

IMPIEGO DI CONTROVENTI DISSIPATIVI PER LA PROTEZIONE SISMICA DI STRUTTURE IN C.A.

DISSIPATIVE BRACING SYSTEMS FOR SEISMIC PROTECTION OF R.C. STRUCTURES

M.Ferraioli, G. Laezza, A.Mandara
Seconda Università degli studi di Napoli
Dipartimento di Ingegneria Civile
Aversa (CE), Italia
massimo.ferraioli@unina2.it
gianfranco.laezza@unina2.it
alberto.mandara@unina2.it

ABSTRACT

The aim of this paper is to characterize criteria and methodologies for the optimal design of dissipative bracing systems for the seismic protection of r.c. buildings. A performance-based approach - that uses the damage under cycling reversal loading like a control parameter of the inelastic response – has been proposed. Such approach has concurred to estimate the effectiveness of passive up-grading systems through the performance matrix that explicitly correlates the levels of structural performance (Full Operational-FO, Operational-O, Life Safety-LS, Collapse Prevention-CP) with the intensity of the earthquake ground motion.

SOMMARIO

L'obiettivo del lavoro è quello di individuare criteri e metodologie per il dimensionamento ottimale dei controventi dissipativi per la protezione sismica di edifici in c.a. A tale scopo è stato proposto un approccio di tipo prestazionale che adotta come parametri di controllo della risposta inelastica i livelli di danneggiamento connessi ai carichi ciclici ripetuti. Tale approccio ha consentito di valutare l'efficacia dei sistemi passivi di protezione sismica attraverso la matrice di performance, che correla in modo esplicito i livelli di prestazione strutturale (Completa Operatività - FO, Operatività - O, Sicurezza della vita umana - LS, Prevenzione del Collasso - CP) con i livelli dell'intensità dell'azione sismica.

1 INTRODUZIONE

In un gran numero di casi che investono la pratica corrente è necessario incrementare la capacità degli edifici di sopportare i carichi di esercizio. L'adeguamento sismico di tali edifici può essere perseguito mediante diverse strategie, che vanno dal rinforzo di alcuni elementi strutturali con il conseguente incremento delle caratteristiche di rigidità, resistenza e duttilità locale, all'inserimento di nuovi sistemi di controventamento, all'introduzione di

dispositivi di isolamento e/o di dissipazione energetica. Negli ultimi anni l'impiego di controventi dissipativi nell'adeguamento sismico di edifici in c.a. suscita forte interesse come valida alternativa ad interventi di adeguamento di tipo tradizionale. Tale tecnica combina efficacemente gli effetti benefici prodotti da differenti strategie di protezione sismica: i vantaggi dell'impiego del controvento metallico (leggerezza, rigidità, duttilità, facilità di montaggio e reversibilità dell'intervento) sono infatti uniti a quelli del dispositivo viscoso (incremento della capacità dissipativa con conseguente riduzione del danno sismico). Ne deriva un sistema in grado di rispondere ai requisiti essenziali della progettazione sismoresistente: elevata rigidità per di terremoti medio-deboli, elevata duttilità per terremoti catastrofici. La progettazione degli interventi di adeguamento con controventi dissipativi non è però agevole. Essa richiede, infatti, procedure e metodi di analisi non lineare non facilmente praticabili in ambito professionale. Numerose risultano inoltre le incertezze legate al dimensionamento dei dispositivi dissipativi e dei link. In tale ambito l'obiettivo del lavoro è quello di individuare criteri e metodologie per il dimensionamento ottimale di controventi eccentrici e dissipatori viscosi. Il criterio di ottimo per il dimensionamento dei link e dei dissipatori viscosi viene definito impiegando come parametri rappresentativi non solo i valori massimi della risposta inelastica in termini di forza e di spostamento, ma anche il danneggiamento connesso ai carichi ciclici ripetuti che è legato all'energia assorbita dalla struttura in c.a. L'obiettivo finale è quello di fornire indicazioni utili per progettare l'intervento di adeguamento in modo che l'edificio presenti prestazioni sismiche ottimali in corrispondenza dei diversi livelli dell'intensità dell'azione sismica, ovvero in corrispondenza dei diversi stati limite dell'edificio (FO, O, LS, CP).

