

Progettazione a completo ripristino di resistenza di collegamenti flangiati trave-colonna: approccio probabilistico

Design of full strength extended end plate joints: probabilistic approach

Nell'ambito della progettazione antisismica dei telai in acciaio, i nodi trave-colonna vengono sovente progettati a completo ripristino di resistenza allo scopo di evitare l'impegno plastico degli elementi di collegamento, favorendo la formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi collegate. In tale contesto si inserisce il seguente lavoro, finalizzato alla valutazione dell'affidabilità dei criteri di progettazione dei nodi trave-colonna a completo ripristino di resistenza. In particolare, nella prima parte del lavoro, mediante un'analisi probabilistica che tiene conto dell'aleatorietà della resistenza dei materiali costituenti gli elementi nodali, viene investigata l'affidabilità dei criteri di progetto suggeriti dalle norme. Successivamente, a partire dai risultati dell'analisi probabilistica svolta, viene proposto un nuovo criterio di progetto che tiene esplicitamente conto sia della variabilità delle proprietà meccaniche del materiale che della sovraresistenza che la trave è in grado di sviluppare prima della instabilità locale.

Within the framework of the design procedures for seismic resistant steel structures, beam-to-column joints are commonly designed in accordance with the full-strength criterion aiming to avoid the plastic engagement of the connecting elements, by promoting the development of plastic hinges at the ends of the connected beams. The work presented in this paper deals with the above issue with a view to assessing the evaluation of the reliability of the design criteria for attaining the full-strength condition. In particular, by means of a complete probabilistic analysis accounting for all the sources of random material variability, the first part of the paper investigates the reliability of the design criteria suggested by seismic codes. Subsequently, a new design criterion that takes into account both the random material variability and the overstrength that the beam is able to develop before the occurrence of local buckling, is proposed

Prof. ing. Vincenzo Piluso, dr. ing. Gianvittorio Rizzano, dr. ing. Gianluca Totoli
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Salerno (Italy)

1. INTRODUZIONE

Nella progettazione antisismica di strutture intelaiate in acciaio la resistenza dei nodi trave-colonna riveste primaria importanza influenzando la localizzazione delle zone dissipative. Infatti, in occasione di eventi sismici distruttivi, la dissipazione dell'energia sismica in ingresso avviene alle estremità delle travi, impegnando le travi stesse nel caso di nodi a completo ripristino di resistenza, oppure gli elementi di collegamento nel caso di nodi a parziale ripristino di resistenza. Sebbene un comportamento duttile possa essere ottenuto, nel caso di nodi a parziale ripristino di resistenza, progettando adeguatamente gli elementi di collegamento [1] [2] [3]. Generalmente viene preferito l'impiego dei collegamenti a completo ripristino di resistenza perché essi sono capaci di assicurare un adeguato comportamento dal punto di vista dissipativo. A questo scopo, il collegamento trave-colonna deve possedere una sufficiente sovraresistenza rispetto alla trave collegata per consentire il completo sviluppo della capacità di deformazione plastica della trave stessa. La necessità di realizzare collegamenti a completo ripristino, caratterizzati da un sufficiente grado di sovraresistenza, è riconosciuta dai moderni codici sismici [4] [9] [6], ma differenti criteri di progetto sono stati suggeriti per assicurare quest'obiettivo. Secondo l'Eurocodice 8 [5], un'adeguata sovraresistenza è garantita automaticamente nel caso di collegamenti saldati, con saldature a completa penetrazione e dotati di piatti di continuità al livello delle flangie delle travi che limitano indesiderate concentrazioni di tensioni nelle saldature. Al contrario, nel caso di collegamenti flangiati, collegamenti con angolari o collegamenti saldati a cordoni d'angolo, si ritiene che, al fine di assicurare lo sviluppo della completa plasticizzazione delle estremità delle travi, occorre progettare i nodi trave-colonna con un momento resistente del collegamento pari ad almeno 1.20 volte il momento resistente della trave collegata. Un grado più severo di sovraresistenza è richiesto dal codice sismico giapponese dove è suggerito il valore 1.30 [4].

Una delle cause del danneggiamento prematuro dei nodi trave-colonna durante gli eventi sismici di Northridge (1994) e Kobe (1995) è attribuibile all'uso di criteri di progetto, come quelli precedentemente richiamati, che non sono capaci di assicurare un'adeguata sovraresistenza per il completo sviluppo della capacità di rotazione plastica della trave [7]. L'inadeguatezza delle succitate indicazioni normative è stata evidenziata sottolineando che la sovraresistenza che la trave è capace di sviluppare, per effetto dell'incrudimento del materiale fino all'attingimento dell'instabilità locale, dipende dai rapporti larghezza-spessore dei piatti costituenti la sezione della trave. Conseguentemente, la sovraresistenza della trave e, pertanto, quella richiesta ai nodi ai fini del progetto a completo ripristino di resistenza risultano strettamente correlate alla

classe di comportamento della sezione della trave (duttile, compatta, semi-compatta o snella). Questo vuole dire che, al diminuire del rapporto larghezza-spessore dei piatti che compongono la sezione, si ottiene un incremento della capacità di rotazione plastica della trave, ma tale effetto benefico potrebbe essere vanificato dal contemporaneo incremento della resistenza della trave che potrebbe spostare la plasticizzazione in elementi meno duttili quali quelli del collegamento. In altri termini, una limitazione troppo severa dei rapporti larghezza-spessore dei piatti che compongono la sezione della trave collegata può impedire il completo sviluppo della instabilità locale e, quindi, della capacità di deformazione plastica della trave a causa di un collasso prematuro del collegamento. Pertanto, il grado di sovraresistenza con cui progettare i nodi trave-colonna deve essere adeguatamente calibrato, tenendo conto sia dei rapporti di snellezza dei piatti costituenti la sezione della trave che degli effetti del gradiente del diagramma del momento. A tale scopo è stato proposto il seguente criterio di progetto [7]:

$$M_j \geq s M_b \tag{1}$$

dove è stato indicato con M_j il momento resistente del collegamento e M_b il momento resistente della trave e con s il grado di sovraresistenza dipendente dai parametri di snellezza della sezione:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*} \frac{f_u}{f_y}} \leq \frac{f_u}{f_y} \tag{2}$$

dove i parametri di snellezza λ della sezione sono dati da

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{f_y/E} \quad \lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{f_y/E} \tag{3}$$

