

Estratto dagli atti del 16° Congresso C.T.E.  
Parma, 9-10-11 novembre 2006

## INFLUENZA DELLO SPETTRO DI RISPOSTA SUL FATTORE DI STRUTTURA DI TELAI IN CALCESTRUZZO ARMATO

---

FABIO BIONDINI e GIANDOMENICO TONIOLO  
Politecnico di Milano

### SUMMARY

*The values of behaviour factor given by Eurocode 8 are defined more or less on the basis of empirical choices, not supported by rigorous investigations of adequate reliability. The experience of different seismic countries has contributed to this definition, through compromises reached during the works of the competent European Committee. This empirical procedure may lead to unjustified disequalities between different materials and structures.*

*For a more precise evaluation of the behaviour factors, a rigorous analytical approach shall be followed. In order to account for the dependence of the structural response from the specific seismic motion and not only from its intensity parameter, in the computation of the ultimate capacity an incremental dynamic analysis shall be performed, starting from its accelerogram and increasing step by step the peak value in a repetitive process until collapse is reached. But one single response is not sufficient to cover the wide random variability of the seismic event. For an exhaustive response a complete probabilistic approach shall be adopted based on a sufficiently large number of accelerograms to cover the field of possible expected earthquakes. And also the random variability of the material properties shall be taken into account. In particular in this paper both these random variabilities have been considered, the one related to the seismic action and the one related to the material properties. For this investigation the Monte Carlo Method has been applied, with the repetition of many incremental dynamic analyses for as many accelerograms.*

*On the basis of these criteria, the paper is addressed to the seismic behaviour of one storey frames for industrial buildings, both in the monolithic solution typical of the cast in situ technique and in the solution with hinged beam to column connections as used in the precast technique. In particular four different cases are considered, each one associated to different vibratory properties of the frames. For each case the seismic behaviour is examined with reference to the five response spectra given by Eurocode 8.*

*The results obtained from the investigation show the substantial equivalence of the seismic behaviours of the two structural solutions, the cast in situ one and the precast one, and give proper indications about the value of the behaviour factor, showing a relevant dependence both from the dynamic properties of the structure and from the features of the response spectrum.*

### 1. INTRODUZIONE

Nel modello analitico per l'analisi strutturale la duttilità gioca ovviamente un ruolo fondamentale. Dalla duttilità dipende infatti la capacità della struttura di fornire dissipazione isteretica di energia. E la prima fonte di duttilità è la capacità locale delle sezioni critiche di manifestare grandi deformazioni plastiche. Questa capacità locale si basa sulle proprietà duttili dell'acciaio che sono codificate dal valore 7,5 % del suo allungamento uniforme ultimo. Tuttavia la condizione per poter utilizzare la notevole duttilità dell'acciaio è che non sopraggiunga un precoce cedimento instabile delle barre compresse d'armatura. E per evitare questo cedimento è necessaria una spaziatura delle staffe sufficientemente fitta. Il valore limite dato dall'Eurocodice 8 a questa spaziatura è  $5\phi$ , con  $\phi$  diametro delle barre. Sotto questa condizione l'Eurocodice 8 assume che il parametro di duttilità locale

$$\mu\phi = x_u / x_y \quad (1)$$

definito come rapporto fra la curvatura ultima e quella al limite di snervamento, possa raggiungere il valore di 8. L'esperienza personale degli autori non conferma questo valore. Le innumerevoli prove cicliche condotte su pilastri in cemento armato mostrano che, con una staffatura spaziata a  $5\phi$ , l'instabilità precoce delle barre compresse porta a valori

attorno a  $\mu\phi = 6$ . Per prevenire l'instabilità precoce e raggiungere l'alto valore di duttilità locale previsto dall'Eurocodice 8, si dovrebbe limitare la spaziatura delle staffe a  $3,5\phi$ . Dalla duttilità locale flessionale delle sezioni critiche, il passo sulla duttilità traslatoria di un elemento

$$\mu\delta = \delta_u / \delta_y \quad (2)$$

definita come rapporto fra lo spostamento relativo ultimo e quello al limite di snervamento, è fatto attraverso le rotazioni delle cerniere plastiche ai suoi estremi. E la curvatura plastica è trasformata in rotazione plastica attraverso una dimensione delle cerniere plastiche sufficientemente lunga. Per assicurare questa lunghezza, l'Eurocodice 8 richiede per l'acciaio d'armatura un rapporto minimo di sovrarresistenza tra rottura e snervamento di 1,15. Con questo valore la conversione sulla duttilità traslatoria è retto dalla formula

$$\mu\delta \cong 1/2 (1 + \mu\phi) \quad (3)$$

che porta a  $\mu\delta=4,5$  o  $\mu\delta=3,5$  rispettivamente da  $\mu\phi=8$  e  $\mu\phi=6$ .

Il legame tra la duttilità traslatoria locale del singolo elemento e globale di tutta la struttura, che fornisce le sue potenziali capacità dissipative di energia sotto azione sismica, dipende dal meccanismo di collasso. La distribuzione delle cerniere plastiche sulla struttura nella condizione ultima stabilisce la relazione geometrica tra la duttilità locale e la duttilità globale. Se la gerarchia delle resistenze viene opportunamente applicata nel progetto, secondo la regola della "trave debole sul pilastro forte", allora la duttilità globale

$$\mu\Delta = d_u / d_y \quad (4)$$

definita come rapporto tra lo spostamento ultimo di sommità della struttura e quello al limite di snervamento, può essere assunta eguale alla duttilità locale dei suoi singoli elementi:

$$\mu\Delta = \mu\delta \quad (5)$$

E questo porta agli stessi valori 4,5 e 3,5 prima citati.

