

# INCREMENTO PRESTAZIONALE PER EDIFICI IN C.A. RESISTENTI AD ESPLOSIONE E RELATIVA VALUTAZIONE ECONOMICA

Flavio Stochino<sup>1</sup>, Sergio Tattoni<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Infrastrutturale e Geomatica, Università di Cagliari

## SOMMARIO

Le attuali normative (DM 14.01.2008) richiedono un'applicazione dell'ingegneria sismica tale da rendere indispensabili le caratteristiche di robustezza e duttilità, ci si è chiesti dunque se tali proprietà fossero sufficienti a garantire e in qual misura la resistenza all'esplosione, anch'essa contemplata al capitolo 3.6 delle citate Norme Tecniche per le Costruzioni.

L'obiettivo del lavoro proposto è quello di valutare l'incremento del costo complessivo di un edificio sismo-resistente affinché questo sia in grado di sopportare anche un carico da esplosione. Si sono studiati diversi scenari in cui la struttura è costituita da un sistema intelaiato monopiano in C.A. (tipico dell'edilizia industriale) localizzato in zone con differente pericolosità sismica. Per ogni situazione si è calcolato il costo della struttura sottoposta alle combinazioni di carico usuali (anche quelle sismiche) e alla combinazione di carico eccezionale riferita ad un evento esplosivo. I risultati ottenuti permettono di avere un'idea immediata di quale può essere il costo per incrementare la robustezza strutturale necessaria per un dato livello di sicurezza. In conclusione è possibile anche fornire un'indicazione su quale deve essere la minima distanza di sicurezza dalla costruzione (distanza di stand-off) economicamente accettabile da garantire attraverso l'utilizzo di elementi di arredo urbano o opportuni dissuasori.

## SUMMARY

The current Italian standard (DM 14.01.2008) requires an application of seismic engineering which only provides ductile and robust buildings, therefore it was asked if such assets were sufficient to ensure the resistance to the explosion (see section 3.6 of the above standard).

The aim of this work is to evaluate the increase of the total cost of an earthquake-resistant structure that it may be able to withstand an explosion load. The authors studied several scenarios in which the structure consists of a single-storey R.C. frame (typical industrial building) located in zones with different seismic hazard. For each situation it was calculated the cost of the structure subjected to usual load combinations (even seismic) and to the exceptional load referred to an explosive event. The results obtained allow to have an immediate idea of what may be the cost to increase the structural strength required for a given safety level. In conclusion it is possible to provide practical guidance on what should be the minimum safe distance from the building (stand-off distance) economically viable to be achieved through the use of street furniture or appropriate fencing.

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 Considerazioni generali

Di recente, con la NTC del 2008 [1], anche in Italia, è stato introdotto l'approccio dell'EN 1991-1-7 [2] nel valutare le azioni eccezionali da esplosione. Per la precisione nelle NTC sarebbero contemplate solamente le azioni derivanti da esplosioni interne (ad es. deflagrazioni da fuga di gas) e non quelle esterne (quali detonazioni dovute ad azioni belliche o di sabotaggio), se non espressamente richieste dal committente o individuate dal progettista quali possibili scenari.

Va però detto che in questo inizio di ventunesimo secolo le armi esplosive sono divenute la scelta più frequente per un attacco terroristico che può colpire anche edifici di non particolare rilevanza. La moderna ingegneria strutturale necessita di una guida che fornisca teorie e modelli di calcolo per il progetto delle costruzioni strategiche, ma anche di metodologie semplificate che siano applicabili nella pratica professionale per le costruzioni correnti.

In questo articolo si è inteso dare una prima risposta a entrambe le necessità: da una parte si analizza e si testa un calcolo statico equivalente che tiene conto in maniera indiretta della duttilità strutturale, dall'altra si considerano situazioni di

carico da esplosione esterna utili nella progettazione di edifici di importanza strategica.

### 1.1 Modelli strutturali

Nelle applicazioni ingegneristiche l'esplosione viene rappresentata come la pressione esercitata dall'onda d'urto che si propaga nel tempo a partire dal centro della carica esplosiva.

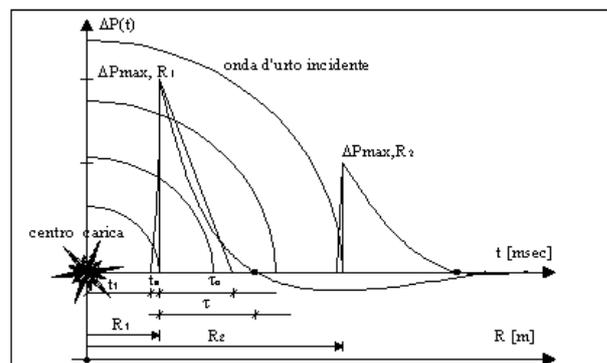


Figura 1 – Andamento delle pressioni da esplosione nel tempo time-history (tratto da [3]).

