

giornate

**aicap 2011**

**Le prospettive di sviluppo delle opere  
in calcestruzzo strutturale nel terzo millennio**

*26° Convegno nazionale  
Padova, 19 - 21 maggio*

**RECUPERO DELLE STRUTTURE ESISTENTI – AZIONI E SICUREZZA  
– MATERIALI – ADEGUAMENTO SISMICO**

**IMPIEGO DEI NUOVI CALCESTRUZZI STRUTTURALI**



**Maurizio Acito<sup>1</sup>, Flavio Stochino<sup>2</sup>, Sergio Tattoni<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università di Cagliari

**SOMMARIO**

Nel caso di strutture soggette a carichi esplosivi, l'azione stessa presenta grandi incertezze per quanto riguarda la posizione, l'intensità e la possibilità di accadimento. Sommando a queste incertezze quelle relative ai materiali, alla geometria e i sovraccarichi, si rende necessario un'analisi statistica finalizzata ad una più realistica stima della risposta strutturale. Questo lavoro presenta i risultati ottenuti da una indagine parametrica sulla affidabilità di travi inflesse in calcestruzzo armato soggette a carichi di tipo esplosivo.

In particolare, sono state esaminate le risposte probabilistiche del massimo spostamento e del fattore di duttilità di elementi inflessi in c.a. nei confronti di azioni esplosive, valutate mediante analisi dinamica non lineare di un sistema equivalente ad un grado di libertà. I risultati mostrano l'affidabilità di tali elementi strutturali.

**SUMMARY**

In the case of structures subjected to explosive loading, the load itself is very uncertain, as it is widely accepted that explosive event is difficult to predict in position, intensity and possibility of occurrence. These random effects associated with material, geometry and loading uncertainty, require to consider them into a probabilistic analysis in order to have a more realistic estimation of the structural response.

This paper presents a parametric investigation of the reliability of reinforced concrete (RC) beam flexural members subjected to blast loadings.

In particular, the probabilistic responses of the maximum displacement and displacement ductility factor for a reinforced concrete (RC) flexural member against potential blast loadings are evaluated by non linear dynamic analysis of its equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) system. Reliability of such elements is presented and discussed.

**1. INTRODUZIONE**

Negli ultimi anni, a seguito dei numerosi eventi terroristici, il problema della sicurezza delle costruzioni nei riguardi della azioni da esplosione (blast) ha assunto un notevole rilievo, mettendo in evidenza la necessità di valutare se le risorse di resistenza di una struttura risultino adeguate a far fronte a tali azioni eccezionali. Questa problematica tocca la sicurezza strutturale con riflessi significativi, sia sulla valutazione della vulnerabilità delle costruzioni nuove ed esistenti, sia sui costi, da considerare nelle opere e interventi, volti al contenimento del rischio connesso alle esplosioni.

La problematica attiene sia alla concezione del sistema strutturale, concepito in modo da scongiurare fenomeni di collasso progressivo,<sup>1</sup> sia alla concezione dei singoli elementi

strutturali, chiamati a resistere ad azioni da esplosione, accettando che l'elemento possa presentare escursioni in campo plastico, con il vantaggio di consentire un efficiente meccanismo di dissipazione di energia.

Ora, il tema della valutazione della sicurezza di strutture in presenza di azione da esplosione, è ampiamente affrontato in letteratura. Tali valutazioni, anche se affrontate in regime non lineare, sono comunque riconducibili ai classici problemi di sicurezza probabilistica, che considerano i diversi aspetti di incertezza e aleatorietà, sia lato resistenza, che lato azione da esplosione.

Il presente lavoro, invece, è in linea con quanto sviluppato dagli Autori in [01], dove, più che affrontare il problema della sicurezza di un dato elemento strutturale, interessato da una plausibile azione da esplosione, si sono analizzate le vulnerabilità di una famiglia di elementi strutturali, al fine di evidenziare il ruolo che giocano le diverse grandezze che governano il comportamento.

In particolare, nello studio [01] si è inteso analizzare la vulnerabilità di travi in c.a., semplicemente appoggiate, caratterizzate da geometria e materiali, usualmente impiegati nella

---

<sup>1</sup> A tal fine, usualmente si possono seguire due approcci: uno diretto, organizzando la struttura in modo che possa garantire, in presenza del collasso di uno o più elementi strutturali, dei percorsi alternativi di resistenza; uno indiretto, organizzando la struttura con una adeguata robustezza (ottenuta con l'introduzione di continuità strutturali e di dettagli costruttivi che aumentino le capacità dissipative).