Finalmente la relazione tra il fattore di struttura  $q$ , definito come rapporto tra la risposta puramente elastica della struttura e la sua effettiva risposta elastoplastica, e la duttilità globale è definita con riferimento al suo periodo proprio di vibrazione. Per periodi medio-lunghi, si applica il criterio dell'egual spostamento, che porta a

$$q = \mu\Delta \quad (6)$$

Così  $q=4,5$  è il valore base dato dall'Eurocodice 8 per i sistemi a telaio progettati in alta duttilità,  $q=3,5$  sarebbe il valore per gli stessi sistemi a telaio partendo dalla più bassa duttilità flessionale locale citata in precedenza. Ma queste valutazioni derivano da una trattazione teorica deterministica come qui sopra riassunta.

## 2. PROTOTIPI ANALIZZATI

Le strutture considerate nel presente lavoro si riferiscono ad edifici industriali monopiano. In Fig. 1 sono riportati gli assetti tipo, dove in particolare quello indicato con (a) rappresenta la soluzione monolitica gettata in opera, quello indicato con (b) rappresenta la soluzione incernierata prefabbricata. Nei calcoli si è assunta una luce  $l=12,0$  m per entrambe le soluzioni, mentre si sono considerate due diverse altezze dei pilastri. Per la soluzione gettata in opera si ha un telaio alto con  $h=6,0$  m ed un telaio basso con  $h=5,0$  m, mentre per la soluzione prefabbricata le due altezze sono scelte in modo da avere lo stesso periodo proprio di vibrazione  $T$  dei corrispondenti telai gettati in opera. Le dimensioni e l'armatura dei pilastri variano per ogni tipo di telaio su due livelli di resistenze come indicato in Fig. 2, dove sono mostrati i dettagli delle sezioni. In particolare il copriferro all'asse delle barre longitudinali è assunto pari a  $25+\phi/2$  mm. Queste sezioni sono dimensionate in modo che le due soluzioni di telaio abbiano all'incirca la stessa capacità sismica in termini di forza orizzontale. Inoltre si è assunta una spaziatura delle staffe pari a  $3,5\phi$  con diametro scelto in modo da avere per tutti i prototipi lo stesso rapporto meccanico  $\omega_w$ . Combinando le sezioni con le due altezze, si derivano per ogni soluzione i quattro tipi di telaio elencati in Tab. 1, che corrispondono ad altrettanti livelli di rigidità traslatoria.

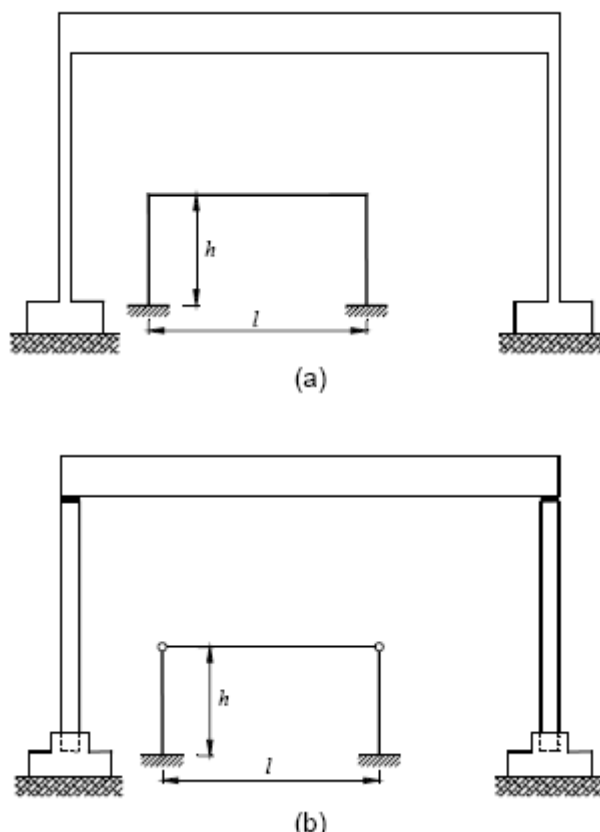


Figura 1. Telai monopiano: (a) gettato in opera e (b) prefabbricato.

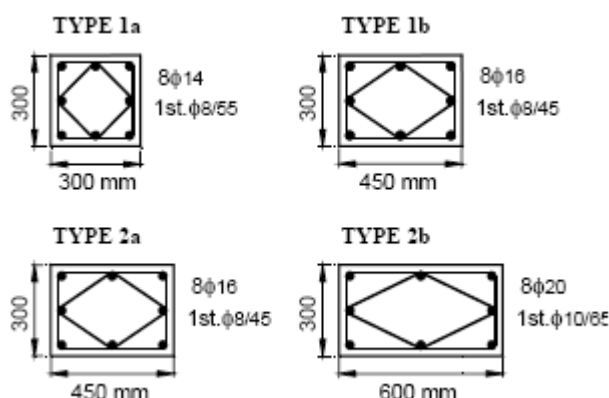


Figura 2. Particolari delle sezioni dei pilastri.

