

SOTTOTEMA 2

NORMATIVA

IL METODO DEL FATTORE DI RESISTENZA GLOBALE: DALL'ANALISI PROBABILISTICA ALLE APPLICAZIONI PRATICHE

Diego Lorenzo Allaix, Vincenzo Ilario Carbone, Giuseppe Mancini

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

SOMMARIO

Il Model Code 2010 della *fib* propone un safety format per l'analisi non-lineare di strutture in calcestruzzo armato che si fonda su un approccio probabilistico alla sicurezza strutturale. Le incertezze relative alla capacità portante della struttura, causate principalmente dall'aleatorietà delle resistenze dei materiali, vengono prese in conto mediante un fattore di resistenza globale. Sotto l'ipotesi che la resistenza strutturale sia una variabile aleatoria lognormale, ipotesi generalmente accettata per le strutture in calcestruzzo armato, il fattore di resistenza globale è una funzione del coefficiente di variazione della resistenza strutturale, dell'indice di affidabilità e del fattore di sensitività della resistenza. In questo articolo, si propone un safety format che coniuga l'impostazione probabilistica del *fib* Model Code 2010 con l'approccio progettuale degli Eurocodici.

THE GLOBAL RESISTANCE FACTOR METHOD: FROM THE PROBABILISTIC ANALYSIS TO THE PRACTICAL APPLICATIONS

SUMMARY

The *fib* Model Code 2010 introduces a probability-based safety format for the non-linear analysis of reinforced concrete structures. The uncertainties about the load-bearing capacity of the structure, mainly due to the randomness of the materials resistance are taken into account through a global resistance factor. Assuming that the structural strength is a lognormal random variable, as generally accepted for reinforced concrete structures, the global resistance factor is a function of the coefficient of variation of structural resistance, the reliability index and the sensitivity factor of the resistance. In this paper, we propose a safety format that combines the probabilistic setting of *fib* Model Code 2010 with the design approach of Eurocodes.

1. INTRODUZIONE

La verifica di sicurezza di strutture in calcestruzzo armato nei confronti dello stato limite ultimo STR [1] impone il soddisfacimento, nelle zone critiche, della seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

dove E_d è il valore di progetto delle caratteristiche di sollecitazione e R_d è il valore di progetto della resistenza. Secondo la norma EN1992-1-1 [2], il progettista può utilizzare quattro tipi di analisi strutturale: elastica lineare con o senza redistribuzione, plastica e non-lineare.

Tra i metodi elencati, l'analisi non-lineare è quello più accurato per seguire l'evoluzione del comportamento della struttura, dalle condizioni di esercizio fino al collasso. Tuttavia, i risultati di un'analisi non-lineare dipendono fortemente dalla scelta dei valori rappresentativi delle proprietà dei materiali. Studi riguardanti l'analisi non-lineare [3] hanno evidenziato la necessità di far ricorso ai valori medi

delle proprietà dei materiali, qualora si intenda riprodurre numericamente i risultati di prove sperimentali su strutture in calcestruzzo armato. Ne consegue un'incoerenza nell'applicazione dell'Eq.(1) per la verifica della sicurezza strutturale, in quanto l'utilizzo dei valori medi delle proprietà dei materiali per la valutazione realistica di E_d non è compatibile con l'uso dei valori di progetto per il calcolo della resistenza R_d . Nel presente lavoro, questa incoerenza viene superata mediante la proposta di un safety format per l'analisi non-lineare di strutture in calcestruzzo armato.

L'articolo è organizzato come segue. Nella sezione 2 sono riportate le proposizioni riguardanti l'analisi strutturale non-lineare e i safety format contenuti nei bollettini CEB e fib. La sezione 3 contiene la proposta di un safety format semi-probabilistico per le strutture in calcestruzzo armato. L'applicazione del safety format ad una trave iperstatica è illustrata nella sezione 4, mentre le conclusioni del lavoro sono contenute nella sezione 5.