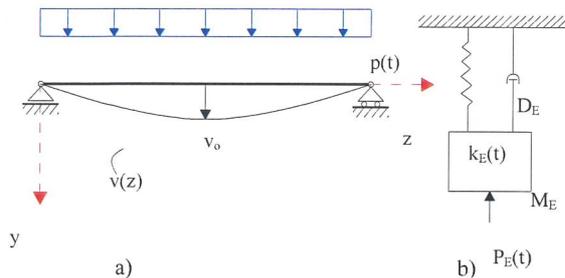


Fig. 2 – Schematizzazione trave con SDOF

La risoluzione dell'equazione differenziale formulata in [06] e utilizzata in [04], è ottenuta con il metodo "semi-analitico", che implementata in un programma di calcolo, predisposto dall'Autore, ha permesso di evidenziare gli effetti di alcuni parametri significativi per la risposta, quali la durata della forzante, la duttilità ultima della sezione (considerando anche la riduzione del braccio della coppia interna per effetto dello schiacciamento e espulsione del calcestruzzo) e lo smorzamento strutturale (Fig. 3 e Fig. 4).

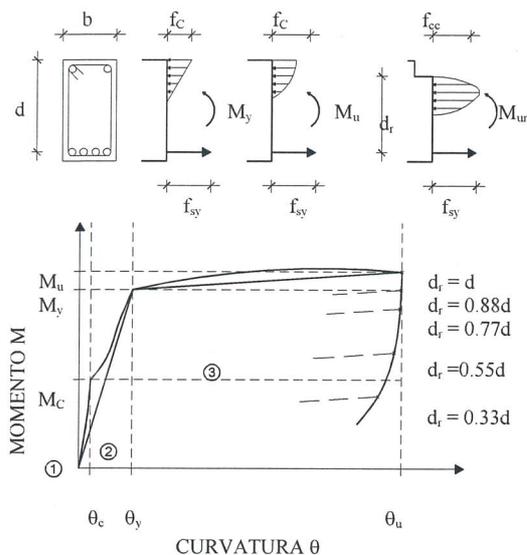


Fig. 3 – Diagramma Momento – Curvatura di una sezione rettangolare anche con altezza ridotta  $d_r$ .

Altri Autori, ad esempio [05], hanno impiegato ipotesi di risposta non lineare dello modello SDOF, per il quale si sono utilizzate le soluzioni dell'equazione differenziale, della fase pre - snervamento e per la fase post-snervamento, concatenate in modo analogo a quanto proposto in [04]. In un recente lavoro [07], sono proposti dei confronti statistico fra i risultati di analisi dinamiche non lineari di travi in c.a. soggette ad azioni di esplosione, ottenuti con riferimento a modelli FE ed a modelli SDOF, attraverso degli indici adimensionali che quantificano la differenza fra i risultati ottenuti con i due modelli.

In particolare, per il confronto sono considerate le risposte in termini di spostamento massimo e di rapporto di duttilità.

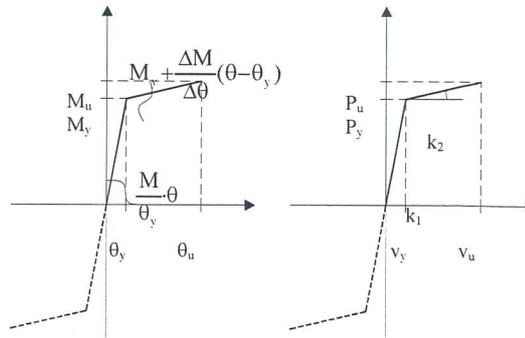


Fig. 4 – Legge carico – freccia del sistema di richiamo a partire dai diagrammi  $M-\theta$ .

Altri autori, ad esempio [01] [02], [04] e [08], ritengono che nella definizione dei modelli si debba considerare il ruolo che rivestono le staffe nel confinamento del calcestruzzo compresso, e utilizzano dei modelli di legami costitutivi che tengono conto di tale effetto.

Dai diversi approcci seguiti in letteratura, si comprende facilmente, come il problema della modellazione della risposta di travi in c.a., soggetta ad azioni impulsive, possa essere affrontato a diversi livelli di complessità, che però trovano dei limiti operativi, nel tentativo di interpretare i complessi comportamenti dei materiali e delle strutture sotto azioni da esplosione.

