



UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
FIRENZE

## FLORE

# Repository istituzionale dell'Università degli Studi di Firenze

### **I dispositivi fluido-viscosi pressurizzati in sistemi di controventi dissipativi e di cavi smorzanti**

Questa è la Versione finale referata (Post print/Accepted manuscript) della seguente pubblicazione:

*Original Citation:*

I dispositivi fluido-viscosi pressurizzati in sistemi di controventi dissipativi e di cavi smorzanti / S. Sorace; G. Terenzi. - STAMPA. - (2009), pp. 237-275.

*Availability:*

This version is available at: 2158/362953 since:

*Publisher:*

CISM

*Terms of use:*

Open Access

La pubblicazione è resa disponibile sotto le norme e i termini della licenza di deposito, secondo quanto stabilito dalla Policy per l'accesso aperto dell'Università degli Studi di Firenze (<https://www.sba.unifi.it/upload/policy-oa-2016-1.pdf>)

*Publisher copyright claim:*

(Article begins on next page)

# I dispositivi fluido-viscosi pressurizzati in sistemi di controventi dissipativi e di cavi smorzanti

Stefano Sorace<sup>1</sup> e Gloria Terenzi<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università di Udine

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze

**Abstract.** In questo capitolo sono trattate le due principali tecnologie avanzate di protezione sismica che prevedono l’inserimento di dispositivi fluido-viscosi pressurizzati all’interno della compagine in elevazione delle strutture, rappresentate dal sistema a controventi dissipativi e da quello a cavi smorzanti. Rimandando ad un precedente capitolo del volume per gli aspetti di caratterizzazione meccanica e di analisi di questa classe di dispositivi, nonché per il loro impiego nell’isolamento alla base, nella presente sezione sono proposte alcune note di sintesi degli studi condotti dagli autori sui due sistemi di dissipazione, con particolare riguardo alla sperimentazione ed alla modellazione che ne sono state sviluppate, ed alla definizione di specifici metodi di progetto. Viene quindi discussa l’applicazione simulata ad un caso dimostrativo per il più interessante campo d’impiego di entrambe le tecnologie, rappresentato dal miglioramento e adeguamento sismico degli edifici a struttura intelaiata. Al riguardo, è dimostrativamente esaminato un fabbricato pre-normativo ad uso scolastico in acciaio, per il quale sono posti a confronto i possibili schemi d’inserimento e le prestazioni ottenute nelle due ipotesi d’intervento, sulla base dei comuni obiettivi formulati in sede di progetto.

## 1 Introduzione

La strategia di protezione sismica passiva delle strutture incentrata sull’installazione di “nuclei” smorzanti all’interno della compagine in elevazione è oramai da tempo divenuta, assieme all’isolamento alla base, una concreta alternativa alla progettazione tradizionale. Come noto, l’inserimento di dispositivi con elevate capacità di dissipazione dell’energia indotta dal sisma consente di ridurre sensibilmente, ed eventualmente prevenire del tutto, il danneggiamento degli elementi strutturali causato dall’impegno in campo plastico che è ad essi richiesto da un progetto convenzionale “per duttilità”, in occasione di eventi di intensità da media ad elevata. Il vantaggio economico e funzionale derivante dal contenimento o dalla completa eliminazione di interventi di riparazione post-sisma (compresi quelli riguardanti le parti non strutturali), a partire da costi di realizzazione analoghi, ha generato una crescente attenzione verso i sistemi dissipativi ai fini non soltanto dell’impiego nei nuovi edifici, ma anche del miglioramento o adeguamento sismico di quelli esistenti. Un ulteriore aspetto d’interesse è poi rappresentato, in termini architettonici, dalle più ridotte dimensioni dell’organismo sismo-resistente, nel nuovo, e dal più contenuto impatto delle membrature d’apporto, per l’esistente.

Le tecnologie dissipative si distinguono, innanzitutto, per le diverse tipologie di smorzatori incorporati (operanti per attrito, isteresi metallica o di altra origine, transizione di fase cristallina, viscosità lineare e non, ecc.), ed inoltre per le modalità d'installazione. Queste ultime prevedono generalmente il posizionamento di elementi rigidi di supporto che consentano ai dispositivi di sfruttare integralmente gli spostamenti relativi di piano che la struttura subisce sotto sisma, in modo da utilizzarne al massimo le capacità di assorbimento dell'energia trasmessa dal sisma.

A tal fine, le configurazioni più frequentemente attribuite agli elementi di supporto sono quelle tipiche dei controventi classici in acciaio, da cui il nome di sistemi "a controventi dissipativi". Rispetto alla giacitura delle aste, gli smorzatori, in base ai rispettivi principi di funzionamento ed agli ingombri posseduti, possono altresì essere montati con disposizione "coassiale", oppure in sommità ai controventi, con asse parallelo all'impalcato soprastante (caso di geometria "a V rovescio"). Esistono, inoltre, ulteriori configurazioni d'installazione, peculiari di tecnologie più complesse ed articolate.

A completamento del precedente capitolo degli autori in questo volume, dedicato alla caratterizzazione meccanica ed alla modellazione dei dispositivi fluido-viscosi pressurizzati, nonché al loro impiego nell'isolamento alla base, in questa sezione vengono presentati alcuni aspetti degli studi condotti su di un sistema a controventi dissipativi e su di una particolare tecnologia, denominata "a cavi smorzanti", includenti tale tipo di dispositivi. In particolare, è proposta una sintesi delle principali campagne sperimentali condotte ed alcuni dettagli di modellazione e d'installazione dei due sistemi, unitamente ad una descrizione delle procedure di progetto appositamente formulate. È infine presentata una duplice ipotesi di adeguamento sismico di un edificio pre-normativo ad uso scolastico in acciaio, basata sull'inserimento, in alternativa, delle due tecnologie, delle quali sono discusse e poste a confronto le prestazioni offerte ed i benefici indotti rispetto alle condizioni attuali.

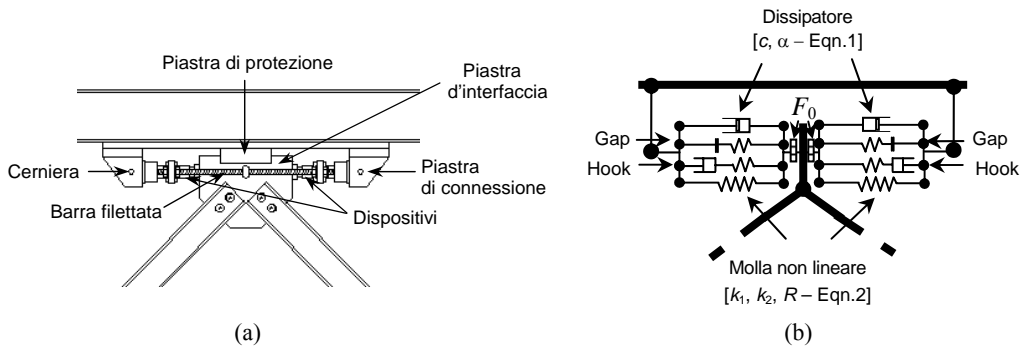
## **2 Il sistema a controventi dissipativi**

### **2.1 Caratteristiche e modellazione**

L'installazione dei dispositivi è del tipo ad asse parallelo all'impalcato soprastante, con diagonali disposte "a V rovescio". Tale configurazione, al pari di simili montaggi realizzati per altre classi di smorzatori, identifica il sistema non come di controventamento in senso stretto, ed in quanto tale sensibilmente influente sulle caratteristiche dinamiche delle strutture in cui viene incorporato, bensì di semplice supporto "rigido" nei confronti dei dispositivi, tale da garantire agli stessi pressoché l'intero sfruttamento dello spostamento relativo di piano indotto dal sisma. Infatti, da un punto di vista di funzionamento meccanico, i dispositivi risultano posti in serie con le aste diagonali, limitandone fortemente gli effetti di irrigidimento della struttura alla traslazione orizzontale, ed il conseguente accrescimento spettrale delle accelerazioni sismiche, prima che l'azione smorzante entri in gioco.

Il montaggio dei dispositivi avviene a coppie, contrastanti su di una piastra centrale situata ortogonalmente all'asse degli apparecchi, e con i pistoni uscenti in senso opposto e portati a metà della corsa disponibile. Tale collocazione consente di ottenere cicli simmetrici di risposta a trazione e a compressione, partendo da un comportamento "a singolo effetto" (in particolare,

a sola compressione) in condizioni iniziali di fondo corsa. In Figura 1a è mostrato uno schema tipo d'installazione, per il quale il posizionamento traslato è ottenuto in opera semplicemente agendo con chiave dinamometrica su un sistema di dado e controdado applicato a due barre filettate di solidarizzazione dei dispositivi. Questi si trovano, in tal modo, ad agire sul secondo ramo di risposta elastico, a bassa rigidezza, non soltanto in fase di significativo impegno sismico, bensì anche per piccoli spostamenti orizzontali, ottenendo in ogni caso una pressoché totale "neutralizzazione" dell'effetto irrigidente delle aste di supporto, nel senso sopra commentato.



**Figura 1.** (a) Schema d'installazione dei dispositivi e (b) relativo modello computazionale.

Il modello analitico dei dispositivi, già presentato nel precedente capitolo degli autori in questo volume, è qui nuovamente riportato per comodità, ai fini di richiami che ne verranno fatti nel seguito (Pekcan et al. 1995, Sorace e Terenzi 2001a):

$$F_d(t) = c \operatorname{sgn}[\dot{x}(t)] |\dot{x}(t)|^\alpha \quad (1)$$

$$F_e(t) = k_2 \cdot x(t) + \frac{(k_1 - k_2) \cdot x(t)}{\left[ 1 + \left| \frac{k_1 x(t)}{F_0} \right|^5 \right]^{1/5}} \quad (2)$$

in cui:  $c$  = coefficiente di smorzamento;  $\dot{x}(t)$  = velocità;  $\operatorname{sgn}(\cdot)$  = funzione segno;  $\alpha$  = esponente frazionario compreso tra 0,1 e 0,2;  $F_e$  = forza di reazione elastica non lineare;  $F_0$  = forza statica di pressurizzazione;  $k_1, k_2$  = rigidzze di primo e secondo ramo (con  $k_1$  pari a circa 15 volte  $k_2$  per i dispositivi di corrente produzione);  $x(t)$  = funzione temporale di spostamento.

Il modello computazionale del sistema è ottenuto introducendo, per ciascun dispositivo, l'assemblaggio mostrato nella Figura 8 del precedente capitolo, e collegando quindi entrambi gli assemblaggi, tramite elementi rigidi verticali, ai relativi nodi di connessione con la trave soprapstante e con le due aste diagonali di supporto (Figura 1b).

## 2.2 Procedura di progetto

Al pari di altre tecnologie di dissipazione supplementare di energia, il sistema qui trattato mira ad ottenere la migliore prestazione sismica da parte dell'organismo strutturale nel quale è incorporato, con riferimento a più livelli dell'azione sismica in ingresso. Pertanto, il progetto del sistema è sempre di tipo multi-obiettivo (Sorace e Terenzi 2008a).

In sede di valutazione dei coefficienti  $c$  da attribuire ai diversi dispositivi da inserire nell'organismo strutturale, deve innanzitutto essere tenuto conto del fatto che, oltre un certo limite, ulteriori incrementi dello smorzamento continuano ad innalzare le prestazioni da un punto di vista deformativo, portando però ad un progressivo peggioramento della risposta in termini di accelerazioni di piano, e dunque di forze sismiche indotte. Pertanto, tra gli obiettivi da perseguire in sede di progetto, deve essere inclusa la ricerca del miglior compromesso tra le esigenze di prestazione in spostamento ed in accelerazione. Inoltre, deve essere individuata la più efficace distribuzione dei coefficienti di smorzamento al variare dei piani, da calibrare in funzione delle diverse richieste di dissipazione al passare da una quota alle successive.

Il criterio di progetto proposto inizialmente in (Sorace e Terenzi 1999), e definitivamente formalizzato attraverso successive calibrazioni ed integrazioni in (Sorace e Terenzi 2003a, 2008a), si articola in due fasi, aventi quali obiettivi, rispettivamente, il predimensionamento dei dispositivi, e la verifica finale del sistema di protezione. La prima fase contempla, innanzitutto, la scelta delle campate e dei piani nei quali posizionare il sistema, compatibilmente ai vincoli architettonici ed alle necessità di fruizione dell'edificio. Partendo da tale scelta, viene quindi sviluppata la procedura di predimensionamento, finalizzata alla valutazione dei coefficienti di smorzamento dei dispositivi mediante un'equazione di bilancio energetico nella quale un'aliquota dell'energia totale in ingresso alla struttura è assegnata, piano per piano, agli apparecchi da collocare ai vari livelli. In funzione dello svolgimento di tale fase, sono forniti criteri per la definizione delle suddette aliquote per i diversi piani, tenendo conto delle caratteristiche tecniche degli apparecchi di corrente produzione (Sorace e Terenzi 2008a). Lo studio è condotto in campo dinamico non lineare, mediante il modello computazionale completo della struttura già includente le aste di controvento e la componente elastica dei dispositivi, valutando l'energia d'ingresso corrispondente a tale schema ed inizializzando, quindi, il processo di ricerca dei coefficienti di smorzamento nel senso sopra esposto.

La seconda fase è svolta con il modello dotato anche della componente smorzante dei dispositivi, caratterizzata dai coefficienti  $c$  di tentativo individuati nella prima fase. L'analisi è ancora di tipo dinamico non lineare, condotta con accelerogrammi artificiali spettrocompatibili e registrazioni di eventi reali opportunamente prescelti, scalati ai livelli d'intensità che corrispondono agli stati limite considerati. Ciò consente di sviluppare tutte le verifiche, di deformabilità e di resistenza, necessarie a valutare il conseguimento dei prefissati obiettivi di prestazione.

Entrando nel dettaglio della procedura, si osserva come, sulla base delle espressioni (1) e (2), i parametri "liberi" siano, anche per il sistema a controventi dissipativi, così come per la tecnologia d'isolamento e dissipazione alla base BISD,  $c$  e  $k_2$ . Rispetto a quest'ultima, tuttavia,  $k_2$  non risulta qui giocare il ruolo di una reale variabile di progetto, essendo la componente elastica puramente accessoria. Infatti, la sua presenza è dovuta solo al fatto che i dispositivi delle più piccole serie commercialmente disponibili, generalmente sufficienti per le applicazioni ai controventi dissipativi, sono tutti di tipo molla-smorzatore. Nel caso in cui al sistema

sia richiesto un maggior livello di smorzamento, risultano direttamente adottabili dissipatori “puri”, per i quali la componente elastica non esiste. Pertanto, in entrambi i casi, il solo effettivo parametro da stabilire in sede preliminare di progetto è  $c$ .

Indicate con i simboli  $E_{Dj}$  ed  $E_{Ij}$ , rispettivamente, l’energia dissipata dai dispositivi situati al piano  $j$ -esimo e l’energia d’ingresso allo stesso piano, il criterio proposto si basa sulla relazione:

$$E_{Dj} = \beta_j E_{Ij} \quad (3)$$

in cui  $\beta_j$  indica l’aliquota di energia da assegnare ai dispositivi in fase preliminare di progetto.

Tenendo conto della (1), il termine  $E_{Dj}$  può essere espresso come:

$$E_{Dj} = \int_0^{t_{d,max}} c_j |\dot{v}_j|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{v}_j) \dot{v}_j dt \quad (4)$$

essendo:  $t_{d,max}$  = istante in cui è operato il calcolo dell’energia, assunto coincidente con quello in cui si registra il massimo spostamento del piano  $j$ -esimo (Sorace e Terenzi 1999, 2003a);  $c_j$  = coefficiente di smorzamento globale, dato dalla somma dei contributi degli  $n$  dispositivi posti alla quota considerata;  $\dot{v}_j$  = velocità relativa del  $j$ -esimo piano. Dalla nota trattazione proposta in (Uang e Bertero 1988),  $E_{Ij}$  risulta:

$$E_{Ij} = \int_0^{t_{d,max}} m_j \ddot{v}_g dv_g \quad (5)$$

in cui:  $m_j$  = massa associata al  $j$ -esimo piano;  $\ddot{v}_g$  = accelerazione assoluta del  $j$ -esimo piano;  $v_g$  = spostamento del terreno.

