

# Protezione sismica di edifici esistenti con controventi dissipativi di tipo isteretico: aspetti progettuali ed esecutivi

F.C. Ponzo<sup>1</sup>, A. Di Cesare<sup>2</sup>, G. Arleo<sup>3</sup>, P. Totaro<sup>4</sup> ■

## Sommario

La possibilità di proteggere dal sisma le strutture intelaiate mediante l'utilizzo di tecniche basate sulla dissipazione di energia, prevista prima dall'O.P.C.M. 3274 del 2003 e poi dalle recenti Norme tecniche per le costruzioni emanate con D.M. del 14 gennaio 2008, sta determinando in Italia un deciso incremento del numero di progettazioni di rafforzamento di edifici esistenti che impiegano, all'interno della maglia strutturale, controventi dotati di dispositivi dissipativi. Per tali tipologie di applicazioni le NTC08 forniscono i requisiti generali, le indicazioni progettuali e le prescrizioni sui metodi di valutazione, nonché i criteri per le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei dispositivi.

La metodologia progettuale proposta con il presente lavoro ed utilizzata in un esempio di rafforzamento sismico di un edificio esistente, fornisce una serie di strumenti rispondenti ai criteri della

nuova norma, per il dimensionamento delle caratteristiche meccaniche di controventi dissipativi realizzati con dispositivi a comportamento dipendente dagli spostamenti. Il metodo si basa sulla ricerca del *performance point* di un sistema equivalente ad un grado di libertà (1 GDL), in cui la capacità è fornita dalla risposta della struttura rinforzata con i controventi dissipativi, mentre la domanda è ricavata iterativamente in funzione del livello di prestazione richiesto e della capacità di dissipazione del sistema.

Nell'ottica di fornire un utile strumento progettuale per i professionisti, in questo lavoro vengono dapprima sviluppati i passi della procedura di progetto proposta, con continui richiami alle NTC08 e relativa Circolare esplicativa, quindi viene illustrata un'applicazione ad un edificio intelaiato esistente in calcestruzzo armato, ponendo particolare risalto anche agli aspetti esecutivi, costruttivi ed economici.

## 1. Introduzione

Negli ultimi anni sono state studiate e messe a punto diverse strategie innovative per il controllo della risposta sismica degli edifici. Fra queste rientra quella basata sul controllo passivo dell'energia trasmessa dal sisma alla struttura, realizzata mediante l'inserimento all'interno dei sistemi controventanti di dispositivi in grado di dissipare un grande quantitativo di energia. Tali tecniche hanno una storia abbastanza consolidata alle spalle, in termini di studi numerici e sperimentali, di varietà di dispositivi realizzati e verificati sperimentalmente e di applicazioni reali [Christopoulos et al. 2007; Constantinou et al. 1998; Braga et al. 2002; Dolce et al. 2001, 2004-a e 2004d, 2005; Vulcano et al. 2009, Antonucci et al. 2009; Mazzolani 2009; Dall'Asta et al 2008; 9ISIED 2005; 10ISED 2003]. In

Italia solo di recente, con l'O.P.C.M. 3274/03 prima e con il D.M. 14 gennaio 2008 poi [Cap. 7.10/ NTC08], è stato considerato, a livello normativo, l'utilizzo di tali tipologie di interventi per la progettazione di nuove strutture e per l'adeguamento sismico di quelle esistenti.

La tecnica della dissipazione di energia presenta alcuni vantaggi intrinseci, tra i quali quello di poter essere utilizzato per far fronte a qualsiasi tipo di azione dinamica, indipendentemente dal contenuto in frequenze della forzante, il che la rende particolarmente efficace anche nel caso di edifici alti o fondati su terreni soffici, condizioni queste spesso sfavorevoli per l'utilizzo di altre tecniche quali l'isolamento sismico. La dissipazione di energia, inoltre, ben si presta all'adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti, in particolar modo degli edifici inte-

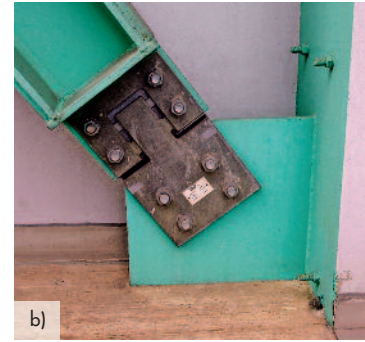
<sup>1</sup> Dipartimento di Strutture Geotecniche e Geologia applicata, Università della Basilicata, Potenza - ✉ felice.ponzo@unibas.it

<sup>2</sup> Dipartimento di Strutture Geotecniche e Geologia applicata, Università della Basilicata, Potenza - ✉ antodice@yahoo.it

<sup>3</sup> Dipartimento di Strutture Geotecniche e Geologia applicata, Università della Basilicata, Potenza - ✉ giusepppearleo@yahoo.it

<sup>4</sup> Ingegnere libero professionista, Lagonegro (Pz) - ✉ pastot@iscali.it

Fig. 1  
Scuola Domiziano Viola  
Potenza.  
a) disposizione dei  
controventi nella maglia  
strutturale b) particolare del  
dispositivo dissipativo a  
giunto a coprigiunto  
c) particolare dei dispositivi  
di aggancio dei controventi  
alla trave.



laici, con possibili vantaggi rispetto ad interventi sia convenzionali che basati sull'isolamento sismico [Cap. C7A.10.1/Circ. NTC08].

In generale, i sistemi dissipativi includono dispositivi in grado di migliorare le prestazioni delle costruzioni, modificandone le caratteristiche della risposta sismica mediante l'incremento dello smorzamento e, in alcuni casi, della rigidità e della resistenza [Cap. C7A.10.3/Circ. NTC08]. Ciò determina una sensibile riduzione degli spostamenti interpiano con conseguente riduzione dei danni agli elementi strutturali e non [Cap. C7A.10.1/Circ. NTC08].

In particolare, per gli edifici con struttura intelaiata, tale tecnica può essere realizzata mediante l'inserimento di controventi dissipativi all'interno della maglia strutturale e in tali casi le NTC08 definiscono i criteri generali e forniscono al progettista le necessarie indicazioni e prescrizioni per le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei dispositivi [Cap. C7A.10.1/Circ. NTC08].

Se necessario, il sistema di controventi dissipativi può essere dimensionato per perseguire obiettivi prestazionali anche superiori a quelli richiesti comunemente dalle normative tecniche nazionali ed internazionali, concedendo alla struttura anche la possibilità di subire escursioni controllate in campo plastico per azioni sismiche "violente" caratterizzate da un elevato periodo di ritorno.

Le tipologie di dispositivi di dissipazione di ener-

gia previste dalle normative tecniche sono sostanzialmente due [Cap. 11.9.1/NTC08]. La prima tipologia è costituita dai dispositivi dipendenti dallo spostamento a comportamento lineare o non lineare, sostanzialmente indipendente dalla velocità. I primi sono caratterizzati da un legame forza-spostamento lineare, senza spostamenti residui significativi per ogni livello di spostamento, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti. I secondi sono, invece, caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, ma in grado di esibire, comunque, un comportamento stabile per il numero di cicli richiesti. La seconda tipologia considerata dalle norme è quella dei dispositivi dipendenti dalla velocità, detti anche dispositivi a comportamento viscoso, caratterizzati dalla dipendenza della forza soltanto dalla velocità o da velocità e spostamento contemporaneamente. Il loro funzionamento è basato sulle forze di reazione causate dal flusso di un fluido viscoso attraverso orifici o sistemi di valvole [Cap. C.11.9.1/Circ. NTC08]. Al crescente numero di nuove progettazioni antisismiche e di interventi di rafforzamento sismico di edifici esistenti basati sulla strategia del controllo passivo, mediante dissipazione di energia (Fig. 1), non è corrisposto uno sviluppo specifico a livello normativo, così come avvenuto per altre tecniche innovative quali, ad esempio, l'isolamento sismico, almeno fino all'emanazione della OPCM 3274/03. I metodi di progettazione noti in letteratura si distinguono in

metodi che considerano la struttura sempre in campo elastico e metodi che ne prevedono escursioni controllate in campo plastico.

Alla prima categoria appartiene il metodo di progetto dovuto a [Filiatrault and Cherry 1988], valido per dispositivi di tipo isteretico, che individua la forza di scorrimento ottimale del dispositivo in quella forza che consente la minimizzazione dell'integrale esteso alla durata del sisma della differenza tra energia di ingresso e quella dissipata dal sistema di controventi (*Vibrating Energy Surface*). Gli stessi autori in [Filiatrault e Cherry 1990] hanno proposto una variante al metodo basata sulla minimizzazione di un indice (*Relative Performance Index*) che, nell'ipotesi di dissipazione concentrata esclusivamente nei controventi, fornisce una misura dell'energia immagazzinata dalla struttura controventata in rapporto a quella relativa alla stessa struttura priva di controventi e indefinitamente elastica. Il limite principale di questo metodo è il rigore delle ipotesi di struttura elastica e di distribuzione costante delle rigidezze e delle resistenze in altezza, che comporta uno sfruttamento eccessivo delle risorse dissipative dei dispositivi ai livelli inferiori e scarso ai piani alti e, in alcuni casi, sezioni molto grandi delle aste dei controventi.

Sicuramente più appropriati appaiono i metodi basati sull'accettazione di una plasticizzazione controllata delle strutture, particolarmente di quelle in c.a.. Uno di questi metodi è quello proposto in [Vulcano 1993], nel quale si ovvia alle ipotesi restrittive del primo metodo sopra illustrato, considerando una distribuzione differenziata delle rigidezze e delle resistenze ai diversi piani dei controventi e la possibilità di escursione in campo plastico della struttura. In [Vulcano, Mazza, 2002] gli autori ipotizzano una distribuzione ai piani delle resistenze e rigidezze dei controventi analoghe a quelle della struttura non controventata, con l'obiettivo di ottimizzare le performance della struttura, in termini di energia dissipata, spostamento massimo interpiano o indice di danno.

In [Ciampi 1991, Ciampi et al. 1995] si considera la progettazione dei controventi applicata ad un oscillatore ad un solo grado di libertà elasto-plastico equivalente a duttilità imposta, estendendo le caratteristiche del controvento equivalente ai vari piani dell'edificio secondo leggi di distribuzione in altezza definite a priori e legate alle caratteristiche e alla distribuzione di resistenza e rigidezza di massima del telaio in c.a. In [Dall'Asta et al. 2009] si considera, invece, una distribuzione delle rigidezze dei

controventi in altezza tale da regolarizzare la forma del primo modo di vibrare della struttura controventata.

Il Metodo di progetto presentato in [Braga e D'anzi 1994] propone una distribuzione in altezza delle caratteristiche di rigidezza e resistenza dei controventi dissipativi, legata alle reali caratteristiche di resistenza delle sezioni in c.a. del telaio, e quindi più ottimizzante ai fini della riduzione dei parametri di risposta. A differenza dei metodi precedenti, i parametri per la quantificazione e distribuzione delle rigidezze e resistenze dei controventi elasto-plastici sono trattati in maniera congiunta, correlandoli con la rigidezza e resistenza del telaio in c.a. (approccio misto rigidezze-resistenze). A questo metodo è stata apportata una modifica [Braga e De Carlo 2004] per considerare la variazione dello sforzo normale in travi e pilastri al variare della forza sismica.

In [Constantinou et al. 1998] è proposta un'analisi semplificata non lineare di strutture dotate di controventi dissipativi, in cui si sostituisce il sistema non lineare con un sistema lineare equivalente, utilizzando delle procedure di analisi modale. La struttura, completa di controventi dissipativi, viene sottoposta ad un'analisi di push-over, in cui la distribuzione delle forze applicate deve essere coerente con la distribuzione delle forze d'inerzia della struttura [Reinhorn et al. 1995]. Distribuzioni dell'accelerazione triangolari e rettangolari producono curve di push-over limite, per cui il calcolo viene effettuato con entrambe le distribuzioni di carico.

Ispirandosi a questo ultimo metodo, in questo lavoro viene presentata, con un'applicazione ad una struttura per civile abitazione, una procedura semplificata per il progetto delle caratteristiche meccaniche di dispositivi dissipativi a comportamento dipendente dagli spostamenti di tipo non lineare, compatibile con le prescrizioni delle NTC08. Tale metodo può essere utilizzato per la progettazione di interventi di adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti ma è utilizzabile anche per opere di nuova progettazione [Ponzo et al. 2007]. Esso può risultare indicato per strutture caratterizzate da una certa deformabilità sotto azioni orizzontali, tipicamente strutture a telaio in c.a., in acciaio e strutture prefabbricate. Il metodo tende a "calibrare" ed ottimizzare alcuni parametri fondamentali, quali la resistenza, la rigidezza complessiva e la capacità duttile del sistema dissipativo in funzione delle caratteristiche meccaniche del sistema strutturale, del livello di prestazione richiesto e dell'intensità sismica attesa per

il sito di ubicazione della costruzione, prevedendo che in caso di intensità sismica elevata, sia consentito il ricorso, in parte, alle risorse duttili della struttura.

Il metodo si basa sulla ricerca del punto di prestazione, mediante il confronto tra la curva di capacità della struttura rinforzata con i controventi dissipativi, ricavata mediante analisi statica non lineare, e la curva di domanda determinata iterativamente in funzione della rigidità e della duttilità raggiunta dal sistema completo complessivo. Il metodo propone, quindi, di distribuire le caratteristiche meccaniche dei controventi, lungo lo sviluppo dell'edificio, in modo proporzionale alle caratteristiche iniziali della struttura, correggendole opportunamente lì dove siano violate le condizioni di regolarità in elevazione, in modo da migliorare il comportamento sismico globale. L'effetto del-

l'inserimento dei controventi è, dunque, quello di aumentare la resistenza e la rigidità complessiva della struttura e di regolarizzare i modi di vibrazione nel caso di presenza di eccentricità significative in pianta e/o di irregolarità in elevazione.

Diverse prove sperimentali su tavola vibrante, realizzate presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università della Basilicata, nell'ambito del Progetto JetPacs-Reluis Linea 7, e numerose analisi numeriche di tipo parametrico hanno permesso di verificare la robustezza del metodo proposto, in termini di mantenimento delle prestazioni del sistema di protezione anche a fronte di variazioni significative delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi dissipativi, legate alla discretizzazione della produzione industriale dei dispositivi [Ponzo et. al 2007, 2009a, c].