Nel presente lavoro, con riferimento a tali aspetti, si intende evidenziare il ruolo che rivestono le diverse ipotesi e i diversi modelli che si possono considerare per i materiali, che si possono ipotizzare per le diverse famiglie di travi in c.a. considerate nelle analisi.

#### 4 INCERTEZZE E VARIABILITÀ DELLA RISPOSTA DINAMICA

##### 4.1 Incertezza e aleatorietà nella valutazione della risposta di un elemento strutturale

In un problema di misura della sicurezza di un elemento strutturale, sotto carico da esplosione, una corretta analisi delle prestazioni non può prescindere dalle incertezze e aleatorietà inerenti:

- 1) le resistenze dei materiali e i modelli costitutivi in condizioni normali di velocità di deformazione applicati (condizioni statiche);
- 2) le variazioni delle resistenze e dei modelli costitutivi in presenza di elevate velocità di deformazione;<sup>5</sup>

<sup>5</sup> Un'analisi che consideri la variazione della velocità di deformazione con aggiornamento delle proprietà dei materiali, in funzione della variazione della velocità di deformazione, è molto complessa. Generalmente, nelle analisi in regime dinamico, in presenza di azioni da esplosione, si assume che la velocità di deformazione sia costante durante e dopo l'applicazione del carico impulsivo e che sia uniforme in tutta la struttura.

Sulla base di tale ipotesi si ritiene, spesso, adeguata una soluzione tecnica approssimata, ottenuta con riferimento ad un oscillatore semplice (SDOF), che simuli il comportamento della struttura, sotto carico impulsivo da esplosione. Tale procedura è molto usata nelle analisi dinamiche di strutture in c.a. esposte ad esplosioni, anche in riferimento a valutazioni della sicurezza probabilistica (ad esempio, in Yu e Hao (2001) [05]). In ogni caso, nel prosieguo si discuteranno

In merito al confinamento esercitato dalle staffe, sulla capacità resistente e deformativa del calcestruzzo sono presentate proposte consolidate in letteratura ([09] [10] [11]).

In EC2, viene espressa la resistenza in funzione della resistenza non confinata, con un parametro  $k$ , che tiene conto del rapporto meccanico  $\omega_{st}$  delle staffe, e del coefficiente di efficacia  $\alpha$ , che esprime l'efficacia delle staffe nel realizzare il confinamento.<sup>7</sup> [10].

Per quanto riguarda il coefficiente di efficacia del confinamento  $\alpha$ , sono diverse le indicazioni che definiscono tale coefficiente. In generale, le formulazioni proposte considerano la quantificazione del reale volume di calcestruzzo confinato con l'efficacia, per effetto della forma delle sezioni, della presenza o meno di spilli di collegamento, della distanza delle staffe. Alcuni Autori [11] suggeriscono di assumere  $\alpha=0,75 \div 0,85$ .

Per quanto riguarda i legami costitutivi, oltre al noto modello proposto in EC2, si ricorda il modello proposto da Mander, che presenta, al pari dei modelli di EC2 e di Sargin [12]), un'unica espressione data dalla relazione:

$$\sigma_c^c = f_c^c \frac{r \frac{\epsilon}{\epsilon_{co}^c}}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{co}^c}\right)^r} \quad (5)$$

dove il grado  $r$  dell'equazione proposta è determinato in funzione del modulo elastico secante  $E_{c,sec}$ , secondo le relazioni:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{c,sec}} \quad \text{con } E_c = 5000\sqrt{f_c^c} \quad \text{e} \quad E_{c,sec} = \frac{f_c^c}{\epsilon_{co}^c} \quad (6)$$

Nella figura 5, a titolo esemplificativo, sono riportati gli andamenti dei legami  $\sigma_c^c - \epsilon_c^c$ , relativi ai modelli EC2 e di Mander, ottenuti con riferimento alla classe di resistenza del calcestruzzo C28/35, per diversi rapporti meccanici delle staffe.