Come premesso, il processo di calibrazione del coefficiente di smorzamento globale di piano prende avvio da un’iniziale stima dell’energia d’ingresso,  $E_{Ij}^{wd}$ , relativa alla struttura già includente le aste di controvento ed i dispositivi dotati della sola funzione elastica. Al fine di attribuire un valore di partenza alla rigidezza di secondo ramo,  $k_2$  può essere fissato nell’ordine di 0,8-1 kN/mm, ossia a cavallo del valor medio dell’intervallo di variabilità dello stesso parametro, ristretto a [0,6, 1,2] kN/mm per i dispositivi in commercio di caratteristiche più ricorrenti per l’impiego nel sistema a controventi dissipativi (Jarret SL 2008). L’influenza di  $k_2$  all’interno di questo piccolo intervallo è, peraltro, assai limitata in termini di risposta strutturale d’insieme. Il valore finale di  $k_2$  è successivamente individuato da catalogo, una volta stabilito il tipo di dispositivo a conclusione della fase preliminare di progetto.

La determinazione del coefficiente  $c$  di piano avviene tramite un processo iterativo, generalmente convergente in non più di due iterazioni, da sviluppare per ciascuna delle due direzioni principali in pianta dell’edificio, secondo le quali l’azione sismica è introdotta nel modello. Nel caso di strutture con caratteristiche relativamente simili secondo le due direzioni, l’analisi può essere limitata ad una soltanto, estendendo alla restante i risultati così ottenuti. Di seguito sono sintetizzati i cinque passi costituenti il processo iterativo.

### Passo 1 (k=1)

Valutazione dell'energia dissipata di piano di prima iterazione:

$$\beta_j \bar{E}_{ij}^0 = \bar{E}_{Dj}^1$$

e del corrispondente coefficiente  $c_j$ :

$$c_j^1 = \frac{\beta_j \int_0^{t_{d,max}} m_j \ddot{v}_{ij}^0 \dot{v}_g dt \cdot \int_0^{t_{d,max}} |\dot{v}_j^0|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{v}_j^0) \dot{v}_j^0 dt}{\left( \int_0^{t_{d,max}} |\dot{v}_j^0|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{v}_j^0) \dot{v}_j^0 dt \right)^2}$$

### Passo 2

Sviluppo di una nuova analisi adottando, piano per piano, la serie di valori  $c_j^1$  di prima iterazione, e successiva valutazione delle accelerazioni, delle velocità e degli spostamenti:

$$\ddot{v}_j^1; \dot{v}_j^1; v_j^1.$$

Calcolo dei nuovi valori delle energie:

$$\bar{E}_{Dj}^1 = \int_0^{t_{d,max}} c_j^1 |\dot{v}_j^1|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{v}_j^1) \dot{v}_j^1 dt; \bar{E}_{ij}^1 = \int_0^{t_{d,max}} m_j \dot{v}_{ij}^1 \dot{v}_g dt$$

e verifica del rapporto:  $\bar{\beta}_j^1 = \frac{\bar{E}_{Dj}^1}{\bar{E}_{ij}^1}$ .

### Passo 3

Se risulta:  $\frac{|\bar{\beta}_j^1 - \beta_j|}{\beta_j} \leq \varepsilon_j$ , con  $\varepsilon_j$  = tolleranza prestabilita all'inizio dell'analisi  $\Leftrightarrow c_j^1 = c_j$ , ed

il processo è concluso.

Altrimenti ci si trasferisce al passo 4.

### Passo 4 (k=2:n)

Si conduce nuovamente il calcolo di cui al passo 1, aggiornando il contatore d'iterazione:

$$\beta_j \bar{E}_{ij}^{(k-1)} = \bar{E}_{Dj}^k;$$

$$c_j^k = \frac{\beta_j \int_0^{t_{d,\max}} m_j \dot{v}_{ij}^{(k-1)} \dot{v}_g dt \cdot \int_0^{t_{d,\max}} |\dot{v}_j^{(k-1)}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{v}_j^{(k-1)}) \dot{v}_j^{(k-1)} dt}{\left( \int_0^{t_{d,\max}} |\dot{v}_j^{(k-1)}|^\alpha \operatorname{sgn}(\dot{v}_j^{(k-1)}) \dot{v}_j^{(k-1)} dt \right)^2}$$

#### Passo 5.

Con i valori di  $c_j^k$  calcolati al passo 4 si avvia una nuova analisi procedendo come ai passi 2-4, sino a convergenza.

Ai fini di una corretta e rapida applicazione del metodo possono essere utili due osservazioni. La prima riguarda la più opportuna scelta della serie di coefficienti  $\beta_j$  da introdurre nell'equazione (3). Questi possono essere stabiliti sulla base dei rapporti di riduzione degli spostamenti relativi massimi di piano (nel seguito denominati  $ID_{j,\max}$ ) richiesti in sede di progetto, passando dalla configurazione non protetta (contraddistinta dall'apice "np") a quella protetta (apice "p"). Tali rapporti sono così definiti:  $r_{IDj} = ID_{j,\max}^{np} / ID_{j,\max}^p$ . In tal modo, il metodo

porta ad un diretto soddisfacimento degli obiettivi di prestazione in termini di spostamento, come richiesti dagli stati limite di esercizio (gli stati limite di operatività – SLO, e di danno – SLD, secondo le nuove Norme tecniche per le costruzioni – N.T.C. 2008). Sulla base degli studi numerici condotti al riguardo (Sorace e Terenzi 2008a), in riferimento al piano sottoposto alla massima domanda di spostamento per la struttura originaria, detto  $\beta_{\max}$  il corrispondente rapporto di energia, sono suggeriti i seguenti valori di tentativo per gli intervalli dell'indice  $r_{ID}$  di pratico interesse:

$\beta_{\max} = 0,3$  per  $r_{ID} = 2 \div 2,8$ ,  $\beta_{\max} = 0,4$  per  $r_{ID} = 2,8 \div 3,5$ , e  $\beta_{\max} = 0,5$  per  $r_{ID} = 3,5 \div 4,2$ , nel caso di strutture di acciaio;

$\beta_{\max} = 0,5$  per  $r_{ID} = 1,5 \div 1,8$ ,  $\beta_{\max} = 0,6$  per  $r_{ID} = 1,8 \div 2,2$ , e  $\beta_{\max} = 0,7$  per  $r_{ID} = 2,2 \div 2,5$ , relativamente a strutture di cemento armato.

Tali valori di  $\beta_{\max}$  devono essere accresciuti di circa il 15%, per gli stessi intervalli di variazione di  $r_{IDj}$  quando non sia previsto il posizionamento di controventi dissipativi all'ultimo piano dell'edificio.

Per costruzioni di media altezza, una volta stabilito  $\beta_{\max}$ , i valori dei coefficienti  $\beta_j$  per i restanti piani possono essere fissati tenendo conto di una suddivisione in tre zone della struttura in elevazione (ad esempio, il primo ed il secondo piano; il terzo ed il quarto; ed il quinto ed il sesto, rispettivamente, in un fabbricato di sei piani). In particolare, per edifici regolari in altezza, considerato l'andamento dei tipici profili dei massimi dell'energia e degli spostamenti relativi di piano, i coefficienti  $\beta_j$  possono essere posti uguali a  $\beta_{\max}$  per i piani appartenenti alla zona centrale, ed essere ridotti a valori pari a  $\beta_j = 0,7 \div 0,8 \beta_{\max}$ , per quelli della zona inferiore, ed a  $\beta_j = 0,3 \div 0,4 \beta_{\max}$ , per quelli situati superiormente. Quando il sistema di protezione non viene installato su questi ultimi, per ottenere effetti di riduzione della risposta simili a quelli relativi al caso di controventi collocati su tutto lo sviluppo verticale della struttura, è preferibile assumere coefficienti  $\beta_j$  pari a  $\beta_{\max}$  anche per i piani inferiori.



Nel caso di edifici irregolari, oppure con numero di piani superiore a sette, si deve procedere ad una più articolata ripartizione in zone secondo l'altezza, da stimare caso per caso in riferimento ai profili dei massimi dell'energia d'ingresso e degli spostamenti relativi di piano.

Il secondo aspetto da sottolineare in fase preliminare di progetto riguarda la dimensione di tentativo da attribuire alle aste diagonali in acciaio costituenti i supporti dei dispositivi. Un procedimento speditivo di dimensionamento si basa sull'assegnazione ad esse di circa il 50% del taglio di piano calcolato in riferimento alla struttura nuda soggetta al terremoto relativo allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV, secondo le N.T.C. 2008). Per un'ampia casistica di edifici esaminati, tale stima empirica ha consentito di approssimare accettabilmente l'aliquota di taglio di piano assorbita dal sistema nella configurazione finale di progetto. Lievi modifiche alle sezioni delle aste possono peraltro essere facilmente apportate in sede di verifica conclusiva, con incidenza trascurabile sulla risposta d'insieme della struttura protetta.

Una volta individuati i coefficienti di smorzamento da assegnare, piano per piano, ai dispositivi, prima di procedere allo svolgimento della fase finale, è necessario selezionare gli apparecchi di catalogo in grado di assicurare tali valori. Si osserva che le caratteristiche dissipative sono fornite in termini di energia nominale massima,  $E_n$ , e del corrispondente coefficiente di smorzamento massimo ottenibile,  $c_{max}$  (valori generalmente riferiti alla velocità di deformazione convenzionalmente conseguibile in prove d'impatto, pari a 2 m/s). Risulta, così, immediatamente identificabile il tipo di dispositivo necessario. Nei casi in cui il coefficiente di smorzamento derivante dall'analisi di progetto sia apprezzabilmente inferiore al valore massimo caratterizzante il tipo di apparecchio prescelto, è possibile richiedere al produttore un valore più vicino a quello derivante dall'analisi preliminare, ed eventualmente coincidente con questo. Ciò è ottenibile tramite un'opportuna taratura dello spazio anulare compreso tra la testa del pistone e la superficie interna del serbatoio, attraverso il quale avviene il flusso, mantenendo inalterate le restanti caratteristiche tecniche del dispositivo, e dunque anche i costi di fornitura.

La fase di verifica finale contempla l'esecuzione delle relative analisi dinamiche non lineari mediante il modello computazionale della struttura inclusivo della componente "dissipatore" dei vari apparecchi, caratterizzata dai valori di  $c$  ottenuti in sede preliminare, tenendo conto delle osservazioni sopra esposte. Devono essere svolte le analisi per i diversi stati limite previsti dalla normativa, e condotte le relative verifiche di deformabilità o di resistenza.

Utilizzando le opzioni offerte da alcuni programmi a diffusione commerciale (tra cui SAP2000NL – CSI 2008), l'elaborazione di calcolo si mantiene in limiti di onere computazionale e tempi di svolgimento comparabili a quelli di analisi totalmente elastiche se la soluzione viene condotta con il metodo "FNA" (Fast Non-linear Analysis – Wilson 2004), in luogo dell'integrazione diretta al passo delle equazioni del moto, come già osservato nel precedente articolo degli autori in questo volume. Il metodo FNA nasce, infatti, proprio per i casi in cui, come nei sistemi avanzati di protezione sismica, le non linearità di comportamento meccanico si concentrino in un numero estremamente limitato di gradi di libertà, rispetto al numero totale posseduto, nel suo insieme, dal sistema strutturale. Sperimentazioni numeriche svolte al riguardo (Sorace et al. 2006) mostrano la totale sovrapposizione tra le soluzioni fornite dai metodi FNA e per integrazione al passo, con tempi scalati di almeno due ordini di grandezza a favore del primo.

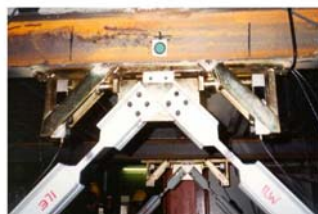
### 2.3 Verifiche sperimentali

Tra le attività sperimentali condotte sul sistema, sono qui proposti alcuni cenni alle campagne di prova sviluppate, mediante il metodo pseudodinamico, presso il Laboratorio ELSA del Joint Research Centre di Ispra, nell'ambito del Progetto "DISPASS" ("Dissipation and Isolation PASSive Systems Study") coordinato dall'Università di Udine, già menzionato nel precedente capitolo degli autori. Le attività concernenti il sistema a controventi dissipativi hanno riguardato due strutture intelaiate a tre piani e due campate (Figura 2), rispettivamente di acciaio in scala 2:3 (oggetto anche di prove con sottostrutturazione, nell'ipotesi di applicazione alla stessa del sistema d'isolamento e dissipazione alla base BISD), e di cemento armato in scala reale. In entrambi i casi i controventi sono stati inseriti in una sola campata, estendendoli all'intera altezza per la struttura di acciaio, ed ai soli primi due piani, per quella di cemento armato. Questa seconda configurazione è stata prescelta al fine di valutare il livello di beneficio conseguibile senza il coinvolgimento del piano meno sollecitato, nell'ipotesi di limitare di un terzo i costi dell'intervento.



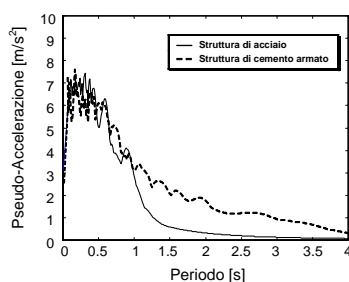
**Figura 2.** Viste fotografiche delle strutture di acciaio e di cemento armato dotate del sistema a controventi dissipativi, sperimentate nell'ambito del Progetto DISPASS.

In Figura 3 sono mostrate immagini delle coppie di dispositivi collocate in una maglia di ciascuna delle due strutture. Nel caso di quella in acciaio, gli elementi triangolari posti tergalmente agli apparecchi hanno la funzione di aggiuntivi supporti per la strumentazione introdotta al fine di rilevarne localmente la risposta (celle di carico e trasduttori di spostamento).



**Figura 3.** Viste fotografiche di coppie di dispositivi installati nelle due strutture.

La struttura di acciaio, con campate di luce pari a 4 metri e piani di 2 metri di altezza, è costituita da due telai in profilati IPE 180 e pilastri HEB 140, situati ad una distanza mutua di 2 metri, ed impalcati in lamiera grecata e soletta collaborante di cemento armato. Originariamente progettata per condizioni di bassa sismicità, nell'ambito del progetto DISPASS ne sono state previste alcune soluzioni di miglioramento sismico, tra cui quella con i controventi dissipativi in oggetto, riferite ad una più elevata azione di progetto, caratterizzata da un'accelerazione di picco al suolo pari a 0,3 g. In relazione alla massima richiesta di spostamento relativo di piano rilevata, in condizioni originarie, per il secondo impalcato, ai fini progettuali sono state formulate due diverse ipotesi, volte ad una riduzione di spostamento quantificata da un rapporto  $r_{ID_2}$  rispettivamente pari a circa 2,5 (ipotesi a), ed a circa 4 (b). Ciò ha portato a stabilire i seguenti coefficienti di tentativo  $\beta_{max}$  per il secondo piano:  $\beta_2 = \beta_{max} = 0,33$  (a), e  $\beta_2 = \beta_{max} = 0,5$  (b), in accordo con quanto suggerito nel paragrafo 2.2. I coefficienti di smorzamento corrispondenti a tali valori risultano:  $c_2 = 1,76 \text{ kN}\cdot(\text{s}/\text{mm})^\alpha$  (a), e  $c_2 = 2,94 \text{ kN}\cdot(\text{s}/\text{mm})^\alpha$  (b), per  $\alpha = 0,15$ . In base alle caratteristiche dei dispositivi di corrente produzione sono stati prescelti dissipatori Jarret del tipo BC1BN e BC1DN (sintetizzati, nel seguito, in "B" e "D"), rispettivamente. Poiché i dispositivi di classe B sono i più piccoli di catalogo utilizzabili per applicazioni di controventamento dissipativo, nel caso (a) sono stati automaticamente installati anche al primo ed al terzo piano. Nell'ipotesi (b) è stato invece possibile differenziare i rapporti  $\beta_i$  per tali due livelli, stabilendo i seguenti valori:  $\beta_1 = 0,8 \cdot \beta_2 = 0,4$ , e  $\beta_3 = 0,3 \cdot \beta_2 = 0,15$ . Per entrambi i piani, la migliore approssimazione dei coefficienti  $c_1$  e  $c_3$  derivanti da tali assunzioni risulta, comunque, ancora fornita dagli elementi di tipo B. Riassumendo, l'ipotesi d'intervento (a) ha previsto elementi B a tutti i piani (soluzione "BBB"), mentre la seconda presenta dispositivi D al secondo e B al primo ed al terzo ("BDB"). In Figura 4 è mostrato lo spettro di risposta elastico, al 5% di smorzamento viscoso lineare equivalente, dell'accelerogramma utilizzato nella sperimentazione, in sovrapposizione a quello relativo al segnale d'ingresso utilizzato per la struttura di cemento armato. La campagna d'indagine è consistita nelle seguenti quattro prove pseudodinamiche (Sorace e Terenzi 2003a, 2008a, Molina et al. 2004): (1) in condizioni originarie, con l'azione scalata a 0,3 g, corrispondente al terremoto base di progetto (BSE-1, secondo la dizione propria del documento FEMA 356, 2000, assunto a riferimento per le analisi di prestazione durante lo svolgimento del Progetto), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni; (2) in configurazione protetta BBB, per lo stesso livello dell'azione; (3) come (2), ma in configurazione BDB; (4) come (3), con ampiezza dell'azione pari a 0,45 g, corrispondente all'evento massimo considerato (BSE-2), con probabilità di superamento del 2% in 50 anni.