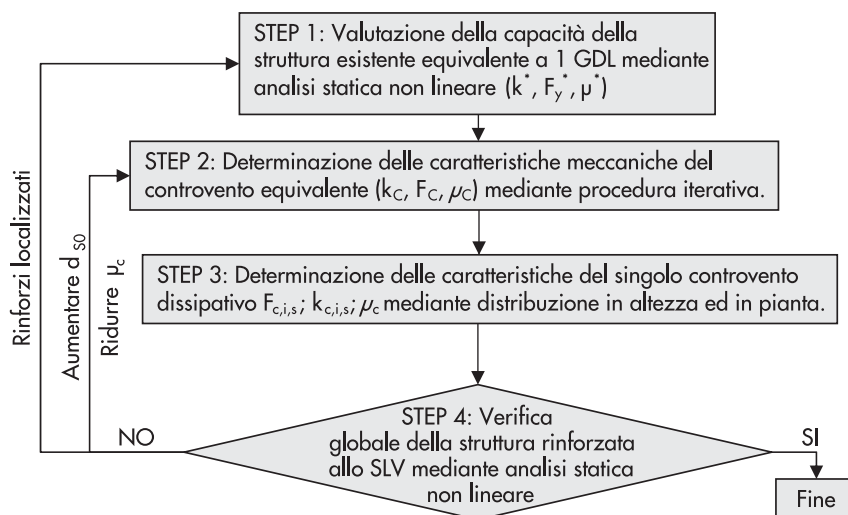
## 2. Procedura di progettazione del sistema di dissipazione di energia

Nella progettazione di una struttura dotata di dispositivi di dissipazione di energia, l'ingegnere progettista solitamente individua le caratteristiche meccaniche del sistema di dissipazione in funzione della prestazione target richiesta alla struttura e quindi dimensiona ogni singolo dissipatore facendo riferimento alle caratteristiche dei prodotti commerciali disponibili sul mercato. In alcuni casi le ditte produttrici

possono anche realizzare ad hoc le caratteristiche dei dispositivi sulla base di quelle fornite dal progetto.

La procedura semplificata di tipo iterativo proposta per il dimensionamento delle caratteristiche meccaniche di dispositivi dissipativi a comportamento dipendente dagli spostamenti, in termini di forza di plasticizzazione  $F_{c,i,s}$ , rigidità  $k_{c,i,s}$  e duttilità  $\mu_c$ , si sviluppa secondo lo schema riassuntivo riportato in figura 2 e descritto in dettaglio nei paragrafi successivi.

Fig. 2  
Schema riassuntivo della procedura di progetto.



### STEP 1:

Valutazione della capacità della struttura esistente equivalente ad 1 grado di libertà ( $F_y^*$ ,  $k^*$ ,  $d_U^*$ ) mediante analisi statica non lineare.

Il primo passo del metodo consiste nel determinare le caratteristiche fondamentali di resistenza  $F_y^*$ ,

rigidità  $k^*$  e spostamento ultimo  $d_U^*$  del sistema bilineare equivalente ad 1 grado di libertà (1 GDL) della struttura originaria non controventata. Tale risultato viene conseguito effettuando un'analisi statica non lineare in entrambe le direzioni principali, ipotizzando un comportamento

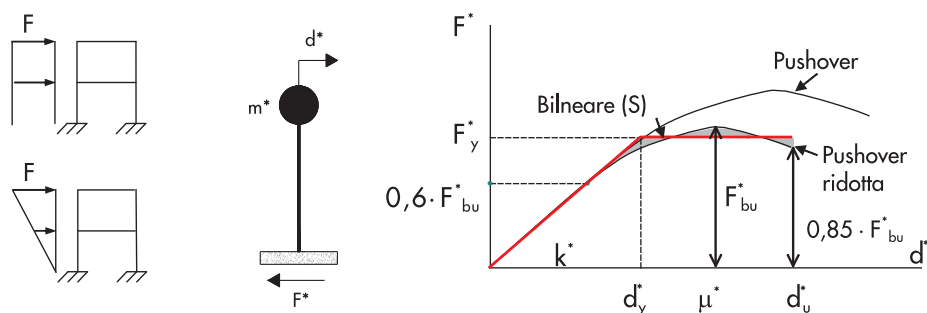


Fig. 3  
Sistema e diagramma bilineare equivalente.

governato da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa [Cap. C7.4.3.1/NTC08]. Nella modellazione il contributo delle tamponature, così come previsto dalle attuali normative tecniche, viene considerato unicamente in termini di massa. Il contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale va considerato, invece, solo qualora le tamponature possiedano resistenza e rigidezza tali da modificare significativamente il comportamento strutturale [Cap. 7.2.6/NTC08] e quando l'introduzione dei controventi sia tale da non eliminare questi effetti. In tali casi gli effetti della irregolarità in pianta vanno tenuti in conto incrementando di un fattore 2 l'eccentricità accidentale, mentre le distribuzioni irregolari in elevazione delle tamponature possono essere considerate mediante l'incremento, di un fattore 1.4, delle azioni di calcolo per gli elementi verticali dei livelli dove è presente una significativa riduzione delle tamponature [Cap. 7.2.3/NTC08].

Nell'analisi, che può essere effettuata con qualsiasi software commerciale, si procede alla determinazione delle curve di capacità, utilizzando due distribuzioni di forze orizzontali applicate, in entrambi i versi, ai baricentri delle masse di ciascun piano, una proporzionale alle masse e l'altra legata al primo modo di vibrare [Cap. 7.3.4.1/NTC08].

Ai fini della determinazione del sistema bilineare equivalente, dalle due curve ottenute si considera quella a resistenza minore, ridotta secondo il coefficiente di partecipazione del primo modo di vibrare. Lo spostamento ultimo del sistema ad 1GDL è assunto uguale al valore minimo tra quello massimo ottenuto dall'analisi, come mostrato in figura 3 [Cap. C7.3.4.1/Circ. NTC08] e quello compatibile con il fattore di struttura definito dalla normativa [Cap. 7.3.3.3/NTC08].

In sintesi, questo primo step ha lo scopo di fornire il valore di innesco alla procedura iterativa. Le verifiche finali sulla struttura controventata possono essere effettuate mediante analisi statica non lineare, invece, quando siano rispettate

le condizioni di applicabilità definite dalle norme per lo specifico tipo di analisi.

#### STEP 2:

Determinazione delle caratteristiche meccaniche del controvento equivalente ( $k_C$ ,  $F_C$ ,  $\mu_C$ ) mediante una procedura iterativa.

A partire dal sistema a 1 GDL bi-lineare equivalente alla struttura ( $F_y^*$ ,  $k^*$ ,  $d_u^*$ ), individuato al passo precedente, si determinano le caratteristiche del controvento equivalente elastico-perfettamente plastico ( $F_C$ ,  $k_C$ ,  $\mu_C$ ), separatamente per le due direzioni principali dell'edificio, adottando la procedura iterativa riassunta nei seguenti passi:

- 2.1 Definizione dell'obiettivo prestazionale di progetto, inteso come spostamento target  $d_{50}$  della struttura rinforzata:  $d_{50} \leq d_y^*$  se l'obiettivo è mantenere la struttura in campo elastico;  $d_y^* < d_{50} \leq d_u^*$  nel caso si vogliano sfruttare in parte o tutte le risorse plastiche disponibili della struttura originaria;
- 2.2 Definizione del valore di partenza della duttilità del controvento dissipativo equivalente  $\mu_C$ , (duttilità di progetto) in funzione della tipologia di dispositivo selezionata. Tale valore fa riferimento al comportamento complessivo del controvento composto dall'asta metallica e dal dispositivo dissipativo connesso in serie [Cap. C7A.10.4.1/Circ. NTC08];
- 2.3 Valutazione dell'entità della forzante sismica di riferimento dell'oscillatore elastico  $F_{e,j}$ , al passo j-esimo, in funzione del periodo del sistema complessivo composto dalla struttura equivalente in parallelo con il controvento equivalente (corrispondente al tratto elastico della curva bilineare equivalente  $k_j^*$  di figura 4), della sismicità del sito e della eventuale amplificazione dovuta al suolo di fondazione. All'inizio della procedura iterativa (passo j=0) si considera il sistema complessivo composto dalla sola struttura equivalente senza controventi, pertanto la forza  $F_{e,0}$  è calcolata come prodotto

della massa dell'oscillatore equivalente  $m^*$  per l'accelerazione  $S_e(T^*)$  dello spettro di risposta elastico ( $\xi = 5\%$ ) di riferimento allo SLV [Cap. 3.2.1/NTC08], in corrispondenza del periodo equivalente  $T_0^* = T^*$  del sistema bi-lineare equivalente di rigidità  $k_0^* = k^*$  e resistenza  $F_{y,0}^* = F_y^*$ , vedi figura 3, come indicato in [Cap. C7.3.4.1/Circ. NTC08]:

$$F_{e,0} = m^* \cdot S_e(T_0^*); \quad T_0^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k_0^*}} \quad (1)$$

2.4 Calcolo delle caratteristiche del controvento equivalente utilizzando il criterio dell'uguaglianza dell'energia. Imponendo uno spostamento ultimo del controvento equivalente  $d_{c0}$  pari allo spostamento target ( $d_{c0} = d_{s0}$ ) si ricava lo spostamento di plasticizzazione del controvento  $d_{cy}$ , funzione del valore di duttilità di progetto assunto  $\mu_c$ , come mostrato in figura 4a. Una volta ricavata la curva bilineare equivalente (EP(S+CE)) dalla curva trilineare (S+CE), fornita dalla somma delle bilineari della struttura di partenza (S) e del controvento equivalente (CE), secondo quanto prescritto in [Cap. C7.3.4.1/Circ. NTC08], l'unica incognita del problema rimane la forza di plasticizzazione del controvento  $F_{c,i}$  al  $i$ -esimo passo, in

quanto la rigidità del controvento equivalente  $k_{c,i}$  può essere ricavata da:

$$d_{cy} = \frac{d_{c0}}{\mu_c} \quad k_{c,i} = \frac{F_{c,i}}{d_{cy}} \quad (2)$$

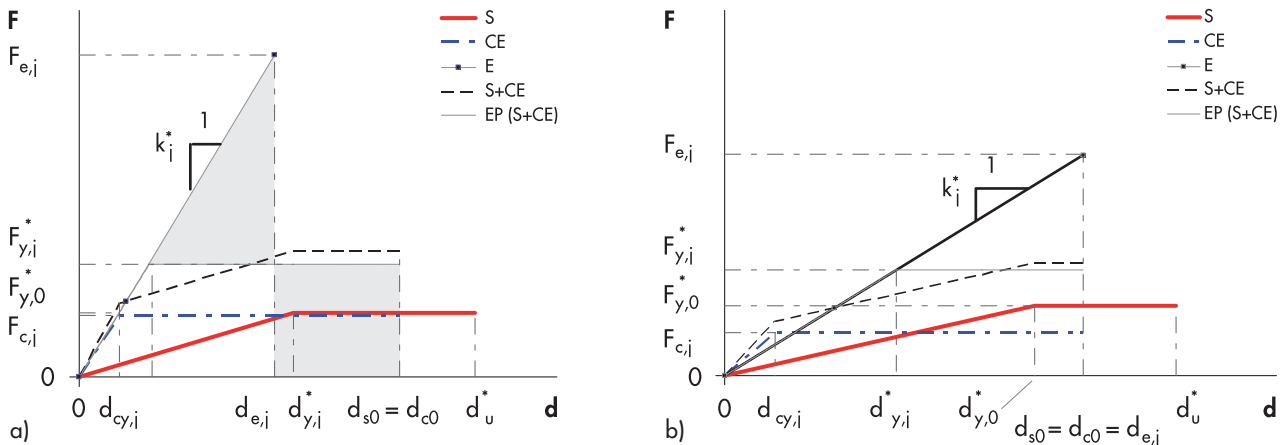
Con riferimento alla figura 4a, il criterio di uguaglianza fra l'energia cumulata dall'oscillatore equivalente ad un grado di libertà, nelle condizioni di comportamento indefinitamente elastico, e quella cumulata nelle condizioni di comportamento elasto-plastico, si può esprimere in termini di uguaglianza delle aree sottese dall'oscillatore elastico (E)  $A_e$  e da quello elasto-plastico (EP (S+CE))  $A_p$ :

$$A_e = A_p \quad \text{con} \quad A_e = (d_{e,i} - d_{y,i}^*) \cdot \frac{F_{e,i} - F_{y,i}^*}{2}$$

$$\text{e} \quad A_p = F_{y,i}^* \cdot (d_{c0} - d_{e,i})$$

Nota il valore della forza di plasticizzazione del controvento equivalente  $F_{c,i}$  al  $i$ -esimo passo è possibile determinare: a) il valore della rigidità del controvento  $k_{c,i}$ ; b) il valore del periodo della struttura controventata  $T_j^*$ , in corrispondenza della rigidità  $k_{c,i}^*$ , e quindi c) il nuovo valore di  $F_{e,i}$ . Reiterando i passi 2.3 e 2.4, la procedura converge a soluzione quando la differenza tra il valore di  $F_{e,i}$  determinato al passo  $i$ -esimo e quello valutato al passo precedente è minore di una certa tolleranza imposta:  $|F_{e,i} - F_{e,i-1}| < \varepsilon$ .

Fig. 4  
Criterio di  
a) uguaglianza delle energie per  $T_j^* < T_C$  e  
b) uguaglianza di spostamento per  $T_j^* \geq T_C$ .



L'ipotesi di partenza di uguaglianza di energia tra oscillatore elastico ed elasto-plastico, valida per  $T_j^* < T_C$  dove  $T_C$  è definito in [Cap. 3.2.3.2.1/NTC08], viene assunta in virtù dell'effetto irrigidente determinato dall'inserimento del sistema di controventi. Nel caso in cui  $T_j^* \geq T_C$ , si procede considerando l'ipotesi di uguali spostamenti tra l'oscillatore elastico e quello

elastoplastico equivalente, come mostrato in figura 4b. In tale caso, partendo sempre dallo spostamento ultimo del controvento equivalente  $d_{c0}$  e considerando il valore di duttilità di progetto del controvento  $\mu_c$ , si determina il limite di plasticizzazione  $d_{cy}$  (eq. 2) ed in maniera diretta tutte le altre caratteristiche del controvento equivalente.

**STEP 3:**

*Determinazione delle caratteristiche del singolo controvento dissipativo ( $F_{c,i,s}; k_{c,i,s}; \mu_c$ ).*

Le caratteristiche meccaniche dei singoli controventi dissipativi ai vari piani ( $F_{c,i,s}; k_{c,i,s}; \mu_c$ ) sono calcolate a partire dalle caratteristiche del controvento equivalente ( $F_c, k_c, \mu_c$ ) individuate al passo precedente, seguendo una distribuzione svolta in due fasi, come di seguito illustrato.