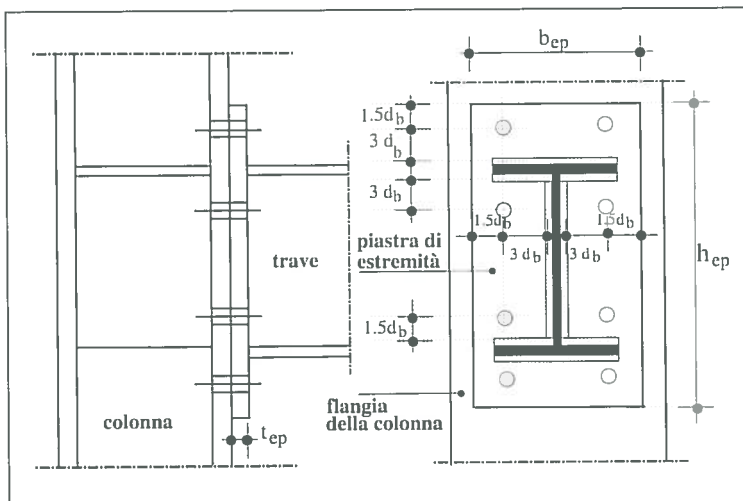
in cui b_f e t_f sono la larghezza e lo spessore delle flangie, $d_{w,e}$ è l'altezza efficace (parte compressa) dell'anima, che nel caso di flessione risulta uguale alla metà dell'altezza dell'anima, t_w è lo spessore dell'anima, E il modulo elastico, f_y è la tensione di snervamento del materiale, f_u quella ultima ed, infine, L^* è la distanza tra il punto di nullo del diagramma del momento e la sezione della trave in cui si forma la cerniera plastica. Ovviamente, la sovraresistenza non può eccedere il rapporto tra la tensione ultima f_u e la tensione di snervamento f_y del materiale base.

È importante sottolineare che con riferimento ai profili standard laminati a caldo il parametro s risulta maggiore del coefficiente 1.20 suggerito dall'Eurocodice 8 [5]. Pertanto, risulta evidente che la prescrizione di normativa non è in grado, già in ambito deterministico, di salvaguardare il comportamento nodale dagli effetti dell'incrudimento del materiale, non garantendo il completo sviluppo della capacità di deformazione plastica delle travi. L'inadeguatezza delle prescrizioni normative risulta notevolmente amplificata nel momento in cui si considerano gli effetti dell'aleatorietà delle proprietà del materiale di tutti gli elementi costituenti il nodo. Lo scopo di questo lavoro è la individuazione di un approccio probabilistico che conduca ad un nuovo criterio di progetto in grado di garantire la sovraresistenza necessaria affinché la plasticizzazione impegni le estremità delle travi e non i collegamenti.

2. APPLICAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTO DETERMINISTICI

Al fine di confrontare diversi criteri di progetto deterministici volti a garantire il completo ripristino di resistenza, valutandone l'affidabilità portando in conto anche l'aleatorietà delle proprietà del materiale, è stata effettuata una simulazione di Monte Carlo. Preliminarmente, sono stati progettati due collegamenti flangiati trave-colonna di tipo esterno ed irrigiditi con piatti di continuità posti sull'anima della colonna a livello delle flangie della trave (Figura 1). Tali nodi sono stati denominati: TIPO A e TIPO B. La progettazione, finalizzata all'ottenimento di un valore prefissato della resistenza flessionale, è stata sviluppata mediante la procedura proposta in un precedente lavoro [8]. Il nodo A è caratterizzato da una colonna HEM 400 e da una trave IPE 300, mentre il nodo B da una colonna HEB 500 e da una trave IPE 270. L'acciaio utilizzato

Figura 1
Collegamento
flangiato con
"extended
end-plate"



per le membrature è di classe Fe 360 con una tensione di snervamento $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$. Per quanto riguarda i bulloni, la progettazione è stata eseguita con riferimento sia alla classe 10.9 che alla classe 8.8.

In Tabella 1 per il nodo tipo A ed in Tabella 2 per il nodo tipo B con riferimento ai 3 criteri deterministici di progettazione ($M_j = \bar{m} \cdot M_b$) $\bar{m} = 1$, $\bar{m} = 1.2$, $\bar{m} = s$, dove s è stato calcolato con L^* pari a 15 volte l'altezza della trave collegata ($s=1.293$ per i nodi di tipo A ed $s=1.313$ per i nodi di tipo B), sono riportati sinteticamente i principali parametri geometrici caratterizzanti i nodi progettati ed i relativi valori della rigidità rotazionale K_ϕ e della resistenza flessionale M_j . In particolare, la progettazione ha consentito di definire il diametro dei bulloni e la geometria della piastra di estremità (spessore, altezza, larghezza, posizione dei fori per i bulloni).

Inoltre, con M_j è stato indicato il valore ottenuto con il metodo delle componenti [9] [10], mediante il programma JMRC [10], e con $\varepsilon = |M_j - mM_b|/mM_b$ lo scarto ottenuto nel soddisfacimento del criterio di progetto. Nel calcolo della resistenza di progetto, delle singole componenti, sono stati adottati i coefficienti parziali di sicurezza suggeriti dall'Eurocodice 3 [9].

3. SIMULAZIONE DI MONTE CARLO

L'analisi probabilistica è stata condotta attraverso la tecnica della simulazione di Monte Carlo [11]. Le variabili aleatorie sono costituite dalle proprietà meccaniche del materiale, in particolare:

- tensione di snervamento della flangia della colonna (f_{ycf});
- tensione di snervamento dell'anima della colonna (f_{ycw});
- tensione di snervamento della flangia della trave (f_{ybf});
- tensione di snervamento dell'anima della trave (f_{ybw});
- tensione di snervamento del piatto di estremità della trave (f_{yep});
- tensione ultima dei bulloni

(f_{ub});

Per quanto concerne la tensione di snervamento f_y della flangia dei profili, dell'anima dei profili e della piastra di estremità si è tenuto conto della sua dipendenza dallo spessore. In particolare, con riferimento all'acciaio Fe 360 mediante delle analisi di regressione lineare relative ad un campione di circa 550 prove sperimentali, in [12] è stato evidenziato che la distribuzione Log-Normale rappresenta meglio di altre la distribuzione dei valori sperimentali della tensione di snervamento. Tale risultato è in accordo con quanto assunto in altri lavori dedicati alla valutazione dell'affidabilità sismica delle strutture in acciaio [13] e con la dissimmetria della distribuzione rilevata da altri autori in studi statistici dedicati all'aleatorietà delle pro-

$$E[\ln(f_y)] = 5.766 - 0.007 t \quad (4)$$

pietà meccaniche [14]. Pertanto, sulla base dei risultati sperimentali è stata ottenuta la seguente relazione: dove t rappresenta lo spessore dell'acciaio espresso in mm, mentre $E[\ln(f_y)]$ è la media del logaritmo della tensione di snervamento espressa in N/mm². Inoltre, l'analisi statistica dei valori sperimentali della tensione di snervamento ha fornito un valore dello scarto quadratico medio campionario del logaritmo della tensione di snervamento dell'acciaio pari a $\sigma_{\ln(f_y)} = 0.07003$ [12].