**Figura 4.** Spettri di risposta elastici degli accelerogrammi utilizzati per le campagne sperimentali sulle due strutture.

In Tabella 1 sono riportati i risultati ottenuti, per le quattro prove, in termini di spostamenti relativi massimi di piano  $ID_{j,max}$ , tagli massimi di piano  $V_{j,max}$ , ed aliquote di  $V_{j,max}$  assorbite dai dispositivi fluido-viscosi,  $V_{j,max}^d$  (misurate dalle celle di carico collegate ai pistoni dei dispositivi), e dalla struttura,  $V_{j,max}^f$  (valutate per differenza fra  $V_{j,max}$  e  $V_{j,max}^d$ ).

**Tabella 1.** Risultati sperimentali in termini di spostamenti relativi di piano, tagli di piano e aliquote di questi ultimi assorbite dai dispositivi e dalla struttura di acciaio.

<b>Prova</b>	<b>Piano</b>	$ID_{j,max}$ (mm)	$V_{j,max}$ (kN)	$V_{j,max}^f$ (kN)	$V_{j,max}^d$ (kN)
BSE-1 Non protetta	1	17.8	231	–	–
	2	26.3	202	–	–
	3	20.7	140	–	–
BSE-1 Protetta – BBB	1	8.5	151	123	28
	2	10.0	113	78	35
	3	6.4	63	42	21
BSE-1 Protetta – BDB	1	5.9	112	88	24
	2	6.7	82	51	31
	3	4.5	55	35	20
BSE-2 Protetta – BDB	1	11.9	274	177	97
	2	14.6	199	116	83
	3	10.9	136	84	52

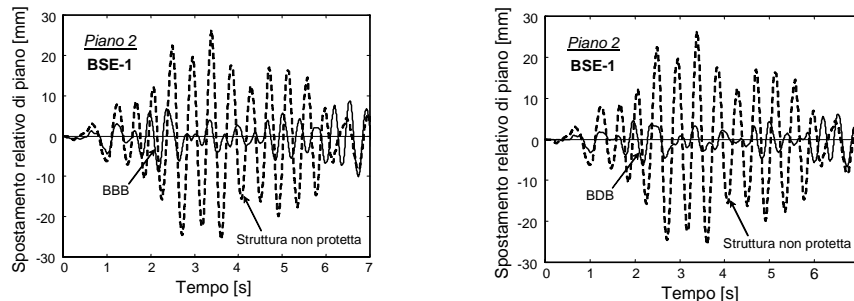
Tali dati pongono in evidenza che:

- il massimo spostamento del secondo piano per l'azione scalata all'intensità BSE-1 è pari a 26,3 mm, 10 mm e 6,7 mm, rispettivamente, in condizioni originarie e nelle configurazioni BBB e BDB. Ciò dà luogo a rapporti  $r_{ID_2}$  pari a 2,6 (BBB), e 3,93 (BDB), molto prossimi ai valori 2,5 e 4 assunti come obiettivi di prestazione nelle due ipotesi;
- ancora in riferimento al livello BSE-1 dell'azione, per il primo ed il terzo piano risultano i seguenti rapporti  $r_{ID}$ :  $r_{ID_1} = 2,09$  (BBB) e 3,02 (BDB);  $r_{ID_3} = 3,23$  (BBB) e 4,6 (BDB);
- per l'ampiezza BSE-2 gli spostamenti di piano sono ridotti del 33%, 45%, e 47%, per il primo, secondo e terzo piano, rispetto ai corrispondenti valori ottenuti nel caso della struttura nuda per l'intensità BSE-1; tali riduzioni implicano un comportamento elastico in configurazione protetta anche per tale livello estremo dell'azione, con significativi margini nei confronti dello spostamento nominalmente corrispondente al raggiungimento della tensione limite di snervamento nei pilastri, pari a 19,5 mm;
- in termini di deformata complessiva della struttura, si registra anche una riduzione delle differenze degli spostamenti relativi, in condizioni protette, al passare da un piano al successivo. Infatti, il rapporto tra  $ID_{2,max}$  ed  $ID_{1,max}$  è pari a: 1,48 per la struttura originaria;

1,17 per la configurazione BBB e l'azione scalata al livello BSE-1; 1,13 per la configurazione BDB ed il livello BSE-1; 1,22 per la configurazione BDB ed il livello BSE-2. Analoghe riduzioni si hanno per il rapporto tra  $ID_{2,max}$  ed  $ID_{3,max}$ ;

- le riduzioni in termini di taglio di piano, come definito dall'indice  $r_{V_j} = V_{j,max}^{np} / V_{j,max}^f$ , essendo  $V_{j,max}^{np}$  i valori dei tagli sulla struttura non protetta, sono pari a:  $r_{V_1} = 1,53$  (BBB), 2,06 (BDB);  $r_{V_2} = 1,79$  (BBB), 2,46 (BDB);  $r_{V_3} = 2,22$  (BBB), 2,55 (BDB);
- i benefici indotti dall'intervento sulle membrature strutturali possono essere direttamente quantificati dal calcolo separato dei rapporti  $r_{V_j}$  corrispondenti alle aliquote dei tagli di piano a carico dei telai,  $V_{j,max}^f$ , definiti come:  $r_{V_j}^f = V_{j,max}^{np} / V_{j,max}^f$ . Per i diversi piani risulta:  $r_{V_1}^f = 1,88$  (BBB), 2,63 (BDB);  $r_{V_2}^f = 2,59$  (BBB), 3,96 (BDB);  $r_{V_3}^f = 3,3$  (BBB), 4 (BDB). Tali valori corrispondono a riduzioni percentuali comprese tra il 47% ed il 70% per la configurazione BBB, e tra il 62% ed il 75% per la BDB, dalle quali si originano proporzionali decrementi medi degli stati di tensione su travi e pilastri.

A titolo d'esempio grafico dei risultati ottenuti dalla sperimentazione, in Figura 5 sono mostrate, in sovrapposizione, le storie di spostamento relativo del secondo piano in condizioni originarie e nelle due configurazioni protette, per l'ampiezza BSE-1. Per ulteriori dati sulla sperimentazione, le corrispondenti simulazioni numeriche e le analisi interpretative in termini di prestazione sismica, si rimanda al riferimento (Sorace e Terenzi 2008a).



**Figura 5.** Confronto fra le storie di spostamento relativo del secondo piano della struttura di acciaio in configurazione originaria e nelle condizioni protette BBB e BDB, per il livello BSE-1 dell'azione.

La struttura di cemento armato è costituita da due telai posti ad una distanza mutua di 4,56 metri, con piani di altezza pari a 2,82 metri (primo) e 2,94 metri (secondo e terzo), e luci di ampiezza 6 e 4 metri. Gli impalcati sono di tipo latero-cementizio e le travi principali sono in spessore di solaio, con larghezza di 100 cm ed altezza di 24 cm. Le colonne hanno tutte sezioni di 40 cm x 40 cm. La struttura è stata progettata conformemente al decreto ministeriale 24.1.1986 attuativo della Legge 64/1974, per un'accelerazione di picco al suolo di 0,25 g. I dettagli costruttivi geometrici e di armatura tipici di quel decreto, non in grado di soddisfare le richieste di duttilità delle più recenti normative, rendono la struttura di prova rappresentativa di

un'ampia casistica di edifici intelaiati in cemento armato progettati in Italia nell'arco di un decennio, sino all'avvento del successivo decreto ministeriale del 16.1.1996. Le analisi numeriche di accertamento della prestazione della struttura, condotte mediante l'accelerogramma assunto nella sperimentazione, hanno mostrato una richiesta di spostamento relativo del secondo piano di circa 43 mm, per l'evento scalato all'ampiezza BSE-1, corrispondente ad un valore normalizzato all'altezza interpiano pari all'1,53%. L'obiettivo di progetto è consistito, in questo caso, nel ridurre tale richiesta al disotto dell'1%, ricercando un rapporto  $r_{ID2}$  nell'ordine di 1.6÷1.8. Tenendo conto dell'ipotesi d'inserimento dei controventi dissipativi sui soli primi due piani, è stato adottato per entrambi un rapporto di energia  $\beta$  pari a 0,6, che ha portato alle seguenti richieste in termini di coefficienti di smorzamento:  $c_2 = 5.87 \text{ kN}\cdot(\text{s/mm})^\alpha$ ,  $c_1 = 5.76 \text{ kN}\cdot(\text{s/mm})^\alpha$  ( $\alpha=0,15$ ). I dispositivi Jarret di catalogo in grado di assicurare tali valori sono del tipo BC1FN, caratterizzati da  $c = 6 \text{ kN}\cdot(\text{s/mm})^\alpha$ .

Il programma sperimentale si è articolato nelle seguenti quattro prove pseudodinamiche (Sorace e Terenzi 2004a, 2008a, Molina et al. 2004): (1) in condizioni originarie, con l'azione scalata all'intensità BSE-1 di 0,25 g; (2) in configurazione protetta, per lo stesso livello dell'azione; (3) come (2), ma con l'accelerogramma in ingresso scalato all'80% in ampiezza, al fine di simulare un evento con una probabilità di superamento del 20% in 50 anni (denominato IE-1); (4) come (2), ma con l'accelerogramma amplificato al 120%, per simulare un evento con probabilità di superamento del 5% in 50 anni (IE-2). I dati di risposta sono riepilogati in Tabella 2, per le stesse grandezze utilizzate in Tabella 1 con riguardo alla struttura di acciaio.

**Tabella 2.** Risultati sperimentali in termini di spostamenti relativi di piano, tagli di piano e aliquote di questi ultimi assorbite dai dispositivi e dalla struttura di cemento armato.

<b>Prova</b>	<b>Piano</b>	<b>ID<sub>j,max</sub></b> (mm)	<b>V<sub>j,max</sub></b> (kN)	<b>V<sub>j,max</sub><sup>f</sup></b> (kN)	<b>V<sub>j,max</sub><sup>d</sup></b> (kN)
BSE-1 Non protetta	1	30.7	496	–	–
	2	43.1	434	–	–
	3	31.0	300	–	–
BSE-1 Protetta	1	17.0	466	360	106
	2	25.2	390	312	78
	3	27.5	309	309	–
IE-1 Protetta	1	11.8	325	266	59
	2	16.7	256	208	48
	3	21.6	213	213	–
IE-2 Protetta	1	22.9	681	516	165
	2	29.2	634	476	158
	3	35.1	381	381	–

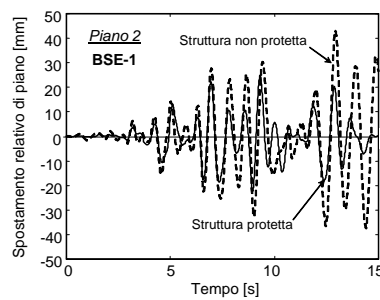
I risultati in Tabella 2 forniscono le seguenti indicazioni:

- i massimi spostamenti relativi di piano rilevati nelle prove con ampiezza BSE-1, pari a 43,1 mm (secondo piano) e 30,7 mm (primo), in condizioni originarie, ed a 25,2 mm (secondo

piano) e 17 mm (primo), in configurazione protetta, corrispondono a rapporti  $r_{ID_2} = 1,71$  e  $r_{ID_1} = 1,8$ , entrambi ricompresi nel ricercato intervallo 1.6÷1.8. Anche per la struttura in cemento armato, dunque, il valore suggerito per  $\beta_{max}$  ha consentito di ottenere le riduzioni di spostamento assunte ad obiettivo;

- in aggiunta ai due piani interessati dall'installazione dei controventi dissipativi, benefici non trascurabili si ottengono anche per l'ultimo livello, con un rapporto di spostamento  $r_{ID_3}$  pari a 1,13 (31 mm su 27,5 mm) per l'evento BSE-1; in conseguenza di tale riduzione, lo spostamento relativo normalizzato del terzo piano risulta uguale allo 0,94%, e dunque al di sotto della soglia dell'1% adottata quale limite di prestazione per il secondo piano;
- tale soglia è superata di circa il 20% soltanto nella prova IE-2 con ampiezza scalata al 120%, dando luogo ad una minima attività plastica; al contempo, la risposta dei primi due piani resta elastica anche per questa entità massima dell'azione;
- il picco di spostamento registrato dal terzo piano nella prova IE-2 è, comunque, del 19% inferiore al valore attinto dal secondo in condizioni non protette al livello BSE-1;
- il rapporto tra  $ID_{2,max}$  e  $ID_{3,max}$  è uguale a 1,42 per la struttura nuda, mentre il rapporto tra  $ID_{3,max}$  e  $ID_{2,max}$  non supera il valore 1,21 nelle tre prove in presenza dei controventi; ne deriva, di conseguenza, una regolarizzazione dei profili di spostamento lungo l'altezza, pur non coinvolgendo nell'intervento il terzo piano;
- i rapporti tra i tagli di piano, come definiti per la struttura di acciaio, risultano:  $r_{V_1} = 1,07$ ,  $r_{V_2} = 1,11$ ; e  $r_{V_1}^f = 1,38$ ,  $r_{V_2}^f = 1,39$ . Pertanto, a fronte delle variazioni relativamente modeste registrate sui valori complessivi nel passaggio a condizioni protette, le riduzioni in termini di frazioni assorbite dalla struttura sono circa del 28% per entrambi i piani. Il taglio resta, altresì, praticamente inalterato per il terzo, come previsto dall'analisi di progetto.

Analogamente a quanto mostrato in Figura 5 per la struttura di acciaio, in Figura 6 sono riprodotte le storie di spostamento relativo del secondo impalcato in condizioni originarie e protette. Anche in questo caso, più dettagliate informazioni sulla sperimentazione e sulle analisi interpretative svolte possono essere trovate in (Sorace e Terenzi 2008a).

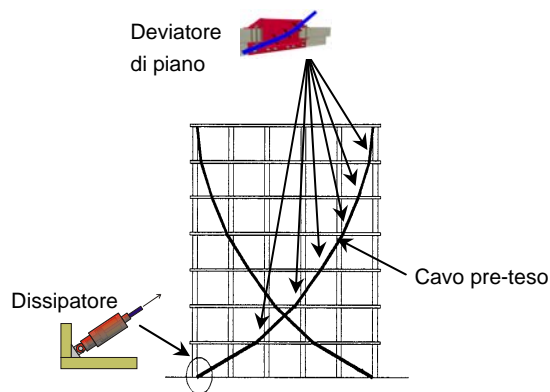


**Figura 6.** Confronto fra le storie di spostamento relativo del secondo piano della struttura di cemento armato in configurazione originaria ed in condizioni protette, per il livello BSE-1 dell'azione.