Le travi sono dimensionate per la condizione non sismica di carico. Nella soluzione gettata in opera la trave ha una rigidezza flessionale molto maggiore dei pilastri ed il momento resistente delle sue sezioni estreme resta maggiore di quello del pilastro contiguo. Si ha così che entrambi i sistemi strutturali sono ridotti ad un solo grado di libertà rappresentato dallo spostamento di piano  $d$ , controllato dalle sezioni critiche dei pilastri. Assumendo un peso totale efficace  $2W=2 \times 180$  kN gravante sul telaio, lo sforzo assiale su ogni pilastro vale  $N_{ad}=W=180$  kN. In Tab. 1 sono riportati i principali parametri strutturali e vibratori, dove:

- $M_{rd}=M_{rd}(N_{ad})$  è il momento resistente della sezione corrispondente ai valori di calcolo  $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 40 \cdot 1.5 = 26.7$  N/mm<sup>2</sup> e  $f_{sd} = f_{yk}/\gamma_s = 500 \cdot 1.15 = 437$  N/mm<sup>2</sup> delle resistenze dei materiali;
- $F_{rd}=cM_{rd}/h$  è il contributo del primo ordine dello sforzo di taglio alla base dei pilastri;
- $v_d=N_{ad}/N_{rd}$  è il valore adimensionale dello sforzo assiale rispetto alla resistenza ultima  $N_{rd}=A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$ ;

- $v_E = N_{ad}/N_E$  è il valore adimensionale dello sforzo assiale rispetto al carico critico  
 $N_E \cong 10k\phi(c/2h)^2$ ;
- $d_y$  è lo spostamento al limite di snervamento calcolato come  $d_y = X_y h^2/3c$ ;
- $k\phi$  è la rigidezza flessionale della sezione fessurata;
- $k\delta$  è la rigidezza traslatoria del pilastro inclusiva degli effetti del secondo ordine di  $N_{ad}$ ;
- $T$  è il primo periodo proprio di vibrazione della struttura;

con  $c=2$  per il telaio gettato in opera,  $c=1$  per il telaio prefabbricato. Maggiori dettagli si possono trovare in [01] e [02].

La capacità sismica di progetto  $\alpha_{gd}$  è calcolata con

$$\alpha_{gd} = a_{gd}/g = qF_{rd}/2.5S\eta W \quad , \quad \text{con } F_{rd} = c (M_{rd}/h) \quad (7)$$

dove  $S$  è il coefficiente di terreno e  $\eta = \eta(T)$  è la funzione di riduzione dello spettro di risposta di progetto:

$$\begin{aligned} \eta(T) &= 1 & T_B \leq T \leq T_C \\ \eta(T) &= T_C/T \geq 0.08q & T_C \leq T \leq T_D \\ \eta(T) &= T_C T_D/T^2 \geq 0.08q & T_D < T \end{aligned}$$

La Tab. 2 dà i valori di  $S$  ed  $\eta$  associati ai diversi tipi di suolo previsti dall'Eurocodice 8. Le corrispondenti capacità sismiche  $\alpha_{gd}$ , calcolate con  $q=4,5$ , sono riportate in Tab. 3.

Tipo	h[m]	$M_{rd}$ [kNm]	$v_d$	$v_E$	$d_y$ [mm]	$F_{rd}$ [kN]	$k\phi$ [kNm <sup>2</sup> ]	$k\delta$ [kNm]	T [sec]
1a/tall	6.00	87.3	0.06	0.11	78.0	29.1	5739	289	1.58
1a/low	5.00	87.3	0.06	0.08	54.2	34.9	5739	515	1.19
2a/tall	6.00	171.2	0.04	0.04	47.5	57.1	18418	993	0.85
2a/low	5.00	171.2	0.04	0.02	33.0	68.5	18418	1732	0.65
1b/tall	5.56	171.2	0.04	0.12	81.7	30.8	18418	289	1.58
1b/low	4.64	171.2	0.04	0.08	56.8	36.9	18418	515	1.19
2b/tall	5.25	339.8	0.03	0.04	53.4	64.7	49511	993	0.85
2b/low	4.38	339.8	0.03	0.03	37.1	77.7	49511	1732	0.65

**Tabella 1.** Dati di progetto dei prototipi.

Prototipo	A (S=1.00)	B (S=1.20)	C (S=1.15)	D (S=1.35)	E (S=1.40)
1/tall	0.360	0.379	0.436	0.682	0.442
1/low	0.360	0.506	0.582	0.910	0.590
2/tall	0.468	0.702	0.808	1.264	0.820
2/low	0.618	0.928	1.067	1.350	1.082

**Tabella 2.** Valori di  $\eta$  dello spettro di risposta di progetto (Tipo 1) dell'Eurocodice 8.

Prototipo	A	B	C	D	E
1a/tall	0.808	0.768	0.668	0.427	0.658
1a/low	0.970	0.690	0.600	0.384	0.592
2a/tall	1.219	0.812	0.706	0.451	0.696
2a/low	1.107	0.738	0.642	0.507	0.633
1b/tall	0.855	0.813	0.707	0.451	0.696
1b/low	1.025	0.730	0.635	0.405	0.626
2b/tall	1.383	0.922	0.802	0.512	0.790
2b/low	1.256	0.837	0.728	0.575	0.718

**Tabella 3.** Capacità sismica di progetto  $\alpha_{gd}$  dei prototipi.

Si notano i valori molto alti delle intrinseche capacità ultime delle strutture qui esaminate.

Questo è dovuto alla risposta notevolmente ridotta dei dimensionamenti più flessibili ed alla larga sovraresistenza dei dimensionamenti più rigidi. Le dimensioni e le armature, dedotte per i pilastri dalle condizioni non sismiche (pressione del vento o azioni del carroponete) sono di solito sufficienti per la verifica contro il collasso sotto le condizioni sismiche. Le limitazioni date, per lo stato limite di danno, allo spostamento di piano, sotto l'azione ridotta del terremoto frequente, diventano determinanti.

#### 4. PROCEDURA DI ANALISI

La scelta dell'azione applicata nell'analisi dinamica è orientata verso gli accelerogrammi artificiali sintetici. Questo tipo di accelerogrammi è ricco di frequenze, con una risposta della struttura ben definita per un assegnato valore di picco dell'accelerazione al suolo. Gli accelerogrammi stessi possono essere generati in modo da calzare con buona precisione lo spettro di risposta di normativa, consentendo una verifica comparativa affidabile delle relative regole. Possono avere caratteristiche omogenee attraverso un'ampia variazione aleatoria dei parametri di forma, così da permettere una rigorosa elaborazione statistica dei risultati. Ed infine possono fornire serie di numerosità grande a piacere coerentemente con i requisiti di convergenza del metodo statistico di Monte Carlo.