Per quanto concerne la tensione ultima dei bulloni essa viene assunta distribuita con legge Normale con media $E[f_u] = 1.2 f_{uk} = 1.2 \times 800 = 960$ N/mm² e coefficiente di variazione pari a 0.07, nel caso della classe 8.8, e con media $E[f_u] = 1.07 f_{uk} = 1.07 \times 1000 = 1070$ N/mm² e coefficiente di variazione pari a 0.02, nel caso della classe 10.9 [15][16][17].

Mediante il metodo di Box e Muller [18], sono stati generati n valori casuali per ogni variabile aleatoria, nel rispetto delle leggi di distribuzione statistica precedentemente definite, ottenendo un campione di numerosità n per ogni nodo progettato. Per ciascun nodo generato (ossia con proprietà meccaniche aleatorie) si procede alla valutazione del momento resistente M_j mediante l'impiego del metodo delle componenti [10]. Inoltre, attesa la variabilità delle tensioni di snervamento, per ciascun nodo generato, viene valutato il corrispondente valore del momento plastico della trave M_p . Pertanto, per ogni nodo progettato, attraverso la metodologia descritta, si perviene ad un campione statistico della resistenza flessionale del collegamento ed al corrispondente campione della resistenza flessionale della trave collegata. Preliminarmente, è stata esaminata la numerosità del campione da generare. A tale scopo è stato scelto come criterio la stabilizzazione della media $E[M_j / M_p]$ e dello scarto quadratico medio $\sigma[M_j / M_p]$ ed è stata effettuata la generazione di un numero elevato di nodi (10000). Tale analisi preliminare è stata condotta considerando il nodo tipo A con bulloni di classe 10.9 e progettato con $m = 1,2$ (nodo A5 in Tabella 1). Nella Figura 2 è riportato l'andamento della media $E[M_j / M_p]$ e, nella Figura 3, quello dello scarto $\sigma[M_j / M_p]$ al variare della nume-

NODI TIPO A $M_b = 134.25$ kNm										
Bulloni	CASO	Criterio di progetto		End-Plate				Nodo		
		\bar{m}	$\bar{m} M_b$ [kNm]	t_{ep} [mm]	b_{ep} [mm]	h_{ep} [mm]	d_b [mm]	K_ϕ [kNm/rad]	M_j [kNm]	ε [%]
Classe 8.8 CV _b = 0.07	A1	1.000	134.25	25	211	480	20	52313	134.26	0.01
	A2	1.200	161.10	28	229	498	22	56566	161.13	0.02
	A3	1.293	173.58	32	229	498	22	59628	173.57	0.01
Classe 10.9 CV _b = 0.02	A4	1.000	134.25	33	175	444	16	47137	130.67	2.66
	A5	1.200	161.10	33	193	462	18	52496	161.08	0.01
	A6	1.293	173.58	30	211	480	20	55759	173.58	0.004

Tabella 1 Dati relativi a nodi del tipo A progettati con i criteri deterministici.

NODI TIPO B $M_b = 103.40$ kNm										
Bulloni	CASO	Criterio di progetto		End-Plate				Nodo		
		\bar{m}	$\bar{m} M_b$ [kNm]	t_{ep} [mm]	b_{ep} [mm]	h_{ep} [mm]	d_b [mm]	K_ϕ [kNm/rad]	\bar{M}_j [kNm]	ε [%]
Classe 8.8 CV _b = 0.07	B1	1.000	103.40	25	193	432	18	35319	103.42	0.024
	B2	1.200	124.08	27	211	450	20	37449	124.13	0.038
	B3	1.313	135.45	25	229	468	22	36690	135.74	0.002
Classe 10.9 CV _b = 0.02	B4	1.000	103.40	24	175	414	16	33409	103.41	0.013
	B5	1.200	124.08	26	193	432	18	35679	124.09	0.007
	B6	1.313	135.45	30	193	432	18	36822	135.72	0.014

Tabella 2 Dati relativi a nodi del tipo B progettati con i criteri deterministici.

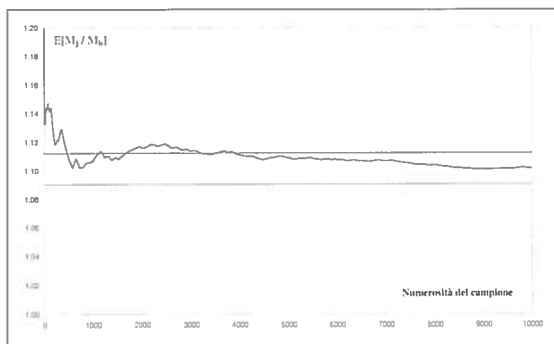


Figura 2
Influenza della
numerosità del
campione sulla
media $E[M_j/M_b]$

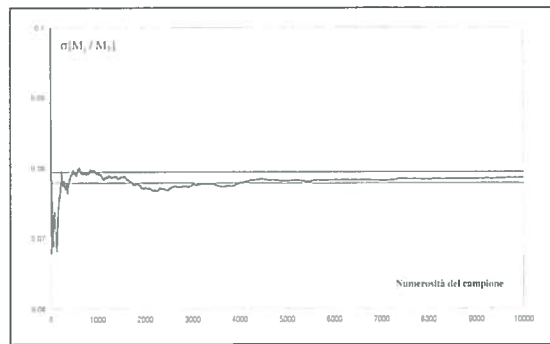


Figura 3
Influenza della
numerosità del
campione sulla
deviazione
standard $\sigma[M_j/M_b]$

rosità del campione. Dall'osservazione di tali figure si nota innanzitutto che, al crescere della numerosità del campione, sia $E[M_j / M_b]$ che $\sigma[M_j / M_b]$ tendono ad un valore stabile. Pertanto, assumendo come valore asintotico proprio il valore corrispondente ad una numerosità $n = 10000$ ed accettando una oscillazione massima rispetto al valore asintotico pari all'uno per cento, emerge che già un campione di numerosità pari a 4000 fornisce una stima sufficientemente stabile della media e dello scarto di M_j / M_b . Di conseguenza, ai fini dell'analisi di affidabilità dei criteri di progettazione descritti nel paragrafo 1, sono stati generati cautelativamente campioni di numerosità pari a 5000.