2 ADEGUAMENTO DI STRUTTURE IN C.A. MEDIANTE CONTROVENTI DISSIPATIVI

Gli edifici in c.a. progettati per i soli carichi verticali presentano in genere scarse caratteristiche di duttilità e sono, quindi, estremamente vulnerabili alle azioni sismiche orizzontali. Il miglioramento delle loro prestazioni sismiche può essere perseguito attraverso due diversi approcci: a) inserendo nuovi elementi strutturali come controventi in acciaio o pareti di taglio; b) rinforzando in maniera selettiva alcuni elementi strutturali attraverso l'impiego di calcestruzzo, acciaio o materiali polimerici fibrorinforzati. Con riferimento al primo approccio le strutture di rinforzo sono in genere rappresentate da controventi metallici per le strutture in acciaio, da pareti di taglio per le strutture in c.a. L'impiego dei controventi metallici anche per le strutture in c.a. può tuttavia presentare notevoli vantaggi dal punto di vista sia esecutivo che economico. In particolare, tale sistema lascia ampia libertà nella disposizione delle aperture, comporta un modesto incremento del peso complessivo e - se realizzato mediante controventi esterni (*External Bracing*) - minimizza l'incidenza sull'operatività della struttura. Il collegamento tra il telaio in c.a. e i controventi dissipativi in acciaio può avvenire sia direttamente, sia indirettamente. Il sistema di controventamento indiretto (*Indirect Internal Bracing*) richiede la realizzazione di un telaio in acciaio posizionato all'interno del telaio in c.a. Tale sistema può risultare pertanto costoso dal punto di vista economico, e presentare inoltre difficoltà tecniche dal punto di vista esecutivo. Il sistema di controventamento proposto da Maheri e Sahebi [1] prevede invece il collegamento diretto dei controventi in acciaio con il telaio in c.a. (*Direct Internal Bracing*), ma può richiedere il rinforzo locale di travi e colonne preesistenti. Tale sistema può essere realizzato sia con controventi concentrici (*CBF*), sia con controventi eccentrici (*EBF*). In entrambi i casi la progettazione sismoresistente deve essere condotta bilanciando le caratteristiche di rigidità, resistenza e duttilità globale della struttura. L'impiego dei controventi concentrici consente di incrementare le caratteristiche di rigidità e resistenza, ma la capacità di dissipazione energetica rimane modesta per l'insorgere dell'instabilità nelle aste compresse.

L'uso dei controventi eccentrici consente invece di combinare l'elevata rigidità e resistenza dei CBF con l'elevata capacità dissipativa delle strutture intelaiate. Le azioni sono trasferite agli elementi di controvento attraverso le sollecitazioni flessionale e taglianti che si sviluppano nel link. Tale elemento costituisce un vero e proprio fusibile strutturale in grado di dissipare l'energia sismica in ingresso attraverso cicli isteretici stabili dovuti a plasticizzazioni flesso-taglianti. Nel caso di strutture intelaiate in c.a. le travi non possono costituire dei link duttili, mentre è possibile disporre verticalmente dei link corti tra la trave in c.a. ed i controventi. In tal caso il collegamento tra il link e la trave in c.a. può però svolgere un ruolo critico nella trasmissione degli sforzi sotto azioni di tipo sismico. Inoltre le sollecitazioni flesso-taglianti trasmesse dai link possono determinare la necessità di rinforzare le travi in c.a. Infine, sono in genere richiesti opportuni interventi in fondazione per effetto dell'incremento dei carichi trasmessi dalla sovrastruttura. Nel contesto europeo l'applicazione di sistemi aggiuntivi di dissipazione energetica è in genere limitata all'ambito dei ponti. Tuttavia negli ultimi anni un gran numero di studi è stato dedicato all'impiego dei sistemi passivi anche per la protezione sismica degli edifici [2-3]. L'impiego dei controventi in acciaio all'interno di campate verticalmente allineate rappresenta il sistema più utilizzato. Esso consente infatti di ottenere un notevole incremento della rigidità con un modesto incremento dei pesi. Tale sistema risulta, quindi, particolarmente indicato per strutture esistenti che presentano in genere un'eccessiva deformabilità laterale. Tuttavia, l'irrigidimento della struttura può presentare alcuni inconvenienti. In primo luogo, lo stato di sollecitazione nei collegamenti tra i controventi e gli elementi strutturali preesistenti risulta in genere molto forte, con la conseguente necessità di predisporre degli interventi locali di rinforzo. L'incremento della rigidità laterale e, quindi, la riduzione dei periodi naturali di vibrazione del sistema può determinare inoltre un notevole incremento delle sollecitazioni sismiche richieste. In alternativa la disposizione dei controventi in maniera discontinua lungo l'altezza consente di calibrare la resistenza e la rigidità ad ogni piano, e di migliorare, quindi, le prestazioni sismiche della struttura.

3 CRITERI DI PROGETTO DEI CONTROVENTI DISSIPATIVI

Numerosi studi disponibili in letteratura riguardano la progettazione e il dimensionamento ottimale degli smorzatori viscosi anche in presenza di un comportamento non lineare della struttura. Shen and Soong [4] hanno proposto un metodo di progettazione dei dispositivi di dissipazione basato sul controllo del danneggiamento. Kim et al.[5] hanno proposto una procedura per il dimensionamento dei dispositivi viscosi basata sul Metodo dello Spettro di Capacità e sulla valutazione delle prestazioni sismiche. I codici sismici di tipo tradizionale prevedono procedure di progetto basate sul capacity-design. I link vengono progettati in modo da avere capacità deformativa e dissipativa tale da preservare la struttura da fenomeni locali o globali di collasso fragile, e da ridurre l'entità delle sollecitazioni trasmesse agli elementi a duttilità inferiore. Ad esempio la normativa comunitaria EC8[6] prevede che tutti gli elementi ad esclusione del link vengano progettati in modo da rimanere in campo elastico sotto le sollecitazioni generate dal comportamento ciclico del link in presenza di strain-hardening. Tali prescrizioni ispirate al principio del capacity-design non garantiscono che l'edificio sia preservato da meccanismi di collasso parziale. In primo luogo il coefficiente di sicurezza adottato per la sovraresistenza a taglio (assunto pari a 1.20) può risultare insufficiente. Infatti i risultati delle prove sperimentali dimostrano che il rapporto tra la resistenza ultima a taglio e la resistenza plastica del link può risultare maggiore di 1.50 a causa dell'incrudimento. In secondo luogo il capacity-design non consente di preconfigurare il meccanismo di collasso, e non garantisce che tutti i link siano attivati prima del collasso per eccesso di deformazione plastica in uno o più link. In maniera analoga l'Ordinanza 3274 e succ.[7] fornisce indicazioni di progetto basate sul controllo implicito del meccanismo di collasso. In particolare nel caso

