

Valutazione delle prestazioni sismiche di strutture intelaiate in acciaio

M. Ferraioli ¹, A.M. Avossa ², A. Mandara ³

ABSTRACT: A comparative evaluation of design procedures considering both building code provisions both innovative methods based on the second order plastic analysis was carried out. At this aim, a multi-objective and multi-criteria performance evaluation of steel moment-resisting frame buildings was realised combining performance criteria of structural and non-structural components. As an alternative to incremental response history analysis, an iterative nonlinear static procedure based on the Inelastic and Capacity Spectra Method was used for the performance-based assessment.

1 INTRODUZIONE

I codici sismici definiscono implicitamente gli obiettivi prestazionali richiesti in corrispondenza di ciascun livello di progetto. Tale approccio di tipo tradizionale è essenzialmente basato sui criteri della rigidezza e della resistenza e su un'analisi sismica di tipo lineare con spettro di risposta ridotto. 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. Le esperienze maturate a seguito di terremoti violenti hanno inoltre evidenziato l'inefficacia del criterio della resistenza, che da solo non è in grado né di preconfigurare il meccanismo di collasso, né di garantire la limitazione dei livelli di danneggiamento. Il danno prodotto da sismi severi è infatti strettamente correlato all'entità degli spostamenti laterali, laddove la correlazione tra i livelli di resistenza e l'entità degli spostamenti totali e di interpiano è "stretta" solo nel campo dei bassi periodi. D'altra parte, le indicazioni di codici più recenti basati sul criterio della duttilità e sul principio di gerarchia delle resistenze potrebbero comunque non garantire che i costi di riparazione siano tollerabili. Infatti nessun tipo di controllo viene effettuato sull'entità delle deformazioni della struttura oltre il suo limite elastico. Si ammette cioè che la struttura possa presentare un danneggiamento tale da renderne più conveniente la demolizione e successiva ricostruzione. Gli effetti di terremoti recenti hanno però dimostrato che strutture adeguatamente progettate per esibire a collasso un meccanismo di tipo duttile hanno effettivamente consentito di salvaguardare le vite umane, ma hanno riportato danni gravissimi e perdita di funzionalità con costi di riparazione inaccettabili. In particolare, il costo economico dei danni e della perdita di funzionalità di un gran numero di edifici in acciaio è stato rilevante. Tale esperienza ha evidenziato la debolezza delle procedure di progetto e delle tecniche costruttive di tipo tradizionale, dando nuova linfa allo sviluppo di una generazione di codici sismici per la progettazione su base prestazionale delle strutture intelaiate in acciaio.

¹ Ricercatore, Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli

² Dottore di Ricerca, Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli

³ Professore Straordinario, Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli

2 CRITERI DI PROGETTO DELLE STRUTTURE INTELAIATE IN ACCIAIO

I telai in acciaio sono strutture potenzialmente molto duttili che in occasione di terremoti violenti possono subire rilevanti deformazioni inelastiche. Affinché la capacità dissipativa della struttura possa essere completamente attivata è però necessario ottimizzare la dissipazione dell'energia in ingresso attraverso la formazione di un meccanismo di collasso di tipo globale, che coinvolga il maggior numero possibile di zone dissipative. L'obiettivo delle procedure di progetto è quindi quello di controllare la redistribuzione plastica al fine di garantire un meccanismo globale di collasso. In ambito normativo tale obiettivo viene perseguito attraverso procedure di progetto basate essenzialmente sul criterio di gerarchia delle resistenze. Alla base di tale criterio è l'individuazione all'interno della struttura di zone dissipative e di zone non dissipative. Le prime vengono progettate in modo da avere sufficiente duttilità per resistere alle azioni sismiche di progetto senza arrivare al collasso. Le seconde vengono progettate in modo da rimanere praticamente in campo elastico sotto le sollecitazioni massime trasmesse dalle zone dissipative plasticizzate ed incrudite. Per le strutture intelaiate in acciaio il criterio di gerarchia delle resistenze impone in primo luogo che le sezioni trasversali delle travi siano di tipo duttile, per evitare l'insorgere di prematuri fenomeni di instabilità locale che compromettono la duttilità delle membrature. È poi necessario che i collegamenti trave-colonna siano a completo ripristino di resistenza, in modo da consentire lo sviluppo delle cerniere plastiche alle estremità delle travi adiacenti, e da scongiurare la plasticizzazione dei collegamenti che presentano minori caratteristiche di duttilità per effetto delle concentrazioni di sforzi locali e per gli effetti indotti dalle saldature. Esistono in letteratura diversi metodi basati sul criterio di gerarchia delle resistenze. L'approccio seguito dall'Eurocodice 8 (1998) e dall'Ordinanza 3274 (2003) si basa sulla definizione di un opportuno coefficiente α con cui amplificare le sollecitazioni derivanti dall'analisi elastica sotto le azioni di tipo sismico. Nell'EC8 il coefficiente amplificativo è definito dal prodotto di un fattore di sovraresistenza ($1.1\gamma_{ov}$) per un coefficiente Ω espresso come il valore minimo per le travi del rapporto $M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ tra il momento resistente ed il momento di progetto dovuto alla sola condizione sismica. Nell'Ordinanza 3274 il valore del fattore α viene invece definito come segue:

$$\alpha_i = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} - M_{b,Sd,G,i}}{M_{b,Sd,E,i}}; q \right\} \quad (1)$$

in cui $M_{b,pl,Rd,i}$ è la resistenza plastica di progetto della trave, $M_{b,Sd,G,i}$ e $M_{b,Sd,E,i}$ sono le sollecitazioni flessionali di progetto dovute rispettivamente ai carichi verticali ed alle azioni sismiche, q è il fattore di struttura. La verifica del criterio di gerarchia in fase progettuale viene condotta garantendo nei nodi che la somma dei momenti plastici dei pilastri $M_{c,Rd,red,i}$ ridotti per la presenza dello sforzo normale sia maggiore, con un opportuno coefficiente di sicurezza, della somma dei momenti plastici delle travi. In particolare, l'EC8 e l'Ordinanza impongono, rispettivamente, la verifica delle condizioni seguenti:

$$\sum_i M_{c,Rd,red,i} \geq 1.3 \cdot \sum_i M_{b,pl,Rd,i} ; \quad \sum_i M_{c,Rd,red} \geq \gamma_{ov} \cdot \sum_i s_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} \quad (2)$$

in cui s_i è un parametro che identifica la classe di duttilità della membratura in funzione delle caratteristiche geometriche della sezione e delle proprietà meccaniche del materiale. Si osservi che mentre nell'Ordinanza la verifica del criterio di gerarchia è prescritta per tutti i nodi, nell'EC8 non è richiesta in maniera esplicita per i nodi dell'ultimo impalcato. Numerosi sono gli studi disponibili in letteratura che propongono procedure di progetto alternative al metodo α finalizzate al controllo del meccanismo di collasso. Alcune di queste sono basate sui teoremi dell'analisi limite (Mazzolani & Piluso 1997, Gherzi et al. 1999), altre sull'osservazione del comportamento a collasso. In particolare, Mazzolani e Piluso (1997) hanno proposto una procedura di progetto più sofisticata basata sul teorema cinematico del collasso plastico e sull'analisi plastica del secondo ordine. A differenza di approcci empirici basati sul criterio della capacità, tale procedura è in grado di assicurare una distribuzione delle plasticizzazioni coerente con un meccanismo di collasso di tipo globale. La procedura parte dal dimensionamento delle se-

zioni delle travi che vengono progettate per resistere ai carichi verticali. Le sezioni delle colonne costituiscono le incognite del progetto. Una volta definito il valore dello spostamento ultimo di progetto, applicando il teorema cinematico del collasso plastico si impone che il moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente al meccanismo di tipo globale sia il più piccolo tra tutti i moltiplicatori cinematicamente ammissibili. Si ottengono così una serie di condizioni di progetto che le sezioni trasversali delle colonne devono necessariamente soddisfare per scongiurare meccanismi locali o fragili di collasso. Successivamente si controlla il meccanismo di collasso in fase plastica verificando che la curva di equilibrio associata al meccanismo di collasso di tipo globale abbia la pendenza minima tra tutte le curve di equilibrio associate ai meccanismi di collasso cinematicamente ammissibili. Il limite principale di tali formulazioni semplificate è che il costo della loro efficacia è un'incontrollabile sovrarresistenza delle membrature. Inoltre, il livello di resistenza assegnato alla struttura con tali metodi è indipendente dall'intensità dell'azione sismica. Infine, la verifica allo stato limite ultimo non garantisce la sicurezza della struttura nei confronti degli altri stati limite. Da queste considerazioni e dall'esperienza di terremoti recenti ha preso vita una nuova generazione di codici sismici (SEAOC-Vision 2000, ATC-40, FEMA-356), il cui obiettivo è quello di fornire alla struttura doti di resistenza, rigidità e capacità dissipativa corrispondenti alle prestazioni richieste ai vari livelli d'intensità dell'azione sismica. Com'è evidente, tale obiettivo non può essere perseguito attraverso la verifica locale del rapporto tra la capacità della struttura e la domanda sismica. Occorre piuttosto valutare il comportamento globale della struttura in termini di spostamento, ed introdurre procedure di tipo prestazionale in cui la domanda di spostamento diventa la grandezza fondamentale della progettazione sismoresistente. In tale ambito si inserisce l'approccio innovativo del Performance-Based Design (PBD) basato su un'analisi multi-livello e multi-obiettivo.