L'intensità e la forma dell'onda d'urto, dipendono dalla natura della carica e dall'energia rilasciata dalla stessa. Con riferimento a tali tipiche leggi temporali [4],[5] (Figura 1), si possono individuare i tempi  $t_1$ ,  $t_a$ ,  $\tau$ . Dove  $t_1$  è il tempo di arrivo dell'onda d'urto,  $t_a$  è il tempo di crescita della sovrappressione fino al valore massimo,  $\tau$  è il tempo di durata della sovrappressione positiva. L'integrale espresso nella (1), moltiplicato per l'area  $A$  interessata dalla pressione, rappresenta l'impulso associato.

$$I = A \cdot \int_{t_1}^{t_1+\tau} \Delta P(t) dt \quad (1)$$

Come mostrato in letteratura [6], [7] quando il rapporto tra la durata della fase positiva  $\tau$  e il periodo fondamentale  $T$  della struttura risulta:

$$\frac{\tau}{T} < 0.1 \quad (2)$$

È possibile rappresentare il carico non con la time-history ma come un semplice impulso  $I$ . È facile verificare che tale disuguaglianza (2), nel caso di detonazioni esterne, è verificata per la quasi totalità delle costruzioni correnti.

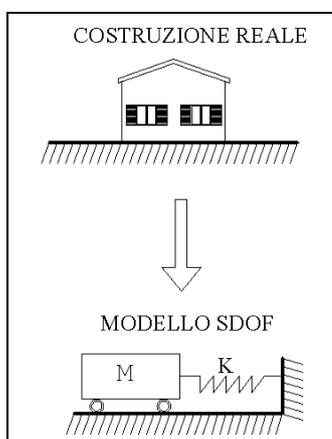


Figura 2 –Modello SDOF.

A tale semplificazione dell'azione corrisponde una semplificazione nel modello strutturale generalmente rappresentato come un oscillatore a un solo grado di libertà (SDOF) con caratteristiche di elastoplasticità (Figura 2 e Figura 3). La semplificazione adottata si giustifica con il fatto che un carico da onda di pressione che investe l'edificio in un'unica direzione attiva solo il primo modo proprio di vibrazione consentendo di trascurare i modi di ordine superiore [4],[5]. A maggior ragione nel caso specifico le costruzioni progettate per resistere alle azioni sismiche dovrebbero manifestare un meccanismo di collasso che privilegia la formazione di cerniere plastiche nelle travi in corrispondenza dei nodi (Figura 4).

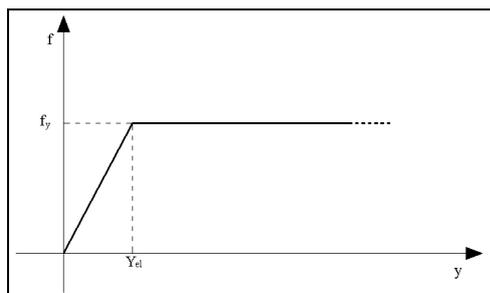


Figura 3 –Legame costitutivo.

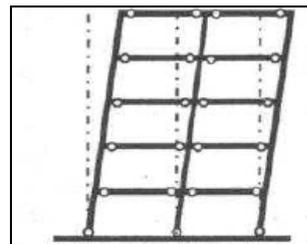


Figura 4 –Meccanismo di rottura travi deboli-pilastri forti.

Per tali ragioni si è ritenuto il modello a un solo grado di libertà (SDOF) adeguato alle problematiche poste e in grado di fornire risultati significativi.

## 2.CALCOLO STATICO EQUIVALENTE

### 2.1 Impostazione

Nella progettazione sismica viene usualmente richiesto un adeguato grado di duttilità degli elementi costruttivi tale da raggiungere un certo fattore di struttura  $q$ . Anche per zone a bassa pericolosità sismica si chiede che le strutture abbiano quantomeno una classe di duttilità B. Questo comporta il rispetto di alcune prescrizioni esecutive che riguardano la geometria e i particolari costruttivi.

Il punto focale del presente lavoro è quello di accertare se tale patrimonio di duttilità può essere impiegato anche nei confronti delle azioni esplosive. A tal fine, similmente a come si procede per le azioni sismiche, anche nel caso presente si intende ricercare un carico statico equivalente tale per cui il sistema SDOF sfrutti tutte le sue caratteristiche di duttilità.