### 3 Il sistema a cavi smorzanti

#### 3.1 Caratteristiche generali e modellazione

Il sistema a cavi smorzanti è costituito da coppie di cavi pretesi, simmetricamente disposti rispetto ai telai in cui sono inseriti, ognuno dei quali è collegato all'estremità inferiore ad un dissipatore fluido-viscoso pressurizzato, ancorato alla fondazione, e superiormente ad uno dei più elevati solai di piano, con contatti scorrevoli in corrispondenza dei restanti impalcati. Tali contatti sono realizzati mediante opportuni deviatori che consentono, inoltre, di determinare la geometria dei cavi lungo l'altezza dell'edificio. L'interazione tra cavi e telai ai vari livelli, unitamente all'azione smorzante offerta dai dispositivi fluido-viscosi, dà luogo ad un efficace controllo progettuale della prestazione strutturale sotto sisma. In Figura 7 è mostrato uno schema generale del sistema, originariamente concepito e definito nelle sue linee essenziali in (Pekcan et al. 2000a,b), e successivamente analizzato sotto i profili sperimentale, di modellazione, progettuale, tecnologico, di produzione industriale e di pratica installazione (Behloul et al. 2001, Sorace e Terenzi 2001b, 2003b,c) nell'ambito del Progetto di ricerca europeo "SPIDER" (Strand Pre-stressing for Internal Damping of Earthquake Response).



**Figura 7.** Schema di disposizione dei cavi dissipativi all'interno di una struttura intelaiata.

Le caratteristiche sopra esposte sottolineano come la tecnologia a cavi smorzanti operi sulla deformata globale sotto sisma delle strutture in cui viene installata, essendo l'estensione totale del cavo, così come lo spostamento del dispositivo, direttamente proporzionale alla somma degli spostamenti relativi di piano dell'edificio. In tal senso, si tratta di un sistema duale a quello a controventi dissipativi, esaminato nei precedenti paragrafi, che si basa sullo sfruttamento dei singoli spostamenti interpiano. I cavi smorzanti risultano pertanto particolarmente efficaci per interventi di miglioramento o adeguamento sismico di strutture a telaio caratterizzate da una limitata deformabilità alla traslazione orizzontale, non infrequente negli edifici pre-normativi o progettati con norme tecniche di prima generazione. Tali edifici, infatti, ancorché inadeguati rispetto alle attuali richieste di prestazione, risultano tuttavia scarsamente deformabili in quanto massicci, robustamente tamponati o contenenti nuclei irrigidenti in muratura (situazioni tipiche di fabbricati in cemento armato), oppure perché già dotati di sistemi contro-



ventanti, pur se progettati per la sola azione del vento o per livelli sismici inferiori a quelli oggi previsti (costruzioni in acciaio). Nell'insieme, queste configurazioni, che annoverano edifici non soltanto a destinazione d'uso civile, ma anche industriale, commerciale o produttiva, rappresentano le tipologie preferenziali di applicazione del sistema. Ciò nondimeno, pur essendo quello dell'intervento sull'esistente il principale campo d'impiego, la tecnologia in oggetto può essere proficuamente introdotta anche nel progetto di strutture di nuova realizzazione che siano caratterizzate, per motivi architettonici o costruttivi, da una limitata deformabilità relativa di piano.

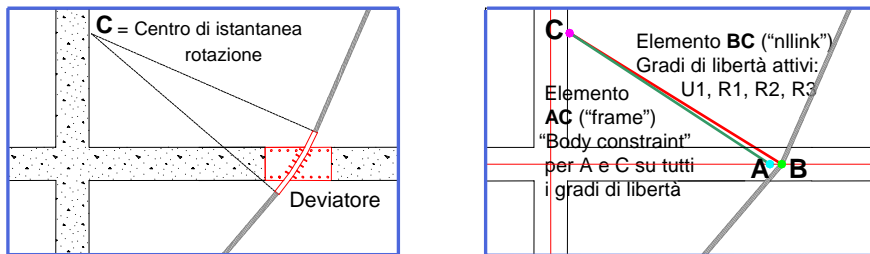
Rispetto al sistema a controventi dissipativi, quello a cavi smorzanti si caratterizza dunque per un numero decisamente più contenuto di dispositivi da inserire, pari a due, anziché a due volte il numero dei piani coinvolti nell'intervento, per ogni allineamento verticale interessato. Ovviamente, a fronte di una quantità così ridotta, gli apparecchi risultano di dimensioni considerevolmente maggiori. Nel complesso, i costi delle due tecnologie risultano comparabili, a parità di obiettivi di prestazione perseguiti (Sorace e Terenzi 2008b). Eventuali differenze di una certa entità possono registrarsi, in casi particolari, essenzialmente a causa della diversità delle opere accessorie richieste per l'installazione, o degli interventi di rinforzo degli elementi della struttura originaria che non pervengano autonomamente a condizioni di sicurezza a seguito dell'inserimento di uno dei due sistemi di protezione.

La pre-tensione da assegnare ai cavi è calibrata in modo che questi restino permanentemente a contatto con gli impalcati (e dunque, che rispondano sempre in trazione), anche per il massimo livello dell'azione sismica previsto in sede di progetto. I dispositivi sono, a loro volta, reagenti a pura trazione. La pressurizzazione di ciascun apparecchio è realizzata in questo caso non in stabilimento, bensì in opera, contestualmente alla messa in tensione del cavo collegato. Per ragioni di equilibrio del sistema in serie dissipatore+cavo, il pre-carico statico  $F_{0d}$  del primo deve risultare pari alla forza di pre-tensione  $F_{0c}$  del secondo. Il comune valore di tali forze rappresenta un parametro di progetto del sistema, cui si aggiungono il coefficiente di smorzamento  $c$  del dispositivo, nonché la forma geometrica e l'area  $A_c$  del cavo. Inoltre, diversamente dal caso dei controventi dissipativi, la rigidità di secondo ramo dei dispositivi,  $k_2$ , risulta stavolta un'esplicita variabile di progetto, poiché la funzione "molla" contribuisce a determinare la complessiva rigidità del sistema, pariteticamente alla rigidità assiale del cavo.

Dal punto di vista della modellazione computazionale, l'aspetto maggiormente influenzante la corretta riproduzione della risposta del sistema è rappresentato dai contatti scorrevoli di piano, i quali costituiscono la prima fonte di non linearità del problema numerico, unitamente a quella, di tipo costitutivo, legata al comportamento dei dissipatori viscosi. Ad un livello di simulazione numerica massimamente raffinato, l'interazione tra cavo ed impalcati può essere riprodotta utilizzando elementi finiti propriamente "di contatto", presenti nelle librerie di base di programmi non lineari multi-obiettivo, nella fattispecie atti a simulare lo scorrimento relativo del corpo cilindrico del cavo all'interno della superficie tubolare coassiale del deviatore. Peraltro, i fitti reticoli di elementi isoparametrici necessari a modellare il tratto interessato del cavo e la superficie del deviatore, in aggiunta ai connettori non lineari che controllano lo stato del contatto ad ogni passo del processo d'integrazione numerica, rendono proibitiva una tale soluzione nel contesto di analisi dinamiche al passo da sviluppare a scopi progettuali.

Al fine di rendere la tecnologia a cavi smorzanti efficacemente modellabile anche con programmi di calcolo strutturale ad ampia diffusione nella comunità professionale, come il già

ricordato SAP2000NL (CSI 2008), il contatto può essere riprodotto concentrandone l'effetto in un singolo punto, sdoppiato in un nodo scorrevole (solidale al cavo) ed uno "fisso" (solidale all'impalcato), caratterizzati dalla stessa posizione geometrica iniziale. L'ipotesi sottintesa è che il tratto del cavo a contatto fisico con la guida interna del deviatore presenti un atto di moto rigido attorno al centro d'istantanea rotazione del deviatore stesso (Sorace e Terenzi 2006). Il modello così definito è mostrato in Figura 8, nella trasposizione dal dettaglio strutturale al corrispondente schema agli elementi finiti, dove l'elemento BC rappresenta un collegamento elastico ("nlink") ad elevata rigidezza tra il centro di curvatura C ed il nodo di contatto scorrevole B. Tale collegamento produce un effetto "puleggia" che obbliga B a muoversi secondo una traiettoria definita dalla forma del deviatore. L'azione esercitata dal cavo è trasferita alla struttura mediante l'asta rigida AC, che connette C al nodo di contatto fisso A. A tale asta è attribuito un vincolo cinematico ("body constraint") che impone l'uguaglianza degli spostamenti e delle rotazioni dei due nodi.

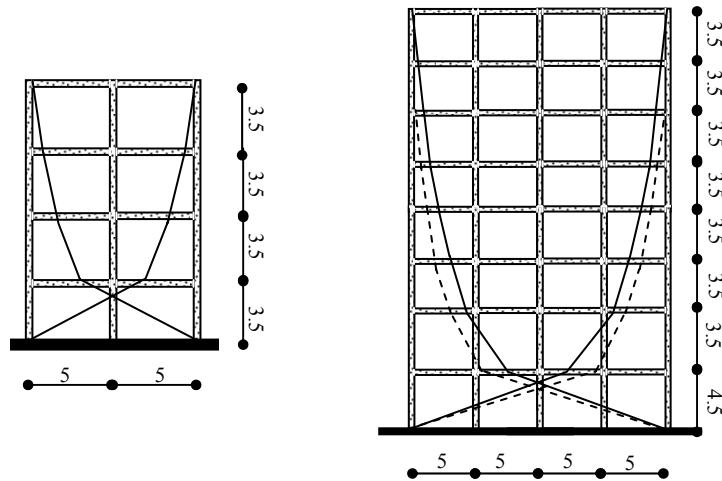


**Figura 8.** Modello agli elementi finiti simulante il contatto tra cavo ed impalcato.

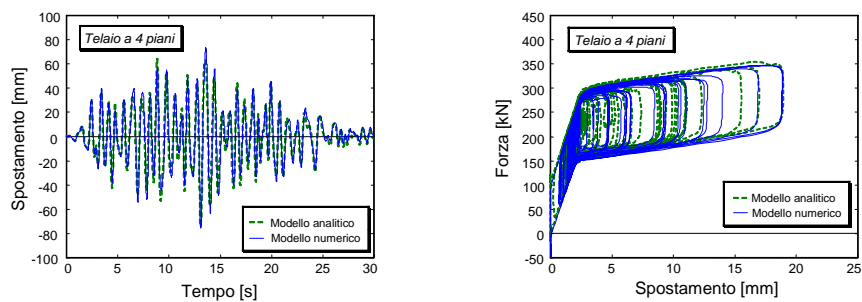
Il modello computazionale del dispositivo fluido-viscoso, già schematizzato in Figura 1 all'interno del sistema a controventi dissipativi, è il consueto definito nello studio delle diverse tecnologie di protezione sismica che lo includano (Sorace e Terenzi 2006, 2007, 2008b). Il collegamento tra dispositivo e cavo può essere diretto, oppure realizzato mediante interposizione di un ulteriore elemento "hook", allo scopo di evitare che il cavo possa andare, anche solo istantaneamente, in compressione, nel rispetto delle reali condizioni fisiche di risposta. La pre-tensione del cavo è analogamente assegnata tramite un cedimento vincolare od una variazione termica negativa, tale da determinare il dovuto stato coattivo. Come nel caso dei controventi dissipativi, la soluzione numerica del problema dinamico non lineare può essere ottenuta mediante il metodo "FNA" (Wilson 2004), caratterizzato da tempi di elaborazione estremamente contenuti.

Le risposte del modello computazionale sono state poste a confronto con quelle fornite da un modello analitico formulato e convalidato su base sperimentale nell'ambito degli studi condotti all'interno del Progetto DISPASS, e successivamente alla conclusione di questo (Sorace e Terenzi 2001b, 2003a,b, 2004b, Sorace et al. 2007), cui si rimanda per informazioni di dettaglio. Le indagini di confronto sono state sviluppate per diverse strutture campione, la più semplice delle quali costituita dal telaio piano in cemento armato a quattro impalcato mostrato in Figura 9. Per quest'ultimo, in Figura 10 sono riportati, a titolo di sintesi, i grafici delle storie temporali di spostamento in sommità e dei cicli forza-spostamento di un dispositivo fluido-

viscoso ottenuti, per lo stesso accelerogramma in ingresso, con il modello numerico e quello analitico (Sorace et al. 2007).



**Figura 9.** Telai di riferimento a quattro ed otto piani per le indagini numeriche sul sistema a cavi smorzanti.

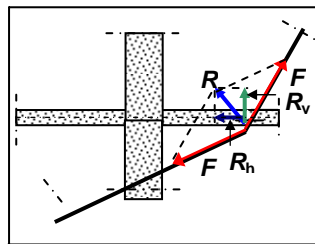


**Figura 10.** Storie temporali di spostamento del quarto impalcato e cicli forza-spostamento di un dispositivo fluido-viscoso ottenuti con i modelli numerico ed analitico del telaio a quattro piani.

I grafici attestano un'elevata corrispondenza tra le due risposte, le cui lievi differenze su alcuni singoli picchi sono ascrivibili al più ampio intervallo di campionatura delle grandezze in uscita imposto dal modello analitico. Il livello di convergenza osservato in questo caso è confermato anche dai risultati relativi alle restanti strutture esaminate, attestando l'affidabilità del modello computazionale. La forma geometrica dei cavi considerata nelle indagini di confronto cui è riferita la Figura 10, cosiddetta "a forze orizzontali costanti", è discussa nel successivo paragrafo.

### 3.2 Influenza della geometria dei cavi sulla prestazione del sistema

La configurazione geometrica dei cavi rappresenta uno dei principali parametri di progetto del sistema. Ai fini del conseguimento della miglior prestazione, deve innanzitutto essere adeguatamente considerato lo scambio di forze di contatto tra cavo ed impalcato in corrispondenza di ogni deviatore. Al riguardo si osserva come, a causa dei trascurabili effetti di attrito sperimentalmente valutati in corrispondenza di ogni contatto (Sorace e Terenzi 2003b), il valore di forza  $F$  nel cavo sia uguale in ogni suo tratto, sia in condizioni statiche che sotto sisma (Figura 11). Inoltre, la reazione  $R$  esercitata sull'impalcato presenta, in aggiunta alla componente orizzontale  $R_h$  che costituisce il beneficio mitigante nei confronti dell'azione sismica (opponendosi direttamente al taglio di piano), anche una componente verticale  $R_v$  che introduce sollecitazioni aggiuntive di taglio e di momento flettente sulle travi interessate dal passaggio del cavo. Tali interazioni si combinano favorevolmente in segno con quelle dovute ai carichi verticali, dando al contempo luogo a sollecitazioni compressive, includenti l'effetto del sisma, da valutare attentamente in sede di definizione del tracciato del sistema.



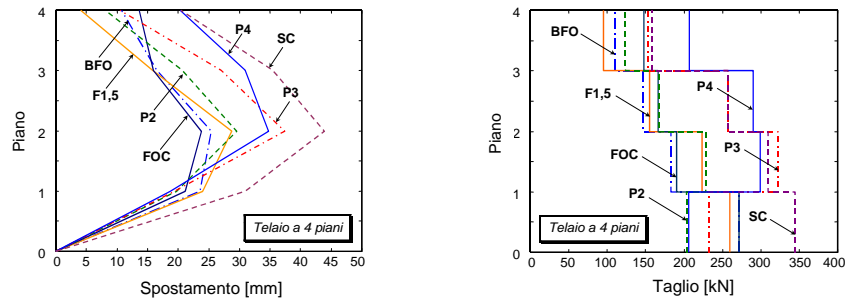
**Figura 11.** Schema di distribuzione delle forze di contatto tra cavo ed impalcato.