3 PERFORMANCE-BASED ASSESSMENT

3.1 *Schemi strutturali esaminati*

Le analisi numeriche sono state condotte con riferimento a tre diversi schemi strutturali (Tab.1). Ciascuna tipologia strutturale è stata dimensionata con tre diverse procedure di progetto: 1) Ordinanza 3274 (ORD); 2) Metodo Mazzolani-Piluso (Plastic Design - PD); 3) Metodo Mazzolani-Piluso modificato in modo da superare anche la verifica allo stato limite di danno (PD+SLD). In particolare la procedura di progetto originaria è stata modificata incrementando il valore dello spostamento ultimo di progetto fino a superare la verifica allo stato limite di danno prevista dall'Ordinanza 3274 (valore limite dello spostamento d'interpiano $d_{lim} = 0.005h$). L'azione sismica di progetto è definita assumendo terreno di tipo A, fattore di smorzamento $\xi = 5\%$, accelerazione di picco al suolo $PGA = 0.25g$, coefficiente di struttura $q = 5.5$ per i telai 2P1C e $q = 6.5$ per gli altri telai. L'acciaio utilizzato è di classe Fe 430. Le altezze d'interpiano sono pari a 3.5m nel telaio 2P1C, a 3.5m per il primo piano e a 3m per gli altri piani nei telai 3P3C e 7P3C.

3.2 *Obiettivi e criteri prestazionali*

L'analisi multi-livello alla base del PBD è stata condotta considerando tre diversi livelli prestazionali: Immediata Occupazione (Immediate Occupancy - IO), Salvaguardia della Vita Umana (Life Safety - LS), Prevenzione del Collasso (Collapse Prevention - CP). I livelli prestazionali suddetti vengono correlati ai livelli d'intensità dell'azione sismica ossia ai livelli di rischio (frequente, occasionale, raro, molto raro) attraverso criteri prestazionali specifici (acceptance criteria) correlati alla tipologia strutturale ed alle caratteristiche delle parti non strutturali. I criteri prestazionali impiegati per le strutture intelaiate in acciaio coinvolgono in genere la rigidità, la resistenza, la duttilità e la fatica a basso numero di cicli. Il raggiungimento dei diversi stati limite viene individuato attraverso parametri di controllo rappresentativi dei criteri prestazionali. In particolare, il criterio della rigidità può essere verificato adottando come parametri prestazionali il rapporto tra lo spostamento e l'altezza d'interpiano ed il rapporto tra lo spostamento in sommità e l'altezza totale. Il criterio della resistenza può essere verificato attraverso il

Tabella 1. Schemi strutturali esaminati: caratteristiche dinamiche e geometriche, carichi sulle travi.