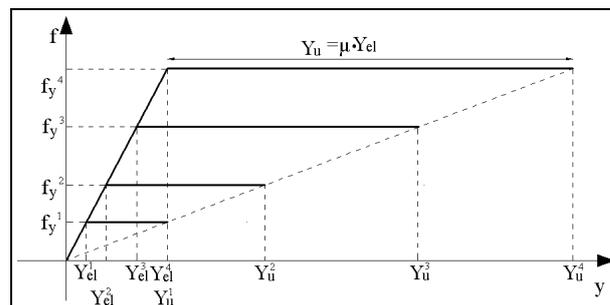


Figura 5: Variabilità della legge costitutiva dello SDOF equivalente.

Facendo riferimento al diagramma di Figura 5 se è nota la rigidezza  $k$  è ovviamente nota la pendenza del tratto iniziale elastico ed essendo assegnata la duttilità  $\mu$ , è nota la lunghezza del tratto plastico  $\mu \cdot y_{el}$ . Rimane quindi, a caratterizzare il diagramma costitutivo dell'oscillatore, la sola grandezza  $y_{el}$  che rappresenta lo spostamento limite elastico.

In quanto segue si ricercherà quale debba essere il valore di  $y_{el}$  che caratterizza lo SDOF affinché possa sostenere l'impulso  $I$  utilizzando tutte le sue risorse plastiche.

La forza statica equivalente cercata sarà dunque pari a:

$$F_{seq} = k \cdot y_{el} \quad (3)$$

### 2.2 Equazioni del moto

L'equazione del moto libero di un oscillatore SDOF di massa  $m$ , e rigidezza  $k$  si può scrivere come:

$$m \cdot \ddot{y} + k \cdot y = 0 \quad (4)$$

Indicando con  $T$  il periodo fondamentale dell'oscillatore equivalente e con  $y_{el}$  il suo limite elastico si possono adimensionalizzare le variabili tempo e spostamento con la seguente posizione:

$$\xi = \frac{t}{T} \quad \eta = \frac{y}{y_{el}} \quad (5)$$

Tenendo conto in maniera opportuna di come variano anche i termini differenziali l'equazione (4) può essere riscritta come la (6):

$$m \frac{y_{el}}{T^2} \cdot \ddot{\eta} + k y_{el} \cdot \eta = 0 \quad (6)$$

Poiché  $T^2=4\pi^2/m/k$  si può modificare l'espressione della (6) nella (7) in cui sono completamente assenti le caratteristiche dell'oscillatore considerato.

$$\frac{1}{4\pi^2} \cdot \ddot{\eta} + \eta = 0 \quad (7)$$

Pertanto l'equazione (7) rappresenta l'oscillazione libera di tutti gli oscillatori a un grado di libertà (SDOF). Per trovare la soluzione si considerino le condizioni iniziali di un carico impulsivo (di intensità  $I$ ) che colpisce l'oscillatore in uno stato di quiete. È necessario adimensionalizzare anche le condizioni iniziali:

$$\begin{cases} y(0) = 0 \\ \dot{y}(0) = \frac{I}{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \eta(0) = 0 \\ \dot{\eta}(0) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \end{cases} \quad (8)$$

Applicando le condizioni (8) alla (7) è possibile definire la soluzione elastica di un oscillatore SDOF in moto libero dopo il carico impulsivo iniziale:

$$\eta(\xi) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el} \cdot 2\pi} \sin(2\pi\xi) \quad (9)$$

Nella (9) rimane comunque l'incognita del limite elastico  $y_{el}$  del sistema. Risulta determinante valutare quale siano i tempi e le modalità di ingresso in campo plastico dell'oscillatore SDOF considerato. Per stabilire quale sarà la velocità iniziale del sistema in fase plastica è necessario calcolare prima l'istante in cui si ha la transizione da fase elastica a plastica, quindi valutare la derivata della (9) in quell'istante. L'istante  $\xi^*$  in cui si ha la transizione è quello in cui lo spostamento adimensionalizzato raggiunge un valore unitario, in altri termini l'istante in cui lo spostamento assoluto raggiunge il limite elastico.

$$\eta(\xi^*) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el} \cdot 2\pi} \sin(2\pi\xi^*) = 1 \quad (10)$$

$$\xi^* = \frac{1}{2\pi} \arcsin\left(\frac{m \cdot y_{el} \cdot 2\pi}{T \cdot I}\right) \quad (11)$$

Di seguito si valuta la derivata della (9) nell'istante definito dalla (11) per ottenere il valore della velocità iniziale della risposta plastica.

$$\dot{\eta}(\xi^*) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*) \quad (12)$$

L'equazione del moto libero di un oscillatore SDOF di massa  $m$ , e rigidità  $k$  in fase plastica differisce dal caso precedente (elastico) poiché la resistenza non è più funzione dello spostamento, ma costante pari al prodotto tra  $k$  e  $y_{el}$ .