Per contro gli accelerogrammi artificiali sintetici non sono pienamente coerenti rispetto alla natura dei reali terremoti. Per esempio hanno un contenuto di energia molto superiore a ogni possibile accelerogramma registrato e, se applicati ad un territorio, causerebbero una distruzione generalizzata di tutte le strutture che un reale terremoto di eguale intensità non sarebbe in grado di causare.

Questo aspetto potrebbe non essere rilevante nel caso in esame dove una sola struttura è esaminata assumendo la peggiore situazione possibile. Tuttavia anche in questo caso un accelerogramma artificiale sintetico potrebbe essere più severo di uno registrato, dal momento che per il primo le proprietà vibratorie della struttura si spostano, lungo il suo degrado ciclico, in zone dello spettro di risposta che sono ancora piene di forti armoniche. In ogni caso gli autori stanno lavorando per completare la ricerca con una seconda serie di analisi usando accelerogrammi registrati ed i relativi risultati saranno pubblicati successivamente. Un esempio di comparazione tra i risultati ottenuti dai due tipi di azione sismica può essere trovato in [03].

La variabilità aleatoria del materiale è simulata numericamente da una distribuzione lognormale dei valori di resistenza attorno al valore medio  $f_m = f_k + ks$ , dove lo scarto quadratico medio  $s$  si riferisce alle ordinarie produzioni correnti. Per ogni valore casuale delle resistenze  $f_c$  e  $f_s$  del calcestruzzo e dell'acciaio vengono calcolati i punti singolari della curva involuppo del comportamento ciclico forza-spostamento dei pilastri, attraverso l'opportuna analisi delle sezioni critiche e la definizione della lunghezza delle corrispondenti cerniere plastiche. L'esatta definizione di questa lunghezza è uno dei passaggi più incerti della procedura, per il quale anche la sperimentazione diretta non dà una risposta univoca. Nel presente lavoro si è applicata la formula di Park & Pauley [05]:

$$h_p \cong 0.08h/c + 0.022\phi f_{sd} \text{ [MPa]} \quad (9)$$

dove  $\phi$  è il diametro dell'armatura longitudinale,  $h$  è l'altezza del pilastro,  $c=2$  per il telaio gettato in opera e  $c=1$  per il telaio prefabbricato.

Un altro punto critico della procedura è la definizione del valore ultimo della contrazione al bordo del nucleo confinato del calcestruzzo. Per questo valore si è applicata la formula generale

$$\varepsilon_{cu}^* \cong \varepsilon_{cu} + 0.05\omega_w \quad (10)$$

dedotta da quanto proposto in [04] per i pilastri cerchiati sotto compressione assiale. Maggiori dettagli sul procedimento complessivo possono essere trovati in [01] e [02]. La Fig. 3 mostra una famiglia di curve involuppo come calcolate da una serie aleatoria di valori di resistenze.

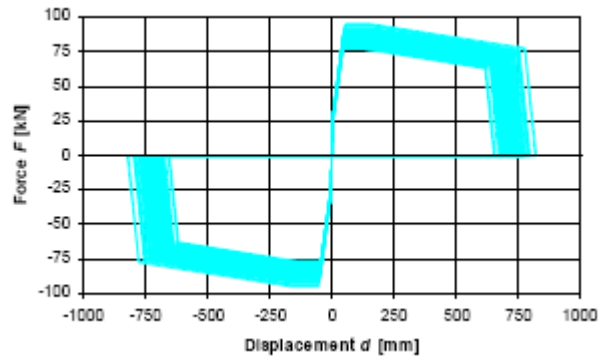


Figura 3. Modello aleatorio di rigidità degradante: 100 curve involucro (prototipo 2A/tall).

All'interno di ogni singola curva involucro si sviluppa un modello di rigidità degradante tipo Takeda seguendo i cicli di risposta causati dall'azione vibratoria applicata. E questo calcolo è fatto per mezzo di una integrazione al passo dell'equazione di equilibrio dinamico, dove il termine statico stesso è appunto rappresentato dal Modello di Takeda comprensivo degli effetti del secondo ordine dei carichi verticali.

Infine, con un processo incrementale, le analisi dinamiche sono ripetute aumentando passo a passo l'intensità del moto del terreno, con incrementi sufficientemente piccoli, così da individuare con buona precisione il limite di collasso della struttura. Questo limite è assunto come l'ultimo valore  $\alpha_{gmax}$  dell'intensità prima che un illimitato aumento della risposta della struttura mostri la perdita dell'equilibrio vibratorio (v. Fig. 4). Il collasso stesso è causato, nel calcolo numerico così come nel reale fenomeno fisico, dalla crescita degli effetti del secondo ordine sul crollo di rigidità della struttura.

Il confronto tra i risultati delle analisi e la capacità di progetto  $\alpha_{gd}$  è fatto con riferimento al loro rapporto che verrà chiamato rapporto di sovrarigidità. Un valore  $\kappa=1$  di questo rapporto significherebbe una perfetta coincidenza tra la capacità di progetto dell'Eurocodice 8 (con  $q=4,5$ ) e la capacità "sperimentale" dedotta dalle analisi dinamiche.

$$\kappa = \alpha_{gdmax} / \alpha_{gd} \quad (11)$$

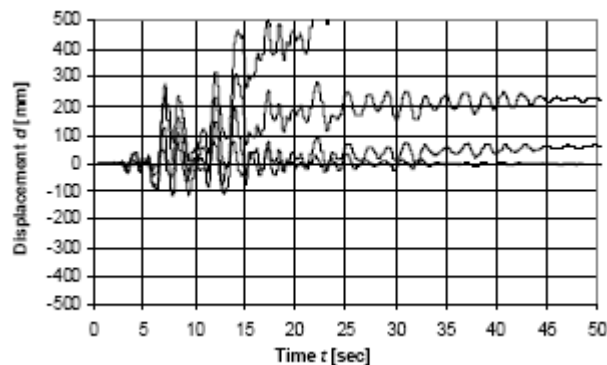


Figura 4. Esempio di curve vibratorie per intensità sismiche crescenti fino al collasso.