		Periodo (s)										
		TELAIO 2P1C			TELAIO 3P3C			TELAIO 7P3C				
		ORD	PD	PD+SLD	ORD	PD	PD+SLD	ORD	PD+SLD			
		1°Modo	0.4740	0.6599	0.4250	0.5612	0.7726	0.5721	1.9974	1.5709		
2°Modo	0.1324	0.2220	0.1348	0.1459	0.2258	0.1702	0.6269	0.4764				
3°Modo	0.0238	0.0315	0.0222	0.0680	0.1142	0.0835	0.3399	0.2447				
		Carichi sulle travi (kN/m)						TELAIO 7P3C				
		TELAIO 2P1C			TELAIO 3P3C			G _k	Q _k			
		G _k	Q _k		G _k	Q _k		G _k	Q _k			
Ultimo Piano	10.00	5.00		20.00	10.00		20.00	10.00				
Altri Piani	19.38	5.00		21.95	10.00		21.95	10.00				
Caratteristiche geometriche												
TELAIO 2P1C				TELAIO 3P3C				TELAIO 7P3C				
	Ord.3274	PD	PD+SLD	Ord.3274	PD	PD+SLD		Ord. 3274	PD+SLD			
Travi	IPE 220	IPE 220	IPE 220	IPE 270	IPE 300	IPE 300		IPE 270		IPE 270		
Pilastri	Est./Int.	Est./Int.	Est./Int.	Est./Int.	Esterni	Interni	Esterni	Interni	Esterni	Interni	Esterni	Interni
1°Piano	HE260B	HE180B	HE300B	HE400B	HE300B	HE280B	HE450B	HE400B	HE220B	HE280B	HE550B	HE500B
2°Piano	-	HE180B	HE220B	HE400B	HE280B	HE260B	HE340B	HE300B	HE220B	HE280B	HE450B	HE450B
3°Piano	-	-	-	HE400B	HE260B	HE240B	HE300B	HE260B	HE220B	HE280B	HE400B	HE360B
4°Piano	-	-	-	-	-	-	-	-	HE220B	HE280B	HE400B	HE360B
5°Piano	-	-	-	-	-	-	-	-	HE220B	HE280B	HE360B	HE340B
6°Piano	-	-	-	-	-	-	-	-	HE220B	HE280B	HE320B	HE300B
7°Piano	-	-	-	-	-	-	-	-	HE220B	HE280B	HE260B	HE240B

controllo del rapporto tra lo spostamento residuo e l'altezza d'interpiano. Il criterio della duttilità si traduce nella verifica dell'entità delle rotazioni plastiche. La fatica a basso numero di cicli può essere controllata attraverso opportuni indici di danno cumulato. I parametri rappresentativi del comportamento strutturale per ciascun livello di rischio vengono controllati attraverso il confronto con valori di riferimento che rappresentano la sintesi di studi numerico/sperimentali ed esperienza ingegneristica. Nel presente lavoro sono stati impiegati due parametri di controllo rappresentativi delle prestazioni negli elementi strutturali e nelle parti non strutturali: il rapporto tra lo spostamento e l'altezza d'interpiano (interstorey drift damage index - IDI) ed il valore delle rotazioni plastiche rapportato alla rotazione di snervamento θ_y (Tabella 2).

3.3 Modellazione non lineare

Il legame momento-rotazione delle travi è di solito schematizzato attraverso una cerniera plastica a comportamento bilineare con incrudimento costante e snervamento definito dal momento plastico $F_{ye}Z$. Tale schematizzazione non tiene conto dei livelli deformativi lungo la trave e dell'estensione delle zone plasticizzate. L'ipotesi di incrudimento costante non consente di modellare l'incrudimento ciclico e il degrado dovuto all'instabilità locale. In questo lavoro il comportamento delle travi è stato schematizzato con cerniere plastiche con legame momento-rotazione di tipo trilineare. I fenomeni di degrado di rigidezza e di resistenza sono stati trascurati nell'ipotesi che le sezioni utilizzate siano compatte, che l'instabilità torsionale degli elementi strutturali sia impedita, che la rottura delle unioni saldate sia scongiurata. Il legame momento-rotazione di tipo trilineare è stato caratterizzato utilizzando la formulazione proposta da Kato & Akiyama (1981) sia per la pendenza K_h del ramo incrudente che per la pendenza K_d del ramo di softening. I valori delle rotazioni plastiche e della resistenza residua sono stati calcolati in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della trave in accordo con le indicazioni delle FEMA 356 (2000) (Tab.3). La capacità deformativa in campo plastico delle colonne dipende da un gran numero di parametri, ha una grande variabilità ed è intimamente connessa al comportamento dell'intera struttura a causa degli effetti P-delta. Nell'ipotesi che le colonne siano progettate con il criterio di gerarchia è assicurata un'adeguata protezione nei confronti di comportamenti indesiderati, e può essere accettabile un modello a plasticità concentrata all'estremità delle colonne definito attraverso opportuni domini d'interazione. In questo lavoro il comportamento delle colonne è stato schematizzato attraverso cerniere plastiche con resistenza flessionale definita mediante un dominio d'interazione M-P di tipo bilineare e diagramma momento-rotazione di tipo trilineare (Tab.3).

Tabella 2. Correlazione tra Livelli Prestazionali e Parametri di controllo (Fema 356, 2000).