$$m \cdot \ddot{y} + k \cdot y_{el} = 0 \quad (13)$$

Dopo aver effettuato il cambio di variabile espresso dalle (5) si ottiene l'equazione dell'oscillazione libera in campo plastico:

$$\frac{1}{4\pi^2} \cdot \ddot{\eta} + 1 = 0 \quad (14)$$

Le condizioni iniziali riguardanti la fase plastica sono espresse dalle (15):

$$\begin{cases} \eta(0) = 1 \\ \dot{\eta}(0) = \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*) \end{cases} \quad (15)$$

Essendo l'equazione (14) un'equazione differenziale a variabili separabili è possibile trovare la soluzione generale

con una semplice doppia integrazione. Dopo aver applicato le condizioni iniziali si ottiene:

$$\eta(\xi) = -2\pi^2 \xi^2 + \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*) \cdot \xi + 1 \quad (16)$$

## 2.3 Valutazione del limite elastico del sistema sulla base della sua duttilità

Si noti come nell'equazione (16) rimane ancora incognito il limite elastico del sistema  $y_{el}$ . La condizione che ci permette di stabilire il suo valore risiede nell'idea che l'edificio dotato di una certa duttilità  $\mu$  sotto il carico impulsivo opponga una resistenza tale da sfruttare tutte le sue risorse plastiche. Questo significa imporre che nel punto di massimo spostamento in fase plastica si abbia proprio:

$$\eta(\xi_{MAX}) = \mu \quad (17)$$

Per prima cosa è necessario valutare l'istante  $\xi_{MAX}$  in cui avviene il massimo spostamento del sistema. Si trova che l'istante in cui si raggiunge il massimo della (16) è:

$$\xi_{MAX} = \frac{\frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*)}{4\pi^2} \quad (18)$$

Quindi si valuta il valore dello spostamento nel momento in cui si raggiunge il massimo ottenendo la condizione per determinare il valore del limite elastico del sistema.

$$\eta(\xi_{MAX}) = -\frac{4\pi^2 \xi_{MAX}^2}{2} + \frac{T \cdot I}{m \cdot y_{el}} \cos(2\pi\xi^*) \cdot \xi_{MAX} + 1 = \mu \quad (19)$$

La (19) è un'equazione non lineare nell'incognita  $y_{el}$ . Tramite procedimenti numerici è possibile determinare il valore del limite elastico cercato. Dal semplice prodotto tra la rigidità del sistema SDOF equivalente e tale valore si ottiene il carico statico equivalente da applicare alla struttura affinché sia in grado di sopportare il carico impulsivo sfruttando tutte le sue risorse di duttilità come mostrato nella (3).

## 2.4 Considerazioni sulla duttilità del sistema

Nel tentativo di collegare la resistenza sismica alla resistenza al carico da esplosione diviene di fondamentale importanza il concetto di duttilità  $\mu$  e fattore di struttura  $q$ . Infatti, sotto le ipotesi presenti in [8], è possibile assumere quest'ultimo come una misura indiretta della prima. Sulla base di considerazioni energetiche si può stabilire una relazione tra le due grandezze espressa dalla:

$$\mu \cong \frac{q^2 + 1}{2} \quad (20)$$

In questi ragionamenti è allora possibile associare a una costruzione caratterizzata da un certo fattore di struttura valutato per il calcolo sismico una certa duttilità necessaria per il calcolo statico equivalente enunciato nel paragrafo precedente.

## 3. SCENARIO E CASI ANALIZZATI

### 3.1 Carico da esplosione

Il carico da esplosione considerato si è quantificato in 150 kg di TNT posizionati a distanze variabili dall'edificio analizzato. Tale scelta individua una quantità di esplosivo comune per un attacco terroristico con autobomba. Il valore dell'impulso corrispondente a questi kg di TNT è stato calcolato sulla base di quanto desumibile dal manuale TM5-1300 [4].

### 3.2 Edificio analizzato

Si è scelto di riferirsi ad un edificio intelaiato monopiano di tipo industriale con uno sviluppo longitudinale modulare da poter considerare significativa la risposta di un singolo modulo ad azioni trasversali. In Figura 6 è rappresentato un modulo tipo che si ripete identico in senso longitudinale.

Nella stessa Figura 6 sono riportate le dimensioni in pianta e in sezione dell'elemento considerato.

Strutturalmente si tratta di un telaio su quattro pilastri alti 12 m, incastrati alla base, sulla cui sommità sono incernierate le travi longitudinali lunghe 10 m e quelle trasversali lunghe 20 m. Le sezioni e le disposizioni di armatura sono variabili a seconda della condizione di carico considerata.