Tenuto conto di tali considerazioni, il progetto della geometria deve poi essere finalizzato al conseguimento della migliore distribuzione delle componenti  $R_h$  lungo l'altezza dell'edificio. Al riguardo, le indagini numeriche a carattere parametrico e le simulazioni applicative condotte su vari casi di studio (Sorace et al. 2000, Sorace e Terenzi 2003b,c, 2007, 2008b, Sorace et al. 2007) hanno posto in evidenza ottime prestazioni per tracciati ad andamento prossimo al parabolico, con i migliori risultati per la configurazione "a bilanciamento delle forze orizzontali" (Pekcan et al. 2000a,b) e per quella "a forze orizzontali costanti" (Sorace et al. 2000, Sorace e Terenzi 2003b, 2008b). La prima corrisponde al concetto "naturale" di generare forze di reazione opposte alla distribuzione di forze sismiche proporzionali al primo modo di vibrazione della struttura. La seconda tende a considerare i contributi aggiuntivi almeno del secondo e terzo modo, ed è mirata ad ottenere incrementi costanti degli angoli d'inclinazione del cavo al passare da un impalcato al successivo, così da realizzare deviatori di piano tutti tra loro identici (riducendo, in tal senso, i costi di realizzazione). Le prestazioni assicurate dalle due geometrie sono simili, con benefici lievemente superiori sui tagli di piano delle quote superiori, nel primo caso, e delle quote inferiori, nel secondo. I tracciati di entrambe le configurazioni sono facilmente elaborabili per via automatica, imponendo il rispetto dell'equilibrio, ad ogni piano, per le condizioni sopra espone. Va tuttavia osservato come, nel caso di interventi sull'esistente, dovendo le forme dei cavi risultare compatibili con i vincoli

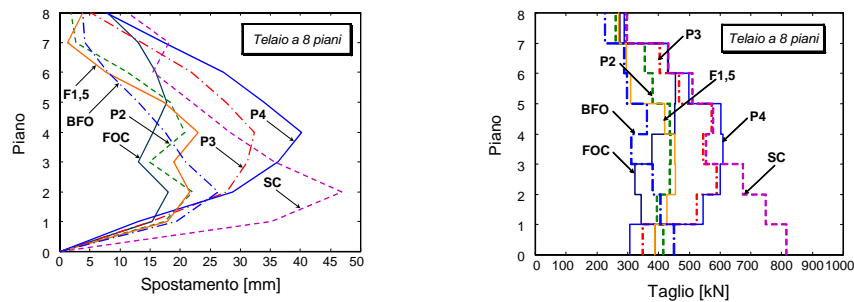
architettonici interni e di facciata degli edifici nei quali vengono introdotti, una volta individuato il miglior tracciato in fase preliminare di progetto, quello finale risulti sempre suscettibile di alcune modifiche per tener conto dei suddetti vincoli. Pertanto, allo scopo di semplificare ulteriormente la fase preliminare, si suggerisce di assumere inizialmente una forma di tipo parabolico che, come detto, fornisce risultati piuttosto simili a quelli delle due più elaborate geometrie a bilanciamento delle forze orizzontali od a forze orizzontali costanti, e di passare ad una di queste, comunque “modificata” ai fini del rispetto dei vincoli architettonici, in sede di progetto finale. Si sottolinea, inoltre, come tracciati molto diversi dal parabolico (ossia, da una funzione di potenza di grado due), quali ad esempio quello diagonale (lineare), oppure quelli caratterizzati da funzioni di potenza pari a tre od oltre, forniscano prestazioni nettamente inferiori.

A riprova di ciò, nel seguito vengono richiamate, a titolo dimostrativo, le analisi svolte sui telai di quattro ed otto piani mostrati in Figura 9, dimensionati secondo il decreto ministeriale 16.1.1996, per zona di terza categoria (Sorace e Terenzi 2004b). Le geometrie esaminate sono consistite, in entrambi i casi, in curve polinomiali di secondo, terzo e quarto grado (individuate, nel seguito, come P2, P3, P4), in un’ulteriore curva analitica, in forma di potenza con esponente 1,5 (F1,5), e nelle configurazioni a bilanciamento delle forze orizzontali (BFO) ed a forze orizzontali costanti (FOC). L’indagine numerica è stata condotta con il modello computazionale illustrato nel precedente paragrafo, utilizzando una serie di cinque accelerogrammi artificiali generati a partire dallo spettro di risposta dell’O.P.C.M. 3431 (2005), per zona sismica 2 e terreno di tipo B (accelerazione di picco al suolo pari a 0,313 g). I risultati sono sintetizzati nelle successive Figure 12 (quattro piani) e 13 (otto piani) tramite gli involuppi dei valori medi dei massimi di risposta in termini di spostamenti relativi e tagli di piano, ponendo a confronto, per entrambi i telai, le risposte delle sei configurazioni considerate con quelle in assenza del sistema di protezione (SC). Le prestazioni migliori in termini di spostamenti relativi di piano si rilevano per la disposizione FOC che presenta, unitamente ai minimi picchi, anche la più uniforme distribuzione degli stessi lungo l’altezza. Le riduzioni nei confronti della struttura non protetta risultano pari al 46% ed al 62%, per il piano assoggettato al massimo spostamento relativo, rispettivamente per il primo ed il secondo telaio. Prestazioni ancora buone si osservano per i tracciati BFO, P2 e F1,5, pur con un’accentuazione dei picchi sui piani intermedi (con un fattore amplificativo pari quasi a 2 sul secondo piano del telaio a otto impalcati, per BFO, e quasi a 1,5 sul secondo piano del telaio a quattro impalcati, nel caso di P2 e F1,5), ed un andamento dei profili meno regolare. Tali tendenze si accentuano assai più per le geometrie P3 e P4, rendendole inaccettabili.

Le risposte in termini di tagli risultano concentrate in una fascia di valori piuttosto ristretta per i piani intermedi, con scarti massimi contenuti entro il 30% per quanto concerne le migliori configurazioni dal punto di vista degli spostamenti (FOC, BFO, F1,5, P2). Relativamente al telaio a otto impalcati, che pone in luce, ovviamente, una più ampia diversificazione di comportamento in funzione della geometria dei cavi, i più contenuti valori del taglio all’ultimo piano si registrano per il caso BFO, e quelli del taglio alla base per la forma FOC, come atteso in base ai rispettivi andamenti geometrici. Nel complesso, le migliori prestazioni per entrambi i telai sono ancora offerte dal tracciato FOC. Risposte confrontabili si riscontrano per la disposizione BFO, ed ancora soddisfacenti per le geometrie P2 e F1,5, ottenendo in tal modo una certa libertà di scelta progettuale fra questi tracciati, a fronte dei vincoli imposti dalle concrete applicazioni.



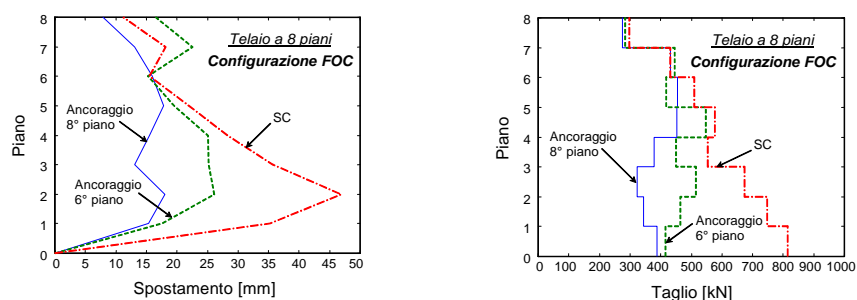
**Figura 12.** Involuppi dei massimi spostamenti relativi e dei tagli di piano per il telaio a quattro impalcati, al variare della geometria dei cavi.



**Figura 13.** Involuppi dei massimi spostamenti relativi e dei tagli di piano per il telaio a otto impalcati, al variare della geometria dei cavi.

Un ulteriore aspetto esaminato in merito alla configurazione dei cavi ha riguardato l'influenza della quota di ancoraggio superiore degli stessi (Sorace et al. 2007). Tale sezione dello studio (Sorace et al. 2000, Sorace e Terenzi 2002, 2004b) ha confermato l'esistenza di un beneficio sufficientemente elevato, per edifici in cemento armato con numero di piani superiore a cinque, a partire da quote di ancoraggio situate ai tre quarti dell'altezza complessiva. Ciò deriva dal fatto che l'inclinazione dei traccati migliori, nella zona più alta dell'edificio, tende sensibilmente alla verticalità, con conseguente riduzione di capacità reattiva in direzione orizzontale. Al riguardo, con riferimento al telaio a otto impalcati ed alla configurazione FOC, in Figura 14 sono mostrati, a titolo d'esempio, i profili medi dei massimi spostamenti relativi e tagli di piano, per gli stessi accelerogrammi cui sono riferite le Figure 12 e 13, nell'ipotesi di ancoraggio al sesto impalcato. In entrambi i grafici sono riportati anche i corrispondenti profili per il caso di ancoraggio in sommità, e di configurazione non protetta. Le riduzioni sugli spostamenti massimi passano dal 62% al 45% per il caso di ancoraggio intermedio, mantenendo la prestazione a livelli ancora più che soddisfacenti, ove si consideri che il picco di risposta registrato al secondo impalcato risulta pari al 7.4% dell'altezza interpiano. Per quanto concerne i tagli, si rilevano apprezzabili divaricazioni tra i valori ottenuti ai quattro livelli sottostanti quel-

lo di ancorraggio, comprese tra il 25% ed il 50% circa, mentre al piano di ancorraggio ed ai soprastanti, nonché alla base, le risposte sono pressoché identiche. I benefici rispetto alla condizione non protetta sono, comunque, complessivamente ancora molto elevati, soprattutto per la zona di massimo impegno dell'edificio, situata tra il piano terra ed il terzo impalcato. Tale constatazione induce a valutare attentamente l'opportunità di un ancorraggio non sommitale del sistema, alla luce della proporzionale riduzione di costi a questo associata.



**Figura 14.** Involuppi dei massimi spostamenti relativi e dei tagli di piano per il telaio a otto impalcati e la configurazione FOC, per ancoraggio all'ultimo ed al sesto piano.

### 3.3 Procedura di progetto

Analogamente a quanto osservato per la tecnologia a controventi dissipativi, anche per quella a cavi smorzanti il progetto è di tipo multi-obiettivo, mirando ad ottenere la migliore prestazione dell'organismo strutturale nel quale il sistema è inserito, per i diversi livelli dell'azione sismica stabiliti dalla norma. Come emerso dalle indagini numeriche e dalle campagne sperimentali condotte sul sistema (Pekcan et al. 2000a,b, Behloul et al. 2001, Sorace e Terenzi 2001b, 2003b,c, 2004b, 2006), un'adeguata definizione progettuale dei parametri  $F_{0c}$ ,  $F_{0d}$ ,  $A_c$ ,  $k_2$  e  $c$  permette di conseguire, nel caso di interventi sull'esistente, elevate capacità di risposta anche partendo da prestazioni iniziali assai carenti. Per edifici di nuova realizzazione, il sistema presenta, altresì, notevoli potenzialità, pienamente valorizzabili se il progetto strutturale è sviluppato in totale simbiosi con quello architettonico, stanti le forti specificità di questa tecnologia in confronto alle altre principali strategie di tipo dissipativo.

La procedura di progetto si articola in due fasi, i cui obiettivi sono di seguito sintetizzati. La prima, di dimensionamento preliminare del sistema, prevede anche in questo caso la scelta delle campate e dei piani nei quali posizionare il sistema di protezione, con il primo obiettivo di minimizzare le distanze tra i baricentri ed i centri delle rigidezze di piano, e dunque, gli effetti torcenti associati alla risposta sismica. Partendo da tale scelta, viene quindi sviluppata la procedura di dimensionamento preliminare per ciascuna coppia di cavi di cui è previsto l'inserimento, finalizzata alla determinazione dei parametri meccanici del sistema. La scelta della forma dei cavi è operata in base a quanto osservato nel precedente paragrafo. Il dimensionamento avviene per ciascuno dei telai in cui è prevista l'introduzione del sistema, considerandone le rispettive aree d'influenza per il computo delle masse da tenere in conto nell'analisi. Per edifici regolari in pianta, il sistema può presentare caratteristiche simili, ed

eventualmente identiche, tra i vari telai e pertanto, in tali casi, può essere sufficiente operare il predimensionamento di uno solo di essi, demandando gli affinamenti di possibile differenziazione alla fase di verifica finale.

L'analisi di dimensionamento è articolata in quattro passi e, nel caso del progetto di adeguamento di una struttura esistente, è inizializzata assumendo ad obiettivo una prefissata riduzione del periodo fondamentale di vibrazione della stessa (il che equivale ad imporre una predeterminata riduzione della deformabilità originariamente posseduta). Nel caso di un edificio di nuova realizzazione, può essere convenientemente utilizzata la stessa procedura, partendo da un proporzionamento di primo tentativo della struttura intelaiata, ad esempio compiuto in riferimento ai soli carichi verticali, sulla base del quale compiere successivamente i medesimi passi previsti nel progetto di un intervento sull'esistente. Una volta stabilita la forma di tentativo del cavo in base alle considerazioni svolte nel paragrafo precedente, la fase di dimensionamento si pone per obiettivo la definizione preliminare dei valori dei parametri caratteristici del sistema, ossia, come premesso: rigidezze di secondo e primo ramo,  $k_2$  e  $k_1$ , e coefficiente di smorzamento  $c$  dei dispositivi; area  $A_c$  dei cavi; mutuo valore di pre-carico statico  $F_{0d}$  nei dispositivi e di forza di pre-tensione  $F_{0c}$  nei rispettivi cavi.

Nella formulazione delle relazioni analitiche della procedura sono utilizzati i seguenti pedici: "d" per "dissipatore"; "c" per "cavo"; "s" per "struttura"; "dc" per "cavo smorzante"; "sdc" per "struttura includente il cavo smorzante"; ed i seguenti apici: "1" per primo modo; "t" per "assunzione di primo tentativo"; "p" per "assunzione preliminare di progetto"; "h" per "orizzontale" (indicante la proiezione sull'asse orizzontale delle varie componenti di forza, di rigidezza e di spostamento relative al sistema). Utilizzando tale simbologia, i passi della procedura sono così sintetizzabili.

### Passo 1

- Dato di partenza: configurazione geometrica del cavo.
- Parametro da stabilire: valore preliminare di progetto dell'area del cavo  $A_c$  ( $A_c^p$ ).

A tal fine deve, innanzitutto, essere eseguita l'analisi modale su di un singolo telaio includente una coppia di cavi, in modo da valutarne il periodo fondamentale di vibrazione,  $T_{1s}$ , ed il coefficiente di massa attivata relativo al primo modo,  $\alpha_1$ . Quest'ultimo parametro, moltiplicato per il peso totale  $W_s$  della porzione di edificio schematizzata tramite il telaio considerato, consente di ottenere l'aliquota del peso coinvolta nello stesso modo,  $W_s^1$ :

$$W_s^1 = \alpha_1 \cdot W_s \quad (6)$$

da cui è desumibile la rigidezza alla traslazione orizzontale equivalente della struttura,  $K_s^1$ , secondo un modello di oscillatore semplice:

$$K_s^1 = \frac{4\pi^2 \cdot W_s^1}{g \cdot T_{1s}^2} \quad (7)$$

in cui  $g$  è l'accelerazione di gravità.



Il primo obiettivo di progetto consiste nella riduzione del periodo fondamentale del telaio, una volta dotato del sistema di protezione, ad una frazione prestabilita  $T_{1sdc}^t$  del valore originario:

$$T_{1sdc}^t = \beta \cdot T_{1s} \quad (8)$$

Sulla base delle indagini parametriche condotte in (Sorace et al. 2000, Sorace et al. 2007), si osserva come sia preferibile assumere un coefficiente  $\beta$  circa pari a 0,8, per telai con periodo  $T_{1s} \leq 1$  s, e non inferiore a  $0,65 \div 0,7$ , altrimenti. È comunque da ritenersi scarsamente efficace l'impiego del sistema per strutture con periodo  $T_{1s} \leq 0,5$  s.