<sup>7</sup> In particolare, l'EC2 considera l'effetto del confinamento delle staffe con le seguenti relazioni:

$$\sigma_c^c = f_c^c = k \cdot f_c$$

$$\text{dove, } k = \begin{cases} 1,000 + 2,50 \cdot \alpha \cdot \omega_{st} & \text{per } \alpha \omega_{st} \leq 0,1 \\ 1,125 + 1,25 \cdot \alpha \cdot \omega_{st} & \text{per } \alpha \omega_{st} > 0,1 \end{cases}$$

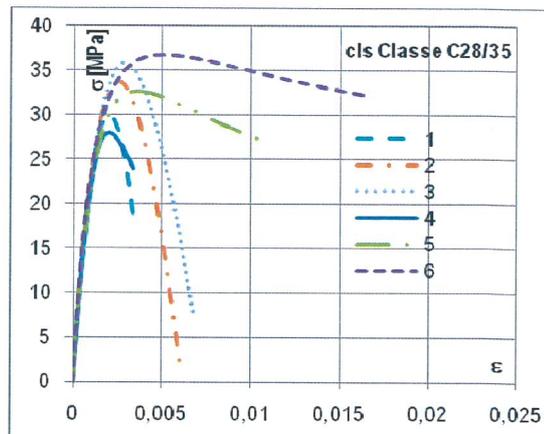
Per quanto riguarda la deformazione di picco  $\epsilon_{co}$ , che per i calcestruzzi ordinari non confinati fino alla classe C 50/60, è pari al 2‰, in presenza di confinamento, l'EC2 assume l'espressione:

$$\epsilon_{co}^c = \epsilon_{co} \cdot k^2$$

con  $k$  espresso dalle relazioni precedenti (5).

Così pure, la deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ , che sempre per i calcestruzzi classe C50/60, in assenza di confinamento è pari a 3,5‰, mentre in presenza di confinamento assume l'espressione:

$$\epsilon_{cu}^c = \epsilon_{cu} + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{st}$$



1 - EC2 -  $\alpha \cdot \omega_{st} = 0$   
 2 - EC2 -  $\alpha \cdot \omega_{st} = 0,05$   
 3 - EC2 -  $\alpha \cdot \omega_{st} = 0,10$   
 4 - Mander -  $\alpha \cdot \omega_{st} = 0$   
 5 - Mander -  $\alpha \cdot \omega_{st} = 0,05$   
 6 - Mander -  $\alpha \cdot \omega_{st} = 0,10$

Fig. 5 - Modelli di Mander e di EC2 del legame  $\sigma_c^c - \epsilon_c^c$  in relazione alle due diverse ipotesi di staffe

### 5.3 Comportamento dei materiali in regime di elevata velocità di deformazione

#### 5.3.1 Comportamento del calcestruzzo

In ambito tecnico-normativo, si ricorda che per considerare l'incremento del valore di picco della resistenza ( $f_c^c$ ), viene considerato un fattore di incremento dinamico (IDF)  $K_d$ , introdotto dal CEB-FIP (1990) [13].<sup>8</sup> Successivamente, la proposta del CEB è stata modificata da Malvar (1998) [14]. Nella proposta CEB il fattore  $K_d$  cresce con la velocità di deformazione imposta ed assume le seguenti espressioni:

$$K_d(\dot{\epsilon}) = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1,026\alpha} \quad \text{per } \dot{\epsilon} \leq 30s^{-1} \quad (7)$$

$$K_d(\dot{\epsilon}) = \gamma \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1/3} \quad \text{per } \dot{\epsilon} > 30s^{-1}, \quad (8)$$

dove:  $\dot{\epsilon}$  = velocità di deformazione;  $\dot{\epsilon}_s = 30 \times 10^{-6} s^{-1}$  (quasi-static strain rate);  $\log \gamma = 6,156\alpha - 2$ ;  $\alpha = 1/(5 + 9f_c^c/f_{co})$ ;  $f_{co} = 10$  MPa.

La deformazione di picco viene incrementata dal valore quasi-statico  $\epsilon_c$  al valore dinamico  $\epsilon_{dc}$ , in funzione della velocità di deformazione imposta, secondo la seguente espressione:

$$\epsilon_{dc} = \left(0,12 K_d^3(\dot{\epsilon}) + 0,76\right) \epsilon_c = K^* \epsilon_c \quad (9)$$

I risultati degli studi mostrano che anche il modulo elastico del calcestruzzo aumenta con l'aumento della velocità di deformazione.

#### 5.3.2 Comportamento dell'acciaio

Senza entrare nel merito dei processi che si originano in relazione alla velocità di deformazione, i risultati in letteratura concordano nell'evidenziare:

- un incremento della tensione di snervamento;
- un incremento della tensione di rottura;

<sup>8</sup> Si è preferito far riferimento al consolidato MC90, in attesa che il draft del MC2010 sia approvato.

### 6.2 Spettri di risposta e stime di affidabilità

Nel prosieguo, in analogia a quanto sviluppato in [01], si riportano i risultati delle analisi di affidabilità effettuate con delle analisi alla Montecarlo, sviluppate con riferimento a diverse famiglie di travi.