3.1 Nella prima fase si effettua la distribuzione lungo l'altezza della struttura delle caratteristiche del controvento equivalente di piano ( $F_{c,i}; k_{c,i}; \mu_c$ ). La distribuzione viene effettuata in maniera calibrata con l'obiettivo di tendere verso una distribuzione uniforme degli spostamenti di interpiano e massimizzare, così, l'efficienza del sistema di dissipazione. Sono, infatti, da evitare concentrazioni di deformazioni ad un solo piano dell'edificio, in quanto tale condizione rappresenta un fattore di innesco del danneggiamento e del collasso di una struttura per meccanismo di piano, particolarmente frequente nelle strutture esistenti [Cap. C7A.10.4.2/Circ. NTC08]. La rigidezza del controvento equivalente del piano  $i$ -esimo  $k_{c,i}$  si distribuisce ipotizzando che allo stesso piano i rapporti tra la rigidezza di piano della struttura  $k_i$  e quella del relativo controvento  $k_{c,i}$  siano proporzionali al rapporto fra la rigidezza della struttura equivalente  $k_0^*$  e quella del controvento equivalente  $k_c$ . Le rigidezze di piano  $k_i$  della struttura originaria possono essere ricavate dagli spostamenti interpiano  $\Delta s_i$  generati da un sistema di forze  $F_i$  assegnate ai piani, mediante un'analisi statica lineare, vedi figura 5.

$$k_{c,i} = r_k \cdot k_i; \quad k_i = \frac{1}{\Delta s_i} \cdot \sum_i^{n_p} F_i; \quad r_k = k_c / k_0^*; \quad (3)$$

Nel caso di distribuzione irregolare lungo l'altezza delle rigidezze comples-

sive (telaio in c.a. più controventi), il contributo in rigidezza del controvento di piano va modificato con l'obiettivo di regolarizzare il comportamento dinamico dell'edificio. Per tale operazione si fa riferimento alla definizione di edificio regolare in altezza, così come proposta nel Cap. 7.2.2/NTC08, in cui viene definita regolare la struttura in cui la rigidezza non si riduce, da un orizzontamento a quello sovrastante, più del 30% e non aumenta più del 10% ( $-0.1 < \Delta k_{tot,i} < 0.3$  dove  $\Delta k_{tot,i} = (k_{tot,i-1} - k_{tot,i}) / k_{tot,i-1}$ ). Per strutture con numero di piani  $n$  maggiore di 2 vale:

$$\begin{aligned} & \text{se } \Delta k_{tot,i} > 0.3 \\ & k_{c,i}^j = 0.7 \cdot k_{tot,i-1}^{j-1} - k_i \\ \\ & \text{(i) per } i = n, \dots, 2; \quad \text{se } \Delta k_{tot,i} < -0.1 \\ & k_{c,i-1}^j = \frac{k_{tot,i}^{j-1}}{1.1} - k_{i-1}; \quad (4) \\ \\ & \text{se } -0.1 \leq \Delta k_{tot,i} \leq 0.3 \\ & \begin{cases} k_{c,i}^j = k_{c,i}^{j-1} \\ k_{c,i-1}^j = k_{c,i-1}^{j-1} \end{cases} \end{aligned}$$

dove il numero di iterazioni  $j$  necessarie per la convergenza della procedura di regolarizzazione può essere al massimo uguale al numero di piani  $n$  della struttura. Nel caso di struttura originaria con distribuzione delle rigidezze fortemente irregolare in elevazione, la procedura di regolarizzazione potrebbe determinare una rigidezza complessiva della struttura significativamente maggiore di quella derivante dall'applicazione del metodo. In tali casi potrebbe essere opportuno, anche se non strettamente necessario, ridurre in maniera omogenea e controllata le rigidezze dei vari controventi ai piani, in modo da farla tendere a quella di progetto, al fine di contenere il costo del sistema di protezione.

La resistenza del controvento equivalente

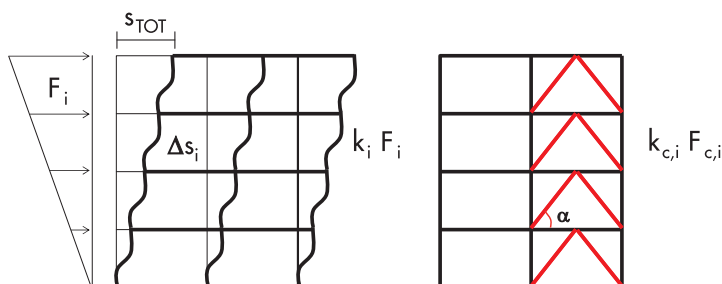


Fig. 5  
Distribuzione in elevazione delle caratteristiche dei controventi dissipativi.

del piano *i*-esimo  $F_{c,i}$ , si distribuisce ipotizzando che i rapporti tra tale resistenza e quella del controvento equivalente  $F_c$  siano uguali ai rapporti fra la resistenza del piano *i*-esimo della struttura  $F_{y,i}$  e quella della struttura equivalente  $F_{y,0}^*$ . Le resistenze di piano  $F_{y,i}$  della struttura originaria possono essere ricavate, in maniera semplificata, dagli spostamenti al limite elastico di piano  $d_{y,i}$  determinati ridistribuendo lo spostamento al limite elastico della struttura originaria equivalente  $d_{y,i}^*$  in funzione del rapporto tra spostamento interpiano  $\Delta s_i$  e lo spostamento totale elastico  $s_{TOT}$ , ricavati dalla precedente analisi statica lineare, vedi figura 5.

$$F_{c,i} = \frac{F_c}{F_{y,0}^*} \cdot F_{y,i}; \quad F_{y,i} = k_i \cdot d_{y,i};$$

$$d_{y,i} = \frac{\Delta s_i}{s_{TOT}} \cdot d_{y,i}^*$$
(5)

3.2 Nella seconda fase si ricavano le caratteristiche dei singoli controventi dissipativi dell'*i*-esimo piano ( $F_{c,i,s}$ ,  $k_{c,i,s}$ ,  $\mu_d$ ), ripartendo le caratteristiche meccaniche del controvento equivalente di piano ( $F_{c,i}$ ,  $k_{c,i}$ ,  $\mu_d$ ) in funzione del numero, della posizione e della reale inclinazione sull'orizzontale  $\alpha_s$  (vedi Fig. 6a) dei controventi previsti al piano stesso [Cap. C7A.10.4.1/Circ. NTC08]. In relazione alla disposizione in pianta delle membrature strutturali e dei controventi dissipativi, occorre cercare di evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidezza, attraverso una progettazione mirata ad incrementare la rigidezza e/o la resistenza torsionale del sistema strutturale nel suo complesso, disponendo opportunamente i dispositivi lungo il perimetro

[Cap. C7A.10.4.2/Circ. NTC]. La rigidezza  $k_{c,i,s}$  e la resistenza  $F_{c,i,s}$  dei singoli controventi dissipativi all'*i*-esimo piano, valgono:

$$k_{c,i,s} = \frac{k_{c,i}}{n_{c,i}} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha_s};$$

$$F_{c,i,s} = \frac{F_{c,i}}{n_{c,i}} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_s}$$
(6)

dove:

$n_{c,i}$  numero di controventi all'*i*-esimo piano;  
 $\alpha_s$  angolo che il singolo controvento forma con l'orizzontale.

Le caratteristiche del singolo controvento dissipativo ( $F_{c,i,s}$ ,  $k_{c,i,s}$ ,  $\mu_d$ ), sono fornite dalla composizione in serie delle sue parti componenti [Cap. C7A.10.4.1/Circ. NTC08], secondo lo schema di figura 6a, in cui:  $k_{d,i,s}$ ,  $F_{d,i,s}$ ,  $\mu_d$  sono rispettivamente la rigidezza, la resistenza e la duttilità del dispositivo dissipativo, mentre  $k_{a,i,s}$  e  $F_{a,i,s}$  rappresentano la rigidezza e la forza di plasticizzazione del supporto metallico. Nel caso di dispositivo attrittivo si può assumere  $k_{c,i,s} = k_{a,i,s}$ .

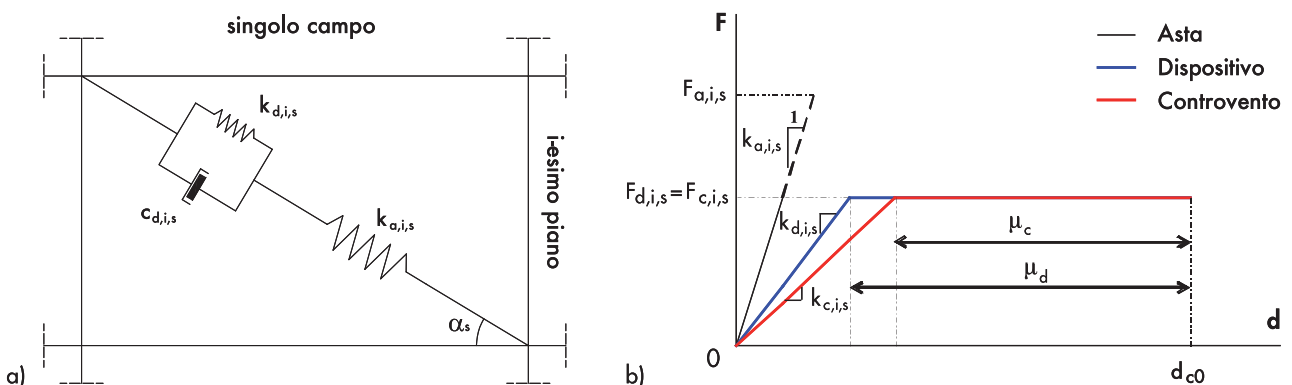
Nella figura 6b sono indicati gli spostamenti di plasticizzazione del dispositivo e del controvento dissipativo ( $d_{d,i,s,y} = F_{d,i,s}/k_{d,i,s}$  e  $d_{c,i,s,y} = F_{c,i,s}/k_{c,i,s}$ ) e lo spostamento di progetto  $d_{du,SLV}$  del dispositivo indicato per lo SLV.

$$F_{c,i,s} = F_{d,i,s}; \quad k_{c,i,s} = \frac{k_{d,i,s} \cdot k_{a,i,s}}{k_{d,i,s} + k_{a,i,s}};$$

$$\mu_c = \frac{k_{d,i,s} + k_{a,i,s} \cdot \mu_d}{k_{a,i,s} + k_{d,i,s}}$$
(7)

In generale, il supporto metallico deve possedere una rigidezza ed una soglia di plasticizzazione tali da concentrare le deformazioni indotte dal sisma nei dispositivi e garantire una significativa dissipazione d'energia, anche per piccoli sposta-

Fig. 6  
 a) Schema della composizione in serie del dispositivo e del supporto metallico e  
 b) Legame Forza-spostamento della composizione in serie del dispositivo e del supporto metallico.





menti [Cap. C7B.4.1/Circ. NTC08].

La scelta delle caratteristiche del singolo dispositivo dissipativo ( $F_{d,i,s}$ ;  $k_{d,i,s}$ ;  $\mu_d$ ) avverrà, comunque, nel range di valori di rigidezza e resistenza indicati dalle case produttrici, mentre il supporto metallico sarà scelto nel rispetto della condizione di verifica di instabilità per compressione e/o plasticizzazione per trazione in corrispondenza dei massimi valori di carico assiale previsti allo SLC [Cap. C7A.10.2/Circ. NTC08].

#### STEP 4:

*Verifica globale della struttura controventata allo SLV mediante il metodo dell'analisi statica non lineare.*

La procedura di progetto si completa con una verifica di sicurezza globale della struttura controventata allo SLV [Cap. C7A.10.6/Circ. NTC08], mediante il metodo dell'analisi statica non lineare [Cap. C7A.10.5.2.2/Circ. NTC08], effettuata considerando un modello numerico della struttura in cui sia i dispositivi che gli elementi strutturali sono caratterizzati da comportamento non lineare [Cap. C7A.10.5.1/Circ. NTC08]. Per l'applicabilità dell'analisi statica non lineare valgono le condizioni riportate nel Cap. 7.3.4.1/NTC08 da verificare sulla struttura completa del sistema di dissipazione di energia. Tale verifica consiste nel controllare che lo spostamento richiesto alla struttura  $d_{max}^*$  sia inferiore allo spostamento target di progetto  $d_{S0}$  [Cap. 7.3.3.3/NTC08; Cap. C7.3.4.1/Circ. NTC08], dove:

$$\begin{cases} d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q} \left[ 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T} \right] \geq d_{e,max}^* & \text{se } T < T_c \\ d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) & \text{se } T \geq T_c \end{cases} \quad (8)$$

$$q = S_e(T^*) \cdot m^*/F_y^*$$

### 3. Adeguamento sismico di un edificio esistente mediante la dissipazione di energia

Al fine di illustrare nel dettaglio tutti i passaggi della procedura di progetto proposta, nonché gli aspetti applicativi ed esecutivi della tipologia di intervento proposta, di seguito viene riportato un esempio di adeguamento sismico di un edificio esistente in c.a. Le valutazioni della sicurezza sul fabbricato, effettuate prima e dopo l'intervento, sono state condotte secondo i criteri e le regole generali contenute in [Cap. 8/NTC; Cap. C7A.10/Circ. NTC08], anche al fine di fissare eventuali limitazioni nell'uso della costruzione.

La verifica si traduce graficamente nel diagramma mostrato in figura 7, in cui sono rappresentate le curve di capacità della struttura originaria e controventata e la curva di domanda allo SLV nel formato ADRS (Acceleration-displacement response spectra) [Cap. 3.2.3.2.3/NTC08].

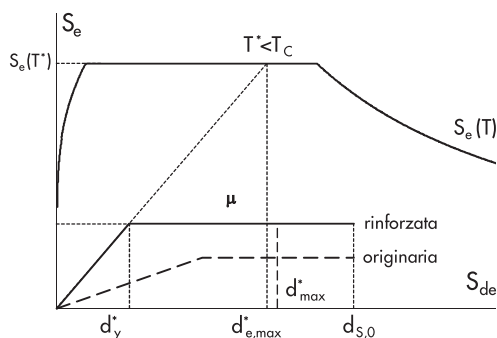


Fig. 7  
Verifica globale della struttura controventata allo SLV.

Nell'impossibilità di raggiungere lo spostamento richiesto  $d_{max}^*$  e quindi in caso di verifica non soddisfatta, si può intervenire aumentando, quando è possibile, lo spostamento target  $d_{S0}$  o, in alternativa, modificando la duttilità di progetto dei controventi  $\mu_c$ .

Per evitare di sovraccaricare troppo gli elementi della struttura originaria, è, inoltre, opportuno che la forza di plasticizzazione del controvento equivalente  $F_c$  non sia troppo elevata rispetto alla resistenza laterale  $F_{y,0}^*$  della struttura originaria. Il livello massimo di  $F_c$  varia in funzione della resistenza degli elementi strutturali (travi e pilastri) e dei nodi nei quali i controventi convergono. In alternativa è possibile aumentare il numero di campi controventati per ridurre al minimo gli interventi di rinforzo localizzato sugli elementi adiacenti ai campi controventati (pilastri, travi e fondazioni).