Come è stato evidenziato in precedenza, a causa dell'aleatorietà delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati, il momento resistente del collegamento M_j ed il momento resistente della trave collegata M_b devono essere trattate come variabili aleatorie caratterizzate da una legge di distribuzione e da parametri la cui determinazione richiede un'analisi statistica [18]. Per quanto riguarda il momento resistente della trave M_b , occorre sottolineare che la legge di distribuzione statistica che meglio si adatta a quella campionaria è la legge Log-Normale. Tale risultato scaturisce immediatamente dalla considerazione che M_b è linearmente dipendente dalla tensione di snervamento, per cui essendo la distribuzione della tensione di snervamento Log-Normale anche la variabile dipendente M_b risulta distribuita secondo la Log-Normale. Per quanto concerne il momento resistente del collegamento M_j i test statistici hanno mostrato che anche in questo caso la distribuzione teorica che meglio si adatta a quella campionaria è la Log-Normale. In particolare, sono stati sviluppati i seguenti test statistici comparativi: il test χ^2 (chi-quadro) ed il test K-S (Kolmogorov-Smirnov). Il primo è risultato più severo nella valutazione dell'errore commesso nell'approssimare la distribuzione campionaria alla distribuzione teorica continua, ma entrambi dimostrano che la probabilità di commettere un errore nell'accettare la distribuzione Normale piuttosto che quella Log-Normale è significativamente più elevata.

4. APPLICAZIONE DEI CRITERI DETERMINISTICI

L'affidabilità dei criteri di progetto suggeriti dalle attuali norme è stata verificata effettuando l'analisi probabilistica, precedentemente descritta, con riferimento al caso del nodo tipo A ed al caso del nodo tipo B. Inoltre, nell'ambito della singola tipologia nodale l'analisi probabilistica è stata ripetuta variando i seguenti parametri: 1) la classe dei bulloni e, conseguentemente, il corrispondente coefficiente di variazione della tensione di rottura dei bulloni; 2) lo scarto quadratico medio del logaritmo della tensione di snervamento ($\sigma_{Ln(fy)}$) dell'acciaio costituente il materiale base, nel seguito indicato semplicemente σ . In particolare, sono stati considerati tre valori di σ pari a 0.035, 0.070 e 0.140, uguali, rispettivamente, al 50%, al 100% e al 200% del valore corrispondente all'acciaio Fe 360. I risultati relativi al nodo tipo A espressi in termini di media e di frattile al 5% del rapporto M_j / M_b sono riportati in Tabella 3 e rappresentati in Figura 4 e

Tabella 3 Media e Frattile 5% nodo A con criteri deterministici

CASO	Bulloni	\bar{m}	σ	Media	Frattile 5%
A1		1.000	0.035	0.942	0.846
		1.000	0.070	0.946	0.818
		1.000	0.140	0.947	0.738
A2	Classe 8.8 CV _b = 0.07	1.200	0.035	1.120	1.009
		1.200	0.070	1.125	0.975
		1.200	0.140	1.098	0.864
A3		1.293	0.035	1.198	1.083
		1.293	0.070	1.210	1.049
		1.293	0.140	1.199	0.939
A4		1.000	0.035	0.931	0.878
		1.000	0.070	0.936	0.847
		1.000	0.140	0.935	0.763
A5	Classe 10.9 CV _b = 0.02	1.200	0.035	1.106	1.040
		1.200	0.070	1.113	0.991
		1.200	0.140	1.109	0.887
A6		1.293	0.035	1.211	1.139
		1.293	0.070	1.215	1.086
		1.293	0.140	1.224	0.976

Figura 5, mentre i risultati dell'analisi probabilistica relativa al nodo tipo B sono riportati in Tabella 4 e rappresentati in Figura 6 e Figura 7.

Dall'osservazione dei grafici e dei valori numerici riportati nelle tabelle possiamo trarre le seguenti considerazioni:

- la media di M_j / M_b risulta poco influenzata dal valore dello scarto del logaritmo della tensione di snervamento σ ; al contrario, il frattile diminuisce all'aumentare di σ ;
- con riferimento al frattile al 5% di M_j / M_b il criterio di progetto $\bar{m} = 1$ non riesce in nessun caso ad assicurare il completo ripristino di resistenza, il criterio di progetto $\bar{m} = 1.2$ garantisce il

completo ripristino solo per valori bassi dello scarto σ , infine, il criterio $\bar{m} = s$ risulta il più soddisfacente, ma anche questo non riesce ad assicurare il completo ripristino di resistenza quando lo scarto è alto ($\sigma = 0.14$);

- all'aumentare del coefficiente di variazione dei bulloni i valori del frattile al 5% di M_j/M_b aumentano per qualsiasi valore dello scarto σ utilizzato;
- tutti i criteri esaminati non sono in grado di garantire il grado di sovrarresistenza desiderato in progetto, essendo il frattile al 5% del rapporto M_j/M_b sempre inferiore rispetto al valore impiegato come criterio di progettazione; in altri termini, gli effetti dell'aleatorietà della resistenza non possono essere trascurati quando si vuole garantire un prefissato grado di sovrarresistenza del collegamento rispetto alla resistenza flessionale della trave collegata.

CASO	Bulloni	\bar{m}	σ	Media	Frattile 5%
B1	Classe 8.8 CV _b = 0.07	1.000	0.035	1.022	0.919
		1.000	0.070	1.023	0.889
		1.000	0.140	1.026	0.800
B2		1.200	0.035	1.221	1.097
		1.200	0.070	1.230	1.062
		1.200	0.140	1.239	0.963
B3		1.313	0.035	1.289	1.179
		1.313	0.070	1.286	1.115
		1.313	0.140	1.306	0.995
B4	Classe 10.9 CV _b = 0.02	1.000	0.035	0.940	0.886
		1.000	0.070	0.944	0.845
		1.000	0.140	0.945	0.757
B5		1.200	0.035	1.126	1.062
		1.200	0.070	1.131	1.011
		1.200	0.140	1.121	0.894
B6		1.313	0.035	1.218	1.146
		1.313	0.070	1.223	1.092
		1.313	0.140	1.226	0.982

Tabella 4 Media e Frattile 5% nodo B con criteri deterministici.