Per quanto riguarda le armature trasversali, si sono considerate le quantità di staffe tali da soddisfare gli usuali minimi di normativa.

Tab. 1 – Confinamento delle staffe per le travi considerate nelle analisi di affidabilità relativa

L/d	staffe	p <sub>st</sub> [cm]
8÷15	φ 10	20÷30

Per la valutazione del coefficiente di efficacia del confinamento sul calcestruzzo compresso esplicito dalle staffe, si è considerato un solaio di spessore pari a 25 cm.

Per quanto riguarda i materiali calcestruzzo e armature d'acciaio, si sono considerati dei calcestruzzi ordinari, con resistenza media a compressione compresa fra i valori f<sub>c</sub>=25 MPa e f<sub>c</sub>=35 MPa. L'armatura è ipotizzata possa avere caratteristiche che vanno da quelle di in acciaio tipo B450C con resistenza f<sub>yk</sub>=450 MPa a quelle di un'acciaio FeB38k con f<sub>yk</sub>=380 MPa.

Nella tabelle 2 e 3 sono riportati le proprietà dei materiali considerati.

Tab. 2 – Proprietà dei calcestruzzi

Calcestruzzo Ordinario (MPa)	Resistenza media (f <sub>c</sub> )
Classe media	f <sub>c</sub> =25
Classe elevata	f <sub>c</sub> = 35

Tab. 3 – Proprietà dell'acciaio delle armature

Acciaio	Resistenza media (f <sub>s</sub> )
B450C/FeB44k	480
FeB38k	420

Tab. 4 – Possibili scenari di riferimento per le analisi

SCENARIO	Bassa (B)	Media (M)	Elevata (A)
p <sub>0</sub> [MPa]	0,016	0,16	1,6
t <sub>1</sub> [msec]	270	27	2,7

Il carico da esplosione è riferito al caso di esplosi non confinate caratterizzate da azione impulsiva di tipo triangolare. Nella tabella 4 sono riportati i valori della sovrappressione massima p<sub>0</sub> e della durata dell'impulso t<sub>1</sub>, assunti nelle analisi con riferimento a tre possibili scenari, basati sul valore della sovrappressione massima p<sub>0</sub>.

Tab. 5 – Caratteristiche geometriche e di resistenza

h/L	L [m]		b	$\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d}$	$u = \frac{A_{s2}}{A_{s1}}$	Staffe	p <sub>st</sub> [cm]	cls	acciaio
	Δl=100 cm								
1/9	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	φ 8	20÷30	f <sub>c</sub> =25÷35	f <sub>y</sub> =420÷480
1/10	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	φ 8	20÷30	f <sub>c</sub> =25÷35	f <sub>y</sub> =420÷480
1/11	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	φ 8	20÷30	f <sub>c</sub> =25÷35	f <sub>y</sub> =420÷480
1/12	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	φ 8	20÷30	f <sub>c</sub> =25÷35	f <sub>y</sub> =420÷480
1/13	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	φ 8	20÷30	f <sub>c</sub> =25÷35	f <sub>y</sub> =420÷480
1/14	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	φ 8	20÷30	f <sub>c</sub> =25÷35	f <sub>y</sub> =420÷480
1/15	6÷12		h/2.5	0.005÷0.01	0.25÷0.5	φ 8	20÷30	f <sub>c</sub> =25÷35	f <sub>y</sub> =420÷480

Nelle simulazioni effettuate con riferimento ai tre scenari di azione di esplosione si è ipotizzato che i valori di picco e di durata variassero fra i valori minimo e massimo, rispettivamente pari a 0,7 e a 1,3 volte il valore medio di riferimento per i diversi scenari.

Nelle simulazioni per la definizione della massa distribuita delle travi studiate, si è considerato un contesto strutturale ordinario tale da determinare un carico distribuito permanente di 40 kN/m.

Il calcolo dell'affidabilità con riferimento ai tre livelli di danno è fatto con approccio frequentistico.

Nella tabella 5 sono riportati i range di variazione dei parametri utilizzati nelle simulazioni.

### 6.3 Spettri di risposta in termini di spostamento

Nelle Figure 9 e 10 sono riportate le risposte, in termini di spostamento massimo v<sub>max</sub>, ottenute con l'analisi dinamica non lineare con il modello semplificato, in relazione ai diversi valori dei parametri indicati in tabella 5, con riferimento ai tre scenari ipotizzati, per travi con luci di 6 e 12 m.