#### 4. ANALISI DEI RISULTATI

L'analisi probabilistica su di un campione di 1000 simulazioni è stata condotta su ognuno dei cinque tipi di terreno considerati. I diagrammi delle Figg. da 5 a 9 mostrano i risultati di queste analisi in termini del rapporto di sovrarigidità  $\kappa$  in funzione del primo periodo proprio di vibrazione  $T$  della struttura. Le cinque linee di ogni diagramma si riferiscono al valor medio  $\eta$ , ai bordi  $\eta \pm \sigma$  dello scarto quadratico medio  $\sigma$  e ai valori minimo e massimo trovati nel processo di simulazione. I diagrammi (a) si riferiscono al telaio monolitico gettato in opera, i diagrammi (b) si riferiscono al telaio prefabbricato incernierato.

Come esempio delle caratteristiche distributive di questi risultati, in Fig. 10 sono indicate le curve di distribuzione delle frequenze del rapporto di sovrarigidità  $\kappa$  per due casi: prototipo 1/alto, prima con un terreno tipo A, poi con un terreno tipo E. Un modello lognormale iniziato dal valore minimo  $\eta - 3\sigma$  rappresenta con buona precisione queste distribuzioni e porta ai seguenti frattili 5% e 10%:  $\kappa_{0,05}=1,13$  e  $\kappa_{0,10}=1,18$  per il terreno Tipo A;  $\kappa_{0,05}=0,79$  e  $\kappa_{0,10}=0,85$  per il terreno Tipo E. La Tab. 4 dà le mappe dei

corrispondenti frattili del fattore di struttura  $q=4,5k$  per tutti i casi esaminati.

### 5. CONCLUSIONI

I risultati dell'indagine presentata in questo lavoro forniscono una mappa delle deviazioni dei valori "sperimentati" del fattore di struttura rispetto a quelli attesi dall'Eurocodice 8 in termini di rapporto di sovrarresistenza. Per tutti i tipi di terreno la sovrarresistenza decresce sistematicamente con il decrescere del periodo proprio di vibrazione, fino a valori che in alcuni casi risultano inferiori a 1 (cioè insicuri). E questo vuol dire che il metodo di progetto basato su coefficienti forfettari di riduzione della forza non è sempre affidabile. Questo metodo non è capace di cogliere la dipendenza della dissipazione isteretica plastica dalla specifica forma dello spettro di risposta. Anche la correlazione tra il coefficiente di duttilità ed il fattore di struttura, basata sul criterio dell'egual spostamento, sembra essere smentita.

