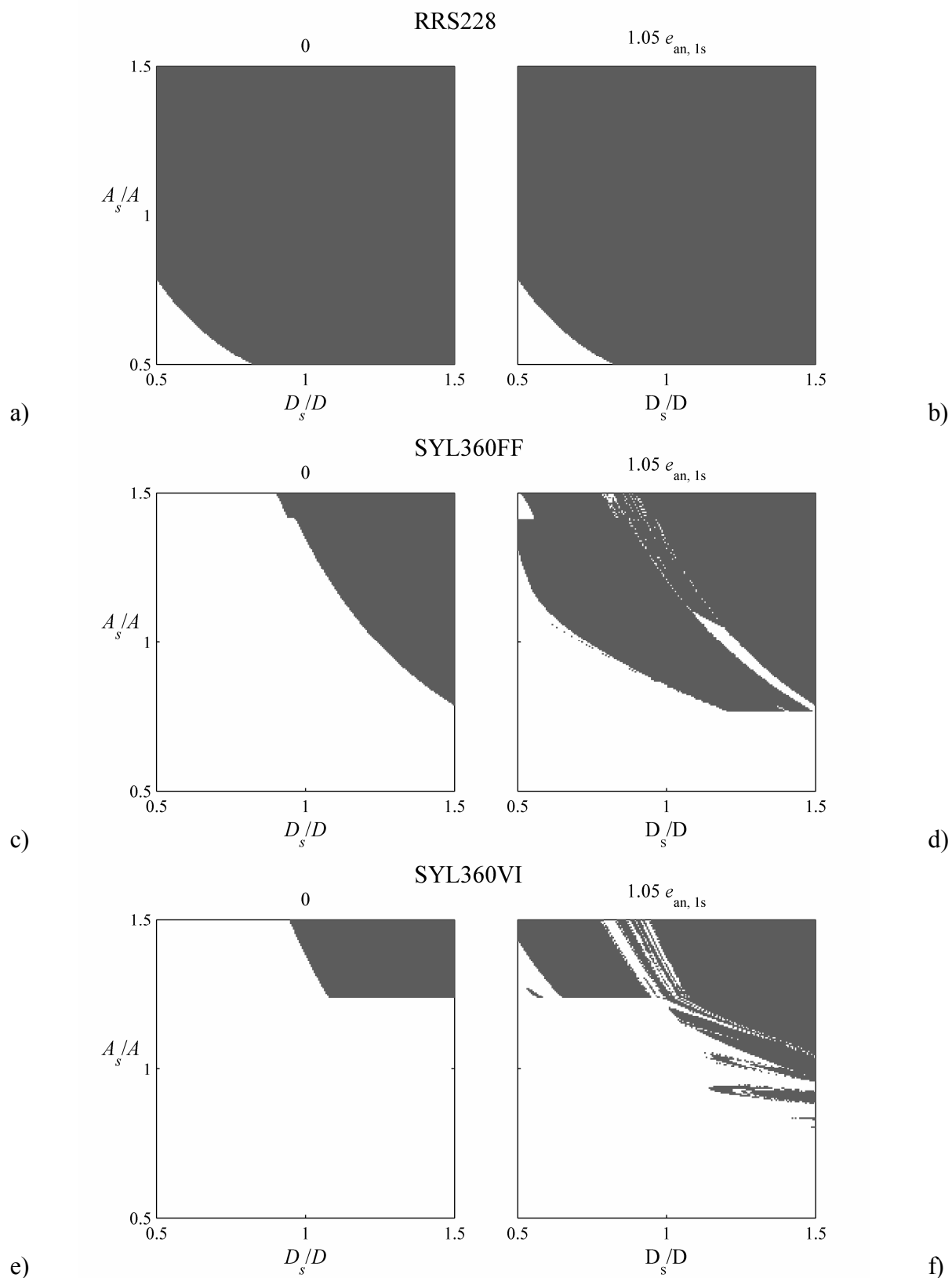


Figura D- 12.Mappa di ribaltamento per oscillazione monolaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05e_{an,1s}$. per record: RRS228, Syl360ff, Syl360VI, (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