LIVELLO PRESTAZIONALE	IDI	ROTAZIONI PLASTICHE			
		TRAVI		COLONNE $0.20 < P/P_{CL} < 0.50$	
		$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ e $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ o $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ e $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ o $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$
IMMEDIATA OCCUPAZIONE	0.01	θ_y	$0.25 \theta_y$	$0.25 \theta_y$	$0.25 \theta_y$
SALVAGUARDIA DELLA VITA UMANA	0.02	$6 \theta_y$	$2 \theta_y$	$8 (1-1.7 P/P_{CL}) \theta_y$	$0.50 \theta_y$
PREVENZIONE DEL COLLASSO	0.04	$8 \theta_y$	$3 \theta_y$	$11 (1-1.7 P/P_{CL}) \theta_y$	$0.80 \theta_y$

Tabella 3. Parametri del modello non lineare per travi e colonne.

	TRAVI		COLONNE $0.20 < P/P_{CL} < 0.50$	
	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ e $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ o $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ e $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ o $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$
ROTAZIONE PLASTICA a	$6 \theta_y$	$4 \theta_y$	$11 (1-1.7 P/P_{CL}) \theta_y$	θ_y
ROTAZIONE PLASTICA b	$11 \theta_y$	$6 \theta_y$	$17 (1-1.7 P/P_{CL}) \theta_y$	$1.5 \theta_y$
RESISTENZA RESIDUA c	0.60	0.60	0.20	0.20

Il trasferimento dei momenti tra le travi e le colonne produce uno stato di tensione e deformazione piuttosto complesso in corrispondenza dei pannelli nodali con valori elevati delle tensioni normali nelle ali e delle tensioni tangenziali nell'anima. In funzione della resistenza delle membrature collegate, le plasticizzazioni indotte dalle azioni sismiche possono intervenire esclusivamente nelle travi, nelle colonne, nei pannelli nodali, o coinvolgere più componenti strutturali contemporaneamente. I pannelli nodali presentano in genere un comportamento isteretico stabile caratterizzato da elevata capacità dissipativa ed incrudimento ciclico. Tuttavia la plasticizzazione del pannello nodale e le conseguenti deformazioni laterali prodotte dalle deformazioni a taglio comportano una notevole riduzione delle caratteristiche di rigidezza e di resistenza della struttura e determinano, quindi, un notevole incremento degli spostamenti d'interpiano (Tsai & Popov 1990). Inoltre le deformazioni del pannello nodale possono influire negativamente sul comportamento delle unioni saldate travi-colonna. Nel presente lavoro in accordo con le indicazioni delle FEMA 356 la modellazione diretta dei pannelli nodali viene evitata nell'ipotesi che la resistenza a taglio del pannello nodale sia maggiore della resistenza a flessione della trave in corrispondenza del collegamento trave-colonna e che il rapporto tra la rigidezza del pannello e la rigidezza flessionale della trave sia maggiore di 10. In tali ipotesi è possibile trascurare la deformabilità del pannello nodale e considerare zone nodali infinitamente rigide a partire dal centro della colonna fino alla sezione di collegamento trave-colonna.

3.4 Valutazione delle prestazioni sismiche

La valutazione della risposta inelastica è stata condotta con il Metodo dello Spettro di Capacità e degli Spettri Inelastici (ICSM - Inelastic Demand and Capacity Spectra Method) (Ferraioli et al. 2004), che deriva dal Metodo dello Spettro di Capacità - CSM originariamente proposto da Fajfar (1999) ed utilizza un'estensione della formulazione relativa ai fattori di riduzione proposta da Ordaz et al. (1998). La curva di capacità (CC - Capacity Curve) è ottenuta dall'analisi di pushover sotto una distribuzione Unimodale Equivalente delle spinte laterali. In pratica si ipotizza che la risposta sia dominata dal contributo del primo modo di vibrazione e che le proprietà dinamiche della struttura rimangano invariate nonostante le plasticizzazioni. Tale ipotesi può risultare eccessivamente restrittiva in presenza di un significativo contributo dei modi di vibrazione più elevati o di meccanismi locali di collasso. In questo caso la distribuzione della domanda