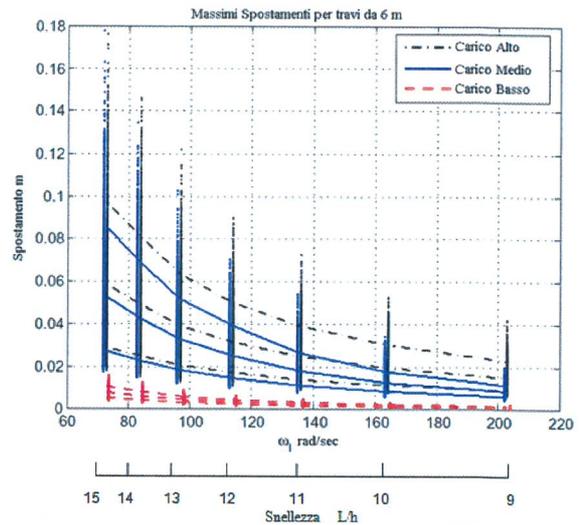


Fig. 9 – Valori con frattili 90% e 10% degli spostamenti massimi per le travi di luci 6 m, in funzione della snellezza

superamento di una prefissata soglia di spostamento massimo (nel nostro caso assunta pari a  $3v_y$ ), è maggiore per le travi con maggiore luce, come si può constatare dalle figure 11, 12 e 13.

L'esame delle figure sopra citate mostra che nel caso di esplosioni con bassa intensità (tipiche di esplosioni originate da fughe di gas in edifici ordinari), praticamente tutte le tipologie di travi esaminate risultano adeguate a far fronte a tale tipo di azione (Fig. 11). La probabilità di insuccesso di dette travi, tende ad aumentare con l'aumento della snellezza e con la diminuzione delle luci (Figg. 12 e 13).

## 8 BIBLIOGRAFIA

- [01] M. ACITO, F. STOCHINO, S. TATTONI, (2011), Structural Response and Reliability Analysis of RC Beam Subjected to Explosive Loading, Protect 2011- Lugano
- [02] M. ACITO (2009), Sulla sicurezza delle strutture in calcestruzzo armato esposte ad azione da esplosione – Giornate AICA 09 “La progettazione e l'esecuzione delle opere strutturali nell'ottica della sostenibilità” – Pisa 14-15-16 maggio 2009 - Pag. 3-13.
- [03] J. HENRYCH (1979), The dynamics of explosion and its use. Amsterdam: Elsevier, 1979.
- [04] S. TATTONI (1983), Risposta in regime non lineare di elementi in calcestruzzo ad azioni di tipo impulsivo – Studi e Ricerche - Vol. 5 – 1983 – Pag. 223-258 – Italcementi SpA – Bergamo Editrice.
- [05] HSIN YU LOW, HONG HAO (2001). “Reliability analysis of reinforced concrete slabs under explosive loading”. Structural Safety 23 (2001) 157-178.
- [06] S. TATTONI AND A. GASPERI, Dynamic of non-linear single degree of freedom systems, Proceedings of the conference held at University College Swansea 2nd-5th September, 1980.
- [07] H. C. RONG E B. LI (2007) Probabilistic response evaluation for RC flexural members subjected to blast loadings – Structural Safety 29 (2007) – Pag. 146-163.
- [08] P. MENDIS, The 21st Biennial Conference, Concrete in the 3rd Millennium - Concrete Institute of Australia - Brisbane 17-19 Jul 2003
- [09] UNI EN 1992 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- [10] J.B. MANDER, M.J.N. PRIESTLEY E R. PARK, Theoretical stress-strain model of confined concrete, Journal of structural Engineering, ASCE, vol. 14, no. 8, 1988.
- [11] R. PARK, M. J. N. PRIESTLEY, W. D. GILL, Ductility of square – confined concrete columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 104, no 104, 1982.
- [12] SARGIN, Stress – strain relationships for concrete and the Analysis of structural Concrete Sections. SM study 4, solid mechanics Division, University of Waterloo, Canada, 1971.
- [13] CEB-FIP (1990). CEB-FIP Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, Redwood Books, Trowbridge, Wiltshire, UK.
- [14] CRAWFORD, J.E., MALVAR, L.J. (1998). “Dynamic increase factors for concrete”. Twenty-eighth DDES Seminar, Orlando, FL, August 1998.
- [15] LIU GQ, OWEN DRJ. (1986), Ultimate load behavior of reinforced concrete plates and shells under dynamic transient loading. International Journal for Numerical Methods in Engineering 1986;22:189–208.