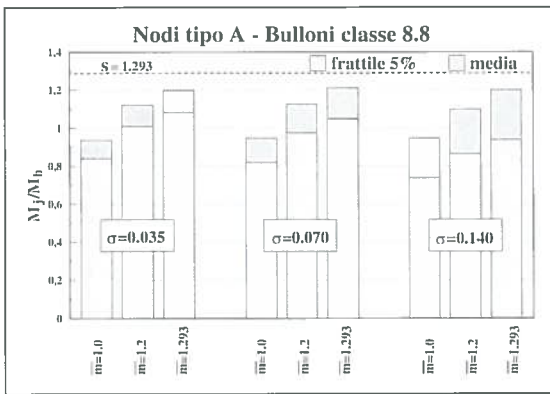


Figura 4 Media e Frattile 5% di M_j/M_b nodi tipo A con bulloni classe 8.8

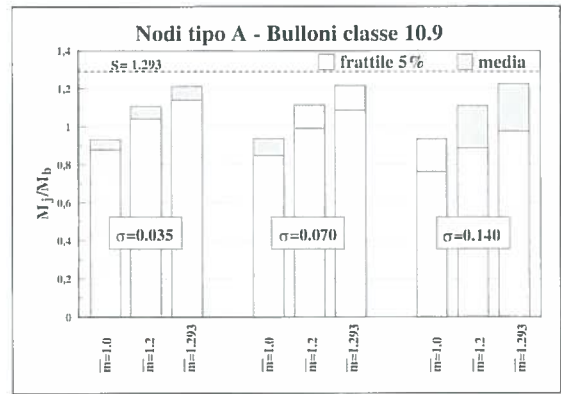


Figura 5 Media e Frattile 5% di M_j/M_b nodi tipo A con bulloni classe 10.9

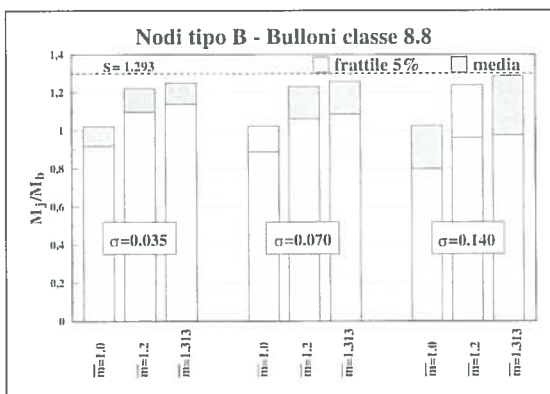


Figura 6 Media e Frattile 5% di M_j/M_b nodi tipo B con bulloni classe 8.8

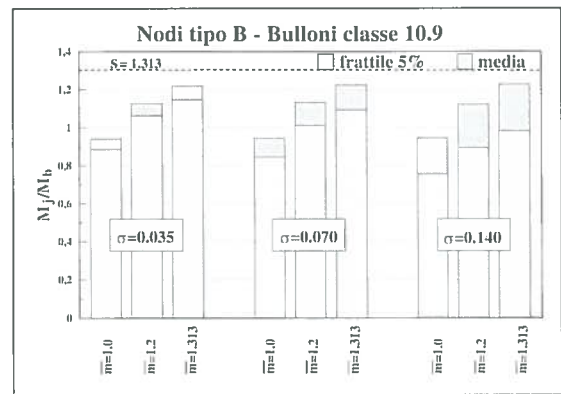


Figura 7 Media e Frattile 5% di M_j/M_b nodi tipo B con bulloni classe 10.9

5. IL METODO PROBABILISTICO PROPOSTO

5.1. Formulazione

I risultati del paragrafo precedente hanno mostrato come, al fine di conseguire una adeguata sovrarresistenza finalizzata al controllo della localizzazione della plasticizzazione, risulti di notevole importanza individuare un nuovo criterio di progetto che porti in conto l'aleatorietà delle proprietà meccaniche del materiale. A tale scopo, la condizione di progetto finalizzata al conseguimento del completo ripristino di resistenza viene espressa nella forma seguente:

$$M_j \geq s \cdot M_b \Rightarrow \frac{M_j}{sM_b} \geq 1 \tag{5}$$

dove il grado di sovrarresistenza richiesto è stato assunto pari al parametro s già definito dalla (2). Considerando, come precedentemente precisato, che sia M_j che M_b possono essere assunte distribuite secondo la legge Log-Normale, la (5) fornisce:

$$\zeta = \ln\left(\frac{M_j}{sM_b}\right) = \ln\left(\frac{M_j}{M_b}\right) + \ln\left(\frac{1}{s}\right) = \ln(M_j) - \ln(M_b) - \ln(s) \geq 0 \tag{6}$$

dove ζ rappresenta una nuova variabile aleatoria.

La media di ζ risulta:

$$E[\zeta] = E[\ln(M_j)] - \ln(s) - E[\ln(M_b)] \quad (7)$$

mentre la varianza è pari a:

$$VAR[\zeta] = VAR[\ln(M_j)] + VAR[\ln(M_b)] - 2Cov[\ln(M_j), \ln(M_b)] \quad (8)$$

dove la covarianza $Cov[\ln(M_j); \ln(M_b)]$ tiene conto della dipendenza fra M_j e M_b .

Da un punto di vista probabilistico il soddisfacimento del criterio di progetto, espresso dalla (5), equivale a richiedere che sia $\zeta_\phi \geq 0$ con un desiderato livello di probabilità ϕ . Pertanto, si ottiene:

$$E[\ln(M_j)] - \ln(s) - E[\ln(M_b)] + u_\phi \sqrt{VAR[\ln(M_j)] + VAR[\ln(M_b)] - 2Cov[\ln(M_j), \ln(M_b)]} \geq 0 \quad (9)$$

da cui risulta la seguente condizione di progetto:

$$E[\ln(M_j)] \geq \ln(s) + E[\ln(M_b)] - u_\phi \sqrt{VAR[\ln(M_j)] + VAR[\ln(M_b)] - 2Cov[\ln(M_j), \ln(M_b)]} \quad (10)$$

dove u_ϕ è scelto in funzione della probabilità di successo desiderata; ad esempio, fissando tale probabilità pari al 95% ovvero una probabilità del 5% di avere valori di $\zeta < 0$, il termine u_ϕ è pari a -1.64 . Ponendo:

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln(f_y)} &= \sigma & VAR[\ln(M_j)] &= \varphi \\ VAR[\ln(M_b)] &= \psi & Cov[\ln(M_j), \ln(M_b)] &= \omega \\ E[M_j] &= \mu_j & E[M_b] &= \mu_b \end{aligned}$$