sismica nel sistema MDOF può differire in maniera sostanziale da quella associata al sistema SDOF equivalente, e l'importanza di questi "Effetti MDOF" aumenta all'aumentare dell'inelasticità della struttura. In alternativa all'impiego di distribuzioni adattive delle spinte laterali, alcuni autori propongono di considerare uno specifico sistema SDOF equivalente per ciascun modo di vibrare sovrapponendo poi le risposte modali corrispondenti (Modal Pushover Analysis, Chopra & Goel 2002). Nei casi esaminati il contributo del primo modo di vibrare alla risposta sismica complessiva è prevalente. Infatti il rapporto di massa modale associato al primo modo assume valori elevati, con valore minimo pari al 79.4% per il telaio a sette piani. L'ipotesi di distribuzione invariante delle spinte laterali è stata verificata controllando l'andamento lungo l'altezza degli spostamenti laterali durante l'analisi di pushover. Nei casi esaminati l'andamento degli spostamenti laterali lungo l'altezza presenta essenzialmente la stessa forma sia in campo elastico che in campo plastico. La coerenza tra deformata elastica iniziale e deformata plastica a collasso può essere rappresentata in maniera sintetica attraverso il parametro $\sigma = \|\delta_{CP} \cdot \phi\|^2 / \|\delta_{CP}\|^2 \|\phi\|^2$, essendo δ_{CP} il vettore degli spostamenti laterali a collasso e ϕ la forma modale fondamentale affine al vettore degli spostamenti laterali all'inizio dell'analisi di spinta. Nei casi esaminati il valore del parametro σ è molto prossimo all'unità (con valore minimo $\sigma = 0.9563$ per il telaio 7P3C progettato con l'Ordinanza 3274). Lo Spettro di Capacità (Capacity Spectra - CS) è stato infine approssimato con un modello elastico-perfettamente plastico equivalente (Bilinear Capacity Spectra - BCS) con rigidità elastica definita dal passaggio per il punto del CS corrispondente al 60% della soglia di scorrimento plastico. La domanda sismica è rappresentata dagli spettri di risposta inelastici (IDRS - Inelastic Demand Response Spectra) che sono ottenuti indirettamente, scalando lo spettro di risposta elastico (EDRS - Elastic Demand Response Spectra) attraverso un fattore di riduzione R_μ definito a partire dalle ordinate dello spettro di risposta elastico in termini di spostamento e di velocità e da opportune funzioni di regressione tarate su terremoti storici spettrocompatibili (Ordaz et al. 1998; Ferraioli et al. 2004). I criteri prestazionali riportati in Tabella 2 e le relazioni tra sistema MDOF e sistema SDOF equivalente consentono di individuare i valori dello spostamento del sistema SDOF associati ai diversi livelli prestazionali. Tale circostanza semplifica notevolmente la valutazione dei livelli d'intensità dell'azione sismica corrispondenti ai diversi livelli prestazionali. Infatti, una volta nota la posizione del punto di performance (PP), è immediato calcolare la duttilità μ ed il fattore di riduzione R_μ corrispondenti senza incorrere nei problemi di convergenza e di accuratezza insiti nelle procedure grafiche iterative basate sul Metodo dello Spettro di Capacità. Il livello dell'intensità dell'azione sismica associato al livello prestazionale prefissato può essere quindi determinato attraverso una procedura incrementale non iterativa. Infatti, è sufficiente incrementare il valore della PGA fino a che lo spettro IDRS non interseca il BCS nel punto PP. Le analisi sono state condotte considerando tre segnali accelerometrici spettrocompatibili con lo spettro elastico dell'EC8 per terreno di tipo A. In particolare sono stati considerati i seguenti segnali: Bevagna N-S 26/09/1997; Lefkada N-S 17/01/1983; Rionero in Vulture 23/11/1980. In Figura 1 è riportato il confronto tra CS e IDRS con riferimento all'input sismico di Bevagna per il livello d'intensità dell'azione sismica corrispondente al livello prestazionale CP. Anche in presenza di curve di capacità molto diverse i telai a due piani progettati con la procedura PD+SLD e con l'Ordinanza raggiungono il livello prestazionale CP per lo stesso valore dell'intensità dell'azione sismica. In maniera analoga i telai a tre piani progettati rispettivamente con le procedure PD+SLD e PD presentano lo stesso moltiplicatore di collasso. In entrambi i telai il progetto con la procedura PD+SLD determina un incremento della capacità della struttura rispetto alle altre procedure di progetto. Tuttavia, data la forma dello spettro di risposta inelastico, tale incremento non si traduce in un effettivo aumento della sicurezza a collasso. In Figura 2 viene riportato il confronto tra le diverse procedure di progetto sia in termini di curva di performance che in termini di matrice di performance. La curva di performance riporta sullo stesso grafico sia la curva di capacità che i punti corrispondenti ai diversi livelli prestazionali. La matrice di performance correla invece i livelli d'intensità dell'azione con i livelli prestazionali. In particolare, il livello dell'azione riportato nel grafico rappresenta il valore minimo sui tre segnali accelero-