Appare opportuno sottolineare che nel modello le eventuali chiusure orizzontali (tamponature) sono state considerate solamente per il calcolo della superficie esposta all'onda di pressione trascurandone la collaborazione strutturale. Il pericolo insito nella formazione di "proiettili" per danneggiamenti locali a seguito dell'esplosione, potrebbe essere studiato separatamente con diverso approccio.

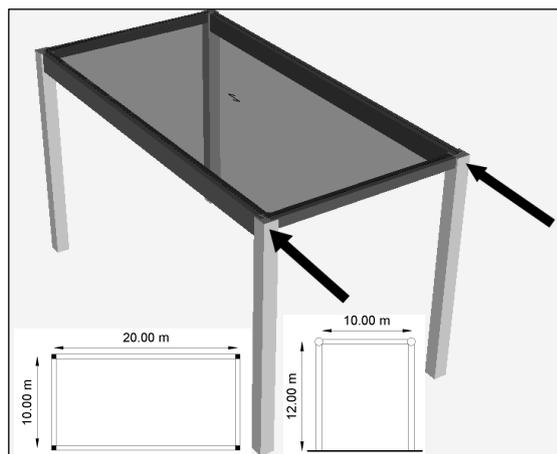


Figura 6 - Edificio Analizzato sotto il carico statico equivalente.

### 3.3 Scenari di esplosione

I 150 kg di TNT sono stati posizionati a 5-10-15-20-30 m simulando una detonazione superficiale senza schermi tra la struttura e la carica. Il carico statico equivalente ricavato secondo quanto indicato al capitolo 2 (vedi equazioni (3) e (19)) è stato inserito con i carichi permanenti e accidentali gravanti sulla struttura nella combinazione di carico eccezionale (vedi § 2.5.3 del DM 14.01.2008 [1]).

L'esplosione è stata simulata in quattro differenti località italiane, distinte per la crescente pericolosità sismica:

- Cagliari - Sardegna
- Brescia - Lombardia
- Napoli - Campania
- Cavasso Nuovo (PN) - Friuli Venezia Giulia

In questo modo si è potuta studiare l'influenza del carico sismico sulla robustezza della struttura.

## 4. RISULTATI

### 4.1 Procedura

La struttura descritta al paragrafo 3.2 è stata prima progettata e verificata sotto le condizioni di carico ordinario (carichi permanenti e di esercizio, neve, vento, sisma) stabilendo un costo base di costruzione con riferimento a prezzi medi del mercato italiano.

Quindi è stata sottoposta ai diversi scenari di esplosione procedendo alle modifiche dimensionali e alle variazioni delle disposizioni di armatura necessarie per ottenere le prestazioni richieste dalle norme. Nel caso specifico, in considerazione dello schema strutturale, il punto debole del sistema, oggetto del rinforzo, è risultato la base dei pilastri. In considerazione delle osservazioni su crolli di edifici per effetto di esplosioni esterne, si è ipotizzato che le fondazioni fossero scarsamente influenzate dall'azione impulsiva. Pertanto il processo logico

di adeguamento è stato quello illustrato nel diagramma di flusso di Figura 7. Il procedimento iterativo delineato è reso più oneroso dal fatto che ad ogni incremento della geometria del pilastro corrisponde un incremento della massa e della rigidità del sistema. Pertanto, per ogni rinforzo, è necessario ripetere il calcolo per la ricerca della forza statica equivalente.

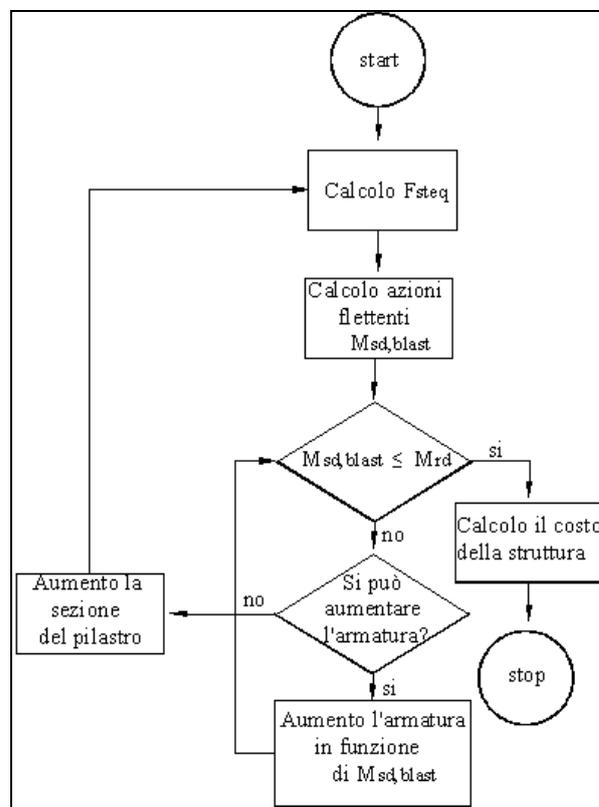


Figura 7: Diagramma di flusso per il progetto della struttura.