di controventi eccentrici ad alta duttilità la resistenza assiale delle colonne, delle diagonali e delle travi viene caratterizzata attraverso il principio di gerarchia delle resistenze a partire dalla resistenza ultima a taglio dei link. Norme più evolute (ad esempio le norme AISC'97) forniscono indicazioni progettuali specifiche in relazione ai particolari tecnologici del link che risultano essere indispensabili per sviluppare il desiderato comportamento duttile e stabile. I codici sismici di nuova generazione sono invece orientati a prevedere metodi di analisi in grado di valutare esplicitamente il comportamento delle strutture oltre il limite elastico, in modo da individuare eventuali meccanismi locali o fragili di collasso che l'analisi elastica non è in grado di cogliere e che le prescrizioni di progetto potrebbero non scongiurare.

4 APPROCCIO DI TIPO PRESTAZIONALE PER L'ADEGUAMENTO SISMICO DI STRUTTURE IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI

I codici sismici definiscono in genere gli obiettivi prestazionali richiesti in corrispondenza di ciascun livello di progetto. Tale approccio di tipo tradizionale è essenzialmente basato sui criteri della rigidità, della resistenza, della capacità. Il suo limite fondamentale è l'incapacità di preconfigurare il comportamento sismico richiesto per ciascuno stato limite, e di ottenere lo stesso grado di sicurezza per ciascun livello di progetto. In alternativa, in questo lavoro viene proposto un approccio di tipo prestazionale basato sul Performance-Based Assessment (PBA) da utilizzare per valutare l'efficacia di diversi sistemi di protezione passiva basati sull'impiego di controventi dissipativi e di smorzatori viscosi. Tale approccio mira a correlare direttamente i livelli d'intensità dell'azione sismica con i livelli prestazionali associati ai diversi stati limite, in funzione dello spostamento laterale di un punto di rappresentativo dell'intera struttura. In accordo con il SEAOC-Vision 2000 [8] vengono qui considerati quattro livelli prestazionali (tab.1): 1) Completa Operatività (danni trascurabili); 2) Operatività (danni limitati o facilmente riparabili); 3) Salvaguardia delle vite umane (danni che vanno da moderati ad estesi); 4) Protezione del collasso (vite umane a rischio, danno severo). Allo scopo di migliorare le caratteristiche di duttilità locale dei link vengono impiegati irrigidimenti d'anima posti all'interasse previsto al punto 6.5.6.7 dell'Ordinanza 3274 e succ. in funzione della massima deformazione plastica a taglio del link. In questo modo viene scongiurata la modalità di collasso tipica dei link corti che è rappresentata dall'instabilità inelastica a taglio dell'anima. Nelle ipotesi poste è possibile adottare come parametri di controllo per il raggiungimento dei diversi stati limite l'indice di danno massimo negli elementi strutturali in c.a. e l'entità degli spostamenti d'interpiano rispetto all'altezza (Interstorey drift index – IDI). A tale scopo vengono impiegate correlazioni esplicite disponibili in letteratura [9] che legano i valori di questi parametri con il livello d'intensità dell'azione sismica. Il livello di danneggiamento negli elementi strutturali è stato valutato impiegando come parametri di danno - rispettivamente al lembo inferiore e a quello superiore - i valori θ_i^+ e θ_i^- della curvatura in ogni concio plastico. In particolare è stato impiegato l'indice di Park & Ang modificato[10,11] in modo da considerare la distribuzione asimmetrica delle armature nelle travi e da valutare, la duttilità cinematica e la duttilità isteretica richieste al lembo inferiore e a quello superiore.

Tabella 1: Obiettivi prestazionali, livelli d'intensità dell'azione sismica e indici di danno

LIVELLI DI PRESTAZIONE SISMICA	Periodo di Ritorno (T_R)	Danno strutturale		Danno non strutturale	
		Indice di danno locale	Probabilità di eccedenza	Indice IDI	Probabilità di eccedenza
<i>Full Operational</i>	30	0.20	0.20	0.003	0.30
<i>Operational</i>	75	0.40	0.20	0.006	0.30
<i>Life Safety</i>	475	0.60	0.10	0.015	0.20
<i>Collapse Prevention</i>	970	0.80	0.10	0.020	0.20

In questo modo per ciascun elemento plastico sono valutati due indici di danno, rispettivamente $D_{PA,i}^+$ per momento positivo e $D_{PA,i}^-$ per momento negativo, dati da:

$$D_{PA,i}^{(+/-)} = \left(\frac{\mathbf{m}_{s,i}^{(+/-)}}{\mathbf{m}_{l\ mon,i}^{(+/-)}} + \frac{\mathbf{b}_i^{(+/-)}}{M_{y,i}^{(+/-)} \cdot \mathbf{q}_{y,i}^{(+/-)}} \cdot \frac{\int dE_i^{(+/-)}}{\mathbf{m}_{l\ mon,i}^{(+/-)}} \right) = \left(\frac{\mathbf{m}_{s,i}^{(+/-)}}{\mathbf{m}_{l\ mon,i}^{(+/-)}} + \mathbf{b}_i^{(+/-)} \cdot \frac{\mathbf{m}_{e,i}^{(+/-)} - 1}{\mathbf{m}_{l\ mon,i}^{(+/-)}} \right) \quad (1)$$