2. PROPOSIZIONI RIGUARDANTI L'ANALISI NON-LINEARE DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Di seguito si riportano le proposizioni contenute negli Eurocodici EN1990 [1] e EN1992-1-1 [2] ed i safety format già disponibili in letteratura riguardanti l'utilizzo dell'analisi strutturale non-lineare.

2.1 EN1990

La norma EN1990 [1] fornisce, per ciascuna situazione di progetto, le regole di combinazione delle azioni da utilizzare per il calcolo delle sollecitazioni di progetto E_d . Per le situazioni di progetto persistenti o transitorie, l'espressione generale di E_d è la seguente:

$$E_d = \gamma_{Sd} E \left\{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad i > 1; j \geq 1 \quad (2)$$

dove:

- γ_{Sd} è il fattore parziale relativo al modello di valutazioni delle sollecitazioni;
- $\gamma_{g,j}$ è il fattore parziale della j-esima azione permanente;
- $G_{k,j}$ è il valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- γ_p è il fattore parziale della precompressione;
- P è la forza di precompressione;
- $\gamma_{q,1}$ è il fattore parziale dell'azione variabile principale;
- $Q_{k,1}$ è il valore caratteristico dell'azione variabile principale;
- $\gamma_{q,i}$ è il fattore parziale della i-esima azione variabile;
- $\psi_{0,i}$ è il fattore di combinazione della i-esima azione variabile;
- $Q_{k,i}$ è il valore caratteristico della i-esima azione variabile.

Una semplificazione di Eq. (2) è la seguente:

$$E_d = E \left\{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad i > 1; j \geq 1 \quad (3)$$

dove:

$$\gamma_{G,j} = \gamma_{Sd} \gamma_{g,j} \quad (4)$$

$$\gamma_P = \gamma_{Sd} \gamma_p \quad (5)$$

$$\gamma_{Q,i} = \gamma_{Sd} \gamma_{q,i} \quad (6)$$

Quando le sollecitazioni vengono valutate mediante una analisi non-lineare, l'effetto delle azioni E_d deve essere calcolato mediante l'Eq. (2) qualora l'effetto delle azioni aumenti di meno dell'azione (comportamento strutturale ipo-proporzionale). Al contrario, in caso di comportamento iper-proporzionale, le sollecitazioni di progetto devono essere valute mediante l'Eq. (3). I due casi sono illustrati nelle Fig. 1 e 2.

2.2 EN1992-1-1

La norma EN1992-1-1 [2] sottolinea la necessità di modellare in modo adeguato il comportamento non-lineare dei materiali. Ad esempio, la norma suggerisce la legge di Sargin per il calcestruzzo in compressione e una legge bi-lineare per l'acciaio delle armature.

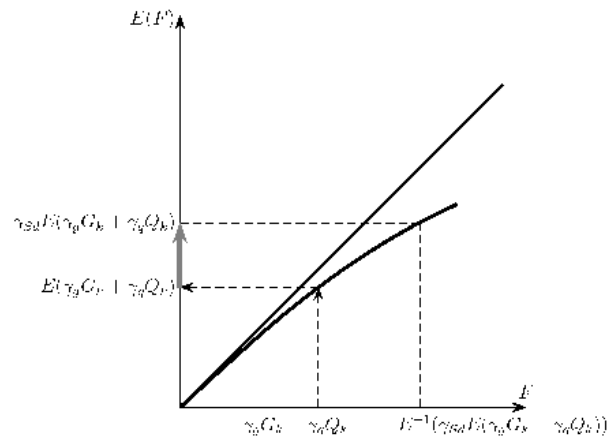


Figura 1 - Comportamento ipo-proporzionale (Eq. 2)