metrici dell'intensità dell'azione sismica corrispondente a ciascun livello prestazionale. I telai 2P1C e 3P3C presentano sempre un meccanismo di collasso di tipo globale. Per i telai 2P1C la capacità della struttura dipende sensibilmente dalla procedura di progetto adottata. In particolare, la resistenza del telaio progettato con la procedura PD+SLD è pari a 2.26 volte la resistenza del telaio progettato con la procedura PD. Il costo di questa sovrarresistenza indotta dalla verifica allo SLD è un incremento del peso del 61.6%. Tale incremento non produce tuttavia un miglioramento significativo delle prestazioni sismiche del telaio progettato con la procedura PD+SLD rispetto a quello progettato con la procedura PD. Infatti l'incremento del moltiplicatore di collasso è pari al 18.13%. Tale risultato dipende dalla forma dello spettro di risposta inelastico dell'input di Bevagna a cui corrisponde il valore minimo del moltiplicatore di collasso. Per tale segnale il BCS interseca l'IDRS in una zona dello spettro a spostamento spettrale quasi costante. Lo stesso risultato si ottiene per i telai 3P3C che presentano prestazioni sismiche poco variabili al variare della procedura di progetto adottata. I telai 7P3C progettati con i metodi PD e PD+SLD hanno le stesse prestazioni sismiche in quanto la verifica allo SLU risulta più stringente rispetto alla verifica allo SLD. Viceversa il telaio progettato con l'Ordinanza presenta un meccanismo locale di collasso che coinvolge solo i primi tre piani con caratteristiche di resistenza e prestazioni sismiche sensibilmente ridotte rispetto alla procedura PD (rapporto tra i moltiplicatori di collasso pari a 0.629).

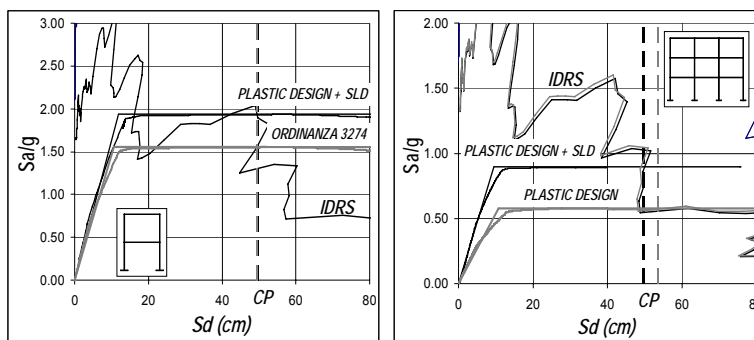


Figura 1. Impiego del Metodo dello Spettro di Capacità per il calcolo del moltiplicatore di collasso