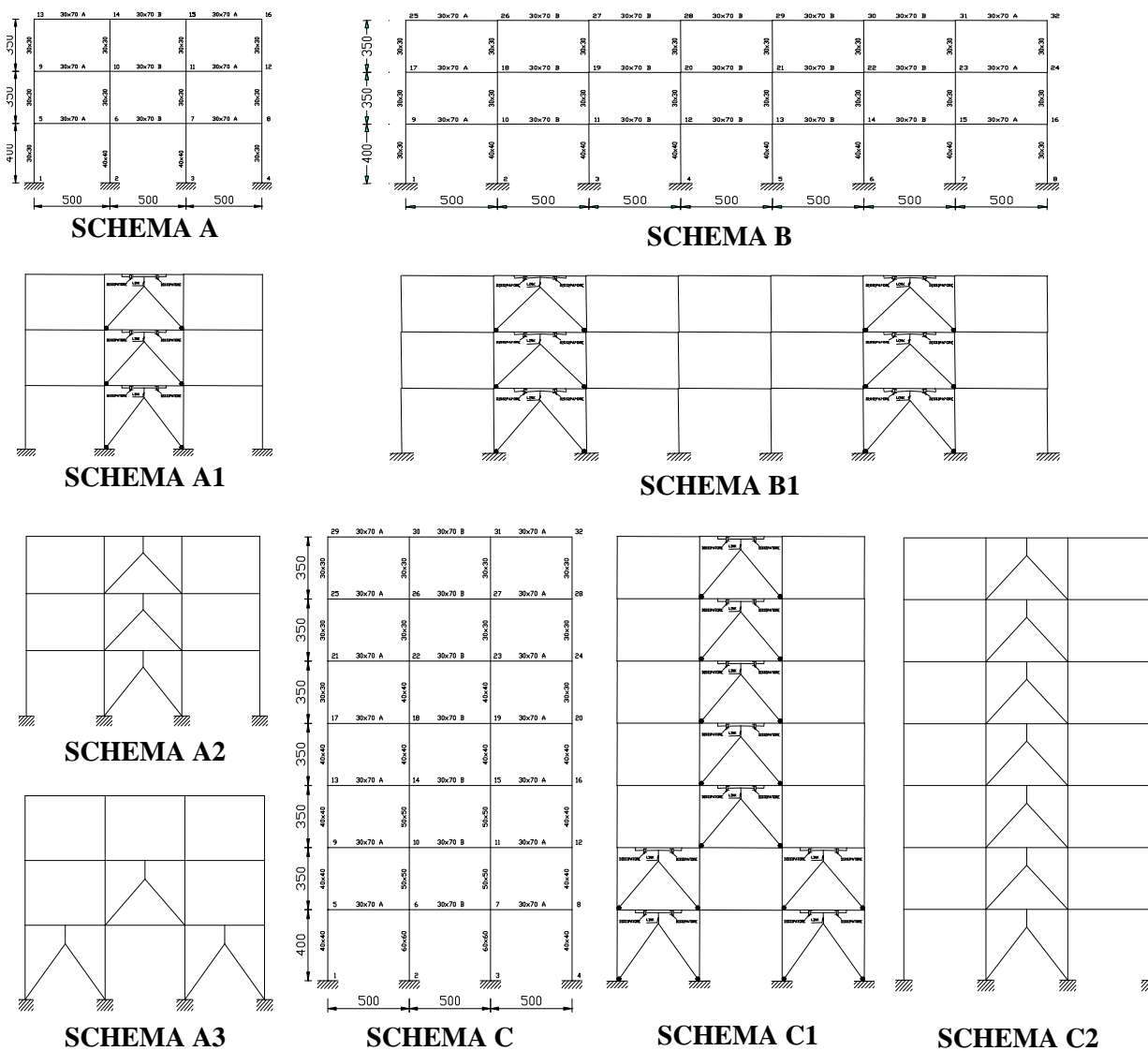
in cui $\mathbf{m}_{s,i}^+$ e $\mathbf{m}_{s,i}^-$ rappresentano i valori della duttilità richiesta, $M_{y,i}^+$ e $M_{y,i}^-$ sono momenti di plasticizzazione; dE_i^{q+} e dE_i^{q-} sono i valori incrementali dell'energia di dissipazione isteretica; \mathbf{b}_i^+ e \mathbf{b}_i^- sono parametri di degrado che tengono conto dell'effetto dei carichi ciclici sul danno strutturale. Questi parametri sono caratterizzati attraverso un'estensione dell'espressione tarata da Park & Ang per sezioni simmetriche soggette a carichi ciclici

$$\mathbf{b}_i^{(+/-)} = \left(-0.447 + 0.073 \frac{l_i^{(+/-)}}{d_i^{(+/-)}} + 0.24\mathbf{m}_i + 0.314\mathbf{r}_{cc,i}^{(+/-)} \right) 0.7^{r_{s,i}} \frac{\int dE_i}{\int dE_i^{(+/-)}} \quad (2)$$

essendo $\rho_{cc,i}$ e $\rho_{s,i}$ i valori delle percentuali volumetriche di armatura longitudinale tesa (superiore/inferiore) e dell'armatura trasversale di confinamento, l_i/d e v_i i valori adimensionalizzati della luce efficace a taglio e dello sforzo assiale calcolati nell'istante in cui la curvatura dell'elemento (positiva/negativa) assume il suo valore massimo.