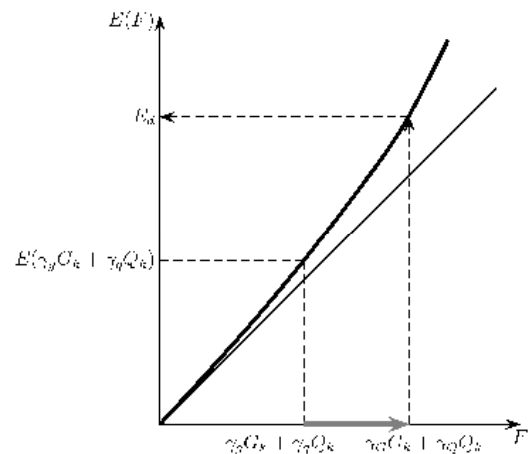


Figura 2 - Comportamento iper-proporzionale (Eq. 3)

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, la norma stabilisce che esse devono, da un lato premettere di rappresentare la rigidezza della struttura in modo realistico, dall'altro tener in conto le incertezze legate alla rottura.

2.3 BOLLETTINO CEB 229

Il CEB [3] propose a metà anni Novanta un safety format per l'analisi non-lineare basato su un fattore globale γ_R legato alla resistenza strutturale. Il valore di γ_R tiene conto dell'effetto della dispersione delle resistenze dei materiali sulla capacità portante della sezione trasversale e sulla redistribuzione delle sollecitazioni. Questi due aspetti del comportamento strutturale sono rappresentati, rispettivamente, dal carico di rottura F e dal fattore di redistribuzione δ . Quest'ultimo è definito come il rapporto tra la capacità portante sezionale R della sezione critica e il valore elastico delle sollecitazioni:

$$\delta = \frac{R}{S_{el}} \quad (7)$$

L'effetto dell'incertezza delle proprietà dei materiali viene preso in conto mediante due analisi non-lineari eseguite, rispettivamente, con i valori medi e di progetto delle resistenze dei materiali, come illustrato nella Fig. 3.

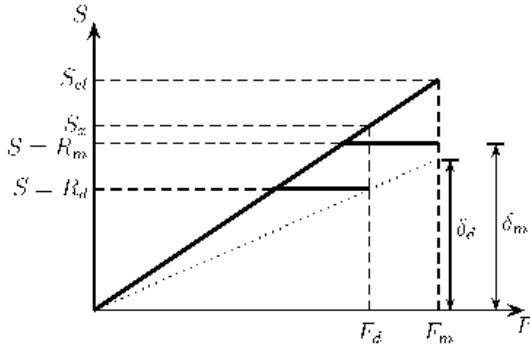


Figura 3 - Effetto dell'incertezza delle proprietà dei materiali sulla capacità portante della struttura [3]

Il carico di rottura F_m e il fattore di redistribuzione δ_m sono stimati dall'analisi con i valori medi, mentre F_d e δ_d sono ottenuti dall'analisi con i valori di progetto. Sulla base dei risultati delle analisi, è possibile definire il fattore globale γ_R come segue:

$$\gamma_R = \frac{F_m}{F_d} = \frac{R_m}{R_d} \frac{\delta_d}{\delta_m} \quad (8)$$

I valori di γ_R 1.3 e 1.7 sono riportati nel bollettino CEB per rottura lato acciaio teso oppure lato calcestruzzo compresso. Utilizzando questo safety format, la verifica di sicurezza è espressa dalla seguente disequaglianza:

$$\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k \leq \frac{F_m}{\gamma_R} \quad (9)$$