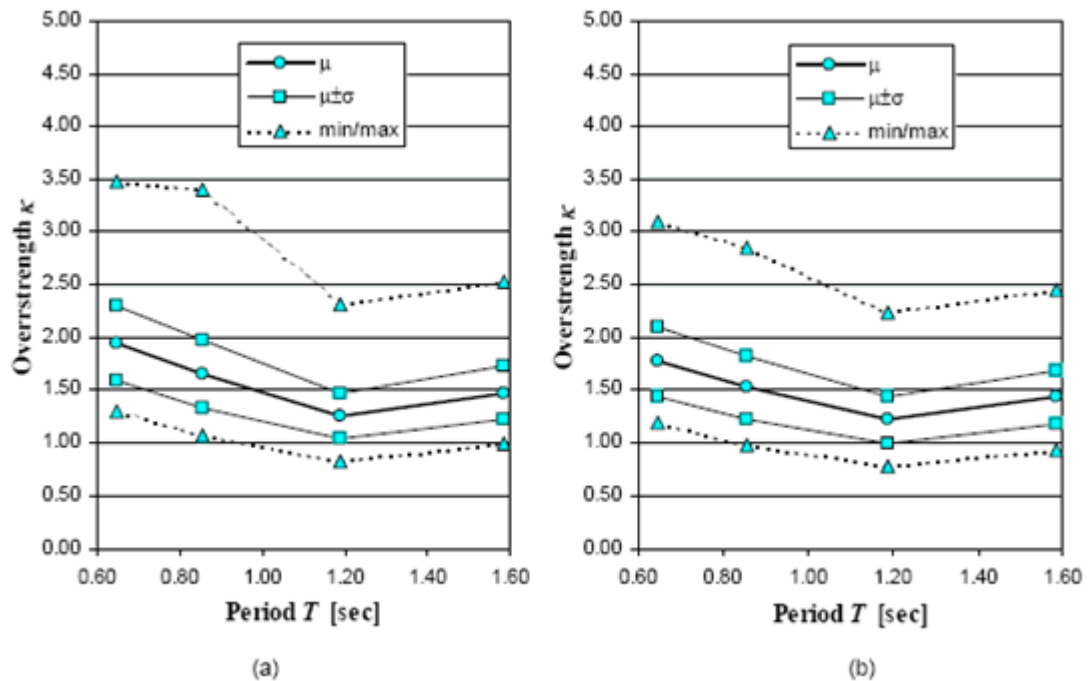
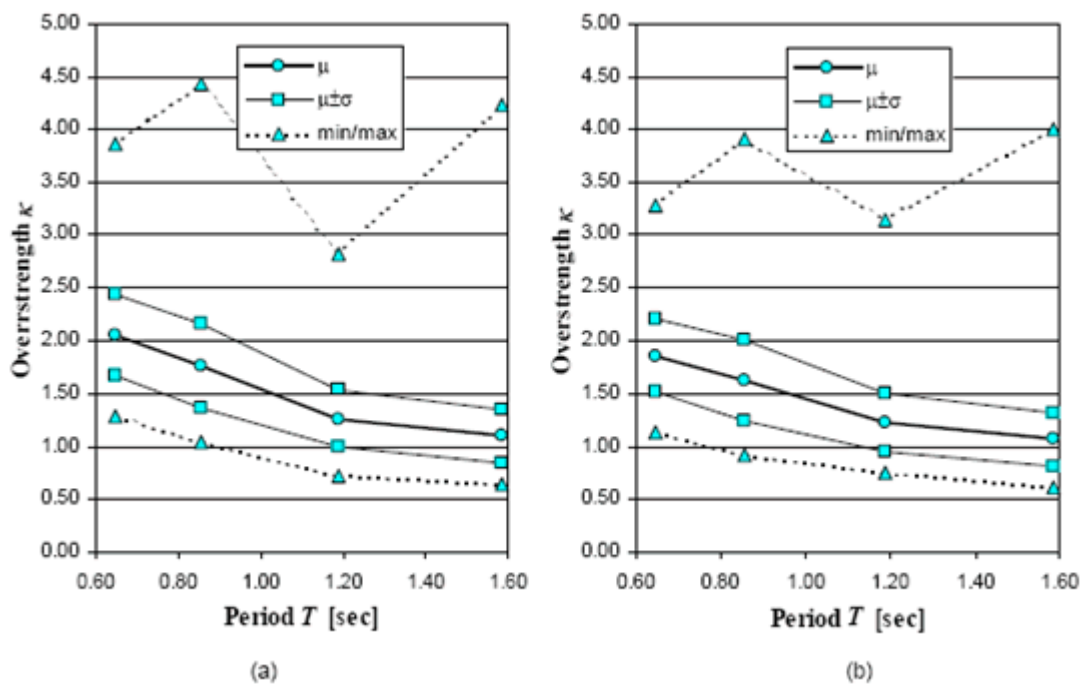
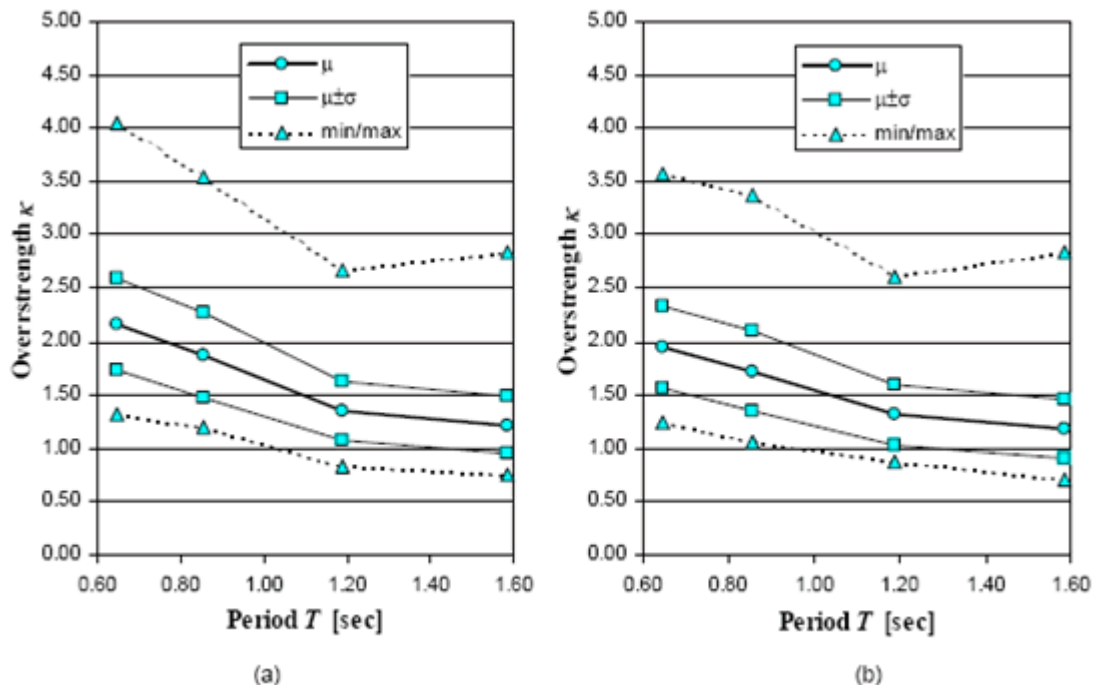