5 PERFORMANCE-BASED ASSESSMENT (PBA)

L'approccio di tipo prestazionale consente di valutare il grado di sicurezza della struttura nei confronti dei diversi stati limite. Una volta fissati gli obiettivi prestazionali richiesti in funzione del tipo di struttura (obiettivo minimo per edifici per civile abitazione, obiettivo intermedio per edifici di pubblica utilità ed infine obiettivo massimo per edifici ad alto rischio) è possibile operare in maniera concettualmente analoga all'usuale confronto tra capacità strutturale e domanda sismica. La capacità è rappresentata dai livelli di prestazione strutturale (FO, O, LS, CP), mentre la domanda è rappresentata dai livelli d'intensità dell'azione sismica. La valutazione delle prestazioni sismiche è stata condotta con riferimento ad edifici intelaiati in c.a. sismicamente regolari in pianta ed in elevazione secondo le indicazioni dell'EC8. Per tali edifici l'analisi sismica può essere condotta utilizzando due modelli piani separati. Sono stati considerati 3 diversi schemi strutturali progettati per i soli carichi verticali (fig.1-Schemi A,B,C). I pilastri sono stati dimensionati a sforzo normale centrato, con riduzione convenzionale della tensione di lavoro. Con riferimento ai materiali strutturali si è ipotizzato acciaio Feb38k e calcestruzzo di classe $R_{ck}=20$ N/mm², opportunamente ridotta in modo da tenere conto dei fenomeni di degrado del materiale. Per ciascuna tipologia strutturale sono stati adottati due differenti sistemi di protezione passiva basati sull'impiego di controventi in acciaio e di link corti disposti verticalmente. Nel primo sistema (Schemi A2, A3, C2) il collegamento tra il link HEB 100 ed il telaio in c.a. avviene in corrispondenza della mezzera della trave. Nel secondo sistema (Schemi A1,B1,C1) il link HEB 140 è posto in serie ad uno smorzatore viscoso collegato direttamente al nodo trave-colonna. Il vantaggio principale del primo sistema deriva al fatto che il link si attiva per effetto degli spostamenti laterali d'interpiano, e può quindi dissipare notevoli quantità di energia per effetto del suo comportamento isteretico stabile. Nel secondo sistema la disposizione in serie del link e dello smorzatore viscoso riduce le deformazioni plastiche del link a parità di spostamento laterale d'interpiano. Tale spostamento deve infatti ripartirsi tra i due sistemi dissipativi. In entrambi i casi può verificarsi un sensibile incremento della rigidità della struttura in fase elastica. Nel campo di periodi di interesse tale incremento comporta in genere un aumento delle ordinate spettrali e, quindi, un incremento degli scarichi trasmessi in fondazione.



SCHEMA	MODO 1		MODO 2		MODO 3	
	Periodo [sec]	Massa Modale [%]	Periodo [sec]	Massa Modale [%]	Periodo [sec]	Massa Modale [%]
A	0.633	90.23	0.222	8.14	0.139	1.65
A1	0.633	90.23	0.222	8.14	0.139	1.65
A2	0.280	90.57	0.101	8.35	0.0657	1.02
A3	0.338	57.42	0.140	35.3	0.0661	7.30
B	0.638	89.00	0.220	9.02	0.144	1.99
B1	0.638	89.00	0.220	9.02	0.144	1.99
C	0.992	77.06	0.383	14.2	0.221	3.78
C1	0.992	77.06	0.383	14.2	0.221	3.78
C2	0.535	80.05	0.187	14.1	0.104	3.41

Fig. 1: Schemi strutturali esaminati

Si osservi, infine, che utilizzando il collegamento diretto tra il link e la trave in c.a. può verificarsi un sensibile incremento delle sollecitazioni flessione-taglianti trasmesse alla trave, con la conseguente necessità di interventi locali di rinforzo. Come si vede (cfr.fig.1), il primo sistema di protezione determina una notevole riduzione del periodo fondamentale di vibrazione (da 0.633sec a 0.280sec per lo Schema A, da 0.992sec a 0.535sec per lo Schema