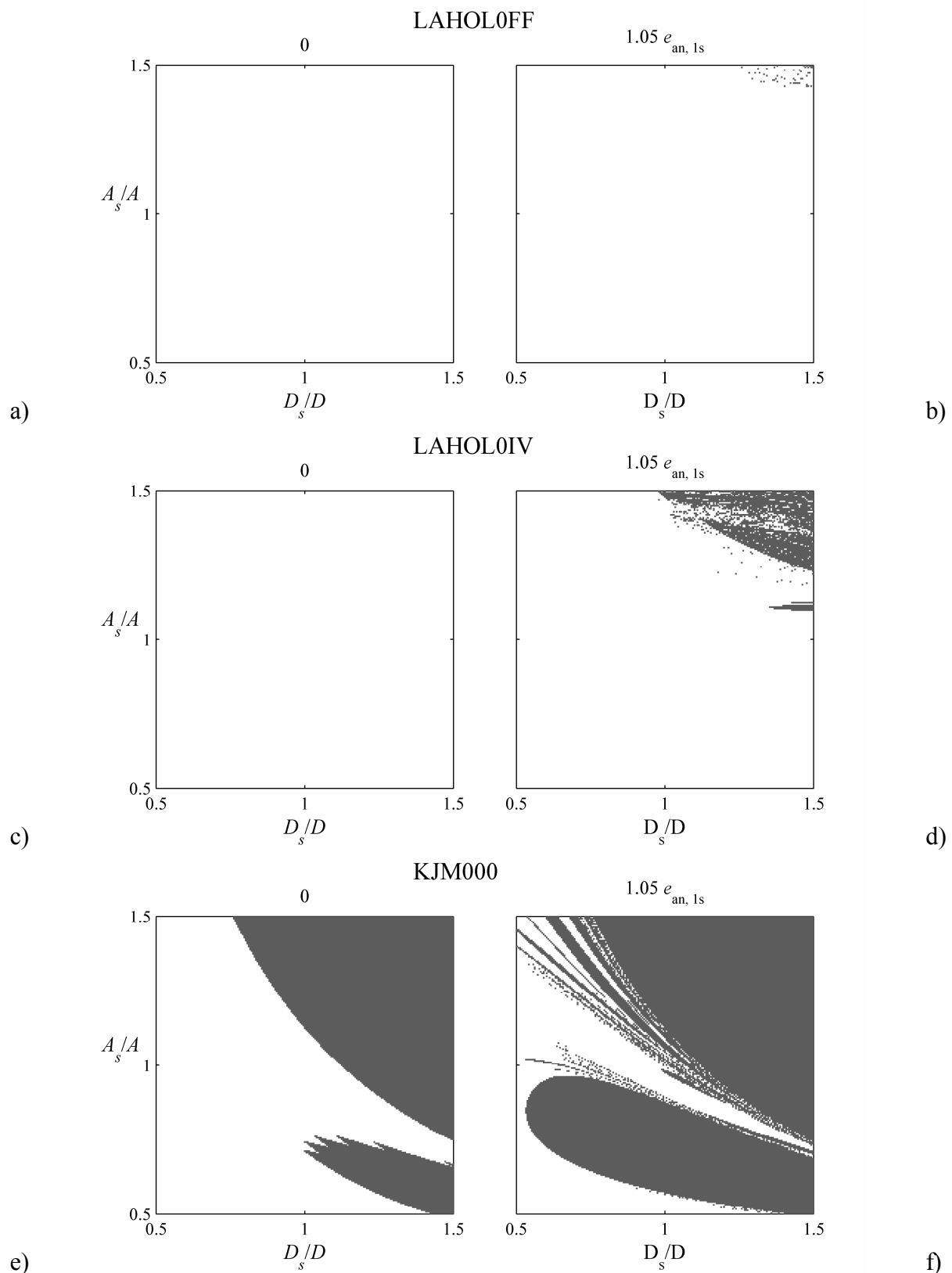


Figura D- 13. Mappa di ribaltamento per oscillazione monolaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) e) $e = 0$; b) d) f) $e = 1.05 e_{an, 1s}$. per record: LAHol0ff, LAHol0IV, KJM000 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