La definizione di  $T_{1sdc}^t$  consente la successiva stima del valore di primo tentativo della componente di rigidezza associata alla proiezione orizzontale della forza di reazione del cavo smorzante,  $K_{dc}^{t,h}$ :

$$K_{dc}^{t,h} = \frac{4\pi^2 \cdot W_s^1}{g \cdot (T_{1sdc}^t)^2} - K_s^1 = \frac{4\pi^2 \cdot W_s^1}{g \cdot (\beta \cdot T_{1s})^2} - K_s^1 = K_s^1 \cdot \left( \frac{1 - \beta^2}{\beta^2} \right) \quad (9)$$

Stante l'assemblaggio in serie di dispositivo e cavo, la rigidezza del cavo smorzante è data dall'inverso della somma degli inversi delle rigidezze dei due elementi:

$$\frac{1}{k_2^t} + \frac{1}{K_c^t} = \frac{1}{K_{dc}^t} \quad (10)$$

Ciò vale anche per le componenti di rigidezza associate alle proiezioni orizzontali delle forze di reazione del dispositivo e del cavo:

$$\frac{1}{k_2^{t,h}} + \frac{1}{K_c^{t,h}} = \frac{1}{K_{dc}^{t,h}} \quad (11)$$

Essendo  $k_2^{t,h}$  e  $K_c^{t,h}$  grandezze di progetto, e dunque incognite, occorre stabilire una relazione di tentativo tra di esse al fine di poterle ricavare in base alla conoscenza di  $K_{dc}^{t,h}$  ottenuta tramite la (9). Analisi di calibrazione hanno mostrato che la miglior prestazione del sistema è conseguita quando le proiezioni orizzontali delle due rigidezze presentano valori simili (Sorace e Terenzi 2002). Assumendo una condizione di perfetta uguaglianza:  $k_2^{t,h} = K_c^{t,h}$ , e sostituendo tale posizione nella (11), si ottiene:

$$k_2^{t,h} = K_c^{t,h} = 2K_{dc}^{t,h} \quad (12)$$

Note, in base alla configurazione geometrica inizialmente stabilita, la lunghezza del cavo,  $L_0$ , e quella dei suoi singoli tratti,  $L_{0i}$ , nonché i valori degli angoli da questi formati con gli impalcati di piano,  $\gamma_i$ , la relazione tra  $K_{dc}^{t,h}$  e  $K_c^t$  risulta:

$$K_c^{t,h} = K_c^t \frac{L_0}{\sum_i \frac{L_{0i}}{\cos\gamma_i}} \quad (13)$$

Dalle (12), (13) si ottiene:

$$K_c^t = 2K_{dc}^{t,h} \frac{1}{L_0} \sum_i \frac{L_{0i}}{\cos\gamma_i} \quad (14)$$

Una volta espressa  $K_c^t$  in funzione di  $K_{dc}^{t,h}$ , individuata mediante la (9), il valore di primo tentativo dell'area del cavo,  $A_c^t$ , è ricavabile mediante la relazione:

$$A_c^t = \frac{K_c^t \cdot L_0}{E_a} = \frac{2K_{dc}^{t,h}}{E_a} \sum_i \frac{L_{0i}}{\cos\gamma_i} \quad (15)$$

Si passa, quindi, alla scelta preliminare di progetto,  $A_c^p$ , trasformando l'area di tentativo  $A_c^t$  fornita dalla (15) nella sezione tecnica del cavo in acciaio armonico di corrente produzione ad essa più vicina.

### Passo 2

- Verifica della scelta  $A_c^p$  e determinazione del valore preliminare di progetto della rigidezza di secondo ramo del dispositivo  $k_2^p$ .

In questo passo è, innanzitutto, controllata la validità dell'assunzione di  $A_c^p$  operata al passo precedente, verificando che il primo periodo di vibrazione del telaio in condizioni protette sia sufficientemente vicino al valore obiettivo. Determinato, invertendo la (15) e sostituendovi  $A_c^p$ , il valore preliminare della proiezione orizzontale della rigidezza del cavo smorzante,  $K_{dc}^{p,h}$ :

$$K_{dc}^{p,h} = \frac{A_c^p \cdot E_a}{2} \left( \sum_i \frac{L_{0i}}{\cos\gamma_i} \right)^{-1} \quad (16)$$

introducendo tale dato nell'espressione del periodo, si ha:

$$T_{1sdc}^p = 2\pi \sqrt{\frac{W_s^1}{g(K_s^1 + K_{dc}^{p,h})}} \quad (17)$$

Dal confronto tra  $T_{1sdc}^p$  ed il corrispondente valore di tentativo  $T_{1sdc}^t$  calcolato al passo 1 mediante la (8), nel caso di sostanziale coincidenza delle due stime si ottiene conferma della

bontà dell'assunzione preliminare di progetto  $A_c^p$  per l'area del cavo. In base alla (12) risulta, inoltre:

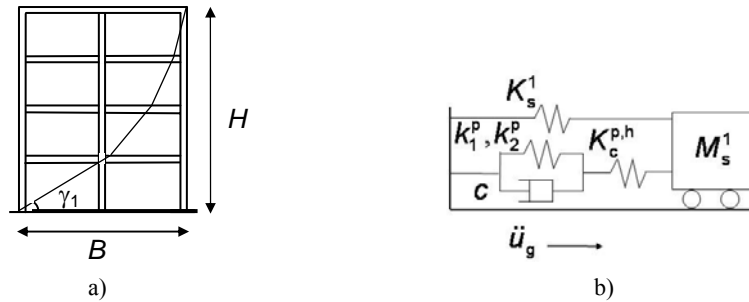
$$k_2^{p,h} = K_c^{p,h} = 2K_{dc}^{p,h} \quad (18)$$

da cui deriva il valore preliminare di progetto della rigidezza di secondo ramo del dispositivo:

$$k_2^p = \frac{k_2^{p,h}}{\cos\gamma_1} \quad (19)$$

essendo  $\gamma_1$  l'angolo formato dal primo tratto del cavo con l'orizzontale (Figura 15a). Tenendo conto della relazione tra le rigidezze di primo e secondo ramo, richiamata al paragrafo 2.1, si ottiene inoltre:  $k_1^p = 15k_2^p$ .

Nel caso in cui il valore di  $T_{1sdc}^p$  differisca sensibilmente da  $T_{1sdc}^t$ , è necessario variare l'area del cavo, e conseguentemente ripetere le operazioni previste nel presente passo, sino a verificare l'uguaglianza a  $\beta$  del rapporto fra  $T_{1sdc}^p$  e  $T_{1s}$ , in accordo con la posizione (8).



**Figura 15.** (a) Schema di riferimento del telaio e del cavo; (b) modello per la valutazione di  $c^p$ .

### Passo 3

- Parametri da stabilire: valori preliminari di  $F_{0c}, F_{0d}$  ( $F_{0c}^p, F_{0d}^p$ ).

Il valore preliminare della pre-tensione del cavo è calcolato come segue (Sorace e Terenzi 2003b, 2004b):

$$F_{0c}^p = \frac{K_c^p \Delta L_d}{3} \quad (20)$$

in cui  $\Delta L_d$  è l'allungamento stimato del cavo, riferito al più severo livello dell'azione sismica considerato nell'ambito dell'analisi condotta (che per le Norme Tecniche del 2008 è quello corrispondente alle verifiche allo Stato Limite di Collasso). Tenuto conto del fatto che forza di

pre-tensione del cavo e pre-carico statico del dissipatore coincidono, in questo passo risulta automaticamente determinato anche  $F_{od}^p$ .

#### Passo 4

- Parametro da stabilire: valore preliminare del coefficiente di smorzamento  $c$  ( $c^p$ ).

La stima del valore ottimale di tale parametro richiede lo sviluppo di una serie di analisi dinamiche con accelerogrammi d'intensità scalata, anche in questo caso, al livello massimo dell'azione sismica previsto dal progetto. Scopo di tali analisi è l'individuazione del valore  $c^p$  capace di rendere minima la risposta del sistema.

Al fine di ottenere un più rapido svolgimento dell'indagine, è preferibile ricorrere ad un modello semplificato, rappresentato in Figura 15b, facilmente riproducibile tramite codici di calcolo a diffusione commerciale. Tale modello mantiene la schematizzazione al primo modo

della struttura, collegando la massa  $M_s^1 = \frac{W_s^1}{g}$  al suolo mediante la relativa molla di rigidezza

alla traslazione  $K_s^1$  e l'assemblaggio rappresentativo del cavo smorzante, nel quale vengono inclusi i valori preliminari delle proiezioni delle rigidezze di primo e secondo ramo del dispositivo ( $k_1^p$ ,  $k_2^p$ ) e di quella del cavo ( $K_c^{p,h}$ , ancora assunta uguale a  $k_2^p$ ), stabiliti al passo 2. L'incognita è rappresentata dal coefficiente di smorzamento  $c$ , oggetto dell'analisi parametrica.

In (Sorace e Terenzi 2002) sono suggeriti alcuni intervalli di scelta dei valori di primo tentativo,  $c^t$ , utilizzabili per inizializzare la ricerca del coefficiente "ottimale"  $c^p$  mediante il modello di Figura 15b. Tali intervalli, espressi in funzione del peso  $W_s$  della porzione di edificio esaminata, sono validi per un qualsiasi esponente  $\alpha$  compreso tra i limiti 0,1 e 0,2.

$$\begin{aligned} W_s = 1000-2000 \text{ kN}: c^t &= 30-40 \text{ kN}/(\text{mm/s})^\alpha; \\ W_s = 2000-4000 \text{ kN}: c^t &= 40-80 \text{ kN}/(\text{mm/s})^\alpha; \\ W_s = 4000-8000 \text{ kN}: c^t &= 80-120 \text{ kN}/(\text{mm/s})^\alpha; \\ W_s = 8000-12000 \text{ kN}: c^t &= 120-160 \text{ kN}/(\text{mm/s})^\alpha. \end{aligned}$$

Una volta determinata la scelta preliminare  $c^p$ , l'apparecchio da selezionare a conclusione della prima fase di progetto deve offrire un coefficiente massimo  $c_{max}$  in grado di "coprire" tale richiesta, nonché garantire la maggior vicinanza al valore della rigidezza di secondo ramo  $k_2^p$  determinato al passo 2.

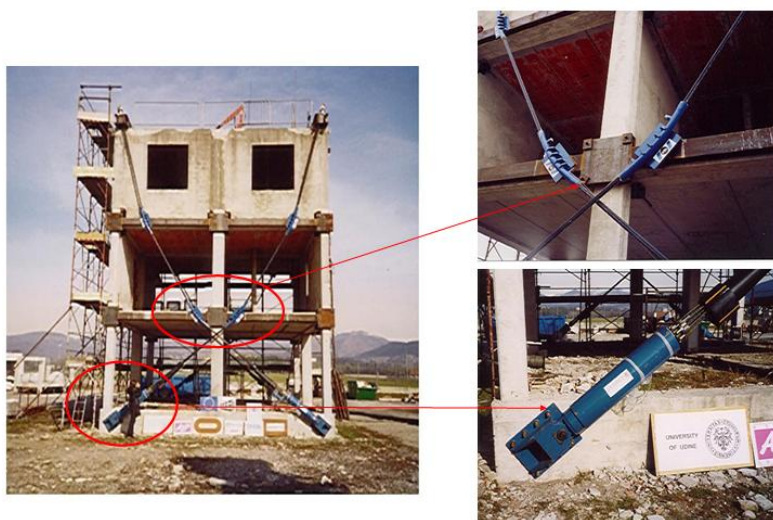
La fase di verifica finale è svolta, come per il sistema a controventi dissipativi, con il modello agli elementi finiti della struttura completa, comprensivo del sistema di protezione progettato nella prima fase. L'analisi dinamica è condotta con accelerogrammi artificiali spettro-compatibili e registrazioni di eventi reali opportunamente prescelti, scalati ai diversi livelli d'intensità corrispondenti agli stati limite considerati in sede di progetto. Ciò consente di sviluppare tutte le verifiche, di deformabilità e di resistenza, necessarie a valutare il conseguimento degli obiettivi di prestazione inizialmente assunti.

Il modello può opzionalmente tener conto anche della non linearità di comportamento degli elementi costituenti la struttura intelaiata, in aggiunta a quella dei dispositivi, nel caso in cui si

preveda il superamento del limite di risposta elastica degli stessi elementi per uno o più livelli dell'azione sismica.

### 3.4 Verifiche sperimentali

Verifiche sperimentali sul sistema sono state condotte nell'ambito del Progetto SPIDER, articolandole in due campagne successive. La prima ha riguardato lo studio dei cavi a sé, al fine di valutarne il comportamento isteretico e l'incidenza dell'attrito nel contatto con i deviatori. Quest'ultimo, come accennato nel paragrafo 3.2, è risultato sostanzialmente trascurabile (Sorace e Terenzi 2003b,c). La seconda serie di indagini ha riguardato una prima installazione completa del sistema, realizzata su di una struttura di prova di cemento armato in vera grandezza, una cui immagine fotografica è mostrata in Figura 16, unitamente a viste di dettaglio di un dispositivo e di due deviatori. Precedentemente utilizzata in indagini di caratterizzazione dinamica presso la sede di ENEL-HYDRO a Seriate, nell'ambito della sperimentazione compiuta nel Progetto SPIDER la struttura è stata privata delle esistenti tamponature sulle facciate principali del secondo piano, al fine di ridurne la rigidità a tale livello e favorire la piena attivazione del sistema a cavi smorzanti progettato per il suo adeguamento sismico.



**Figura 16.** Viste fotografiche dell'edificio di prova e dei dettagli di connessione di uno dei dispositivi alla base e di due deviatori di piano.

L'immagine di Figura 16 mostra la configurazione finale in opera, comprendente una serie di piastre di rinforzo in acciaio delle travi del primo e del secondo impalcato, introdotte ai fini dell'assorbimento delle componenti orizzontali e verticali delle forze di reazione esercitate in corrispondenza dei deviatori di piano.

L'edificio è stato assoggettato a serie ripetute di prove di eccitazione dinamica mediante due vibrodine, la prima delle quali capace di produrre le più elevate forze richieste sperimentalmente, pari a circa 70 kN nell'intervallo di frequenze [2,5, 3] Hz che include la frequenza fondamentale di vibrazione in condizioni protette, con corrispondente accelerazione massima del terzo piano di 3,6 m/s<sup>2</sup>. L'eccitatore più piccolo è stato impiegato per le prove di caratterizzazione a basso livello, volte a determinare parametri modali e funzioni di trasferimento per la calibrazione dei modelli numerici e la valutazione del danno indotto nelle prove ad alto livello.

Rimandando ad alcuni dei riferimenti citati (Sorace e Terenzi 2003b,c, Sorace et al. 2007) per maggiori dettagli riguardo alle caratteristiche del sistema installato ed al programma sperimentale, nonché alle elaborazioni dei relativi risultati, in Tabella 3 sono sintetizzati gli esiti delle principali serie di prove eseguite, contraddistinte dalle lettere "C" (in condizioni protette, con pre-carico dei dispositivi pari a 240 kN), "D" (come C, ma con  $F_{0d} = 150$  kN) ed "E" (edificio privo dei cavi).

**Tabella 3.** Risultati delle tre principali serie di prove sperimentali.

<b>Prova</b>	<b><math>F_{0d}</math></b> (kN)	<b><math>F_{d,max}</math></b> (kN)	<b><math>d_{3,max}</math></b> (mm)	<b><math>a_{3,max}</math></b> (m/s <sup>2</sup> )
C1	240	22,1	3,8	1,05
C2	240	31,9	5,8	1,79
C3	240	52,7	11	3,04
C4	240	61	13,5	3,59
D1	150	30,8	5,0	1,43
D2	150	50,7	7,5	1,99
D3	150	56,5	8,9	2,19
E1	senza cavi	1,4	0,7	0,15
E2	senza cavi	4,5	2,6	0,46
E3	senza cavi	8,4	5,7	0,84

I dati in Tabella 3 sottolineano che:

- le forze richieste per ottenere un livello comparabile di spostamenti massimi in condizioni originarie ( $d_{3,max} = 5,7$  mm – prova E3) ed in presenza dei cavi ( $d_{3,max} = 5,8$  mm – C2 e 5 mm – D1) risultano circa quattro volte superiori in condizioni protette ( $F_{d,max} = 31,9$  kN – C2 e 30,8 kN – D1, contro 8,4 kN – E3);
- per queste tre prove, un notevole beneficio si registra anche in termini di accelerazioni massime, per le quali si rileva un fattore al più di poco superiore a 2 nel passare da E3 ( $a_{3,max} = 0,84$  m/s<sup>2</sup>) a D1 ( $a_{3,max} = 1,43$  m/s<sup>2</sup>) e C2 ( $a_{3,max} = 1,79$  m/s<sup>2</sup>);
- incrementi di prestazione ancor più accentuati sarebbero emersi ove l'edificio in condizioni originarie fosse stato cimentato a livelli più elevati di eccitazione dinamica, non applicati proprio al fine di evitarne un significativo danneggiamento.