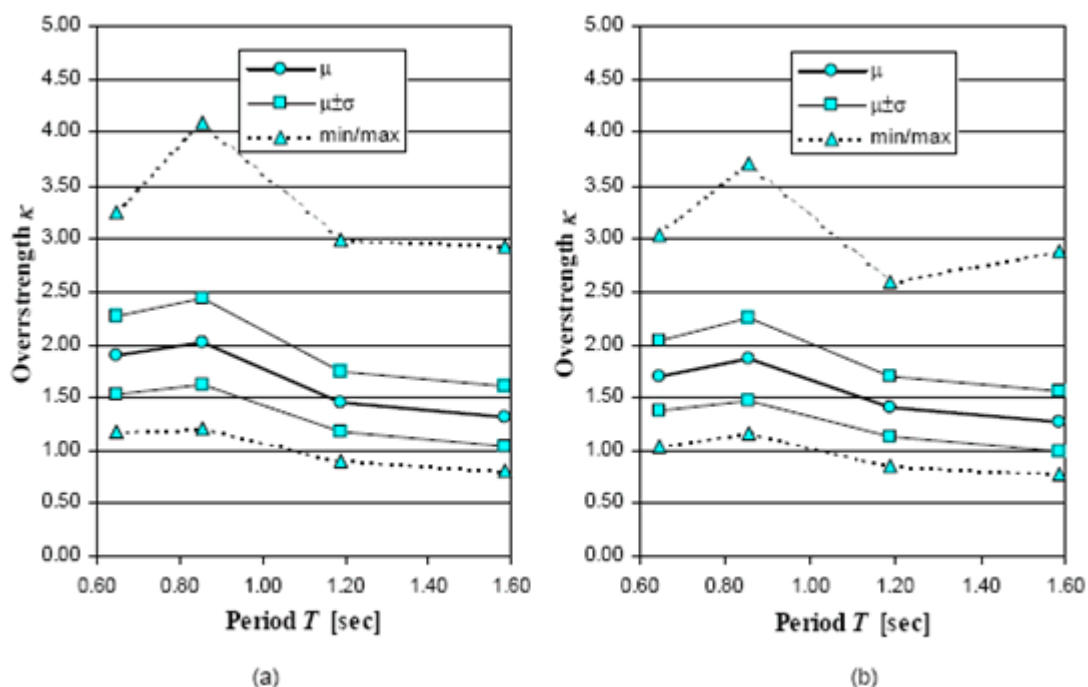
Figura 5. Parametri statistici del rapporto di sovrarresistenza  $\kappa$  per il terreno Tipo A (spettro di risposta Tipo 1). (a) Telaio monolitico; (b) Telaio prefabbricato.



**Figura 6.** Parametri statistici del rapporto di sovrarresistenza  $\kappa$  per il terreno Tipo B (spettro di risposta Tipo 1). (a) Telaio monolitico; (b) Telaio prefabbricato.



**Figura 7.** Parametri statistici del rapporto di sovrarresistenza  $\kappa$  per il terreno Tipo C (spettro di risposta Tipo 1). (a) Telaio monolitico; (b) Telaio prefabbricato.



**Figura 8.** Parametri statistici del rapporto di sovrarresistenza  $\kappa$  per il terreno Tipo D (spettro di risposta Tipo 1). (a) Telaio monolitico; (b) Telaio prefabbricato.



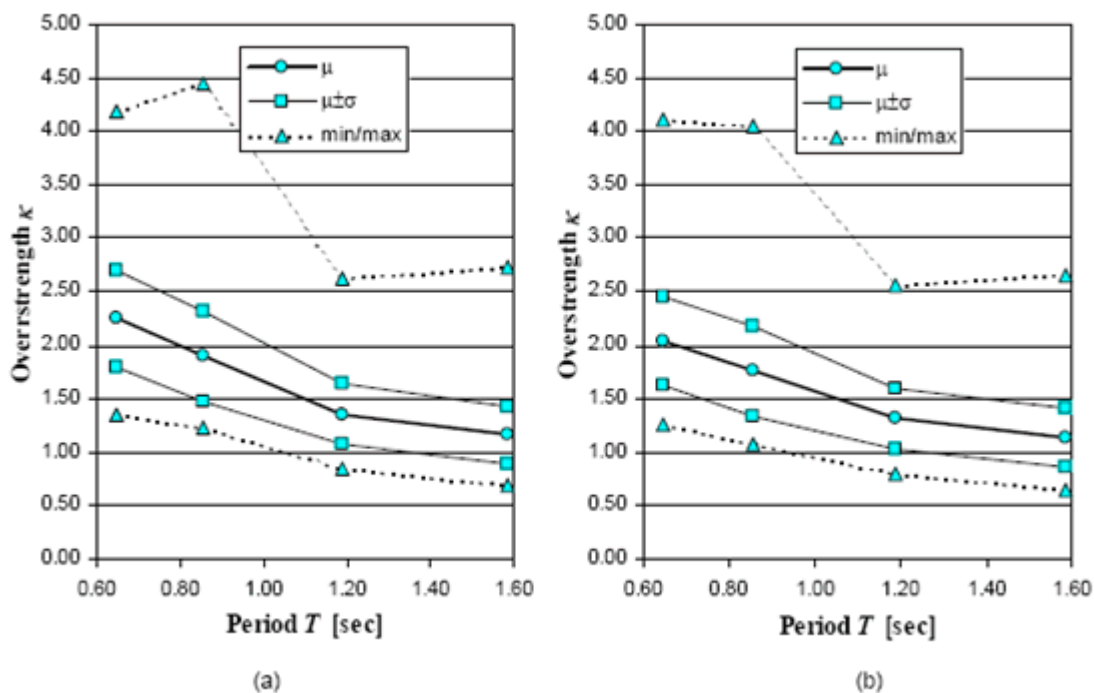


Figura 9. Parametri statistici del rapporto di sovrarresistenza  $\kappa$  per il terreno Tipo E (spettro di risposta Tipo 1). (a) Telaio monolitico; (b) Telaio prefabbricato.