2.2 EN1992-2

Secondo il safety format proposto nella EN1992-2 [4,5], viene eseguita un'analisi non-lineare utilizzando le seguenti ipotesi per le proprietà del materiale. Il calcestruzzo in compressione è descritto dalla legge costitutiva di Sargin, assumendo come resistenza a compressione il valore:

$$f_{c,rep} = 0.843 f_{ck} \quad (10)$$

L'acciaio delle armature è modellato da una legge costitutiva bi-lineare, definita attraverso i valori medi della tensione di snervamento f_{ym} e della resistenza a trazione f_{tm} :

$$f_{ym} = 1.1 f_{yk} \quad (11)$$

$$f_{tm} = 1.1 f_{tk} \quad (12)$$

dove f_{yk} e f_{tk} sono i valori caratteristici della tensione di snervamento e della resistenza a trazione. La struttura risulta sicura se la seguente disequaglianza è soddisfatta nelle regioni critiche della struttura:

$$\gamma_{Sd} E (\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k) \leq \frac{R \left(\frac{q_u}{\gamma_O} \right)}{\gamma_{Rd}} \quad (13)$$

dove γ_{Rd} è il fattore parziale che tiene conto delle incertezze relative al modello resistente. Il primo membro di Eq. (13) rappresenta l'effetto delle azioni valutato per il carico di progetto $\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k$. La resistenza R viene valutata al livello di carico q_u/γ_O dove q_u è il carico di rottura e γ_O è il cosiddetto fattore globale di sicurezza. I valori suggeriti di γ_O e γ_{Rd} sono rispettivamente 1.20 e 1.06 [4]. In alternativa all'Eq. (13), la verifica di sicurezza può essere semplificata come segue:

$$E (\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq \frac{R \left(\frac{q_u}{\gamma_O} \right)}{\gamma_{Rd}} \quad (14)$$

$$E (\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq R \left(\frac{q_u}{\gamma_O'} \right) \quad (15)$$

dove $\gamma_O' = \gamma_O \gamma_{Rd}$ [4]. Queste due relazioni possono essere utilizzate in caso di comportamento iper-proporzionale. Viceversa, le Eq. (14-15) potrebbero non essere a favore di sicurezza se gli effetti delle azioni sono una funzione ipo-proporzionale delle azioni [6]. L'applicazione di questo formato viene mostrata nelle Figure 4-6.

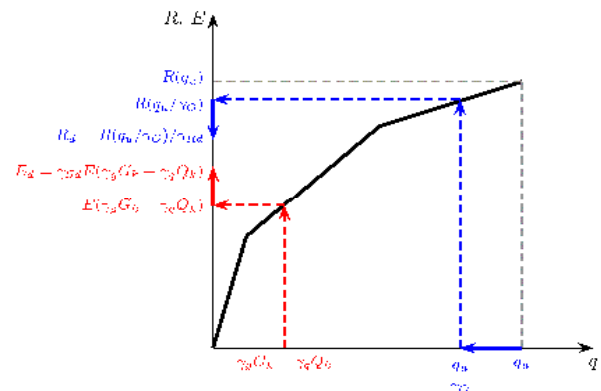


Figura 4 - Comportamento ipo-proporzionale (Eq. 13)

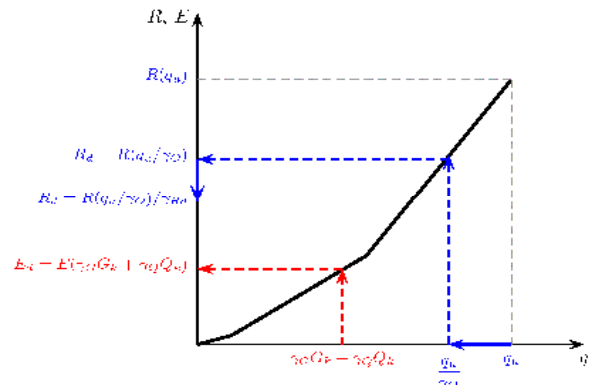


Figura 5 - Comportamento iper-proporzionale (Eq. 14)