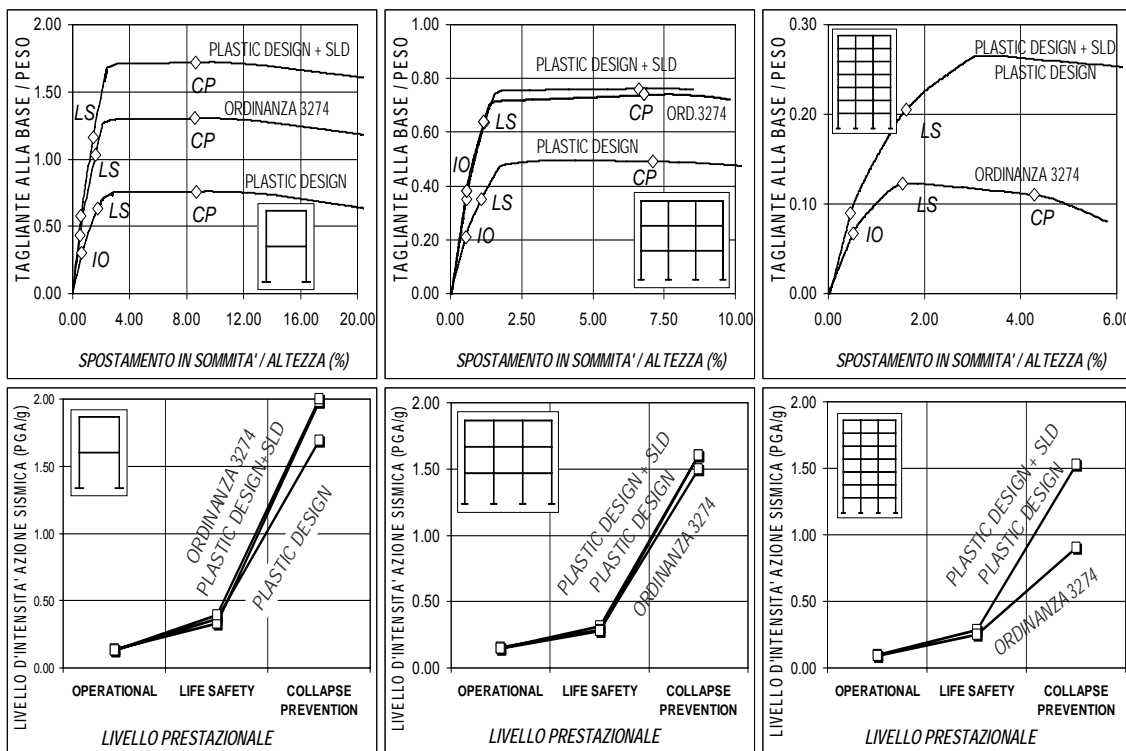


Figura 2. Confronto prestazionale tra metodi di progetto in termini di curve e matrici di Performance

4 CONCLUSIONI

È stata effettuata un'analisi comparativa di criteri di progettazione esistenti per le strutture intelaiate in acciaio utilizzando le prestazioni sismiche come parametro di confronto. Il costo dell'efficacia delle procedure basate sia sul controllo del meccanismo di collasso che sulla verifica allo stato limite di danno può essere una notevole sovrarresistenza delle colonne, con conseguente incremento sia del peso strutturale che della capacità della struttura rispetto alle altre procedure di progetto. Tuttavia, in alcuni dei casi esaminati le prestazioni sismiche non beneficiano di tale incremento della resistenza per effetto della forma dello spettro di domanda che interseca lo spettro di capacità in una zona in cui lo spostamento spettrale è quasi costante. Gli sviluppi futuri della ricerca vanno nella direzione di affinare il modello in modo da tenere conto dei principali aspetti del comportamento delle strutture metalliche e, in particolare, della riduzione della duttilità dovuta alla fatica a basso numero di cicli e del degrado della resistenza e della rigidità prodotto dal carico ciclico. L'obiettivo finale è quello di effettuare analisi di sensibilità considerando i diversi fattori che influenzano la risposta: resistenza, strain-hardening, smorzamento strutturale, degrado di rigidità e di resistenza.

5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Applied Technology Council (ATC), 1996, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", 40.
- Bertero, VV., 1986, "Lessons learned from recent earthquakes and research and implications for earthquake resistant design of building structures in the United States", *Earthquake Spectra*, 2(4), 825-58.
- CEN (European Communities for Standardisation), Final draft, PrEN 1998-1, 2003, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".
- Chopra, A.K., Goel, R.K., 2002, "A modal Pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earth Eng. and Struct. Dyn.* 561-582.
- Fajfar, P., 1999, "Capacity Spectrum Method based on Inelastic Demand Spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, n° 28, 979-993.
- FEMA 356, 2000, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Ferraioli, M., Avossa, A.M. Malangone, P., "Approximate method for evaluation of seismic damage of rc buildings", 13th World Conference on Earth. Eng., Canada, 2004.
- Ghera, A., Marino, E. e Neri, F., 1999, "A simple procedure to design steel frames to fail in global mode; Stability and Ductility of Steel Structures", Timisoara, Romania.
- Kato, B., Akiyama, H. "Ductility of Members and Frames subject to Buckling", ASCE Convention, 1981.
- Mazzolani, F.M., Piluso, V., 1997, "A simplified approach for evaluating performance levels of moment-resisting steel frames", *Proceedings of the Conference on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Rotterdam, Balkema.
- Mazzolani, F.M., Montuori, R., Piluso, V., 2000, "Performance based design of seismic-resistant MR-frames", *Proceedings of the Third International Conference STESSA 2000*, Montreal, Rotterdam, Balkema, 611-618.
- Ordaz, M. e Perez-Rocha, LE., 1998, "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: New approach", *Earthquake Engin. and Struct. Dyn.*, 27, 889-901.
- SEAOC - Vision 2000, 1995, "Performance Based Seismic Engineering of buildings".
- Tsai, K. C., Popov, E.P., 1990, "Seismic Panel Zone Design Effect on Seismic Story Drift in Steel Frames", *Journal of Structural. Engineering.*, ASCE, Vol. 116, No. 12.