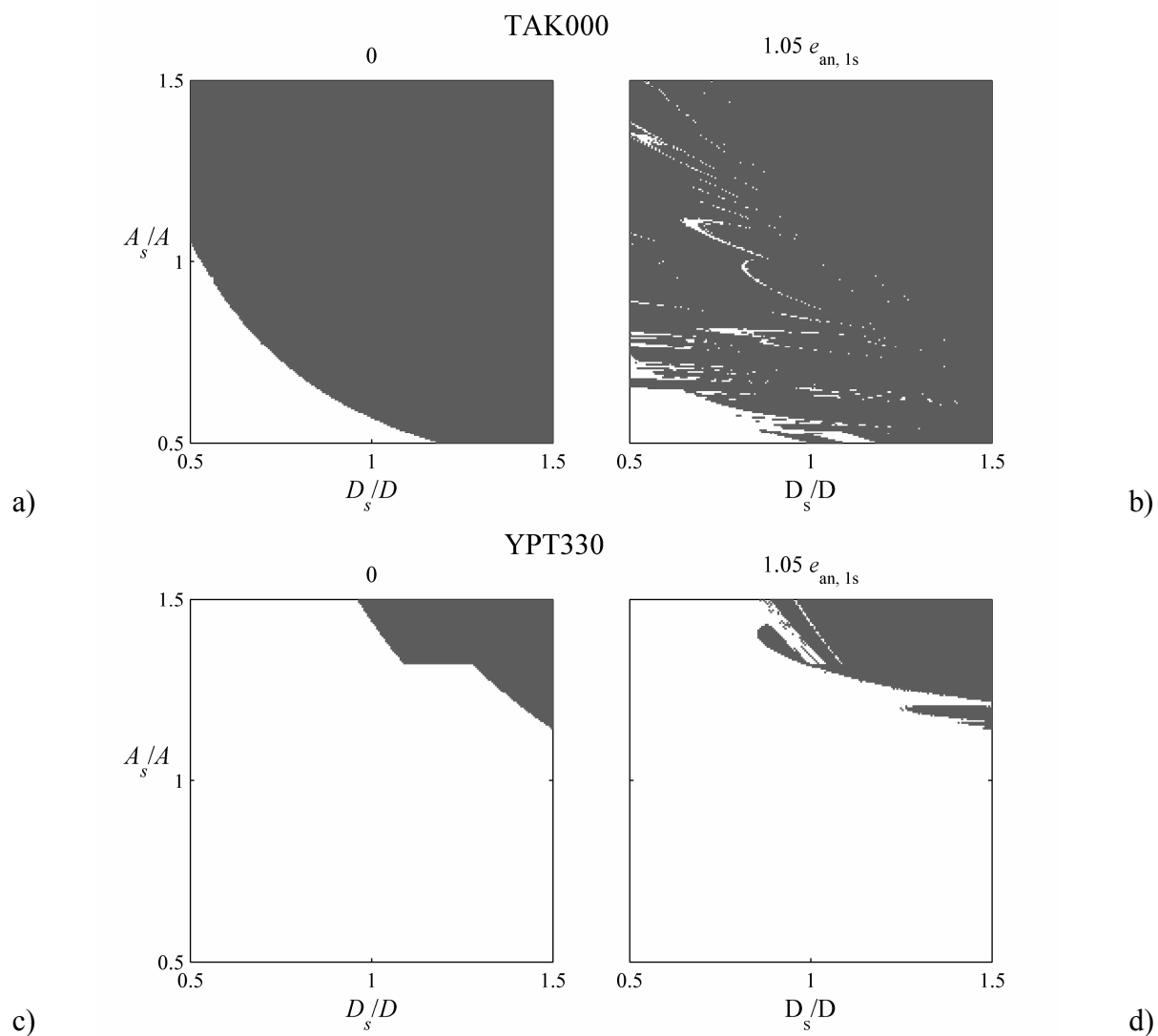


Figura D- 14.Mappa di ribaltamento per oscillazione monolaterale ($\alpha = 0.1$ rad, $R = 3.0$ m) Il modello ha coefficiente di restituzione, e , calcolato secondo: a) c) $e = 0$; b) d) $e = 1.05e_{an,1s}$. per record: Tak000, YPT330 (Tabella B- 1 e Tabella B- 2).