#### 3.1 Descrizione della struttura

La struttura considerata per l'applicazione del metodo è un edificio destinato a civile abitazione, sito nel Comune di Bonefro (CB), realizzato nel 1982-83 per l'I.A.C.P della Provincia di Campobasso. L'edificio considerato, mostrato in figura 8, essendo rappresentativo di una tipologia edilizia molto diffusa in Italia, costituisce un esempio significativo per l'applicazione e la verifica dell'efficacia della metodologia di rafforzamento proposta. La struttura è costituita da quattro livelli a pianta rettangolare, di cui tre abitabili, per un totale di sei alloggi. Il piano terra è adibito in parte a rimessa, in parte a porticato. È presente, inoltre, un sottotetto non abitabile ed una coper-

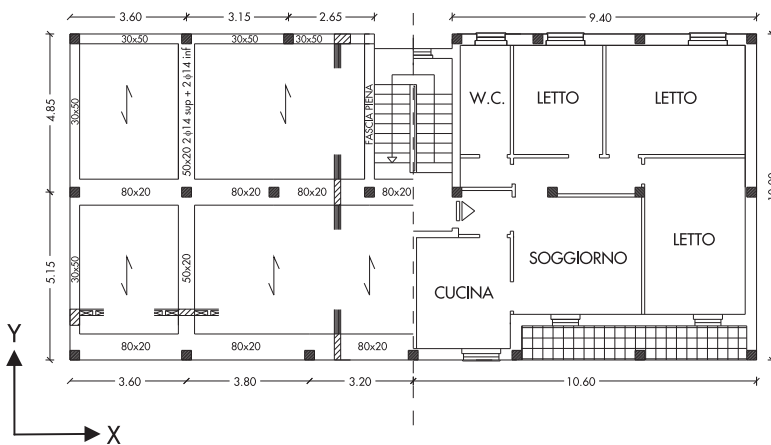
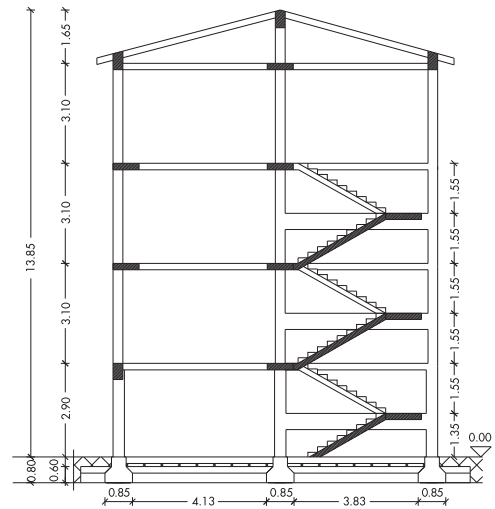


Fig. 8  
Pianta  
strutturale/architettonica del  
piano tipo e sezione  
verticale dell'edificio.

tura a falde inclinate. I solai latero-cementizi hanno altezza di 20 cm (16+4), mentre le tamponature, in mattoni forati, sono realizzate a doppia fodera con camera d'aria, per uno spessore di 12+10+8 cm. Le tamponature sono caratterizzate da un'elevata percentuale di aperture e nel modello vengono messe in conto solo in termini di peso [Cap. 7.2.6/NTC08]. L'altezza del piano terra è pari a 2.90 m, mentre l'altezza d'interpiano a 3.10 m. La trave di colmo è a 1.65 m dal solaio di sottotetto, per un'altezza complessiva dell'edificio di 13.85 m. Le fondazioni sono realizzate con travi rovesce. Tutti i pilastri dello stesso livello sono uguali: 35x35 al piano terra con 6φ16; 30x30 al I° livello con 4φ16 + 2φ14; 30x30 al II°, III° e IV° piano con 4φ16. Le travi perimetrali sono emergenti 30x50, tranne che per il II° e III° piano, mentre quelle interne sono a spessore: 80x20 quelle principali e 50x20 quelle secondarie. La struttura, priva di particolari elementi irrigidenti, è costituita da 3 telai piani in direzione X, di cui gli esterni con travi emergenti e il centrale con trave a spessore, e da 4 telai piani in direzione Y, di cui due con travi emergenti e due con travi a spessore. È presente, inoltre, un vano scala in posizione eccentrica rispetto all'asse longitudinale ma centrale rispetto all'asse trasversale, con struttura a soletta rampante. Per il calcolo delle capacità degli elementi, utile per la definizione della resistenza e duttilità disponibile globale della struttura, è richiesta la conoscenza delle caratteristiche dei materiali costituenti. Tali informazioni possono essere desunte dai dati contenuti nel progetto originale, se disponibile, e/o da specifiche prove in situ, il cui numero e tipologia dipende dal livello di conoscenza richiesto [Cap. C8A.1.B/Circ. NTC08]. Nel caso in esame le informazioni sulle caratteristiche dei materiali e sui dettagli costruttivi sono



state ricavate dagli elaborati progettuali, dai quali si è evidenziato che per la realizzazione dell'edificio in esame è stato utilizzato un calcestruzzo classe C20/25 e un acciaio FeB44K, corrispondente a B450C [Cap. 11.2 e 11.3/NTC08]. Pur non disponendo di dati sperimentali diretti, ai fini della simulazione di progettazione qui presentata è stato assunto un livello di conoscenza accurato LC1, come definito in [Cap. C8A.1.B.2/Circ. NTC08]. Per maggiori dettagli sulle caratteristiche dell'edificio in esame si rimanda a [Dolce et al., 2004b e 2004c].

### 3.2 Valutazione della capacità (Step 1) e Livello di sicurezza della struttura originaria

Per caratterizzare la resistenza laterale dell'edificio (Step 1) e, quindi, valutare il livello di sicurezza nei confronti dell'azione sismica prima dell'intervento di rafforzamento, è stata effettuata una modellazione non lineare della struttura originaria applicando le regole generali valide per gli edifici nuovi [Cap. 7.2.6/NTC08] e quelle specifiche per gli edifici esistenti [Cap. 8.5/NTC08].

Per la modellazione non lineare della struttura si è scelto di utilizzare un programma di calcolo di tipo commerciale [CDS Win 2009b - www.stsweb.it], appositamente realizzato per effettuare analisi statiche non lineari, dotato di elementi atti a simulare il comportamento di dissipatori del tipo elasto-plastico.

La rappresentazione tridimensionale del modello dell'edificio in oggetto è mostrata in figura 9a. Si tratta di un modello a plasticità concentrata di tipo elasto-plastico, in cui le cerniere plastiche sono localizzate agli estremi degli elementi pilastro e travi. La capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche è espressa in funzione dell'armatura della sezione (Fig. 9b) e dello sforzo assiale presente nell'elemento.

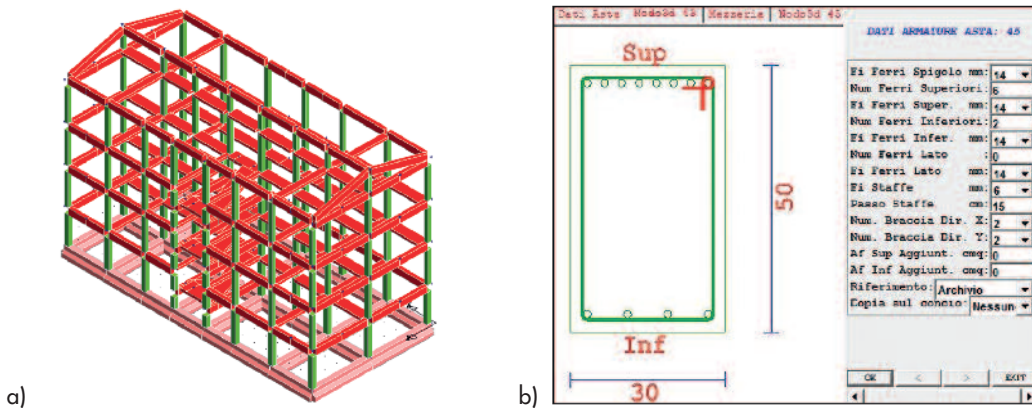


Fig. 9  
(a) Rappresentazione del modello della struttura originaria;  
(b) input delle armature esistenti

Stato limite	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$	$T_C^*$ (sec)
SLO	30	0.058	2.424	0.286
SLD	50	0.077	2.472	0.297
SLV	475	0.209	2.467	0.343
SLC	975	0.275	2.446	0.352

Parametri legati alla pericolosità sismica del sito della costruzione (41.70729 N e 14.93741E).

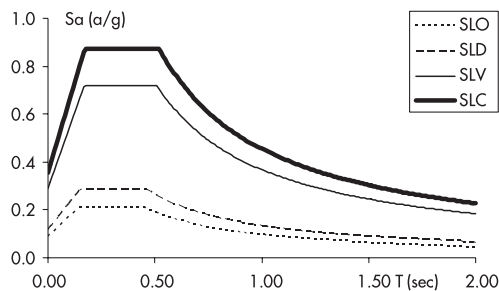


Fig. 10  
Spettri elastici di riferimento ai diversi Stati Limite per la costruzione in esame, suolo Tipo C.

Per tener conto della fessurazione dei materiali fragili, nel modello la rigidezza flessionale e a taglio degli elementi strutturali è stata mediamente ridotta al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati [Cap. 7.2.6/NTC08], tenendo debitamente in conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente nei pilastri [Paulay e Priestley, 1992]. La progettazione effettuata tenendo conto della fessurazione implica, in genere, una maggiore cautela rispetto allo SLD, rendendo più impegnativa la verifica degli spostamenti. Ciò comporta un possibile aumento delle rigidezze dei controventi, recuperabile per mezzo della minore danneggiabilità per eventi sismici frequenti ma poco intensi. Nel modello è stato considerato anche l'effetto irrigidente del corpo scala, modellando le solette rampanti mediante elementi monodimensionali. L'intensità dell'azione sismica considerata per le analisi è legata alla pericolosità sismica di base del sito di costruzione considerato [Cap. 3.2/NTC08]. I tre parametri che definiscono le forme spettrali sono:  $a_g$  accelerazione di picco,  $F_o$  fattore di amplificazione e  $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. I valori di tali parametri sono riportati nella tabella di figura 10 in funzione del periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla classe d'uso (II) e alla vita nominale (50 anni) della struttura considerata. La risposta sismica locale è stata, quindi, definita attribuendo al sito le caratteristiche del suolo di fon-

dazione (Tipo C) e la categoria topografica (T1). Gli spettri elastici di riferimento per i diversi Stati Limite considerati sono riportati in figura 10. I risultati dell'analisi modale e la distribuzione delle rigidezze di piano ottenute da una prima analisi elastica lineare, riportati nelle tabelle 7 e 8, evidenziano che i modi di vibrare non sono perfettamente disaccoppiati e che la distribuzione delle rigidezze della struttura non è regolare in altezza. L'analisi statica non lineare nelle due direzioni principali, previa verifica a carichi statici verticali, è stata effettuata combinando l'azione sismica con le altre azioni [Cap. 2.5.3/NTC08], considerando le due diverse distribuzioni di forze orizzontali [Cap. 7.3.4.1/NTC08] applicate ai piani, in entrambi i versi. L'analisi statica non lineare, utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale caratterizzato da una significativa partecipazione di massa [Cap. C7.3.4.1/Circ. NTC08], viene comunque applicata in virtù dell'effetto di regolarizzazione determinato mediante un'oculata progettazione del sistema controventante. Considerata la limitata altezza della struttura oggetto di studio e la presenza di un vano scala irrigidente, nelle analisi è stato, inoltre, trascurato l'effetto  $p$ -delta. Nel caso di strutture particolarmente deformabili o elevate è opportuno, invece, considerare tale effetto. Nella figura 11 sono mostrati i sistemi bi-lineari

equivalenti dell'edificio originario, nelle due direzioni principali, relativi alle curve di push-over con minore resistenza tra le 8 curve di capacità considerate.

Ai fini della scelta dell'intervento è opportuno, ma non strettamente necessario, procedere ad una prima valutazione del livello di sicurezza della struttura non rinforzata allo SLV utilizzando, ad esempio, il metodo dell'analisi statica non lineare, anche nel caso in cui non siano perfettamente rispettate le condizioni di applicabilità previste dal [Cap. C7.3.4.1/Circ. NTC08]. In tal caso, il livello di sicurezza può essere espresso in termini di rapporto tra lo spostamento richiesto  $d^*_{max}$  per lo stato limite in esame e lo spostamento disponibile  $d^*_u$  compatibile con gli spostamenti degli elementi/meccanismi duttili e con le resistenze per gli elementi/meccanismi fragili. Nel caso specifico si ottengono i risultati visualizzati nel piano ADRS di figura 12, dalla quale si

evidenzia la necessità di effettuare interventi di rinforzo sulla struttura al fine di aumentare la resistenza e/o la duttilità disponibile della stessa. Tali risultati, insieme alle caratteristiche sintetiche dei sistemi equivalenti della struttura ad 1 GDL, che costituiscono l'innescò della procedura di progetto, sono, inoltre, riportati in tabella 1.

Nel caso dell'edificio in oggetto è possibile mettere in rilievo i seguenti aspetti: (i) la struttura possiede una non trascurabile resistenza alle azioni orizzontali, pur se inadeguata rispetto alle azioni di progetto previste dalla norma attuale per il sito in oggetto; (ii) la maglia strutturale è tale da consentire l'inserimento dei controventi dissipativi e realizzare le opere ad esso connesse; (iii) le caratteristiche dei materiali sono accettabili; (iv) la struttura risulta adeguata a sostenere i carichi verticali di progetto, (v) la struttura presenta limitate condizioni di irregolarità (Tab. 7).

Fig. 11  
Sistema bi-lineare equivalente della struttura originaria a confronto con la curva di push-over ottenuta dall'analisi statica non lineare e la curva di pushover ridotta per: Direzione X e Direzione Y.

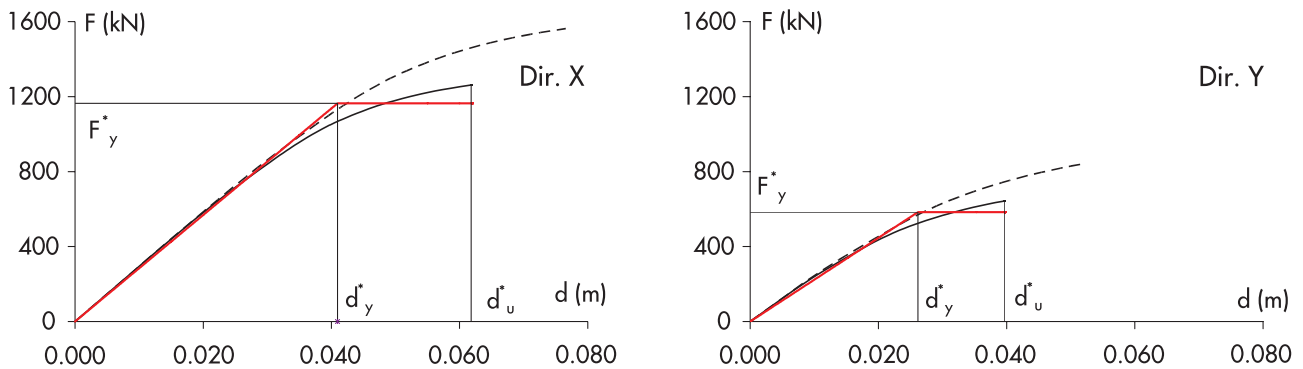


Tabella 1 - Caratteristiche dei sistemi bi-lineari equivalenti e risultati della verifica della struttura originaria

Direzione	$m^*$ (t)	$T^*$ [sec]	$F_y^*$ [kN]	$k^*$ [kN/mm]	$\mu^*$	$S_e(T^*)$ [a/g]	$d_{max}^*$ (mm)	$d_u^*$ (mm)
X	553	0.88	1164	28.5	1.51	0.42	81	65
Y	521	0.96	583	22.3	1.51	0.38	89	47

### 3.3 Intervento di Adeguamento

La scelta del tipo di intervento di adeguamento sismico su di un edificio esistente presenta problematiche complesse, che possono portare a soluzioni tra loro totalmente diverse, da ottimizzare in relazione alle caratteristiche del singolo edificio. Nel caso in esame, note le peculiarità e le carenze della struttura originaria, nonché i livelli di sicurezza richiesti, si procede al progetto dell'intervento di adeguamento sismico mediante l'introduzione nella maglia strutturale di sistemi di dissipazione di energia, come previsto in [Cap. 8.7.4/NTC08].