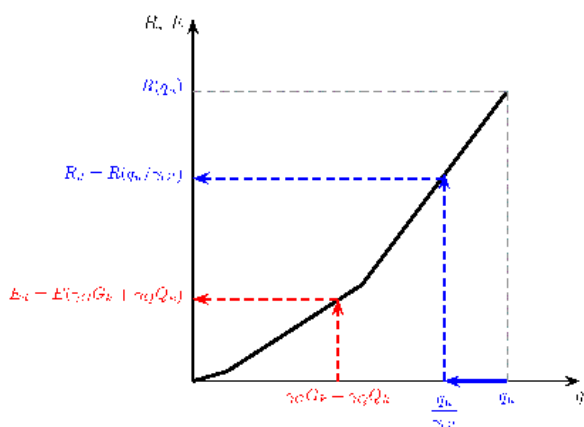


Figura 6 - Comportamento iper-proporzionale (Eq. 15)

Il valore $\gamma_O' = 1.27$ è proposto nella norma EN1992-2. Questo valore è ottenuto come rapporto tra il valore rappresentativo e il valore di progetto delle resistenze dei materiali. Nel caso di rottura lato calcestruzzo compresso:

$$\gamma_O' = \frac{f_{c,rep}}{f_{cd}} = \frac{0.843 f_{ck}}{1.5 f_{ck}} \approx 1.27 \quad (16)$$

mentre nel caso di rottura lato acciaio teso:

$$\gamma_O' = \frac{f_{ym}}{f_{yd}} = \frac{1.1 f_{yk}}{1.15 f_{yk}} \approx 1.27 \quad (17)$$

2.4 MODEL CODE 2010 DELLA fib

La verifica di sicurezza del safety format per l'analisi non-lineare proposto nel fib Model Code 2010 [7] è effettuata nel dominio delle azioni:

$$F_d \leq R_d \quad (18)$$

dove F_d e R_d sono i valori di progetto delle azioni e della resistenza. Tre differenti approcci possono essere utilizzati per la valutazione della resistenza R_d in Eq. (21):

- il metodo probabilistico;
- i metodi della resistenza globale;
- il metodo del fattore parziale.

Nel *metodo probabilistico*, si ricava il valore di progetto R_d della resistenza dalla sua distribuzione. In termini generali, il valore di progetto R_d è espresso come:

$$R_d = \frac{R^{-1}[\Phi(-\alpha_R \beta)]}{\gamma_{Rd}} \quad (19)$$

dove:

- R è la resistenza della struttura calcolata con un modello meccanico;
- α_R è il fattore di sensitività della resistenza;
- β è l'indice di affidabilità;
- γ_{Rd} è il fattore parziale relativo al modello resistente.

I valori $\alpha_R=0.8$, $\beta=3.8$ e $\gamma_{Rd}=1.06$ possono essere considerati per gli stati limite ultimi, nel caso di moderate conseguenze del collasso e un periodo di riferimento di 50 anni [1]. La resistenza di strutture in calcestruzzo armato è di solito modellata con una variabile aleatoria a distribuzione lognormale [8-10]. Di conseguenza, l'Eq. (22) può essere riscritta come segue:

$$R_d = \frac{\mu_R \exp(-\alpha_R \beta V_R)}{\gamma_{Rd}} \quad (20)$$

dove μ_R e V_R sono il valore medio e il coefficiente di variazione della distribuzione della resistenza strutturale. La valutazione probabilistica della resistenza strutturale si basa su due modelli: un modello strutturale e un modello probabilistico. Il fib Model Code 2010 suggerisce di utilizzare un modello agli elementi finiti al fine di rappresentare la risposta della struttura. Un modello probabilistico è necessario per descrivere l'incertezza dei parametri del modello, come le proprietà dei materiali, le dimensioni geometriche della sezione trasversale e la posizione delle armature.