La (10) con semplici passaggi algebrici si può trasformare nella seguente forma più compatta:

$$\mu_j \geq s \cdot \mu_b \cdot \exp(-u_\phi \sqrt{\varphi + \psi - 2\omega}) = s \cdot \xi \cdot \mu_b \quad (11)$$

dove

$$\xi = e^{-u_\phi \sqrt{\varphi + \psi - 2\omega}}$$

dipende da u_ϕ , ossia dalla probabilità accettata di non conseguire l'obiettivo di progetto, e dai parametri φ , ψ ed ω che portano in conto la variabilità aleatoria delle proprietà meccaniche dei materiali. Pertanto, tali parametri risultano dipendenti dalla variabilità delle tensioni di snervamento degli elementi che costituiscono il nodo, espressa da σ , e dalla variabilità della tensione ultima dei bulloni espressa mediante il corrispondente coefficiente CV_b . Allo scopo di esplicitare la dipendenza dei parametri φ , ψ ed ω da σ e CV_b è stata effettuata un'analisi parametrica i cui risultati sono riportati nel paragrafo seguente. È utile sottolineare che nella (11) il parametro s rappresenta la sovraresistenza che è necessario conferire al collegamento per tenere conto dell'incrudimento che la trave è in grado di sviluppare prima che si attinga la instabilità locale, mentre il parametro ξ rappresenta la sovraresistenza che è necessario conferire al collegamento per garantire il completo ripristino di resistenza compensando, in questo modo, gli effetti negativi dell'aleatorietà delle proprietà meccaniche del materiale.

5.2. Analisi parametrica

L'analisi parametrica è stata condotta facendo variare lo scarto σ del logaritmo della tensione di snervamento nell'intervallo [0; 0.14], il cui limite superiore risulta pari al doppio di quello relativo all'acciaio Fe 360 [12], ed il coefficiente di variazione CV_b della tensione ultima dei bulloni nell'intervallo [0, 0.14], il cui limite superiore risulta pari al doppio di quello corrispondente ai bulloni di classe 8.8 [13]. Tali intervalli sono stati divisi in otto parti ottenendo 9 valori e quindi 81 combinazioni di σ e CV_b . Con riferimento al nodo tipo A progettato deterministicamente con $\bar{m} = 1.2$, per ogni combinazione di valori σ e CV_b è stata sviluppata una simulazione di Monte Carlo generando 5000 nodi. Tale analisi ha evidenziato che nessuno dei tre parametri φ , ψ ed ω può essere trascurato ai fini della valutazione di ξ . Infatti, il contributo di φ varia da un minimo del 9.8% per $\sigma = 0.14006$ e $CV_b = 0$ ad un massimo di circa il 95% per $\sigma = 0.0175$ e $CV_b = 0.14$, il contributo di ψ varia da un minimo di circa il 2% per $\sigma = 0.0175$ e $CV_b = 0.14$ ad un massimo di circa il 68% per $\sigma = 0.14006$ e $CV_b = 0$ ed infine il contributo di 2ω varia da un minimo di circa il 4% per $\sigma = 0.0175$ e $CV_b = 0.14$ ad un massimo di circa il 26% per $\sigma = 0.0525$ e $CV_b = 0.0175$.

Per quanto concerne la dipendenza di φ da σ e CV_b è stata effettuata una doppia analisi di regressione. Dapprima è stato adottato un modello polinomiale di 2° grado ottenendo la dipendenza da CV_b effettuando regressioni a scarto σ costante:

$$\varphi = \alpha(\sigma) CV_b^2 + \beta(\sigma) CV_b + \delta(\sigma) \quad (12)$$

La successiva analisi di regressione dei coefficienti α , β e δ al variare di σ , mediante l'impiego di un modello lineare, ha condotto alla seguente espressione per φ :

$$\varphi(\sigma, CV_b) = (0.519 \cdot \sigma - 0.605) \cdot CV_b^2 - (0.033 \cdot \sigma + 0.011) \cdot CV_b + 0.011 \cdot \sigma \quad (13)$$

Tale relazione, che ha un coefficiente di correlazione pari a 0.9982, è rappresentata in Figura 8 dove viene mostrata l'accuratezza del modello scelto. In quest'ultima, sono riportati in ascissa i valori di φ previsti mediante la (13) e in ordinata i valori calcolati a partire dai risultati ottenuti dalle simulazioni di Monte Carlo. Un'analisi simile è stata condotta con riferimento al parametro ω . Nella prima analisi di regressione con σ costante è stato utilizzato il modello lineare:

$$\omega = \alpha(\sigma) CV_b + \beta(\sigma) \quad (14)$$

che ha fornito un'ottima correlazione. L'influenza di σ sul parametro α è stata esplicitata effettuando una seconda analisi di regressione impiegando un modello lineare ad intercetta nulla, mentre per $\beta(\sigma)$ è stato impiegato un modello polinomiale di secondo grado sempre ad intercetta nulla. In definitiva, è stata ottenuta la seguente relazione caratterizzata da un coefficiente di correlazione pari a 0.9981:

$$\omega(s, CV_b) = (-0.0589 \sigma) CV_b - 0.1023 \sigma^2 - 0.0003 \sigma \quad (15)$$

Infine, per quanto riguarda il parametro ψ esso dipende unicamente dalla tensione di snervamento dell'acciaio di cui è costituita la trave stessa. L'espressione del momento resistente della trave è

$$M_b = Z_f \times f_{yfb} + Z_w \times f_{ywb} \quad (16)$$

dove Z_f è il modulo plastico delle flange e f_{yfb} la tensione di snervamento delle flange, Z_w il modulo plastico dell'anima e f_{ywb} la tensione di snervamento dell'anima. Per ogni profilo IPE, considerando come variabile aleatoria le tensioni di snervamento delle flangie e dell'anima, è stata effettuata una serie di simulazioni di Monte Carlo al variare di σ ottenendo delle regressioni del tipo $\psi = \alpha \sigma^2$ con un coefficiente di correlazione medio pari a 0.999. Il coefficiente α risultando poco variabile è stato assunto pari al valor medio ($\alpha_m = 0.5513$) ottenendo il seguente modello:

$$\psi = 0.5513 \cdot \sigma^2 \quad (17)$$

6. APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI PROGETTAZIONE PROPOSTO

Per verificare l'affidabilità del criterio di progetto proposto è stata effettuata l'analisi probabilistica dei nodi tipo A e tipo B già descritti nel paragrafo 2, a tal fine riprogettati secondo il criterio proposto. La progettazione dei nodi è stata eseguita considerando sia i bulloni di classe 8.8 che bulloni di classe 10.9 con i relativi valori del CV_b . Inoltre, sono stati considerati tre valori dello scarto σ del logaritmo della tensione di snervamento dell'acciaio, pari rispettivamente a 0.035, 0.070 e 0.14. Dal momento che il criterio di progetto è finalizzato al conseguimento di una prefissata sovraresistenza del nodo rispetto alla trave, sia il momento resistente della trave μ_b che il momento resistente del nodo μ_j sono stati calcolati impiegando i valori medi delle proprietà meccaniche del materiale e tenendo conto della dipendenza dallo spessore. Ovviamente, i coefficienti parziali di sicurezza sono stati assunti unitari. I valori dei parametri scaturiti dal progetto al variare della classe dei bulloni ($CV_b = 0.02$ per la classe 10.9 e $CV_b = 0.07$ per la classe 8.8) ed al variare di σ sono riportati in Tabella 5.