La posizione e la configurazione dei controventi dissipativi possono essere ottimizzate in funzione

delle caratteristiche della maglia strutturale, ma risultano spesso condizionate anche da esigenze di tipo architettonico. Nel caso in esame, al fine di mantenere le aperture delle finestre anche nei campi controventati, l'intervento è stato previsto considerando, in direzione X, una disposizione di controventi a V rovescia all'interno dei campi di telaio, per tutta l'altezza della struttura. Per la struttura in esame si è scelto di controventare 8 campi di telaio, come mostrato in figura 14. Nella scelta dei campi da controventare bisogna, inoltre: (i) considerare la necessità di fornire al sistema di controventamento un minimo di ridondanza, utile in caso di rottura inaspettata e/o prematura di qualche dispositivo, (ii) verificare la compatibilità

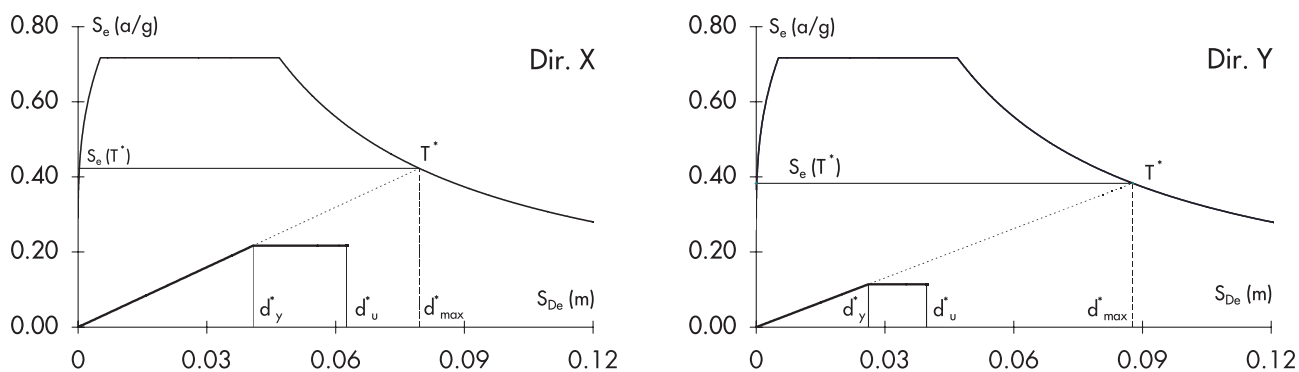


Fig. 12  
Applicazione dell'analisi statica non lineare alla struttura originaria.

delle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali collegati ai controventi e (iii) osservare che la disposizione dei controventi è tanto più efficace quanto più l'angolo di inclinazione sull'orizzontale è piccolo. Nei campi di telaio interessati dall'intervento l'inserimento dei controventi produce un incremento non trascurabile delle sollecitazioni di sforzo assiale nei pilastri e di flessione nelle travi, per effetto della variazione di schema strutturale, nonché un maggiore impegno delle fondazioni e del terreno immediatamente sottostante le maglie strutturali rafforzate. Per tale motivo può essere opportuno redistribuire tale incremento di sollecitazione su più elementi [Cap. C7A.10.2 e C7A.10.4/Circ. NTC08].

La scelta della tipologia di dispositivi da utilizzare dipende dalle caratteristiche della struttura da rinforzare e da numerosi altri fattori, tra cui (i) il livello di protezione da conseguire, (ii) gli ingombri, (iii) la necessità di garantire la piena funzionalità o l'assenza di danno ai dispositivi anche dopo terremoti violenti, (iv) le esigenze di manutenzione [Cap. C7A.10.2/Circ. NTC08]. Nel caso in cui si intervenga su una struttura esistente anche l'analisi preliminare della struttura senza alcun rinforzo, mostrata al paragrafo precedente, fornisce utili indicazioni per il progetto del sistema di dissipazione [Cap. C7A.10.4/Circ. NTC08]. Nella definizione dell'intervento è opportuno prevedere l'utilizzo di un'unica tipologia di dispositivi su tutta la struttura, seppur differenziando le caratteristiche meccaniche dei singoli dispositivi ai vari piani, questo ai fini di una maggiore semplicità di progettazione ed esecuzione e per una generale economia dell'opera [Mazza et al. 2009, Ponzo et al. 2007b].

I controventi dissipativi individuati per l'intervento in esame sono composti da aste diagonali metalliche accoppiate in serie a dispositivi dissipativi a comportamento non-lineare, dipendenti dallo spostamento [Cap. 11.9.5/NTC08]. Il dispositivo sfrutta le capacità dissipative per isteresi di elementi metallici opportunamente sagomati, in grado di plasticizzarsi quando soggetti a sollecitazioni

di flessione e taglio determinate dagli spostamenti relativi fra piani successivi [Ponzo et al. 2009b]. In figura 13b è riportato un esempio di legame costitutivo forza adimensionalizzata vs. duttilità, ottenuto dalle prove di qualificazione effettuate presso il Laboratorio di Strutture dell'Università della Basilicata (Fig. 13a) nell'ambito del progetto JetPacs-Reluis L7 [Ponzo et al., 2009a] su dispositivi simili a quelli previsti per l'intervento in oggetto. Tipicamente, per dispositivi basati sulla plasticizzazione dei metalli, la duttilità del solo dispositivo ( $\mu_d$ ) può raggiungere valori abbastanza elevati, maggiori di 20, con buona stabilità di comportamento anche per numero di cicli elevati [Dolce e Marnetto, 2000]. Nel caso specifico i test sperimentali hanno mostrato un comportamento stabile per i livelli di spostamento richiesti dalla norma [Cap. C11.9.2/Circ. NTC].

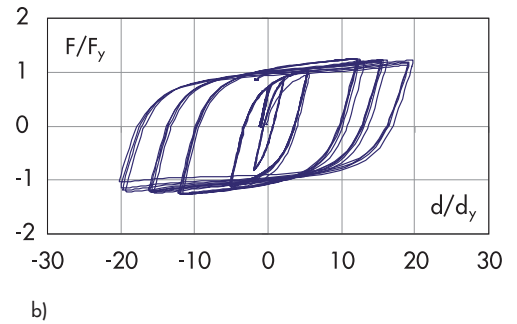
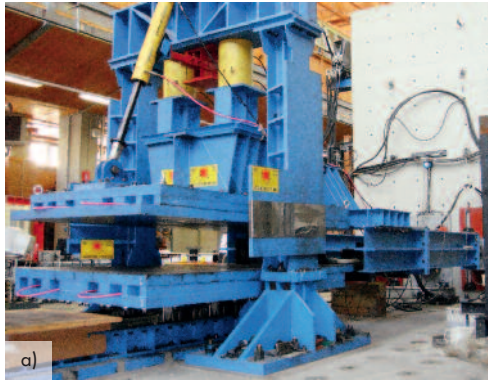
Dopo aver individuato il numero di campi da controventare, nel caso specifico pari a 8, si è ritenuto necessario incrementare la resistenza della struttura originaria in direzione Y (Fig. 12), mediante un intervento di rinforzo localizzato sui 4 pilastri esterni del fabbricato, adiacenti ai campi controventati (Fig. 14). Il rinforzo localizzato è stato progettato considerando la tecnica dell'incamiciatura con armatura metallica e getto di calcestruzzo, come mostrato in dettaglio al par. 3.5, al fine di conferire al pilastro una maggiore resistenza nei confronti delle azioni assiali di trazione e compressione.

Nel caso di eventuali danni preesistenti sulla struttura gli interventi di riparazione e ripristino devono precedere l'inserimento del sistema di controventi e possono essere integrati con gli interventi di rinforzo localizzato sopra descritti.

### 3.3.1 Determinazione delle caratteristiche meccaniche del controvento equivalente (Step 2)

Partendo dalla curva di capacità della struttura bilinearizzata (S), relativa alla configurazione con i rinforzi sui quattro pilastri di spigolo (Fig. 14 e Fig. 21), si vanno a determinare, mediante la procedura iterativa (Step 2), le caratteristiche

Fig. 13  
a) Macchina Prova  
dispositivi antisismici di  
grosse dimensioni -  
Università della Basilicata e  
b) Diagramma sperimentale  
Forza-Spostamento  
dispositivi isteretici.



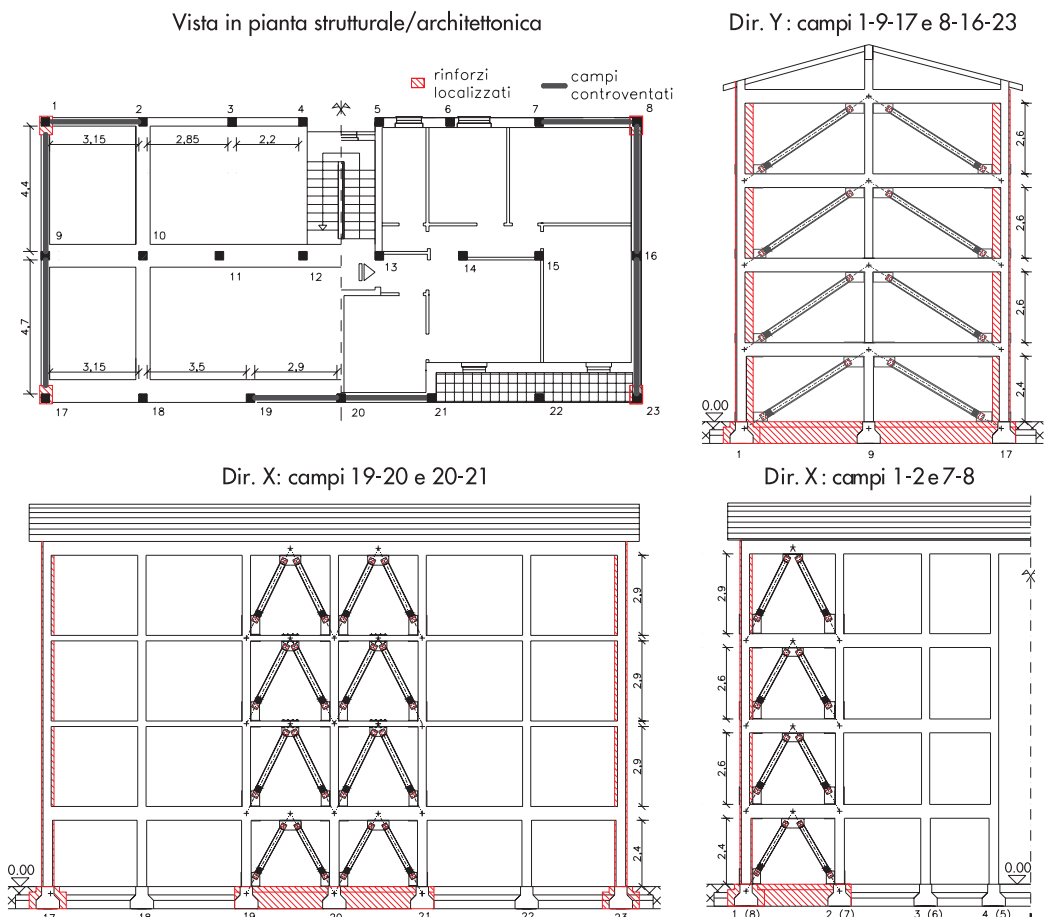
del sistema dissipativo equivalente (CE). Con riferimento alle curve mostrate in figura 15, nella fase di progettazione si ipotizza di sfruttare tutte le risorse plastiche della struttura esistente, cioè raggiungere uno spostamento target di progetto pari allo spostamento ultimo  $d_{50} = d_u^*$  (passo 2.1) e di imporre un valore della duttilità di progetto dei controventi  $\mu_c = 8$  (passo 2.2). Lo spostamento target di progetto  $d_{50}$  risulta compatibile con le limitazioni di normativa sul fattore di struttura delle costruzioni esistenti con elementi fragili (q circa pari a 1.5) [Cap. C8.7.2.4/Circ. NTC08], come mostrato dai valori riportati in tabella 2 (colonna 6). Le caratteristiche del con-

trovento equivalente ottenute iterando i passi 2.3 e 2.4, per le due direzioni principali della struttura, sono mostrate in figura 16 e riassunte in tabella 2 (colonne 8, 9 e 11).

### 3.3.2 Determinazione delle caratteristiche meccaniche dei controventi dissipativi (Step 3)

La distribuzione ai piani delle caratteristiche del controvento equivalente è stata effettuata secondo quanto descritto al passo 3.1 della procedura, partendo, cioè, dai risultati ottenuti dall'analisi lineare statica effettuata sulla struttura senza controventi, riportati in tabella 3, ricavando per ogni direzione i parametri relativi ai controventi equivalenti di piano e regolariz-

Fig. 14  
Indicazione sulla posizione  
e configurazione dei  
controventi e degli elementi  
rinforzati localmente.



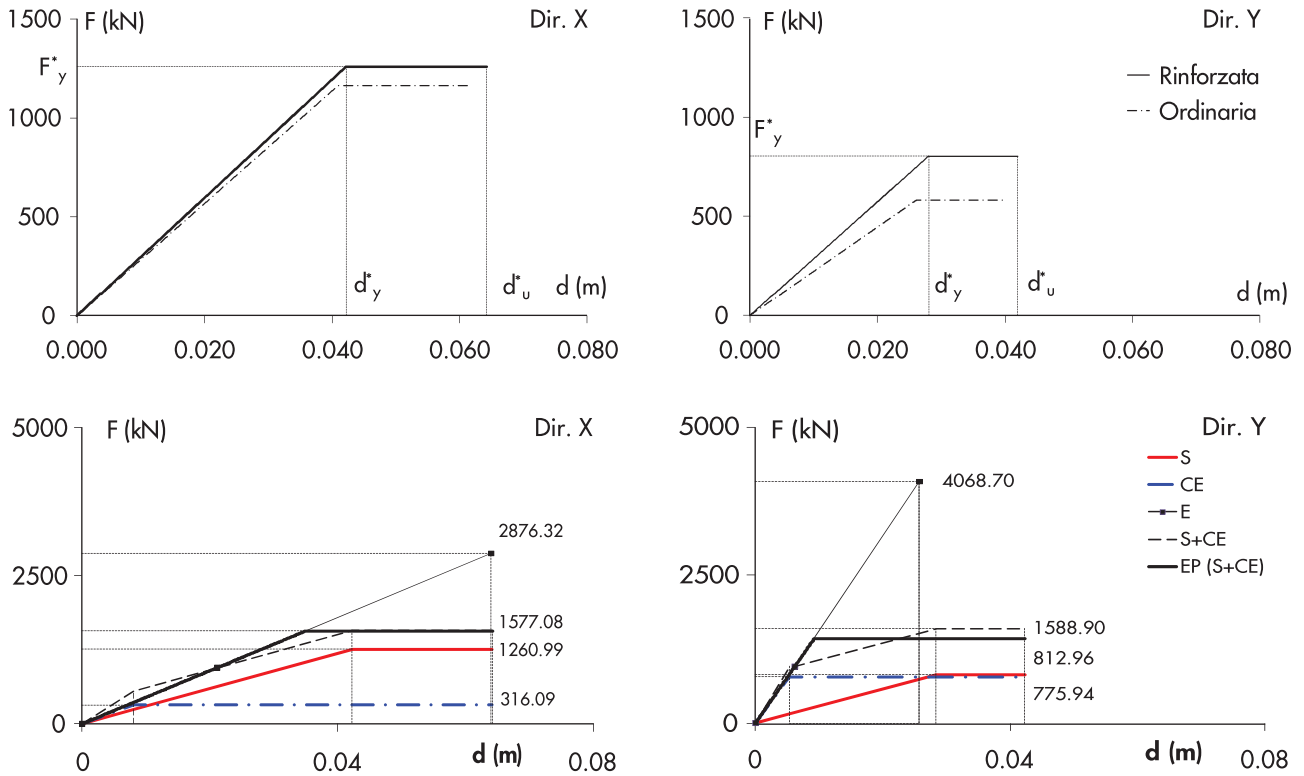


Tabella 2 - Caratteristiche dei sistemi bi-lineari equivalenti, nelle due direzioni principali, della struttura rinforzata localmente e dei controventi equivalenti

Direzione	$m^*$ [t]	$T^*$ [sec]	$F_y^*$ [kN]	$k^*$ [kN/mm]	$\mu^*$	$S_e(T^*)$ [a/g]	$F_c$ [kN]	$k_c$ [kN/mm]	$\frac{k_c}{k^*}$	$\mu_c$
X	559.58	0.70	1261	9.9	1.52	0.52	316	39.4	1.32	8
Y	578.29	0.38	813	28.7	1.50	0.72	776	146.8	5.11	8

zando dove necessario (colonne 10 e 11). In tabella 4 sono riportate le caratteristiche dei controventi equivalenti di piano che vengono, quindi, distribuite sul singolo controvento secondo le indicazioni del passo 3.2, in funzione del numero, della disposizione in pianta e inclinazione rispetto all'orizzontale (Fig. 14), ottenendo i valori riportati in tabella 5. Una volta determinate le caratteristiche del singolo controvento dissipativo è stato possibile

ricavare quelle degli elementi costituenti il controvento stesso, asta metallica e dispositivo dissipativo posti in serie. Nella determinazione delle caratteristiche dei singoli componenti va ricordato che il comportamento globale dei controventi dissipativi migliora quando la rigidità dell'asta è maggiore di quella del dispositivo  $k_a \geq k_d$  [Dall'Asta et al., 2009], condizione suggerita, generalmente, anche dalle case produttrici. Il profilo commerciale da utilizzare per l'asta

Fig. 15  
Curva di capacità, in direzione X e Y, prima e dopo il rinforzo localizzato sui pilastri.