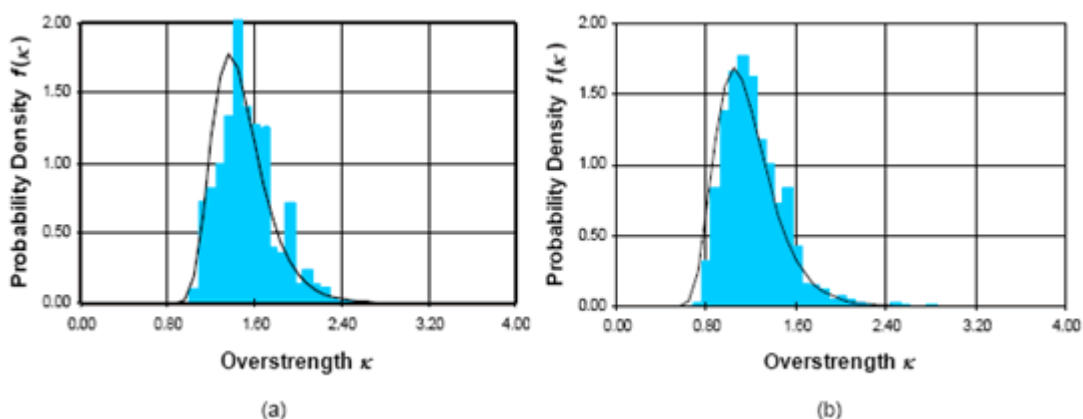


Figura 10. Curve di distribuzione della frequenza del rapporto di sovrarresistenza  $\kappa$  (prototipo 1A/alto). (a) Terreno Tipo A; (b) Terreno Tipo E.

Prototipo	A		B		C		D		E	
	$q_{0.05}$	$q_{0.10}$	$q_{0.05}$	$q_{0.10}$	$q_{0.05}$	$q_{0.10}$	$q_{0.05}$	$q_{0.10}$	$q_{0.05}$	$q_{0.10}$
1a/tall	5.09	5.31	3.38	3.60	3.78	4.05	4.23	4.46	3.56	3.83
1a/low	4.28	4.50	4.01	4.28	4.37	4.64	4.82	5.09	4.32	4.59
2a/tall	5.45	5.76	5.54	5.90	5.99	6.39	6.66	7.02	5.94	6.35
2a/low	6.62	6.98	6.93	7.29	7.16	7.56	6.30	6.66	7.34	7.79
1b/tall	4.91	5.13	3.24	3.47	3.60	3.87	4.05	4.32	3.47	3.69
1b/low	4.14	4.37	3.83	4.10	4.14	4.41	4.64	4.91	4.14	4.41
2b/tall	5.00	5.31	5.00	5.36	5.45	5.81	5.99	6.35	5.36	5.76
2b/low	5.99	6.30	6.26	6.57	6.44	6.80	5.67	5.99	6.62	7.02

Tabella 4. Frattili del fattore di struttura  $q=4,5\kappa$ .

Si ricorda che, al fine di consentire un uniforme confronto dei risultati, le analisi per le diverse rigidzze traslatorie dei telai sono state condotte con lo stesso rapporto meccanico di staffatura dei pilastri, così da avere lo stesso grado di confinamento del nucleo di calcestruzzo. Partendo dalla sezione più piccola di Fig. 2 - Tipo a, si è assunto un diametro minimo delle staffe  $\phi=8$ , assieme ad una spaziatura di  $3,5\phi$ , per avere un valore  $\omega=0,40$  del rapporto meccanico, valore che è stato mantenuto inalterato anche per le sezioni di dimensioni maggiori. E questo non è coerente con la pratica corrente per questo tipo di strutture. Inoltre, i valori adimensionali dello sforzo assiale nei pilastri sono

particolarmente bassi rispetto alle effettive applicazioni. Senza togliere validità ai presenti risultati, resta la necessità di una indagine più ampia per coprire tutto il campo delle pratiche applicazioni, indagine da condurre senza i vincoli dei reciproci confronti. Ma fin da ora si può concludere che, per una uniforme affidabilità delle verifiche di sicurezza fatte con il metodo semplificato dei fattori riduttivi delle forze, è necessaria una più precisa definizione dei parametri chiave del progetto (in primis il fattore di struttura).

## RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato condotto nell'ambito del Progetto GROWTH "Precast structures EC8" (contract n. G6RD-CT-2002-70002) che coinvolge, con il coordinamento del prof. G. Toniolo, i seguenti dieci partners. Per il Portogallo: LNEC Laboratorio National d Engenharia Civil di Lisbona e Civibral Systemas de Construcáo di Sao Pedro Fins. Per l'Italia: Politecnico di Milano, Magnetti Building di Carvico e Gecofin di Verona. Per la Grecia: NTUA national Technical University of Athens e Proet di Atene. Per la Slovenia: University of Ljubljana. Per la Cina: Tongji University of Shanghai. Per la Comunità Europea: JRC – Joint Research Centre di Ispra (ELSA – European Laboratory for Structural Assessment).

## 6. BIBLIOGRAFIA

- [1]. **Biondini F. and Toniolo G.**, Comparative Analysis of the Seismic Response of Precast and Cast-in-situ Frames. Studies and Researches, Graduate School for Concrete Structures, 21, 1-17, 2000.
- [2]. **Biondini F., Toniolo G.** Seismic Behaviour of Concrete Frames: Experimental and Analytical Verification of Eurocode 8 Design Rules. Proceedings of the fib Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions, Athens, Greece, May 6-9, 2003.
- [3]. **Biondini F., Toniolo G.** Validation of Seismic Design Criteria for Concrete Frames based on Monte Carlo Simulation. Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2581, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004.
- [4]. **CEB 1985.** Model Code for Seismic Design of Concrete Structures. Bulletin 165.
- [5]. **Park R. and Pauley T.** Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, 1975.
- [6]. **SIMQKE**, A Program for Artificial Ground Motion Generation. User's Manual and Documentation, NISEE, Department of Civil Eng., Massachusetts Institute of Technology, 1976.
- [7]. **Takeda T., Sozen M.A. and Nielsen N.N.**, Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE Journal of the Structural Division, 96(12), 2557-2573, 1970.

### *Contatti con gli autori:*

Fabio Biondini: [biondini@stru.polimi.it](mailto:biondini@stru.polimi.it)  
Giandomenico Toniolo: [toniolo@stru.polimi.it](mailto:toniolo@stru.polimi.it)