C). Si osservi inoltre che la disposizione A3, in cui i controventi eccentrici sono collocati in campate verticalmente non allineate, determina non solo un aumento del periodo fondamentale di vibrazione rispetto alla disposizione A2, ma anche un incremento del contributo dei modi alti alla deformata complessiva. Le analisi non lineari sono state condotte adottando per il telaio in c.a. un modello non lineare a fibre che consente di evitare gli errori connessi alla definizione della lunghezza delle cerniera nei modelli a plasticità concentrata, e di considerare, separatamente, il comportamento post-elastico dell'acciaio e del calcestruzzo confinato. In particolare il comportamento flessionale non lineare delle travi e delle colonne è stato caratterizzato attraverso il modello a fibre diffuso implementato nel programma di calcolo CANNY99[12]. Il calcestruzzo è stato modellato attraverso un legame σ - ε che tiene conto dell'effetto di confinamento passivo esercitato dalle staffe, del degrado di rigidità e di resistenza, e del fenomeno del pinching (vedi figg. 2a, 2b). L'acciaio è stato caratterizzato attraverso un legame isteretico non lineare (vedi figg.2c, 2d). Il link corto è stato schematizzato attraverso un legame taglio-spostamento di tipo bilineare con incrudimento senza degrado di rigidità e di resistenza. Il valore del taglio plastico è stato assunto pari alla soglia $V_p = f_y / \sqrt{3} A_w$ di plasticizzazione dell'anima. Il valore del taglio ultimo è stato determinato assumendo un incrudimento pari al 50% (ossia $V_u = 1.50V_p$). Lo smorzamento complessivo dell'edificio è stato infine modellato alla Rayleigh caratterizzando i coefficienti α e β a partire dai rapporti di smorzamento modale dei primi due modi di vibrare assunti pari al 5%. L'analisi dinamica non lineare è stata condotta incrementando i valori dell'intensità dell'azione sismica fino al raggiungimento di ciascuno degli stati limite considerati (FO, O, LS, CP). Come detto i parametri di controllo della risposta inelastica sono il danno strutturale e il danno non strutturale, espressi rispettivamente dall'indice IDI e dall'indice $D_{pa,max}$ definito dall'eq.1. Le analisi sono state effettuate considerando 3 segnali accelerometrici spettrocompatibili con lo spettro elastico dell'EC8 per terreno di tipo A (Bevagna UM2 N-S; Gubbio Piana UM2 N-S; Colfiorito UM2 N-S – Terremoto Umbria-Marche del 26/09/97). In fig.3 sono riportate le Curve di Performance relative agli schemi strutturali esaminati. Tali curve esprimono il tagliante alla base in funzione dello spostamento laterale in sommità. Nelle figure sono riportati: a) i punti rappresentativi del raggiungimento dei 4 stati limite considerati per ciascun segnale accelerometrico; b) la curva di pushover dinamico definita come media sui 3 segnali considerati dei valori di picco della risposta inelastica al crescere del livello dell'intensità dell'azione sismica; c) le curve di pushover statico ottenute considerando due diverse distribuzioni delle spinte laterali, rispettivamente affine alle masse di piano (distribuzione uniforme) ovvero affine al prodotto delle masse di piano per le componenti della forma modale fondamentale (distribuzione modale). La curva di capacità ottenuta con la distribuzione modale sembra ben interpolare i risultati forniti dal pushover dinamico per le strutture esistenti (Schemi A,B,C) e per le strutture rinforzate con controventi eccentrici disposti all'interno di campate verticalmente allineate (Schemi A2,C2).

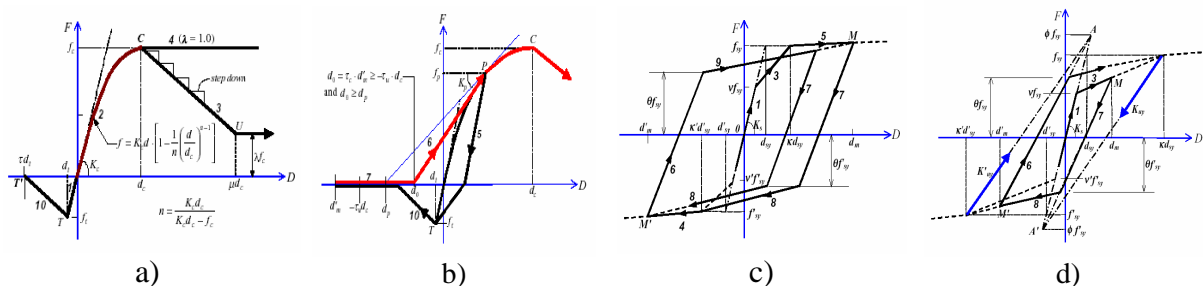


Fig. 2: Modellazione dei materiali : a) Curva scheletro del calcestruzzo; b) Ricarico a compressione prima la chiusura delle fessure; c) Modello isteretico per le barre d'armatura; d) Ricarico acciaio