Fig. 16  
Controvento dissipativo equivalente per le due direzioni principali dell'edificio.

Tabella 3 - Caratteristiche della Struttura non controventata rinforzata localmente

PIANO	Masse [t]	$\Delta M$ %	$\Delta s_i$ [mm]		$\Sigma F_i$ [kN]		$k_i$ [kN/mm]		$\Delta k$ %		$F_{y,i}$ [kN]	
			Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
1	210.98		5.24	9.79	1074	1647	204.92	168.21			1371.96	809.06
2	207.45	1.7	10.58	15.95	1014	1536	95.81	96.32	<b>53.3</b>	<b>42.7</b>	1295.18	754.77
3	200.90	3.2	9.82	16.09	827.6	1251	84.28	77.73	12.0	19.3	1057.40	614.46
4	186.25+75.15	7.3	7.41	15.17	520.3	801.2	70.22	52.81	16.6	<b>32.1</b>	664.77	393.62

Tabella 4 - Caratteristiche dei controventi equivalenti di piano

PIANO	$k_{c,i}$ [kN/mm]		$K_{tot,i}$ [kN/mm]		$\Delta K_{tot,i}$ [%]		$F_{ci}$ [kN]	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
1	270.5	859.7	475.5	1027.9			344	781
2	237.0	623.2	332.8	623.2	30.0	30.0	325	728
3	148.7	426.0	233.0	503.7	30.0	30.0	265	593
4	163.1	352.6	233.3	405.4	0.0	20.0	167	380

Tabella 5 - Caratteristiche dei controventi dissipativi allo SLV

Campo / PIANO	19-20 e 20-21		1-2 e 7-8		1-9-17 e 8-16-23	
	$k_{c,i,s}$ [kN/mm]	$F_{c,i,s}$ [kN]	$k_{c,i,s}$ [kN/mm]	$F_{c,i,s}$ [kN]	$k_{c,i,s}$ [kN/mm]	$F_{c,i,s}$ [kN]
1	185.87	111.52	165.07	99.04	409.81	286.87
2	196.21	117.73	163.56	98.13	313.28	239.92
3	118.61	83.02	99.68	69.78	211.01	177.56
4	127.33	89.13	112.23	78.56	172.28	120.60

deve essere scelto in modo tale da soddisfare la verifica all'instabilità per le forze di progetto nei dispositivi ed evitare la plasticizzazione allo SLC, mentre le caratteristiche del dispositivo (rigidezza, resistenza e duttilità) devono essere compatibili con i valori indicati dalle case produttrici e tali da ottimizzare lo sfruttamento del materiale, minimizzando l'area dell'asta.

La robustezza della tecnica di rinforzo, verificata da alcuni studi sperimentali e numerici [Ponzo et al. 2009b,c], permette di variare in maniera significativa le caratteristiche dei controventi rispetto a quelle di progetto, senza che si evidenzino variazioni significative nella risposta della struttura. Le caratteristiche meccaniche dei controventi dissipativi di tabella 5 ricavate dalla procedura di progetto proposta, sono state, dunque, adattate, mediante un'operazione di discretizzazione ed omogeneizzazione, ai valori standard dei dispositivi suggeriti dalle case produttrici e delle relative aste di supporto, in modo tale da ottenere comunque spostamenti ultimi dei controventi  $d_{du,SLV}$  compatibili con gli spostamenti di interpiano richiesti alla struttura allo SLV (Tab. 6). In particolare, i 12 diversi controventi ricavati dalla procedura di progetto sono stati ridotti a soli 7 diversi controventi, caratterizzati da una duttilità ( $\mu_c$ ) corrispondente a circa 0.7 volte quella massima ( $\mu_d = 20$ ) prevista per dispositivi dissipativi isteretici considerati (Tab. 6). Tali

valori di duttilità consentono di operare in sicurezza rispetto a possibili rotture a fatica dei dispositivi [Dolce e Marnetto, 2000]. La discretizzazione effettuata determina, nel caso specifico, una sensibile riduzione dei costi legati alla fornitura e posa in opera del sistema dissipativo, anche se a scapito di un leggero aumento di  $\Delta k_i$  rispetto alla condizione di progetto, come mostrato dal confronto tra tabella 4 e tabella 8.

### 3.4 Verifica (Step 4) e Livello di sicurezza della struttura rinforzata

La verifica dell'intervento di adeguamento è effettuata con il metodo dell'analisi statica non lineare [Cap. C7A.10.5.2.2/Circ. NT08], nei confronti degli Stati Limite richiesti per la classe d'uso della struttura, sul modello dell'edificio completo del sistema di dissipazione di energia. Nelle verifiche va tenuto conto che un'affidabilità superiore è richiesta ai dispositivi del sistema di dissipazione, per il ruolo critico che essi svolgono [Cap. C7A.10.2/Circ. NTC08].

In sintesi le verifiche effettuate sono state: Stato Limite di contenimento del danno (SLD) degli elementi non strutturali [Cap. 7.3.7.2/NTC08], con controllo delle condizioni di danneggiamento dei dispositivi dissipativi [Cap. C7A.10.6.1/Circ. NTC08]; Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) in termini di resistenza e duttilità della struttura [Cap. 7.3.6.1 e



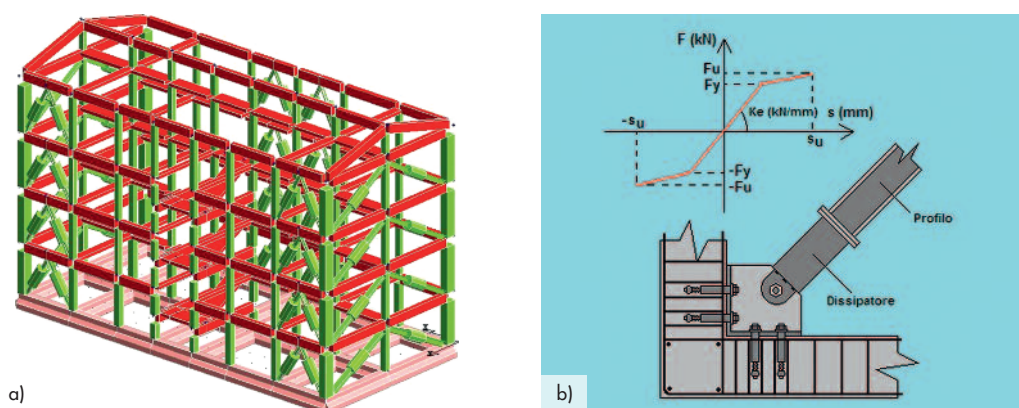


Fig. 17  
a) Rappresentazione del modello della struttura rinforzata;  
b) input dei controventi dissipativi.

Tabella 6 - Caratteristiche delle componenti dei controventi dissipativi. (Indici riferiti a Fig. 6)

Piano	N.	Dir	Campo	$F_{d,i,s}$ [kN]	$K_{d,i,s}$ [kN/mm]	$d_{du,SLV}$ [mm]	Sezione asta	Lungh [m]	$\mu_c$	$K_a/K_d$
1	8	X	1-2 e 7-8	100	160	12.50	HE180A	1.56	16.0	3.7
		X	19-20 e 20-21					1.42	16.3	4.1
1	4	Y	9-17 e 16-23	290	410	14.15	HE240M	4.09	14.5	2.5
		Y	1-9 e 8-16					3.82	14.8	2.6
2	8	X	1-2 e 7-8	145	240	12.11	HE180A	1.74	14.1	2.2
		X	19-20 e 20-21					1.87	13.8	2.1
2	4	Y	9-17 e 16-23	250	315	15.87	HE220M	4.20	14.3	2.3
		Y	1-9 e 8-16					3.94	14.5	2.5
3	8	X	1-2 e 7-8	95	130	14.62	HE140A	1.74	15.1	2.9
		X	19-20 e 20-21					1.87	14.8	2.7
3	4	Y	9-17 e 16-23	180	215	16.74	HE240B	4.20	14.4	2.4
		Y	1-9 e 8-16					3.94	14.7	2.6
4	8	X	1-2 e 7-8	95	130	14.62	HE140A	1.74	15.1	2.9
		X	19-20 e 20-21					1.60	15.4	3.1
4	4	Y	9-17 e 16-23	125	175	14.29	HE220B	4.20	14.6	2.5
		Y	1-9 e 8-16					3.94	14.9	2.7

7.3.6.2/NTC08]; e Stato Limite di Collasso (SLC) dei dispositivi, così come degli elementi di connessione alla struttura (asta, bulloni, piastre, etc.) [Cap. C7A.10.6.2/Circ. NTC08].

Nel caso in esame, al modello non lineare della struttura originaria rinforzata localmente, come descritto in precedenza, sono stati aggiunti i controventi dissipativi secondo lo schema di figura 17a. Tali controventi sono costituiti da elementi dissipatori definiti come aste in acciaio caratterizzate da una non linearità concentrata ad un'estremità, vedi figura 17b [CDS Win 2009b - www.stsweb.it]. Tali dissipatori nel modello sono stati considerati come attivi per le sole azioni sismiche e non per i carichi verticali. In condi-

zione di soli carichi verticali i dispositivi devono essere scarichi da qualsiasi tipo di sollecitazione e deformazione imposta, per garantire un funzionamento ottimale durante il terremoto [Cap. C7A.10.6.1/Circ. NTC]. I parametri assegnati ai dissipatori di tipo elasto-plastico definiti nel caso in esame sono riportati in tabella 6.

I principali risultati dell'analisi modale effettuata sulla struttura prima e dopo l'intervento sono riportati in tabella 7 in termini di periodi dei primi tre modi di vibrare e relative masse partecipanti dei modi traslazionali. La figura 18 mostra, invece, il confronto tra le forme modali normalizzate della struttura controventata (linea continua) e quelle della struttura originaria (linea tratteggiata). I risul-

tati di tabella 7 e figura 18 evidenziano, sia in termini di masse partecipanti che di forme modali, la regolarizzazione del comportamento dinamico determinata dall'inserimento del sistema di controventi dissipativi all'interno della struttura. Gli effetti in termini di regolarizzazione di distribuzione delle rigidzze complessive determinate dal sistema di controventi sono, infine, mostrati nella tabella 8. In figura 19, a scopo puramente dimostrativo, anche se non necessario ai fini pratici della progettazione, sono messe a confronto le curve ottenute dall'analisi statica non lineare per la strut-

tura originaria, per quella con i rinforzi locali e per la struttura controventata. Nel caso di struttura controventata le curve di resistenza, utilizzate anche per la verifica, sono quelle a resistenza minore ottenute considerando i) la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, ii) due diverse distribuzioni di forze orizzontali [Cap. 7.3.4.1/ NTC08] e iii) spostando la posizione del centro di massa (punto di applicazione delle forze orizzontali) con un'eccentricità aggiuntiva del  $\pm 5\%$  [Cap. 7.2.6/NTC08]. Il confronto tra le diverse curve mostra chiaramente i

Tabella 7 - Periodi e masse partecipanti dei primi tre modi di vibrare prima e dopo l'inserimento dei controventi

Modi di vibrare	Originaria			Controventata		
	Periodo [sec]	UX	UY	Periodo [sec]	UX	UY
Modo 1	0.969	26%	3%	0.566	78%	0%
Modo 2	0.940	0%	74%	0.452	0%	81%
Modo 3	0.811	50%	0%	0.310	1%	0%

Fig. 18  
Forme modali della struttura in esame prima (linea tratteggiata) e dopo l'intervento (linea continua).