Infine, si rileva come le differenze esistenti tra prove di tipo C e D siano da ascrivere al conseguimento di condizioni più prossime alla risonanza, per le prime, le quali hanno pertanto costituito il principale termine di confronto con la sperimentazione sulla struttura non protetta.

#### **4 Ipotesi di adeguamento di un plesso scolastico a struttura di acciaio mediante un sistema di controventi dissipativi o di cavi smorzanti**

Il plesso preso in esame, costruito a Firenze nei primi anni Sessanta, consta di un edificio principale costituito da un corpo centrale e due ali laterali, rispettivamente, di due e quattro piani, ed un fabbricato monopiano adiacente, adibito a palestra, separato dal primo mediante un giunto tecnico sufficiente ad evitare possibili fenomeni di martellamento sismico. L'organismo strutturale in acciaio, originariamente progettato per i carichi verticali e l'azione del vento, è di tipo intelaiato con connessioni flangiate semi-rigide, e non presenta controventi o pareti di taglio. Per quanto riguarda l'edificio principale, le considerevoli asimmetrie che lo caratterizzano in pianta ed in elevazione lo rendono suscettibile di elevati contributi torsionali di risposta sismica. Il primo modo di vibrazione è, infatti, di tipo torsionale puro, con massa associata pari al 23,4% della totale. Il secondo ed il terzo modo includono componenti sia traslazionali che rotazionali, con masse associate del 77,7% (in direzione orizzontale x) e del 24,8% (attorno all'asse verticale z) per il secondo, e del 79% (in direzione y) e del 31,1% (attorno a z) per il terzo. La struttura della palestra è regolare in pianta, e pertanto presenta un primo ed un secondo modo puramente traslazionali secondo gli assi x e y, con masse associate superiori al 95% per entrambi.

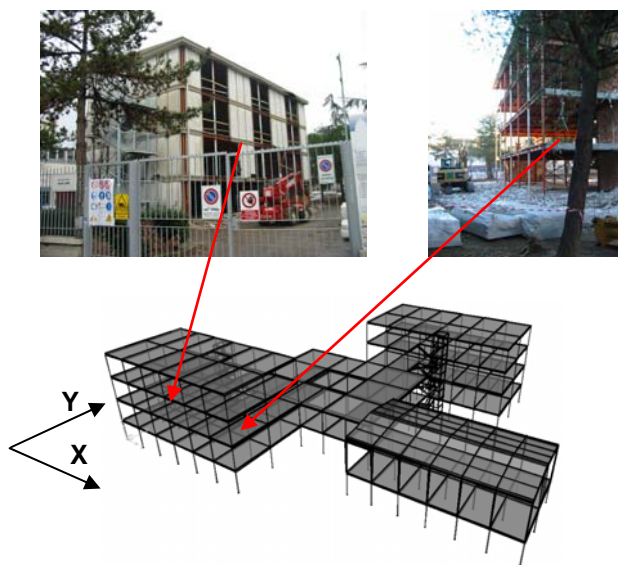
Nell'ambito di un complessivo progetto di ristrutturazione architettonica, i due edifici sono stati recentemente oggetto di interventi di miglioramento sismico, realizzati mediante tecniche di tipo tradizionale, basate sul rinforzo generalizzato di travi e pilastri esistenti e sull'introduzione di controventi classici in acciaio. Lo studio qui sintetizzato (Sorace e Terenzi 2007, 2008b) è stato volto a formulare due diverse ipotesi d'intervento, mediante controventi dissipativi o cavi smorzanti, allo scopo di valutare dettagliatamente, in un quadro di simulazione realistica su manufatti rappresentativi di una tipologia diffusa nell'edilizia scolastica dell'epoca nel nostro Paese, le potenzialità delle due tecnologie di protezione.

In Figura 17 sono mostrate due viste fotografiche della facciata di una delle due ali a quattro piani, antecedentemente e successivamente alla demolizione delle tamponature operata nella prima fase dei lavori di ristrutturazione, con localizzazione dei relativi punti di vista sul modello agli elementi finiti delle strutture. L'analisi di accertamento della prestazione sismica in condizioni originarie è stata condotta, in campo dinamico non lineare, mediante cinque accelerogrammi spettro-compatibili scalati ai due livelli di riferimento per le verifiche agli stati limite ultimo (SLU) e di danno (SLD) previsti dall'O.P.C.M. 3431 (2005), costituente il documento normativo vigente nel periodo di svolgimento dello studio. I relativi valori di accelerazione di picco al suolo sono pari a: 0,375 g, per l'evento con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferito alle verifiche allo SLU, derivante da un valore 0,25 g per terreno di tipo A in zona 2, in cui è situato il comune di Firenze, moltiplicato per un fattore 1,25 relativo al suolo di fondazione, di tipo B, ed un coefficiente d'importanza 1,2, corrispondente alla destinazione ad uso scolastico degli edifici; 0,15 g, per l'evento con probabilità di superamento

del 50% in 50 anni, riferito alle verifiche allo SLD, ottenuto dividendo l'ampiezza per lo SLU tramite il fattore di passaggio tra i due livelli dell'azione, pari a 2,5.

I risultati dell'analisi, elaborati in termini di valori medi per la famiglia dei cinque segnali sismici in ingresso, forniscono le seguenti indicazioni per la struttura dell'edificio principale: (a) non sono soddisfatti i requisiti di prevenzione dal collasso per il livello SLU, lungo la direzione più debole in pianta (parallela all'asse x – Figura 17); (b) per la stessa direzione, solo un limitato margine di sicurezza emerge per il livello SLD, nei riguardi del quale si registrano valori massimi dello spostamento relativo di piano normalizzato superiori al 2% (circa pari al 2,2% al secondo ed al terzo impalcato delle due ali del fabbricato); (c) le capacità di risposta sono appena migliori in direzione y, per la quale si rilevano condizioni prossime al collasso al livello SLU, ed il soddisfacimento della condizione di salvaguardia della vita umana per lo SLD, con picchi di spostamento interpiano normalizzato di poco inferiori al 2% (attorno all'1,8% per gli stessi impalcati di cui al punto a).

Risultati simili si osservano per la struttura della palestra, individuando condizioni di prossimità al collasso in entrambe le direzioni per l'intensità corrispondente allo SLU, e di rispetto dei limiti rispondenti allo stato limite di salvaguardia della vita umana per il livello SLD, con spostamenti interpiano normalizzati massimi ancora vicini al 2% (di poco superiori all'1,8% ed all'1,6%, rispettivamente, secondo x ed y).

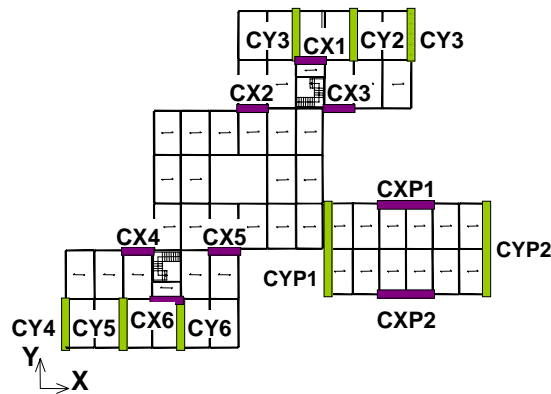


**Figura 17.** Immagini fotografiche del complesso prima e dopo la demolizione delle tamponature, e relativi punti di vista sul modello agli elementi finiti delle strutture.

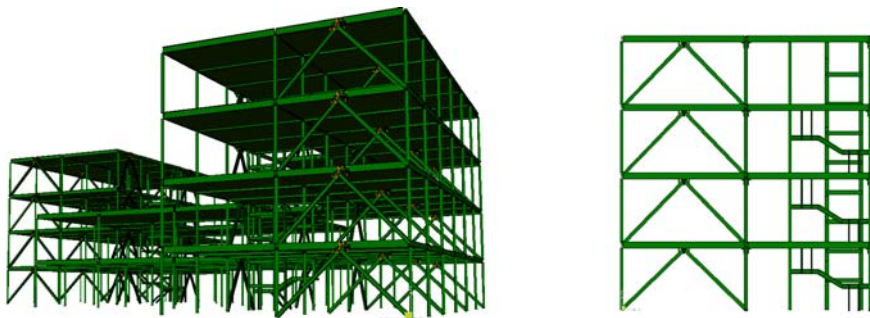
La prima ipotesi simulata d'intervento di miglioramento sismico, basata sul sistema a controventi dissipativi, ne contempla l'inserimento in diciotto campiture, di cui quattordici nell'edificio principale e quattro nella palestra, come mostrato nello schema in pianta di Figura



18 (in cui la lettera C individua i controventi, X e Y denotano gli allineamenti secondo gli assi coordinati, e P è riferita alla palestra). In Figura 19 è riportata una vista d'insieme del modello strutturale dell'edificio principale includente il sistema di protezione, unitamente ad una sezione trasversale su una delle due ali. La distribuzione prescelta è finalizzata, innanzitutto, al conseguimento del minimo impatto architettonico sia sugli spazi interni sia sulle facciate, perseguendo al contempo l'obiettivo di ridurre consistentemente gli effetti torsionali caratterizzanti la risposta della struttura originaria, attraverso un avvicinamento dei nuovi centri di rigidezza di piano ai relativi baricentri. Ne risulta un primo modo in condizioni protette ancora torsionale, con massa associata ridotta al 21% della massa sismica totale. Le masse attivate dal secondo e terzo modo, ancora di tipo roto-traslatorio, passano all'81,4% (y) e 18,2% (z), ed all'81,1% (x) e 23,6% (z), rispettivamente.



**Figura 18.** Collocazione in pianta del sistema a controventi dissipativi.



**Figura 19.** Viste del modello strutturale dell'edificio principale includente il sistema a controventi dissipativi.

Gli specifici obiettivi di prestazione fissati per l'intervento, comuni a quelli della soluzione duale a cavi smorzanti, consistono nel: (1) contenimento della risposta entro un livello di dan-

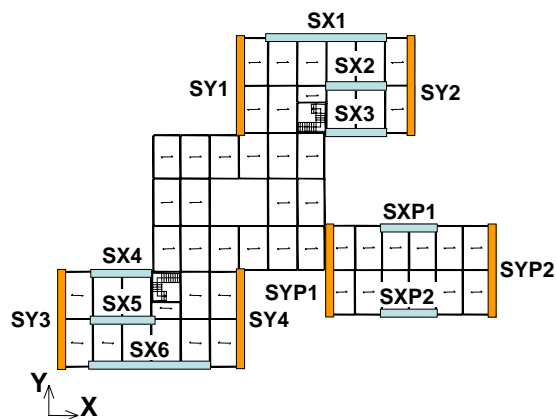
no limitato, allo SLU, con moderate plasticizzazioni di alcune travi e colonne, e spostamenti relativi di piano normalizzati inferiori all'1,5%; (2) raggiungimento di una condizione di danno nullo, per lo SLD, con risposta totalmente elastica e spostamenti contenuti entro lo 0,7%.

Applicando il criterio di progetto illustrato nel paragrafo 2.2, sono risultate le seguenti richieste in termini di coefficiente di smorzamento per ciascun singolo dispositivo da collocare nell'edificio principale:  $c = 24 \text{ kN(s/m)}^\alpha$  ( $\alpha = 0,15$ ) per il primo piano,  $c = 30 \text{ kN(s/m)}^\alpha$  per il secondo ed il terzo,  $c = 16 \text{ kN(s/m)}^\alpha$  per il quarto, in direzione x;  $c = 20 \text{ kN(s/m)}^\alpha$  per il primo piano,  $c = 24 \text{ kN(s/m)}^\alpha$  per il secondo ed il terzo,  $c = 14 \text{ kN(s/m)}^\alpha$  per il quarto, in direzione y. I valori individuati riguardo alla palestra sono, per entrambe le direzioni:  $c = 16 \text{ kN(s/m)}^\alpha$  (primo piano),  $c = 24 \text{ kN(s/m)}^\alpha$  (secondo). Tali richieste avrebbero potuto essere soddisfatte per tutti i piani e tutti gli allineamenti, ad eccezione del secondo e terzo piano dell'edificio principale, adottando dispositivi Jarret della serie BC1FN, caratterizzati da un coefficiente di smorzamento massimo  $c_{\max} = 28 \text{ kN(s/m)}^\alpha$ . Tuttavia, essendo la corsa massima di tale apparecchio uguale a 65 mm, e dunque a  $\pm 32,5$  mm partendo dalla posizione traslata iniziale, non ne risultavano coperti gli spostamenti massimi valutati per l'intensità relativa allo SLU (come mostrato, per la direzione x, nella successiva Figura 22), per i piani dal primo al terzo ed entrambi gli assi, nel caso dell'edificio principale, e per il secondo piano ed entrambi gli assi, per la palestra. È stato, pertanto, necessario adottare dispositivi della serie immediatamente superiore (BC1GN), aventi le seguenti caratteristiche:  $c_{\max} = 39 \text{ kN(s/m)}^\alpha$ ; corsa massima  $d_{\max} = 100$  mm; energia nominale  $E_n = 14$  kJ; pre-carico statico  $F_0 = 28$  kN. Tale scelta, che coinvolge 40 coppie di dispositivi su un totale di 56, è stata poi estesa anche alle restanti 16, al fine di unificare gli elementi di carpenteria necessari all'installazione del sistema ed ottenere una complessiva riduzione dei costi dell'intervento, pur a fronte dell'importo lievemente superiore che si determina nell'approvvigionamento degli apparecchi.

Analogamente allo schema tracciato in Figura 18 per il sistema a controventi dissipativi, in Figura 20 è illustrata la distribuzione in pianta ipotizzata per la soluzione d'intervento alternativa basata sulla tecnologia a cavi smorzanti (in questo caso è utilizzata la lettera S per individuare i cavi smorzanti, mantenendo inalterata la restante simbologia). La collocazione planimetrica del sistema di protezione è nuovamente finalizzata a contemperare le esigenze di bassa invasività architettonica e di riduzione delle componenti torsionali di risposta. Per questa soluzione, il primo modo puramente torsionale scompare, ed il secondo ed il terzo, roto-traslatori, scalano automaticamente al primo ed al secondo, con masse associate pari all'80,3% (y) e 29,8% (z), ed al 71,2% (x) e 39,6% (z), rispettivamente. In Figura 21 sono riprodotte una vista del modello strutturale focalizzata su una delle ali di quattro piani dell'edificio principale, ed una sezione includente una coppia di cavi. La configurazione geometrica di questi ultimi, estesa ad ogni allineamento, è del tipo FOC, con qualche lieve aggiustamento locale per il rispetto delle esigenze architettoniche.

Ai fini del conseguimento degli obiettivi di progetto sopra indicati per gli stati limite ultimo e di danno, l'applicazione della procedura descritta nel paragrafo 3.3 ha portato ad individuare dispositivi con le seguenti caratteristiche meccaniche:  $c_{\max} = 276 \text{ kN(s/m)}^\alpha$  ( $\alpha = 0,15$ );  $d_{\max} = 180$  mm;  $E_n = 150$  kJ;  $F_0 = 640$  kN. Gli specifici valori di  $c$  per i diversi allineamenti sono stati quindi calibrati in fase di verifica finale, portando a richieste di  $c$  comprese tra 130 e 205  $\text{kN(s/m)}^\alpha$ . Tali valori, ridotti rispetto a  $c_{\max}$ , sono ottenibili in fase di fabbricazione semplicemente tarando l'apertura dello spazio anulare compreso tra la testa del pistone e la superficie

interna del serbatoio, come già osservato nel precedente capitolo degli autori in questo volume, e richiamato al paragrafo 2.2. Le sezioni dei cavi sono risultate variabili tra un minimo di 4 ed un massimo di 23 trefoli di diametro pari a 0,6 pollici (15,2 mm), con corrispondenti aree nette comprese tra  $600 \text{ mm}^2$  e  $3450 \text{ mm}^2$ .