I *metodi della resistenza globale* stimano la resistenza di progetto R_d come il rapporto tra la resistenza calcolata con i valori rappresentativi delle resistenze dei materiali e il fattore di resistenza globale γ_R moltiplicato per γ_{Rd} :

$$R_d = \frac{R(f_{rep})}{\gamma_R \gamma_{Rd}} \quad (21)$$

Due metodi alternativi sono menzionati nel fib Model Code 2010: il *metodo del fattore di resistenza globale* e il *metodo di stima del coefficiente di variazione della resistenza* (ECOV). Secondo il *metodo del fattore di resistenza globale*, il fattore di resistenza globale è legato al rapporto tra il valore rappresentativo e il valore di progetto delle resistenze dei materiali. Il valore medio della tensione di snervamento f_{ym} viene considerato per l'acciaio delle armature:

$$f_{ym} = 1.1 f_{yk} \quad (22)$$

dove f_{yk} è il valore caratteristico della tensione di snervamento. Il valore ridotto f_{cmd} viene utilizzato per la resistenza a compressione del calcestruzzo:

$$f_{cmd} = 0.85 f_{ck} \quad (23)$$

dove f_{ck} è il valore caratteristico della resistenza a compressione. Il valore $\gamma_R=1.2$ viene proposto in [7]. Nel *metodo ECOV* il fattore di resistenza globale è calcolato nell'ipotesi che la resistenza R sia modellata da una variabile casuale a distribuzione lognormale:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta V_R) \quad (24)$$

L'andamento del fattore γ_R in funzione del coefficiente di variazione V_R è rappresentato in Fig. 7.

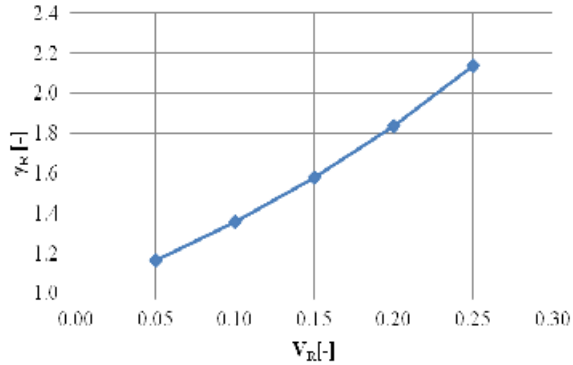


Figura 7 – Fattore di resistenza globale.

Il coefficiente di variazione V_R della resistenza è calcolato nel seguente modo:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right) \quad (25)$$

dove R_m e R_k sono i valori della resistenza strutturale calcolati con i valori medi e caratteristici delle resistenze dei materiali. Il valore di progetto della resistenza è calcolato con la seguente espressione:

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \gamma_{Rd}} \quad (26)$$

Utilizzando il *metodo del fattore parziale*, il valore di progetto R_d è semplicemente stimato utilizzando un'analisi non-lineare con i valori di progetto delle proprietà dei materiali.

3. PROPOSTA DI UN SAFETY FORMAT BASATO SUI VALORI MEDI DELLE RESISTENZE DEI MATERIALI

Il safety format proposto nel presente lavoro si basa sui valori medi delle resistenze materiali e sulla verifica di sicurezza nel dominio delle azioni interne [11]. La resistenza di progetto R_d è valutata come segue:

$$R_d = \frac{R\left(\frac{q_{um}}{\gamma_R}\right)}{\gamma_{Rd}} \quad (27)$$

dove q_{um} è carico di rottura raggiunto in un'analisi non-lineare eseguita con i valori medi delle resistenze dei materiali. Il fattore di resistenza globale γ_R è definito come il rapporto tra il valore medio e il valore di progetto della distribuzione del carico di rottura:

$$\gamma_R = \frac{\mu_{qu}}{q_{ud}} \quad (28)$$

Considerando che la resistenza può essere descritta da una variabile aleatoria lognormale, il valore di progetto q_{ud} ha la seguente espressione:

$$q_{ud} = \mu_{qu} \exp(-\alpha_R \beta V_{qu}) \quad (29)$$

Sostituendo Eq. (29) nell'Eq. (28), si ottiene l'espressione del fattore di resistenza globale γ_R :