Per ogni condizione di carico da esplosione si è calcolato il costo delle strutture che rapportato al costo base ha permesso di calcolare l'impatto economico dell'incremento prestazionale.

Tale procedura è stata ripetuta per le quattro localizzazioni geografiche scelte (vedi paragrafo 3.3); di seguito si mostrano i diagrammi di sintesi dei risultati.

### 4.2 Analisi dei risultati

In Figura 8 e Figura 9 sono riportati, rispettivamente, i risultati dei calcoli per i siti di Cagliari e Cavasso Nuovo (PN). Nelle stesse figure sono illustrati gli andamenti delle funzioni di regressione iperboliche e cubiche che interpretano i dati delle sperimentazioni numeriche.

Si può notare immediatamente la differenza tra un territorio a basso rischio sismico (Figura 8) ed uno ad alto (Figura 9). Nel primo caso l'incremento prestazionale richiede un aumento del costo di costruzione del 280 % circa (per lo scenario di carico più gravoso) mentre nel secondo tale valore si attesta sul 260%.

La differenza non è così marcata come ci si potrebbe aspettare osservando le mappe di pericolosità sismica. Infatti bisogna tener conto che l'edificio considerato è una struttura intelaiata monopiano, regolare in pianta che ha un'altezza abbastanza esigua (12 m) e che pertanto subisce un carico sismico che non è predominante nei confronti degli altri carichi "ordinari".

La stessa tendenza si può osservare nella Figura 10 e nella Figura 11 dove sono riportate le curve di regressione iperbolica e cubica per tutti i siti analizzati. Come era

prevedibile gli edifici sottoposti a un carico simico maggiore hanno un incremento del costo inferiore rispetto a quelli sottoposti ad un carico sismico più esiguo. Per cui si osserva che le curve di regressione crescono man mano che ci si sposta verso siti a minore pericolosità sismica.

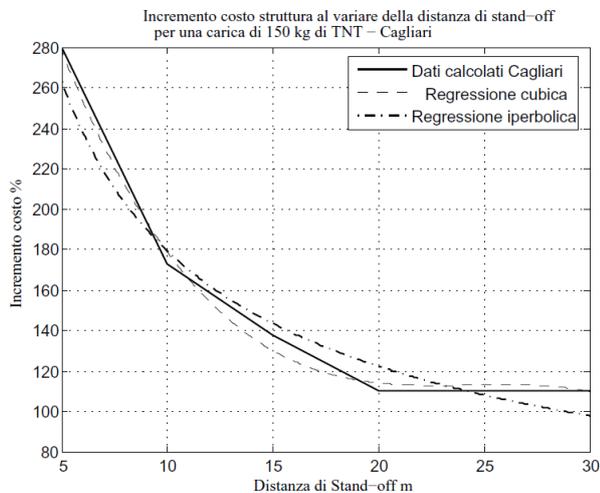


Figura 8 –Incremento del costo della struttura al variare della distanza di stand-off - Cagliari.

L'andamento dei dati delle sperimentazioni numeriche risulta interpretato meglio dalle curve iperboliche di Figura 10 rispetto quelle cubiche di Figura 11. Ma in entrambi i casi si nota che la pendenza è maggiore nella zona corrispondente ad una distanza di stand-off compresa tra i 5 e i 10 m.

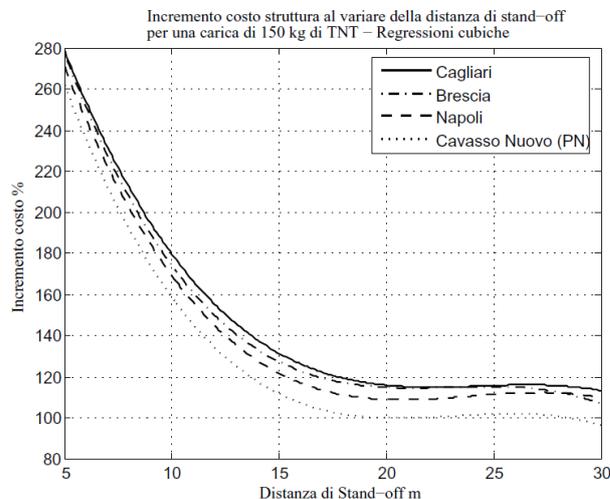


Figura 11 –Incremento del costo della struttura al variare della distanza di stand-off - Regressioni cubiche per i quattro siti.