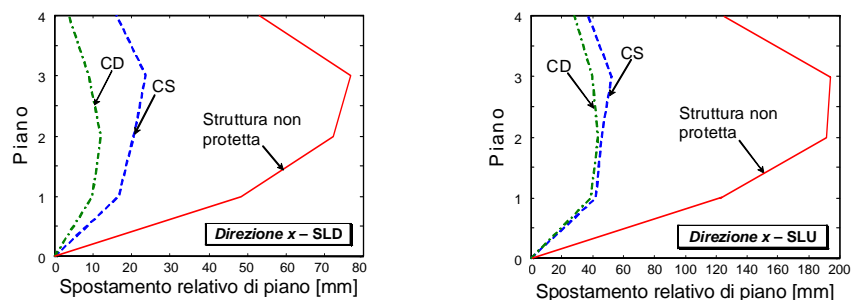
**Figura 20.** Collocazione in pianta del sistema a cavi smorzanti.



**Figura 21.** Viste del modello strutturale dell'edificio principale includente il sistema a cavi smorzanti.

A titolo d'esempio dei risultati delle analisi di verifica finale, in Figura 22 sono mostrati i profili degli spostamenti relativi di piano ottenuti per la direzione x dell'edificio principale, come medie sulle risposte ai cinque accelerogrammi in ingresso scalati alle due ampiezze di progetto, in condizioni originarie e protette. Dall'esame di tali diagrammi si rileva come lo spostamento massimo, pari a 76,7 mm (2,19% in termini normalizzati) per la struttura di partenza al livello SLD, si riduca a 12,1 mm (0,35%) ed a 23,6 mm (0,67%), rispettivamente, per la soluzione a controventi dissipativi (contraddistinta con la sigla CD) e quella a cavi smorzanti (CS). In entrambi i casi i valori di spostamento si mantengono al disotto del limite prefissato dello 0,7%. Riguardo all'evento di riferimento per lo SLU, partendo da uno spostamento rela-

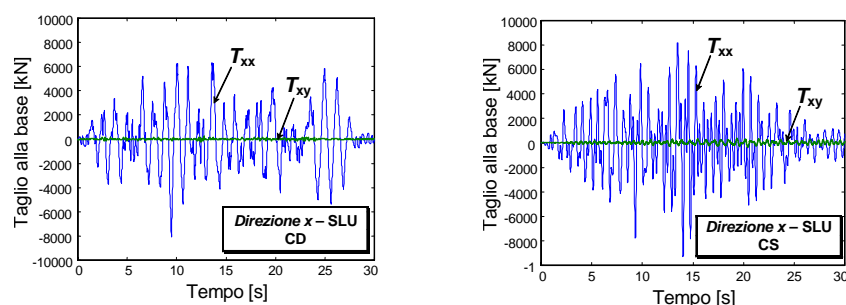
tivo massimo di 195,6 mm (5,59%) in configurazione originaria, si passa a valori di 43,6 mm (1,24%) e 51,7 mm (1,47%), rispettivamente, per i due sistemi, a loro volta contenuti entro la soglia dell'1,5% assunta per questo stato limite. Ne conseguono plasticizzazioni di assai limitata entità, localizzate in alcune travi ed in alcuni pilastri del secondo e terzo piano dell'edificio principale.



**Figura 22.** Involuppi dei massimi spostamenti relativi di piano dell'edificio principale in direzione x.

I grafici di Figura 22 pongono in luce risposte molto simili delle due soluzioni d'intervento per lo SLU, mentre le prestazioni si discostano in parte, a favore di quella a controventi dissipativi, per lo SLD. Ciò è conseguenza dell'anticipata attivazione dei dispositivi in essi incorporati, dovuta al valore assai più limitato della componente di forza viscosa che li caratterizza rispetto agli apparecchi utilizzati per i cavi smorzanti. Tale fattore non ha virtualmente effetto sulla prestazione allo SLU, poiché l'ampiezza del corrispondente evento di riferimento comporta la completa attivazione di tutti i dispositivi inclusi in entrambi i sistemi sin dalle fasi iniziali di risposta.

In Figura 23 sono mostrate le storie del taglio alla base  $T$  prodotte dall'accelerogramma più oneroso applicato secondo la direzione x. In tali grafici, il primo pedice è riferito alla direzione dell'azione in ingresso, mentre il secondo indica le proiezioni del taglio sui due assi.



**Figura 23.** Storie temporali del taglio alla base dell'edificio principale in direzione x, ottenute dal più oneroso accelerogramma in ingresso scalato all'intensità corrispondente allo SLU.

Si osserva un'entità della componente ortogonale  $T_{xy}$  inferiore al 2% di quella parallela  $T_{xx}$ , per i controventi dissipativi, ed al 3%, per i cavi smorzanti. Analoghi rapporti percentuali si ottengono per l'azione entrante secondo  $y$ . Tali dati sottolineano, in termini globali, il contenimento degli effetti torsionali di risposta conseguito in entrambe le ipotesi d'intervento. Considerando i singoli tagli di piano, ancora in direzione  $x$ , le frazioni che si riversano sulla struttura dell'edificio principale (al netto delle aliquote assorbite dai sistemi di protezione) variano dal 38,9% (terzo piano) al 62,1% (primo) dei valori calcolati in condizioni originarie, per i controventi dissipativi, e dal 41,2% (terzo) al 67,3% (primo), per i cavi smorzanti. Percentuali molto simili si rilevano per la direzione  $y$ , ed ancora inferiori per la palestra, secondo entrambi gli assi. A fronte delle riduzioni che ne derivano proporzionalmente in termini di caratteristiche di sollecitazione sulle diverse membrature, si registrano ovviamente incrementi locali di sforzo assiale sui pilastri appartenenti ai telai nei quali sono incorporati i controventi, e di taglio e di momento flettente sulle travi interagenti con i cavi, indotti dalle componenti orizzontali di reazione da questi esercitate. Partendo da un totale di circa il 50% di travi ed il 90% di pilastri dell'edificio principale e del 100% dei pilastri e delle travi della palestra non verificati allo stato attuale per lo SLU, gli interventi consentono di attingere condizioni di sicurezza per i vari elementi strutturali, ad eccezione dei pilastri del primo e secondo piano dell'edificio principale collocati sugli allineamenti dei due sistemi, cui si aggiungono le restanti colonne del primo piano e tre del secondo appartenenti a ciascuna ala laterale dello stesso fabbricato, per la soluzione a controventi dissipativi.

Gli interventi su tale insieme di pilastri, che rappresentano il 26% (controventi) ed il 18% (cavi) del totale dell'edificio principale, consistono nella realizzazione di un'incamicatura metallica costituita da quattro profili angolari da saldare verticalmente agli spigoli di ciascuna colonna interessata, e da collegare mutuamente tramite piastre orizzontali. In condizioni protette non si rendono necessari interventi sulle fondazioni, che sarebbero viceversa occorsi nel caso di soluzioni di miglioramento sismico tradizionali, ad esempio basate sull'introduzione di controventi non dissipativi o di setti in cemento armato.

In Figura 24 sono graficizzate le storie temporali dell'energia per l'edificio principale in direzione  $x$ , ottenute ancora dal più oneroso accelerogramma in ingresso scalato all'intensità corrispondente allo SLU. Le aliquote dissipate, secondo questa direzione, sia dalle 24 coppie di apparecchi collocate nei controventi sia dai 12 dispositivi adottati per i cavi sono pari a circa l'82% del totale. Il restante 18% è costituito dal contributo dello smorzamento modale, il cui rapporto rispetto al critico è stato fissato all'1% per i primi tre modi di vibrazione. Analoghe correlazioni tra le aliquote dissipate dai due sistemi si registrano in direzione  $y$  (88% per i controventi e 86% per i cavi) e per la palestra (90% e 93% secondo  $x$ , 87% e 89% secondo  $y$ , rispettivamente).

Il disegno di progetto relativo ad una maglia tipo del sistema a controventi dissipativi, con una vista di dettaglio sulla coppia di dispositivi, ed un'immagine dello schema d'installazione in facciata, per una campata interessata dalla presenza di una finestra (da trasformarsi ad apertura scorrevole), sono mostrati in Figura 25.

I dettagli geometrici ed il disegno di progetto di un deviatore tipo del sistema a cavi smorzanti sono illustrati in Figura 26. La soluzione qui presentata è riferita ad una connessione mediante saldatura alla trave di supporto, idonea per installazioni su telai aggiuntivi esterni da



i restanti allineamenti dell'edificio principale e per la palestra. I diametri dei cavi, al più pari a 130 mm (per gli elementi a 23 trefoli), inclusi degli spessori delle guaine esterne, consentono di celarne facilmente la presenza all'interno delle tamponature e dei tramezzi, e dunque di adottare soluzioni convenzionali di finitura delle facciate e degli interni, così come nel caso del sistema a controventi dissipativi.

I costi complessivi degli interventi strutturali sull'edificio principale e sulla palestra, stimati al 2008, ammontano a 515.000 Euro (143 Euro/m<sup>2</sup>) e 498.000 Euro (138 Euro/m<sup>2</sup>), rispettivamente, per le ipotesi d'impiego dei controventi dissipativi e dei cavi smorzanti. Tali importi risultano del 5,3% e 8,5% inferiori a quelli di una soluzione tradizionale di miglioramento sismico basata sull'introduzione di controventi non dissipativi e sul rinforzo generalizzato di travi e pilastri, parallelamente sviluppata al fine di stabilire un termine di confronto economico con i costi delle due tecnologie di protezione qui analizzate.

### Riferimenti bibliografici

- Behloul, M., Forni, M., Gatti, F., Krief, A., Sorace, S., Appleton, J., Domage, J.B. (2001). New technology to protect structures against earthquake – SPIDER Project. *Proc., 7<sup>th</sup> International Seminar on Seismic isolation, passive energy dissipation and active control of vibrations of structures*. GLIS – ANIDIS – EAEE, Assisi, Italy, pp. 437-445.
- CSI (2008). *SAP2000NL, Structural Analysis Programs – Theoretical and Users Manual*. Version No. 11.1, Berkeley, CA.
- D.M. 24.1.1986 (1986). *Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche*. Ministero dei Lavori Pubblici, Roma.
- D.M. 16.1.1996 (1996). *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*. Ministero dei Lavori Pubblici, Roma.
- FEMA 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Building Seismic Safety Council. Federal Emergency Management Agency – FEMA, Washington, DC.
- Jarret SL (2008). *Shock-control technologies*. URL <http://www.introini.info>.
- Molina, F.J., Sorace, S., Terenzi, G., Magonette, G., Viacoz, B. (2004). Seismic tests on reinforced concrete and steel frames retrofitted with dissipative braces. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, Wiley, New York, Vol. 1373-1394.
- N.T.C. (2008). *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture, Roma.
- O.P.C.M. 3431 (2005). *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*. Ministero dei Lavori Pubblici, Roma.
- Pekcan, G., Mander, J. B., Chen, S. S. (1995). The seismic response of a 1:3 scale model R.C. structure with elastomeric spring dampers. *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 11, 249-267.
- Pekcan, G., Mander, J. B., Chen, S. S. (2000a). Experiments on a steel MRF building with a supplementary tendon system. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, 437-444.
- Pekcan, G., Mander, J. B., Chen, S. S. (2000b). Balancing lateral loads using tendon-based supplemental damping system. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, 896-905.
- Sorace, S., Terenzi, G. (1999). Iterative design procedure of fluid viscous devices included in braced frames. *Proc., EURO DYN '99 – 4<sup>th</sup> European Conference on Structural Dynamics*, Prague, Czech Republic, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 169-174.

- Sorace, S., Agnolin, I., Suraci, S., Terenzi, G. (2000). *Design and optimisation of damped cable system characteristics to suit application*. Report to European Commission No. EVG1-CT-1999-0013 SPIDER/1.1-2/UD/SSO/01/VF-C, SPIDER Deliverable No. 1.
- Sorace, S., Terenzi, G. (2001a). Non-linear dynamic modelling and design procedure of FV spring-dampers for base isolation. *Engineering Structures*, Elsevier, Oxford, Vol. 23, 1556-1567.
- Sorace, S., Terenzi, G. (2001b). Deformation and strength-based assessment of damped cable system for seismic retrofit of R/C structures. *Proc., 5<sup>th</sup> World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures*. Rome, Italy, Studio EGA, Paper 23, CD-ROM.
- Sorace, S., Terenzi, G. (2002). *Design procedure for DCS implementation*. Report to European Commission No. EVG1-CT-1999-0013 SPIDER/8.1-2/UD/SSO/03/VF-C, SPIDER Deliverable No. 17.
- Sorace, S., Terenzi, G. (2003a). Large-scale experimental validation of a design procedure for damped braced steel structures. *Proc., STESSA 2003 – 4<sup>th</sup> International Conference on the Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, Naples, Italy, A. A. Balkema, Lisse, pp. 657-662.
- Sorace, S., Terenzi, G. (2003b). An advanced seismic protection technology: the damped cable system. *Proc., ASSCCA'03 – International Conference on Advances in Structures*, Sydney, Australia, A. A. Balkema Publishers, pp. 1185-1192.
- Sorace, S., Terenzi, G. (2003c). Verification of damped cable system in the seismic rehabilitation of buildings. *Proc., ERES '03 – 4<sup>th</sup> Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures*, Ancona, Italy, WIT Press, Southampton/Boston, pp. 283-292.
- Sorace, S., Terenzi, G. (2004a). Comparative experimental investigation on a R/C structure with/without damped braces. *Proc., 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, IAEE-CAEE, Mira Digital Publishing, Paper No. 3461, CD-ROM.
- Sorace, S., Terenzi, G. (2004b). Il sistema a cavi smorzanti: sintesi delle ricerche a carattere strutturale svolte nell'ambito del Progetto SPIDER. *11° Convegno Nazionale ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*. Genova, Articolo J2-02, CD-ROM.
- Sorace, S., Terenzi, G. (2006). Modellazione analitica e computazionale dei contatti scorrevoli di piano nel sistema a cavi smorzanti. *16° Convegno Nazionale di Meccanica Computazionale – GIMC 2006*. Bologna, Articolo 45, CD-ROM.
- Sorace, S., Terenzi, G., Bandini, L. (2006). Le potenzialità della "FNA" nell'analisi dinamica non lineare di strutture dotate di sistemi avanzati di protezione sismica. *16° Convegno Nazionale di Meccanica Computazionale – GIMC 2006*. Bologna, Articolo 46, CD-ROM.
- Sorace S., Terenzi G. (2007). Retrofit hypotheses of a pre-normative steel school building by fluid viscous damper-based technologies. *6<sup>th</sup> International Conference on Steel and Structural Engineering*. Oxford, U.K., Paper 044, CD-ROM.
- Sorace S., Terenzi G., Fadi F. (2007). Adeguamento sismico di edifici in cemento armato mediante il sistema a cavi smorzanti. *Atti del 12° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Pisa, Edizioni Plus, Pisa, Articolo 145, CD-ROM.
- Sorace S., Terenzi G. (2008a). Seismic protection of frame structures by fluid viscous damped braces. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, 45-55.
- Sorace S., Terenzi G. (2008b). Fluid viscous damper-based seismic retrofit strategies of steel structures: general concepts and design applications Accepted for publication in *Advanced Steel Construction*, HKISC, Vol. 5.
- Uang, C. M., Bertero, V. V. (1988). *Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design*. Report No. UCB- EERC 88/18, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.
- Wilson E.L. (2004). *Three dimensional static and dynamic analysis of structures*. CSI, Berkeley, CA.