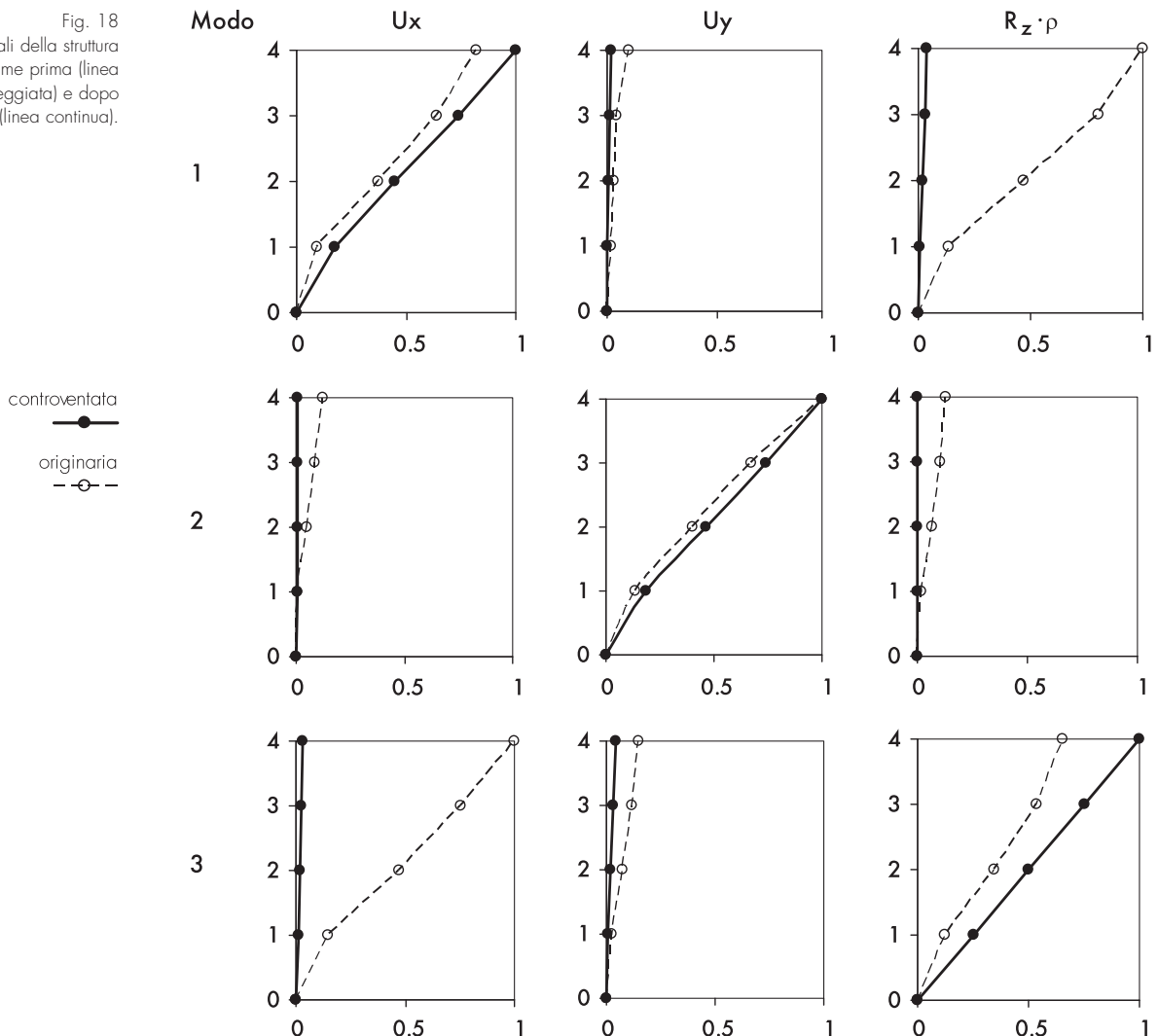
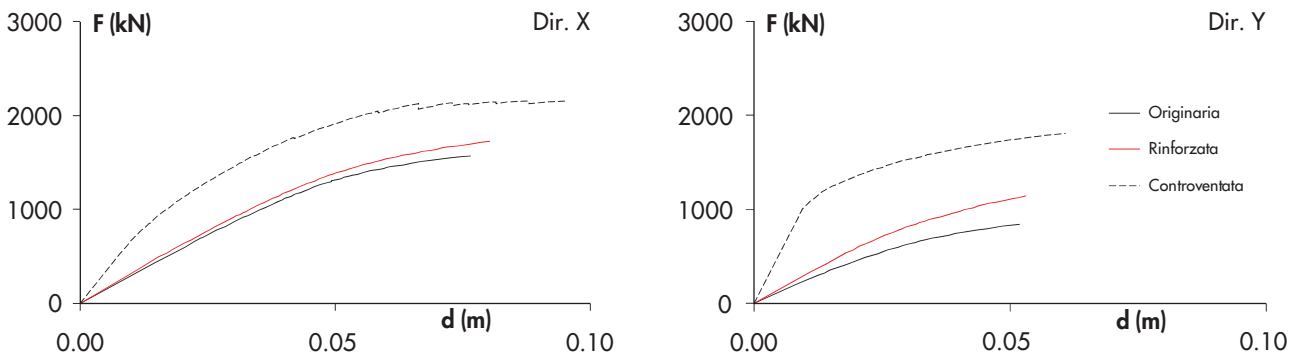


Tabella 8 - Variazioni delle rigidezze di piano della struttura originaria e controventata

Piano	Variazione di rigidezza			
	originaria		controventata	
	$\Delta k_{i,x}$ [%]	$\Delta k_{i,y}$ [%]	$\Delta k_{i,x}$ [%]	$\Delta k_{i,y}$ [%]
1-2	57.1	44.9	31.0	26.9
2-3	14.5	17.3	26.0	19.6
3-4	13.3	44.0	24.1	29.3

Fig. 19  
Confronto delle curve di capacità dell'edificio con e senza rinforzo nelle due direzioni principali.



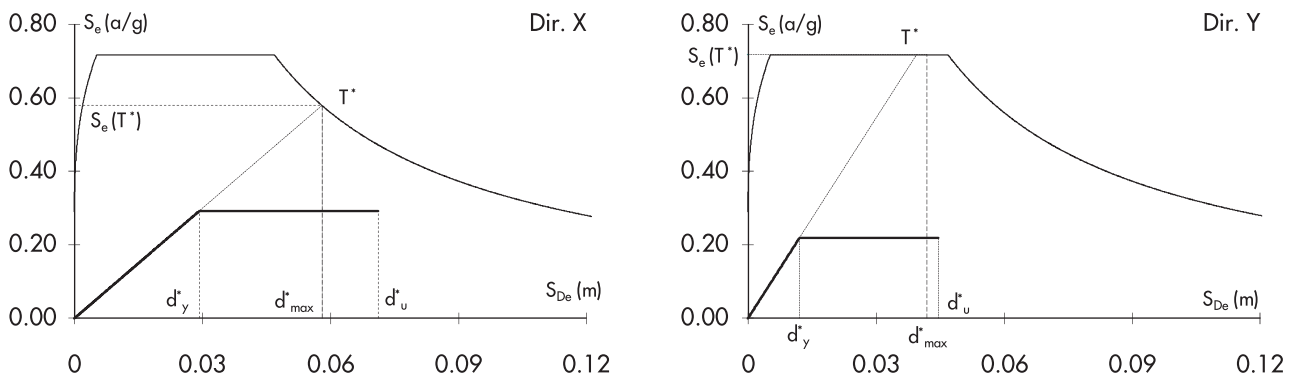
benefici dell'intervento di rinforzo sismico proposto in termini di incremento di resistenza laterale, di rigidezza e duttilità globale dell'edificio.

La verifica allo SLD nelle due direzioni principali, per la configurazione di struttura controventata, ha fornito risultati soddisfacenti, in quanto il massimo drift interpiano ottenuto dall'analisi in corrispondenza all'azione sismica definita in [Cap. 3.2.3.4/ NTC08], pari a 0.28%, risulta essere inferiore allo spostamento interpiano limite, fissato dalle norme pari a 0.50%, [Cap. 8.7.2.1/Circ.

NTC08]. Nel caso specifico, il drift calcolato allo SLD è tale da non consentire l'attivazione dei dispositivi e pertanto non vi è il rischio di compromettere le prestazioni degli stessi allo SLC [Cap. C7A.10.6.1/Circ. NTC].

La verifica di resistenza e di duttilità globale della struttura controventata allo SLV, per le due direzioni principali (passo 4), risulta soddisfatta in quanto lo spostamento richiesto alla struttura  $d^*_{max}$  è inferiore allo spostamento ultimo  $d^*_u$ , come mostrato in figura 20, con un incremento

Fig. 20  
Verifica dell'edificio rinforzato nelle due direzioni principali.



di capacità di duttilità del sistema in entrambe le direzioni ( $\mu_x = 1.5 \rightarrow 2.43$ ,  $\mu_y = 1.5 \rightarrow 3.74$ ). Le verifiche dell'edificio possono essere condotte, chiaramente, anche ricorrendo ad analisi dinamiche non lineari [Cap. 7A.10.5.2/Circ. NTC08]. In tal caso, nella valutazione dei risul-

tati delle analisi, particolare attenzione dovrà essere posta alla determinazione del numero di cicli di grande ampiezza cui sono soggetti i dispositivi, al fine di definire esattamente il programma delle prove di qualificazione e accettazione dei dispositivi stessi, secondo quanto pre-

visto dal [Cap. 11.9.5/NTC08].

A tal riguardo, l'importanza dei dispositivi antisismici sul funzionamento strutturale si riflette inevitabilmente sulla severità dei requisiti da rispettare. I dispositivi, infatti, non solo devono possedere quelle doti di resistenza e/o deformazione compatibili con gli effetti indotti dal sisma, ma devono anche garantire, durante tutta la loro vita utile, la costanza di certi parametri di comportamento (rigidezza, smorzamento o capacità dissipativa) al variare delle caratteristiche della sollecitazione esterna (velocità di spostamento, entità del carico verticale e/o dello spostamento trasversale presenti contemporaneamente all'azione principale) e delle condizioni ambientali (temperatura, umidità). Il [Cap. 11.9 /NTC08] definisce, relativamente a materiali e prodotti da costruzione, criteri e regole per la qualificazione e l'accettazione dei dispositivi antisismici. Esso rappresenta, al momento, l'unico riferimento normativo, fintantoché non sarà approvata la norma europea EN15129.

Le prove di qualificazione sono finalizzate a determinare se il dispositivo soddisfa i requisiti progettuali, anche in relazione alla necessaria stabilità di comportamento. Le prove di accettazione sono finalizzate, invece, ad accertare che le caratteristiche dei dispositivi da mettere in opera siano coerenti con le caratteristiche riscontrate nelle prove di qualificazione sui prototipi dei dispositivi e con quanto previsto nel progetto. In tutti i casi almeno un dispositivo deve essere sollecitato fino ai livelli richiesti dalle condizioni di SLC, eventualmente ripristinando le caratteristiche originarie, nel caso in cui gli elementi sollecitati in campo non lineare possano ridurre la loro capacità di resistenza alla fatica per basso numero di cicli a causa della prova di accettazione. Le prove di accettazione vengono svolte su un numero di dispositivi pari almeno al 20% dei dispositivi da mettere in opera nella costruzione in esame, mentre le prove di qualificazione su almeno 2 dispositivi per tipologia.

Nel caso specifico, l'affidabilità dei dispositivi va testata mediante verifica sperimentale secondo quanto stabilito nel [Cap. C11.9.5/Circ. NTC08], in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto del dispositivo corrispondente allo SLC ( $d_2$ ), ottenuto amplificando lo spostamento massimo del dispositivo corrispondente allo SLV proporzionalmente all'incremento della PGA definita tra lo SLV e lo SLC. In particolare, la normativa stabilisce che il numero di cicli con ampiezza massima da effettuare durante le prove di qualificazione sia definito dal progetti-

sta sulla base delle analisi svolte e sarà comunque non minore di 10 [Cap. C11.9.4.2 e Cap. C11.9.5.2/ Circ. NTC].

### 3.5 Dettagli Costruttivi

La modalità di posa in opera dei controventi dissipativi negli edifici esistenti richiede particolare cura, soprattutto per quanto riguarda gli aspetti costruttivi, la manutenzione e la possibilità di sostituire i dispositivi dissipativi [Cap. C7A.10.7/Circ. NTC08]. In particolare, per l'intervento ipotizzato si possono individuare le seguenti fasi di realizzazione:

- scavo interno ed esterno all'edificio fino al piano di posa delle fondazioni per effettuare il rinforzo delle stesse in corrispondenza delle campate controventate. L'intervento in fondazione può riguardare un incremento della resistenza o della portanza, perseguibili tramite allargamento della fondazione, mediante la realizzazione di cordoli in c.a. o di una platea armata, o anche mediante inserimento di sottofondazioni profonde [Cap. C8A.5.11/Circ. NTC08];
  - demolizione di tamponature e tramezzature ai piani, necessaria per la posa in opera dei controventi e messa a nudo delle superfici degli elementi strutturali nei punti in corrispondenza degli attacchi dei controventi;
  - rimozione del pavimento di base e del massetto di sottofondo sui solai nelle zone di intervento;
  - eventuale riparazione di danni preesistenti all'intervento finalizzata al ripristino delle resistenze originarie degli elementi danneggiati;
  - eventuale intervento di rinforzo localizzato in corrispondenza dei pilastri adiacenti ai campi controventati e relativi nodi. Nel caso specifico si è progettato un intervento di rinforzo mediante la tecnica di incamicatura in c.a. [Cap. C8A.7.1/Circ. NTC08], che comporta, comunque, un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti [Cap. 8.4/NTC08];
  - inserimento dei controventi dissipativi secondo quanto riportato in seguito;
  - ripristino degli elementi non strutturali demoliti (tramezzature e tamponature), con collegamenti elastici alla maglia strutturale, e delle finiture (pavimenti, impianti, ecc.).
- I collegamenti dei controventi al telaio possono essere realizzati tramite piastre in acciaio ancorate mediante barre filettate, secondo le indicazioni seguenti, vedi figura 21:
- Individuazione della posizione delle armature di travi e pilastri nelle zone in corrispondenza degli attacchi dei controventi mediante prove pacometriche o scopertura del copriferro. Tali

operazioni preliminari si rendono necessarie per la definizione della foratura di piastre e contropiastre di ancoraggio;

- realizzazioni di fori passanti nelle travi e nei pilastri in corrispondenza dei nodi della struttura e della mezzera della trave, come mostrato in figura 22. Nei casi in cui non sia possibile alloggiare la contro-piastra, ad esempio per la presenza del pavimento, è possibile porre in opera il controvento utilizzando una piastra che preveda la connessione con il calcestruzzo mediante barre filettate annegate con resina in fori opportu-

namente predisposti;

- scarnificazione di parte del copriferro e regolarizzazione della superficie di intervento con una malta epossidica di allettamento o inghisaggio per permettere una migliore distribuzione delle sollecitazioni trasmesse dal controvento al calcestruzzo, da effettuare per colatura dopo la messa in opera delle piastre di ancoraggio;
- messa in opera delle aste e dei dispositivi con modalità dipendenti dalla tipologia di dispositivi adottata in tutti i campi controventati.

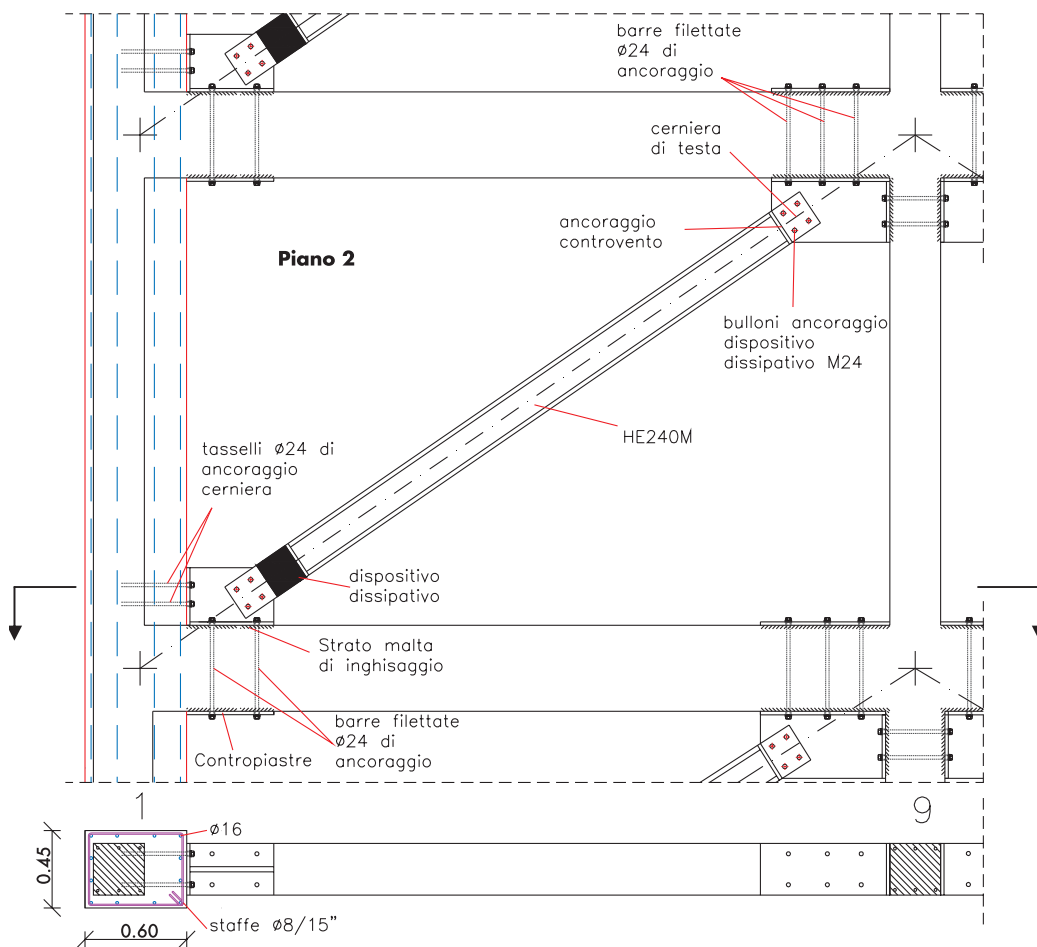


Fig. 21 Particolare esecutivo del campo controventato e attacchi dei controventi alla struttura Fili 1 - 9 del II Livello.