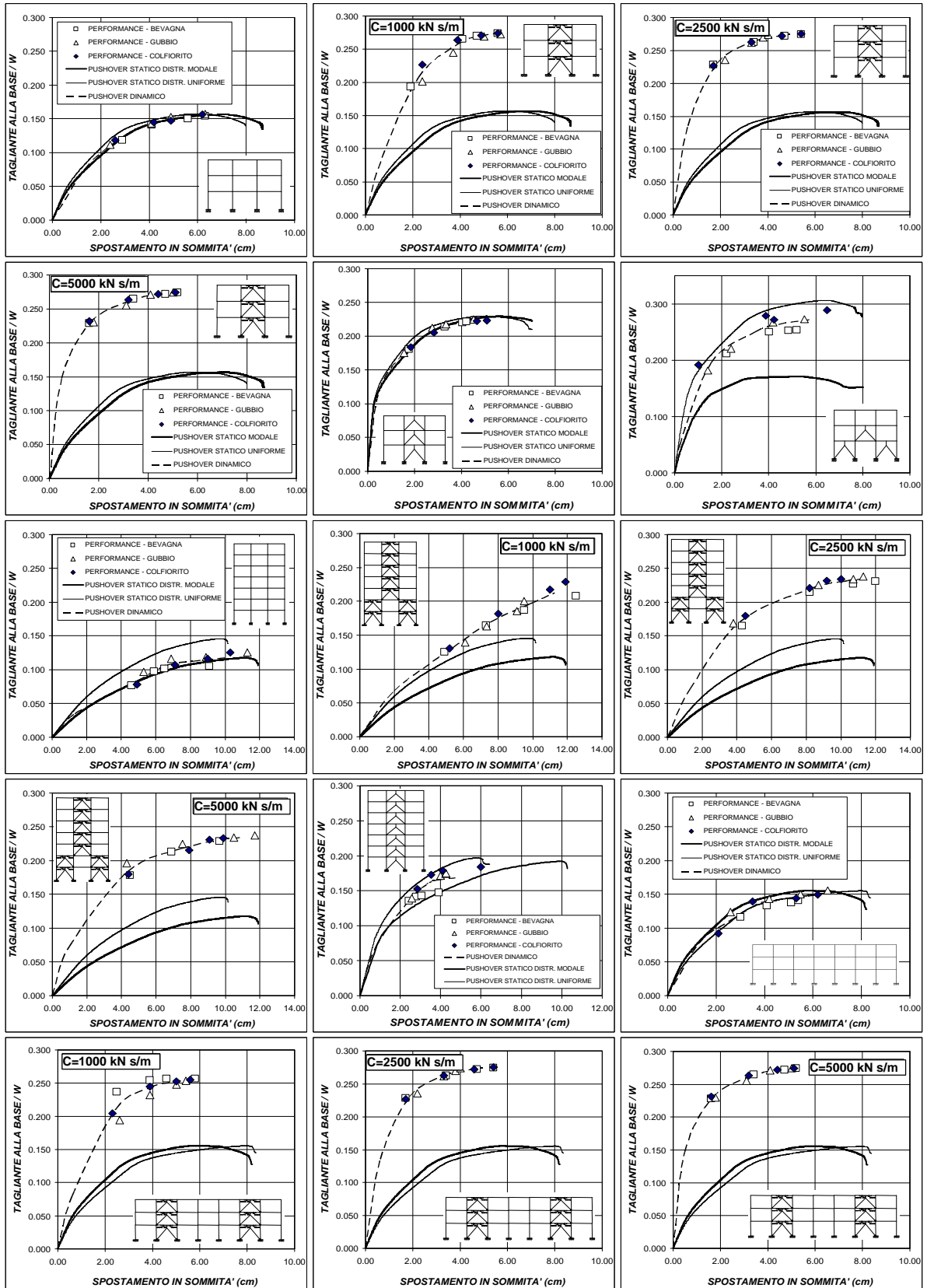


Fig. 3: Curve di Performance al variare dell'input sismico

Tale risultato deriva dalla estrema regolarità nella distribuzione delle masse e delle rigidezze in elevazione. In tali ipotesi gli effetti inerziali prodotti dal sisma possono essere ottenuti applicando una distribuzione invariante affine alla forma modale fondamentale, ossia

trascurando sia il contributo dei modi di vibrazione più elevati, sia la variazione della distribuzione delle forze laterali per effetto delle plasticizzazioni. Per gli schemi A1, A3, B1 e C1 i risultati ottenuti con il pushover statico sono molto diversi rispetto al pushover dinamico. Per gli schemi A1, B1 e C1 tale risultato deriva dal collegamento tra i controventi eccentrici ed il telaio in c.a., che avviene attraverso il dissipatore viscoso. Tale collegamento si attiva, infatti, solo in campo dinamico con il conseguente effetto irrigidente, mentre sotto azioni di tipo statico la rigidezza della struttura resta praticamente invariata. Si osservi inoltre che per gli schemi A2 e C2 l'incremento delle caratteristiche di rigidezza risulta essere piuttosto contenuto per effetto delle plasticizzazioni del link HEB 100 che si attivano anche per valori modesti dello spostamento d'interpiano. In fig.4 viene riportata la correlazione tra i livelli di prestazione strutturale ed i livelli d'intensità dell'azione sismica (Matrice di performance) per i diversi schemi esaminati. I risultati sono ottenuti come media dei valori relativi ai 3 segnali accelerometrici considerati. Nella stessa figura viene inoltre riportata la curva corrispondente alle prestazioni richieste alla struttura in corrispondenza dei diversi stati limite. In particolare si assume che gli stati limite FO, O, LS e CP corrispondano a valori della PGA pari rispettivamente a 0.20g, 0.25g, 0.30g, 0.35g. I risultati ottenuti evidenziano che nei casi esaminati il sistema basato sull'accoppiamento dei controventi eccentrici con i dissipatori viscosi con costante di smorzamento $C=2500$ kN s/m rappresenta la soluzione ottimale. Tale sistema di protezione consente, infatti, di ottenere coefficienti di sicurezza più elevati nei confronti dei diversi stati limite, senza richiedere interventi locali di rinforzo negli elementi della struttura in elevazione. L'incremento dei carichi trasmessi dalla sovrastruttura può tuttavia determinare la necessità di prevedere opportuni interventi di rinforzo in fondazione.