Si osserva che il coefficiente ξ è ovviamente sempre maggiore di uno, amplificando la resistenza richiesta al collegamento di una percentuale variabile da un minimo del 6.4% per $\sigma = 0.035$ e $CV_b = 0.02$ ad un massimo del 26% per $\sigma = 0.14$ e $CV_b = 0.07$. In Tabella 6 ed in Tabella 7 sono riportati rispettivamente per i nodi tipo A e tipo B, le caratteristiche geometriche dei nodi così progettati ed i relativi parametri di comportamento rotazionale (K_ϕ e μ_j). In particolare, sono indicati con

$s\xi\mu_b$ il valore del momento resistente richiesto dal criterio di progetto (11), con μ_j il valore del momento resistente del nodo calcolato col metodo delle componenti e con $\epsilon = |\mu_j - s\xi\mu_b| / \mu_j$ lo scarto ottenuto nel soddisfacimento del criterio di progetto. L'affidabilità del criterio di progetto proposto, è stata verificata effettuando l'analisi probabilistica completa mediante simulazione di Monte Carlo. A tale scopo, per ciascuno dei due accoppiamenti trave-colonna descritti nel paragrafo 2 (tipo A e tipo

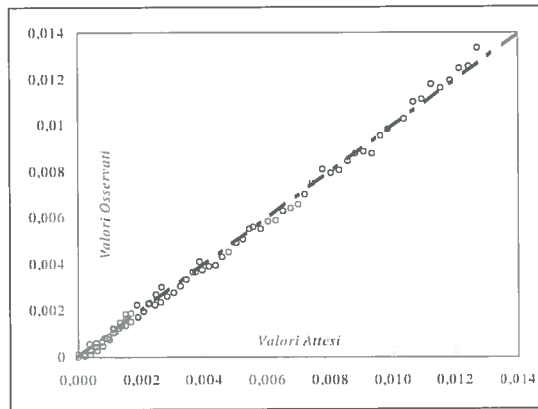


Figura 8
Parametro ϕ :
confronto tra
valori osservati e
valori previsti

Tabella 5
Parametri e
coefficiente
amplificativo ξ
usati nel progetto

σ	CV_b	ϕ	ψ	ω	ξ
0.035	0.02	0.00041	0.00123	-0.00018	1.06415
0.070	0.02	0.00078	0.00490	-0.00061	1.11897
0.140	0.02	0.00154	0.01962	-0.00221	1.23669
0.035	0.07	0.00262	0.00123	-0.00028	1.10726
0.070	0.07	0.00302	0.00490	-0.00081	1.15098
0.140	0.07	0.00383	0.01962	-0.00263	1.26026

NODI TIPO A $s=1.293$ $\mu_b = 187.47$ kNm										
Bulloni	CASO	Criterio di progetto		End-Plate				Nodo		
		ξ	$s\xi\mu_b$ [kNm]	t_{ep} [mm]	b_{ep} [mm]	h_{ep} [mm]	d_b [mm]	K_ϕ [kNm]	μ_j [kNm]	ϵ [%]
Classe 8.8 $CV_b=0.07$	A7	1.11	268.40	31	247	516	24	60349	268.25	0.001
	A8	1.15	279.00	29	274	543	27	57455	278.73	0.01
	A9	1.26	305.49	32	274	543	27	62252	305.17	0.01
Classe 10.9 $CV_b=0.02$	A10	1.06	257.95	39	211	480	20	57729	257.69	0.01
	A11	1.12	271.24	34	229	498	22	60453	270.96	0.002
	A12	1.24	299.77	41	229	498	22	62378	299.31	0.05

Tabella 6: Parametri caratteristici dei nodi tipo A

NODI B $s = 1.313 \quad \mu_b = 144.90 \text{ kNm}$										
Bulloni	CASO	Criterio di progetto		End-Plate				Nodo		
		ξ	$s\xi\mu_b$ [kNm]	t_{ep} [mm]	b_{ep} [mm]	h_{ep} [mm]	d_b [mm]	K_ϕ [kNm]	μ_j [kNm]	ϵ [%]
Classe 8.8 $CV_b = 0.07$	B7	1.11	207.45	27	247	486	24	37529	210.49	0.01
	B8	1.15	215.64	28	247	486	24	38554	218.92	0.07
	B9	1.26	236.11	31	247	486	24	40457	239.49	0.001
Classe 10.9 $CV_b = 0.02$	B10	1.06	199.37	30	211	450	20	38693	202.20	0.02
	B11	1.12	209.64	34	211	450	20	39455	212.62	0.01
	B12	1.24	231.69	40	211	450	20	40070	234.91	0.04

Tabella 7: Parametri caratteristici dei nodi tipo B

BULLONI	CASO	σ	Media	Frattile 5%
Classe 8.8 $CV_b = 0.07$	A7	0.035	1.569	1.436
	A8	0.070	1.561	1.334
	A9	0.140	1.762	1.332
Classe 10.9 $CV_b = 0.02$	A10	0.035	1.436	1.353
	A11	0.070	1.535	1.371
	A12	0.140	1.723	1.366
Classe 8.8 $CV_b = 0.07$	B7	0.035	1.586	1.461
	B8	0.070	1.671	1.442
	B9	0.140	1.832	1.405
Classe 10.9 $CV_b = 0.02$	B10	0.035	1.472	1.388
	B11	0.070	1.545	1.381
	B12	0.140	1.702	1.358