Fig. 22 Esempi attacchi dei controventi alla struttura esistente.

La possibilità di evitare o comunque di limitare gli interventi di rinforzo degli elementi strutturali adiacenti alla controventatura dissipativa è legata al numero di campi da controventare previsti in progetto [Cap. C7.10 e C7B.4/Circ. NTC08]. I dispositivi devono essere ispezionabili e facilmente sostituibili, come indicato nel piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera [Cap. 10.1/NTC08]. Se i controventi sono posti in opera a vista l'operazione è facilmente realizzabile. Diverso è il caso in cui i dispositivi sono "nascosti" all'interno di tamponature, in tal caso dovranno essere comunque realizzati vani di accesso che sarà opportuno prevedere già in fase di progettazione.

### 3.6 Aspetti economici legati all'intervento

La tecnica di rinforzo mediante la dissipazione di energia rappresenta una valida soluzione anche in termini economici. Il costo aggiuntivo dei dispositivi dissipativi e della loro manutenzione può risultare, infatti, compensato da una serie di vantaggi conseguibili con un'attenta progettazione, quali la riduzione di interventi in fondazione, la limitazione degli interventi ai soli telai interessati dall'introduzione dei dispositivi, il maggior livello di protezione sismica a parità di resistenza/rigidezza, la possibile riduzione degli eventuali interventi di riparazione e mantenimento della funzionalità ed operatività delle costruzioni, anche a seguito di terremoti violenti. Quest'ultimo aspetto risulta particolarmente importante nella progettazione di costruzioni di

importanza strategica (per es., ospedali, caserme, centri operativi, infrastrutture di trasporto, centrali nucleari, impianti industriali ecc.) [Cap. C7B.1/Circ. NTC08].

Al fine di verificare l'effettiva competitività dal punto di vista economico di una tale tipologia di intervento, rispetto ad un intervento di tipo standard, si è proceduto alla stima economica delle opere strutturali necessarie al conseguimento delle prestazioni chieste alla struttura e al ripristino delle opere civili connesse. Il computo metrico è stato redatto secondo il prezziario delle opere pubbliche attualmente in vigore nella regione Molise, pubblicato nel gennaio del 2005. I risultati, divisi per sottoinsiemi di opere da realizzare, sono sintetizzati in tabella 9.

Per avere un utile parametro di giudizio circa la fattibilità dell'intervento e l'ammissibilità dell'importo determinato si è proceduto al calcolo del contributo massimo concesso ai sensi del [D.C. 35/2005] e del [D.C. 70/2006] per gli edifici in cemento armato della Regione Molise. L'aliquota di tale contributo, limitato alle sole opere strutturali e finiture connesse, ammonterebbe, per un fabbricato con le caratteristiche di quello di studio, a 300.2k€ al netto di IVA e spese tecniche. Chiaramente l'intervento progettato con la tecnica dei controventi dissipativi, già meno invasivo rispetto alle tecniche di intervento tradizionali, rientrerebbe pienamente nei parametri fissati dalla legislazione regionale molisana, permettendo di ridurre o annullare del tutto gli accolti spesa sui proprietari.

Tabella 9 - Sintesi del computo metrico estimativo dell'intervento di rinforzo

N.	Descrizione Importo	[€]
1	Opere di demolizione: scavi, rinterrati, demolizioni tramezzature e tamponature	12.2 k€
2	Opere di rinforzo elementi in c.a. esistenti	12.1 k€
3	Fornitura e posa in opera di dispositivi dissipativi di tipo isteretico	100.0 k€
4	Opere di completamento dei controventi comprensive di fornitura e posa in opera delle aste di supporto metalliche	26.8 k€
5	Opere di finitura: ripristino di tamponature e tramezzature, intonaci, pavimenti, sostituzione degli infissi rimossi, ponteggi, tinteggiatura interna ed esterna dell'edificio	110.8 k€
<b>Totale opere computate</b>		<b>261.9 k€</b>

## 4. Conclusioni

Il metodo di progettazione proposto nel presente lavoro costituisce la sintesi di una serie di studi numerici e sperimentali condotti sui sistemi di protezione delle strutture intelaiate basati sull'utilizzo di dispositivi dissipativi a comportamento dipendente dagli spostamenti.

La principale peculiarità del metodo, che è stato reso compatibile con le prescrizioni della nuova normativa tecnica [D.M. 14.01.2008], risiede nella possibilità di considerare le eventuali non linearità nel comportamento della struttura rinforzata con il sistema di controventi dissipativi, permettendo, così, di sfruttare in maniera con-

trollata anche le risorse post elastiche dell'edificio di partenza, nel caso di terremoto di progetto allo SLV, e ridurre l'impegno e quindi il costo dei controventi. La procedura può contare, inoltre, su una funzione in grado di tenere in conto delle eventuali irregolarità in elevazione dell'edificio da rinforzare e modificare le caratteristiche dei controventi dissipativi in modo da riportare la struttura ad un comportamento regolare, così, come definito dalle norme.

## Ringraziamenti

Parte del presente lavoro è stata sviluppata nell'ambito del progetto DPC-ReLUIIS 2005-2008, Linea di ricerca

L'applicazione del metodo di progetto proposto ad un caso concreto ha dimostrato, inoltre, la relativa semplicità di utilizzazione e la possibilità di implementazione della procedura su software di tipo commerciale, in grado di effettuare l'analisi statica non lineare. L'esempio sviluppato nel presente lavoro ha consentito, infine, di verificare l'applicabilità e la convenienza anche economica della tecnica basata sulla dissipazione di energia rispetto alle tecniche classiche di intervento.

n. 7 "Tecnologie per l'isolamento ed il controllo di strutture ed infrastrutture".

## Bibliografia

- 9ISIED, Proc. 9th World Seminar on Seismic Isolation, *Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Kobe, Giappone, 2005.
- 10ISIED, Proc. 8th World Seminar on Seismic Isolation, *Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, Istanbul, Turkey, 2007.
- Antonucci R., Balducci F., Cappanera F., Castellano M.G. (2009) - *Strutture prefabbricate con controventi dissipativi: esempio del nuovo polo della facoltà di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche di Ancona*, in *Progettazione in Zona sismica*, Vol. 1 Iuss Press Pavia, pagg. 85-103.
- Braga F., D'Anzi P. (1994) - *Steel braces with energy absorbing devices: a design method to retrofit reinforced concrete existing buildings*, Proceedings of the Italian-French symposium on Strengthening and repair of structures in seismic area, Nizza.
- Braga F., D'Anzi P., Crewe A., Dolce M., Ponzo F.C. (2002) - *Experimental and Numerical Behaviour of R/C Building Frames Upgraded with Energy Dissipating Braces*, European Earthquake Engineering, 1.
- Braga F., De Carlo G. (2004) - *Un Metodo di Progetto per l'Adeguamento Sismico di Strutture Esistenti in C.A. mediante Controventi Dissipativi*, Atti del XI Congresso Nazionale ANIDIS: L'ingegneria Sismica in Italia. Genova 25-29 gennaio 2004
- CEN, European Committee for Standardisation, TC340 (2003) - Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part. 1.1, ENV1998-1-1 (Vers. 12-2003).
- CDS Win (2009b) - [www.stsweb.it](http://www.stsweb.it), versione sperimentale.
- Ciampi V. (1991) - *Use of energy dissipating devices, based on yielding of steel, for earthquake protection of structures*, In: Protezione sismica degli edifici. Ancona.
- Ciampi V., De Angelis M., Paolacci F. (1995) - *Design of yielding or friction-based dissipative bracings for seismic protection of buildings*, In *Engineering Structures*, Vol. 17, No. 5. pp. 381-391.
- Christopoulos C., Filiatrault A. (2007) - *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*. IUSS Press, Pavia, Italy.
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per

- l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- Constantinou M.C., Soong T.T., Dargush G.F. (1998) - *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*, MCEER - State University of New York at Buffalo.
- Dall'Asta A., Dezi L., Leoni G., Ragni L. (2008) - *Mitigation of seismic effects by means of dissipative braces based on high damping rubber and elasto-plastic buckling restrained devices: Experimental campaign on real scale mock-up*. Atti del Seminario conclusivo DPC-RELUIIS Linea 7: Tecnologie per l'isolamento ed il controllo di strutture ed infrastrutture, Napoli, 3-4 dicembre.
- Dall'Asta A., Ragni L., Tubaldi E., Freddi F. (2009) - *Design methods for existing r.c. frames equipped with elasto-plastic or viscoelastic dissipative braces*. XIII Convegno ANIDIS. L'Ingegneria Sismica in Italia, Bologna 28 giugno -2 Luglio.
- Decreto Ministeriale 04/02/08 Norme Tecniche per le Costruzioni, Roma, 14 gennaio 2008.
- Decreto Commissariale n. 35/2005. *Protocollo di progettazione per gli interventi su immobili privati per la ricostruzione post-sisma redatti in attuazione della direttiva tecnica del C.T.S. per gli edifici in cemento armato della Regione Molise*.
- Decreto Commissariale n. 70 del 20 marzo 2006. *Edifici in cemento armato della Regione Molise*
- Dolce M., Marnetto R. (2000) - *Coprigiunti dissipativi di controventi in acciaio per l'adeguamento sismico di edifici in c.a.* Costruzioni metalliche, 52(5), pp. 27-36.
- Dolce M., Cardone D., Ponzo F.C., (2001) - *Retrofitting of R/C framed structures through SMA-based energy dissipating and re-centering braces*, 7th International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures - Assisi, Italia - 2-5 Ottobre;
- Dolce M., Cardone D., Marnetto R., Mucciarelli M., Nigro D., Ponzo F.C., Santarsiero G., (2004a), *Experimental static and dynamic response of a real r/c frame upgraded with SMA re-centering and dissipating braces*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 2878

- Dolce M., Cardone D., Ponzo F.C., Di Cesare A., (2004b) - *Progetto di edifici con isolamento sismico*, Collana di manuali di progettazione anti-sismica, volume 5, IUSS Press, Pavia.
- Dolce M., Ponzo F.C., Masi A., Mucciarelli M., Gallipoli M., Di Cesare A., Tetta M., Vona M., (2004c) - *Identificazione delle caratteristiche strutturali dell'edificio IACP di Bonifro gravemente danneggiato nel sisma del Molise 2002*. BobCode Project, XI convegno ANIDIS L'ingegneria Sismica in Italia, Genova, 25-29 gennaio.
- Dolce M., Cardone D., Coelho E., Ponzo F. (2004d) - *Experimental behaviour of R/C frames retrofitted with dissipating and re-centring braces*, Journal of Earthquake Engineering, 8, (3), 361-396, Imperial College Press, London, UK.
- Dolce M., Cardone D., Ponzo F.C., Valente C. (2005) - *Shaking Table Tests On Reinforced Concrete Frames Without and With Passive Control Systems*, Int. Journ. of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 34, Issue 14, Pages 1687-1717.
- Filiatrault A., Cherry S. (1988) - *A simplified seismic design procedure for friction damped structures*, Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 3, Palm Springs.
- Filiatrault A., Cherry S. (1990) - *Seismic design spectra for friction damped structures*, Journal of Structural Engineering, 116/5, 1334-1355.
- Mazza F., Vulcano A. (2009). *Analisi comparativa di controventi dissipativi isteretici e viscoelastici per il miglioramento delle prestazioni sismiche di edifici esistenti in C.A.* XIII Convegno ANIDIS. L'Ingegneria Sismica in Italia, Bologna 28 giugno -2 Luglio.
- Mazzolani F.M. (2009) - *Adeguamento sismico di edifici in c.a. progettati per soli carichi verticali mediante controventi metallici*. *Progettazione Sismica*, Juss Press Pavia, Vol. 1, pp. 71-82.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri No. 3274, *Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*, 20.03.2003, Roma.
- Paulay T., Priestley M.J.N. (1992) - *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley, New York, N.Y.
- Ponzo F.C., Di Cesare A., Vigoriti G., Arleo G., Dolce M. (2007) - *Progettazione di controventi dissipativi a comportamento dipendente dagli spostamenti*. XII Convegno nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, Pisa 10-14 Giugno.
- Ponzo F.C., Vigoriti G., Sileo D., Dolce M., (2007b) - *Progettazione di controventi dissipativi a comportamento visco-elastico*. XII Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, Pisa.
- Ponzo F.C., Di Cesare A., Moroni C., Nigro D., Ditommaso R., Auletta G., Dolce M. (2009a) - *Progetto JET-PACS: Joint Experimental Testing on Passive and semiActive Control Systems*. XIII Convegno ANIDIS. L'Ingegneria Sismica in Italia, Bologna 28 giugno -2 Luglio.
- Ponzo F.C., Di Cesare A., Nigro D., Moroni C., Auletta G., Vulcano A., Mazza F., Dolce M., Marnetto R. (2009b) - *Progetto JET-PACS: comparison between experimental and numerical results on a steel frame equipped with hysteretic damped braces*. XIII Convegno ANIDIS. L'Ingegneria Sismica in Italia, Bologna 28 giugno -2 Luglio.
- Ponzo F.C., Di Cesare A. (2009c) - *Numerical and experimental assessment of the robustness of a seismic upgrading technique for framed building based on hysteretic dissipating devices*, atti dell'11th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Guangzhou, China, Nov. 17-21.
- Reinhorn K.L., Li C., Constantinou M.C., (1995) - *Experimental and Analytical Investigation of Seismic Retrofit of Structures with Supplemental Damping*, Technical Report NCEEC-95-0001, National Center for earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- Vulcano A., Guzzo-Foliari G. (1993) - *Criteri progettuali di strutture intelaiate con controventi dissipativi*, Atti del VI convegno nazionale: L'Ingegneria sismica in Italia, Perugia.
- Vulcano A., Mazza F., (1997) - *Coefficiente di struttura per telai in c.a. con controventi dissipativi*. Atti dell'8° Convegno Nazionale ANIDIS, L'Ingegneria Sismica in Italia, pp. 1193-1200. Taormina, Italia, 21-24 Settembre.
- Vulcano A., Mazza F., (2002) - *A simplified procedure for the aseismic design of framed buildings with dissipative braces*, Atti della 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, London.
- Vulcano A., Mazza F. (2009) - *Performance based design of braces equipped with dampers for the seismic protection of framed buildings*. 4th International Specialty Conference on The Conceptual Approach to Structural Design, Conceptual Design in seismic design, Venice (Italy).