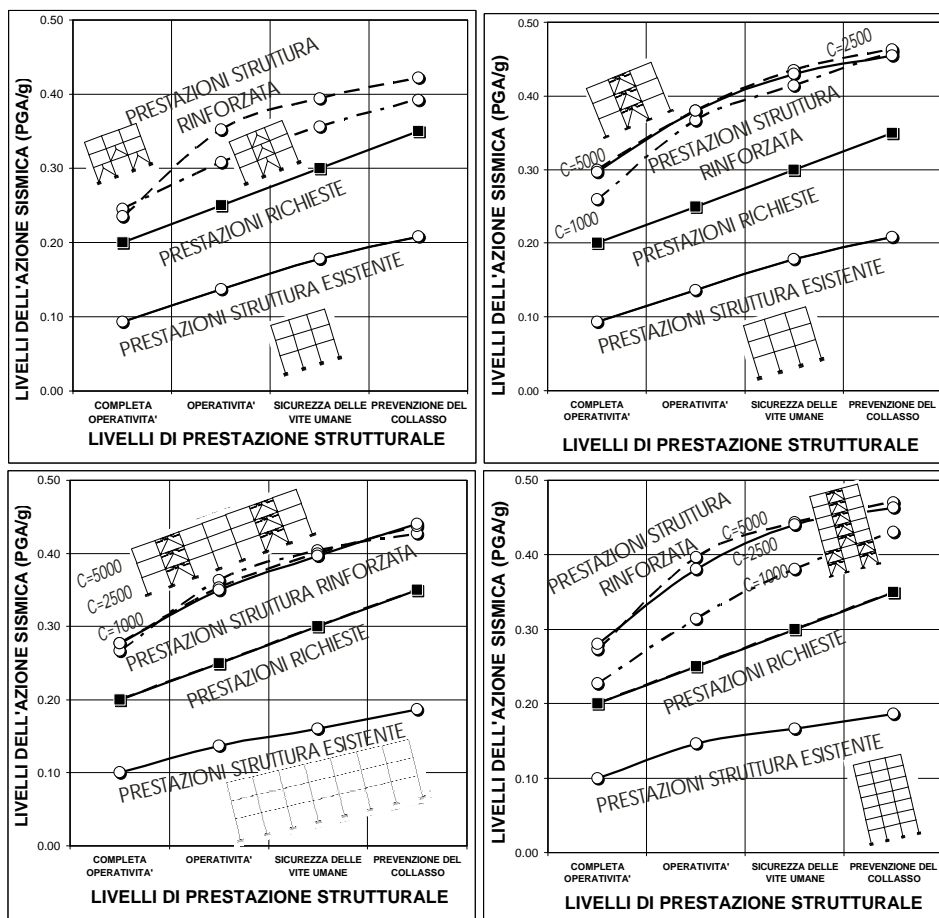


Fig. 4: Correlazione tra i livelli di prestazione strutturale e livelli d'intensità dell'azione sismica

6 CONCLUSIONI

È stato applicato un approccio di tipo prestazionale per valutare l'efficacia dei sistemi passivi di protezione sismica nell'adeguare le prestazioni della struttura alle prestazioni minime richieste in funzione della sua destinazione d'uso. Le curve e le matrici di performance hanno consentito di valutare l'incremento della sicurezza della struttura nei confronti dei diversi stati limite, e di calibrare gli interventi di adeguamento sulla base dell'interazione tra il contenuto in frequenza dell'input sismico e le nuove caratteristiche dinamiche della struttura. Tale approccio consente quindi di preconfigurare il comportamento sismico della struttura, e di raggiungere il grado di sicurezza richiesto per ciascuno degli stati limite considerati.

RINGRAZIAMENTI

Il lavoro è stato sviluppato nell'ambito del progetto di ricerca dal titolo “*Sistemi integrativi metallici per l'adeguamento sismico di edifici esistenti*” (Responsabile Prof. A.Mandara) che fa parte del progetto di ricerca nazionale “*Strutture metalliche innovative per la protezione sismica di edifici nuovi ed esistenti: criteri e metodologie di progetto*” (PRIN 2003), finanziato dal MIUR e coordinato dal Prof. Federico M.Mazzolani.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Maheri M.R., Sahebi A., Use of steel bracing in reinforced concrete frames, *Engineering Structures*, 12, 1018–1024, 1997.
- [2] Ghobarah A, Abou-Elfath H. “Rehabilitation of a reinforced concrete frames using eccentric steel bracing”, *Engineering Structures*, 23, 745–55, 2001.
- [3] Uetani K., Tsuji M., Takewaki I., Application of an optimum design method to practical building frames with viscous dampers and hysteretic dampers, *Engineering Structures*, 25 579-592, 2001.
- [4] Shen K.L., Soong TT. Design of energy dissipation devices based on concept of damage control, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 122(1), 76-82, 1997.
- [5] Kim J.,Choi H. Min KW. Performance-based design of added viscous dampers using capacity spectrum method, *Journal of Earthquake Engineering*, 7(1), 1-24, 2003.
- [6] Eurocode 8, “Design of structures for earthquake resistance”, prEN 1998-1, 2003.
- [7] Ordinanza 3274 e succ. 3379, 3431, Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale, 2003-2005.
- [8] SEAOC-Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of buildings, 1995.
- [8] Ghobarah A., Performance-based design in earthquake engineering: state of development, *Engineering Structures* 23, 878-884, 2001.
- [10] Y.J. Park, A. H.S. Ang, Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE Publications*, 111(4), 722-739, 1985.
- [11] Ferraioli M., Risposta sismica di edifici in c.a. progettati con gli Eurocodici: comportamento inelastico e danneggiamento strutturale, *Ingegneria Sismica*, N.1, 2003.
- [12] Li K., *CANNY99: Computer Program for Three-dimensional Non-linear Static/Dynamic Structural Analysis*. Canny Consultants Pte Ltd., Singapore 1996

KEYWORDS

Protezione sismica, controventi eccentrici, dissipatori viscosi, performance-based assessment