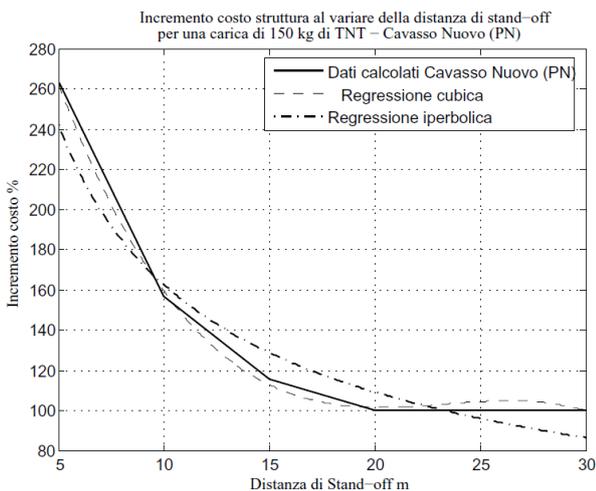


Figura 9 –Incremento del costo della struttura al variare della distanza di stand-off - Cavasso Nuovo (PN).

Questo risultato è molto importante perché può fornire utili indicazioni al progettista. Infatti simulare scenari con la carica posta a meno di 10 m genera un aumento del costo della struttura decisamente ingente. In questo caso è meglio progettare e costruire delle recinzioni o delle opere di arredo urbano (dissuasori, aiuole) che garantiscano almeno 10 m di distanza di sicurezza dall'edificio di modo che l'incremento prestazionale provochi un aumento del costo contenuto entro il 180 % circa del costo base.

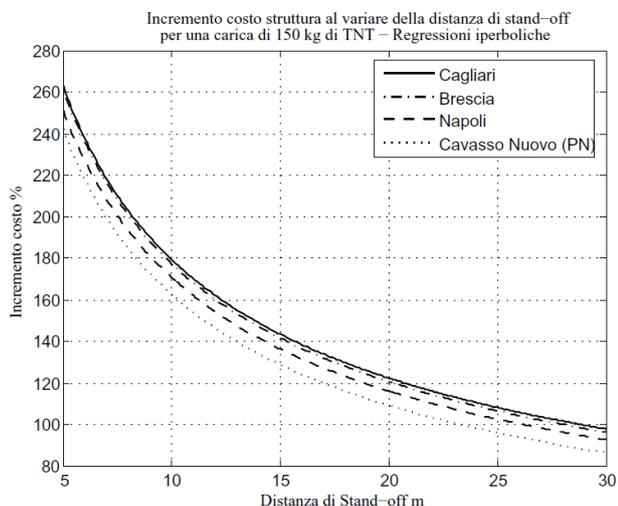


Figura 10 –Incremento del costo della struttura al variare della distanza di stand-off - Regressioni iperboliche per i quattro siti.

### 4.3 Considerazioni progettuali

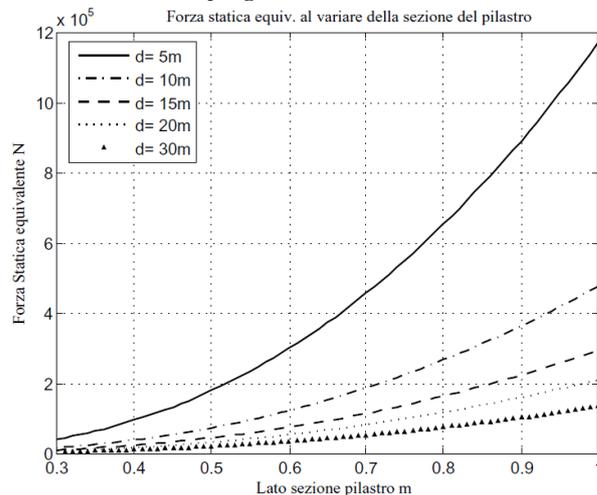


Figura 12 –Relazione tra carico statico equivalente e dimensione caratteristica della sezione del pilastro della struttura considerata in funzione della distanza di stand-off d.

Nell'affrontare una progettazione che tenga conto della minaccia esplosiva secondo il metodo esposto nel presente lavoro è bene mettere in luce la stretta relazione che esiste tra rigidità del sistema e carico statico equivalente. Infatti non si deve pensare che per resistere ad un carico maggiore sia sufficiente aumentare le dimensioni delle sezioni delle membrature coinvolte. Tale operazione porterebbe

semplicemente ad un irrigidimento del sistema SDOF equivalente che di conseguenza (vedi Figura 5, Figura 7 ed equazione (3)) sarebbe sottoposto ad un carico statico equivalente ancora maggiore.