Tabella 8: Risultati della simulazione di Monte Carlo

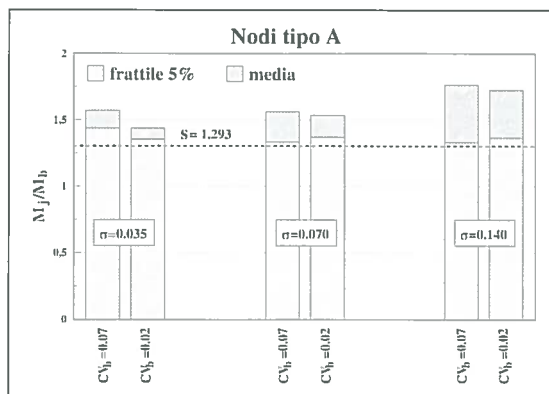


Figura 9
Media e Frattile 5% di μ_j/μ_b per i nodi tipo A

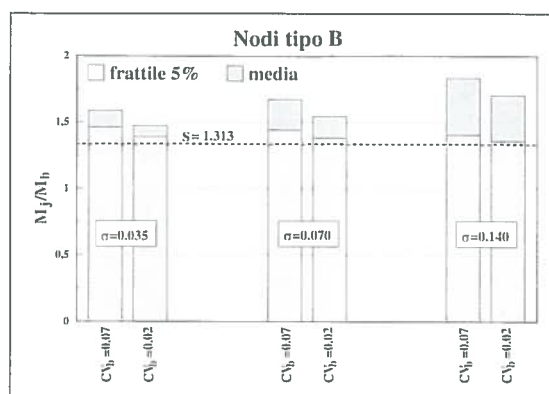


Figura 9
Media e Frattile 5% di μ_j/μ_b per i nodi tipo B

B), sono stati progettati 12 differenti nodi corrispondenti alle possibili combinazioni di due differenti valori del coefficiente di variazione dei bulloni ($CV_b = 0.02$ e $CV_b = 0.07$) e tre differenti valori dello scarto della tensione di snervamento dell'acciaio ($\sigma = 0.035$, $\sigma = 0.070$ e $\sigma = 0.140$). Nella Tabella 8 sono riportati i valori della media e del frattile al 5% del rapporto μ_j/μ_b per i nodi tipo A e per i nodi tipo B, mentre una rappresentazione grafica per questi indici statistici è fornita in Figura 9 ed in Figura 10 rispettivamente per i nodi tipo A e per i nodi tipo B. Si osserva che il criterio di progetto proposto riesce sempre a garantire il requisito di progetto ($\mu_j \geq s \mu_b$) con il livello di probabilità desiderato. Infatti, il frattile 5% del rapporto μ_j/μ_b risulta per tutti i casi esaminati superiore ad s , ossia al grado di sovrarresistenza necessario al fine di garantire il completo sviluppo delle risorse di duttilità locale della trave collegata.

Sebbene la verifica effettuata abbia interessato 24 differenti nodi trave-colonna, allo scopo di accertare la completa affidabilità del criterio di progetto proposto il

proseguito dell'attività di ricerca prevede ulteriori analisi probabilistiche complete mediante simulazione di Monte Carlo riguardanti nodi, progettati con il criterio proposto, relativi ad accoppiamenti trave-colonna diversi da quelli esaminati nel presente lavoro.

7. CONCLUSIONI

Sulla base di un'analisi probabilistica completa condotta mediante simulazioni di Monte Carlo, che consentono di portare in conto tutti gli effetti dell'aleatorietà della tensione di snervamento dell'acciaio degli elementi costituenti i nodi trave-colonna e dell'aleatorietà della tensione ultima dei bulloni, è stata verificata l'affidabilità dei criteri suggeriti dalle norme finalizzati al progetto di nodi trave-colonna a completo ripristino di resistenza. Tale analisi ha mostrato che i criteri deterministici di progetto suggeriti dalle norme e dalla bibliografia tecnica non sono in grado di garantire, con un livello di probabilità accettabile, il grado di sovrarresistenza necessario per assicurare il completo sviluppo delle risorse di duttilità locale della trave collegata. È apparso, pertanto, d'interesse individuare un nuovo criterio di progetto dei nodi su base probabilistica. Il criterio suggerito, tenendo esplicitamente conto sia della variabilità aleatoria delle proprietà meccaniche del materiale che dell'incrudimento del materiale stesso, è risultato in grado di garantire sempre, per i nodi esaminati nel presente lavoro, il requisito di progetto con il livello di probabilità desiderato (95%) al variare del grado di dispersione della resistenza dell'acciaio dei profilati, della piastra d'estremità e dei bulloni.

BIBLIOGRAFIA

- [1] A. Goborah, R.M. Korol, A. Osman: Cyclic behaviour of extended End Plate Joints, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, 1992.
- [2] K.C. Tsai, E.P. Popov: End Plate Moment Connections for Cyclic Loads, *Proceedings of the Sessions related to Steel Structures*, ASCE Structures Congress '89, San Francisco, May 1-5, 1989.
- [3] B.T. Adey, G.Y. Groundin, J.J.R. Cheng: Extended End Plate Moment Connections under Cyclic Loading, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 46, No. 1-3, 1998
- [4] AII : Standard for limit state design of steel structures 1990, Architectural institute of Japan, English version, 1992.
- [5] CEN : Eurocodice 8: Structures in Seismic Regions", Commission of European communities, 1994.
- [6] UBC : Uniform Building Code, International conference of building officials, Whitter, CA 1991.
- [7] F. M. Mazzolani, V. Piluso: An attempt of codification of semirigidity for seismic resistant steel structures, Third international workshop on connections in steel structures, Trento 28-31 May 1995.
- [8] C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano : A New Method To Design Extended End Plate Connections and Semirigid Braced Frames, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Science, London, 1997.
- [9] CEN : Eurocodice 3, part 1.1 – Revised Annex J: Joints in Building Frames, CEN/TC250/SC3-PT9, approved draft January, 1997.
- [10] C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano : Structural Steel Semirigid Connections – Teoria progetto e software, series editor W.F. CHEN Florida, 1999.
- [11] R.Y. Rubinstein: Simulation and the Monte Carlo method; John Wiley & Sons, 1981.
- [12] G. Totoli : Affidabilità dei criteri di progetto dei nodi flangiati: simulazione di Monte Carlo – Tesi, Università di Salerno Facoltà di Ingegneria, 2002.
- [13] J. Song, B. R. Ellingwood: Seismic reliability of special moment steel frames with welded connection: II, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 4, April, 1999.
- [14] N. Agostoni, G. Ballio, C. Poggi: Indagine statistica sulle proprietà meccaniche degli acciai da costruzione, Convegno CTA, Viareggio, Ottobre, 1993.
- [15] J. W. Fisher, T. V. Galambos, G.L. Kulak, M.K. Ravindra: Load and resistance factor design criteria for connection. ASCE annual Convention & Exposition, held at Chicago October 16-20, 1978.
- [16] G.L. Kulak , J.W. Fisher, J.H.A. Struik,: Guide to design criteria for bolted and riveted joints, John Wiley & Sons, New York, 1987.
- [17] G.L. Kulak, S.T. Undershute: Tension control bolts: Strength and Installation, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 3, No. 1, February, 1998.
- [18] A. Rizzi : Inferenza Statistica; UTET Libreria, Torino, 1992.