Nella Figura 12 tale andamento è ben rappresentato per il caso in esame. Si nota come all'aumentare della sezione del pilastro il carico statico equivalente aumenti in maniera non lineare a seconda dello scenario di carico. Infatti tale aumento è meno evidente per carichi inferiori (distanze di stand-off maggiori), ma diventa importantissimo per quelli superiori.

## 5. CONCLUSIONI

La procedura per il calcolo statico equivalente espressa nel capitolo 2 appare un utile strumento per il progetto di strutture sottoposte a carico da esplosione. Infatti permette in breve tempo ed in maniera semplice (non sono necessari costosi software dedicati) di avere un'indicazione di quale può essere il carico da considerare in fase di dimensionamento. In questo modo è possibile farsi un'idea preliminare su quali devono essere le caratteristiche geometriche delle membrature portanti dell'edificio considerato.

I calcoli effettuati sono serviti a illustrare quanto costi rafforzare un edificio sismo resistente affinché sia in grado di sopportare anche il carico da esplosione. L'esempio sviluppato in questa sede è però condizionato dal tipo di struttura considerata. Infatti la modesta sensibilità all'azione sismica di un edificio monopiano non comporta grosse differenze progettuali per adeguare la costruzione alla zonazione specifica. Pertanto l'aumento del costo per incrementare tali prestazioni fino a renderle compatibili con i carichi da esplosione è simile in tutti i siti ed oscilla tra il 280% e il 100% a seconda della distanza di stand-off.

Si è mostrato come una distanza di stand-off ottimale per il progetto dell'edificio in questione sottoposto all'esplosione di 150 kg di TNT sia circa 10 m; utilizzare scenari di carico con distanze inferiori comporta aggravii di costo troppo ingenti. È consigliabile dunque garantire quella distanza minima con opere secondarie di protezione.

Infine è bene considerare con attenzione lo schema costruttivo che si intende utilizzare; in Figura 12 si è mostrato come l'aumento della rigidità comporti un aumento del carico statico equivalente e quindi richieda prestazioni ancora maggiori. Per queste ragioni sarebbe opportuno riflettere se non fosse meglio ridurre la distanza tra i pilastri di modo che la pressione causata dall'esplosione possa agire su un'area di influenza inferiore per ciascun pilastro riducendo l'entità dell'impulso. Oppure semplicemente scegliere una soluzione strutturale che prevede la collaborazione della tamponatura anche dal punto di vista della dissipazione energetica (ad es. pannelli di tamponatura armati).

Le considerazioni fin qui svolte sono ovviamente limitate alla contingenza dell'esempio prescelto. Considerazioni più generali potrebbero emergere dall'applicazione sistematica del metodo qui illustrato a tipologie costruttive e a scenari di carico differenti.

## 6. BIBLIOGRAFIA

- [1] DM 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008.
- [2] UNI EN 1991-1-7:2006. Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali.
- [3] ACITO M. (2009), Sulla sicurezza delle strutture in calcestruzzo armato esposte ad azione da esplosione – Giornate AICAP 09 “La progettazione e l'esecuzione delle opere strutturali nell'ottica della sostenibilità” – Pisa 14-15-16 maggio 2009 - Pag. 3-13.

- [4] TM5-1300. (1990). Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. Departments of the Army, the Navy and the Air Force, US Army. USA. Pp. 1796.
- [5] HENRYCH J.(1979) The dynamics of explosion and its use. Amsterdam: Elsevier.
- [6] GENOVA B.,GENOVA M., SILVESTRINI M.(2009) Sicurezza degli edifici nei riguardi dei fenomeni esplosivi. UTET Scienze Tecniche. Pp268.
- [7] MAYS G.C., SMITH P.D. (1995) Blast effects on buildings. Tomas Telford. Pp121.
- [8] CHOPRA A. K.,(2007) Dynamics of Structures. Theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- [9] BIGGS J.M. (1967) Introduction to Structural Dynamics. McGraw Hill, New York..
- [10] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 426, Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings.
- [11] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 427, Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks.
- [12] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 428, Primer for Designing Safe School Projects in Case of Terrorist Attacks.
- [13] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 429, Primer for Terrorist Risk Reduction in High Occupancy Buildings.
- [14] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 430, Security Component for Architectural Design.
- [15] TATTONI S., (1983) Risposta in regime non lineare di elementi in calcestruzzo ad azioni di tipo impulsivo – *Studi e Ricerche* –Italcementi SpA – Bergamo Editrice. Vol. 5.
- [16] TATTONI S., GASPERI A., (1980) Dynamic of non-linear single degree of freedom systems, Proc. of the conference held at University College Swansea 2nd-5th September.