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta V_{qu}) \quad (30)$$

Il coefficiente di variazione V_{qu} è stimato con il metodo Monte Carlo. Per ogni campione di variabili casuali, viene eseguita un'analisi non-lineare fino a rottura per ottenere il carico q_u . I risultati dell'indagine probabilistica dipendono in larga misura dai modelli utilizzati per l'analisi non-lineare. Si suggerisce di fare riferimento a EN1992-1-1 [2] e EN1992-2 [4] per le leggi costitutive e modelli per situazioni specifiche, come strutture nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili. Nel caso di travi e pilastri, la legge di Sargin per il calcestruzzo in compressione e una legge costitutiva bilineare con ramo superiore inclinato rappresentano una modellazione adeguata per il comportamento dei materiali. La verifica di sicurezza è soddisfatta se la seguente disuguaglianza risulta verificata:

$$\gamma_{Sd} E(\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k) \leq \frac{R\left(\frac{q_{um}}{\gamma_R}\right)}{\gamma_{Rd}} \quad (31)$$

In accordo con la norma EN1990 [1], la verifica di sicurezza può essere riscritta come segue:

$$E(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq \frac{R\left(\frac{q_{um}}{\gamma_R}\right)}{\gamma_{Rd}} \quad (32)$$

$$E(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq R\left(\frac{q_{um}}{\gamma_R'}\right) \quad (33)$$

Il confronto tra l'effetto delle azioni e la resistenza nelle Eq.(31-33) tiene conto dell'evoluzione del comportamento strutturale, inclusa la redistribuzione delle azioni interne. L'applicazione di questo safety format viene mostrata per il caso di un problema scalare con comportamento ipo- e iperproporzionale nelle Fig. 8-10.

Il fattore di resistenza globale γ_R' è stimato sulla base della distribuzione del carico di rottura reale q_u' , il quale differisce dal carico di rottura q_u stimato mediante l'analisi strutturale, a causa semplificazioni del modello strutturale. Per tener conto di questa differenza tra q_u e q_u' , si introduce l'incertezza di modello \mathcal{G}_R , in modo tale che il carico di rottura possa essere definito nel seguente modo:

$$q_u' = \mathcal{G}_R q_u \quad (34)$$

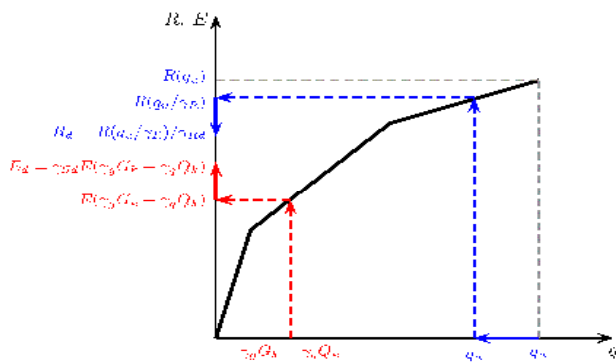


Figura 8 - Comportamento ipo-proporzionale (Eq. 31)

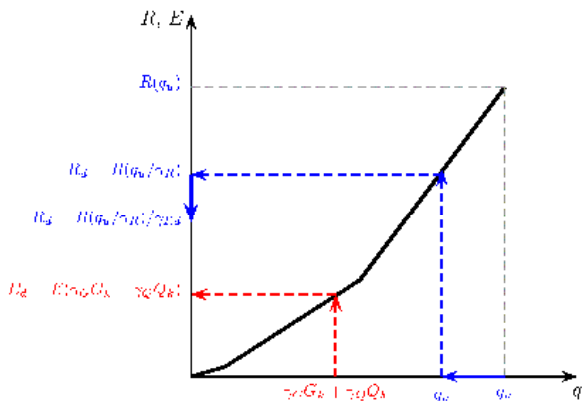


Figura 9 - Comportamento iper-proporzionale (Eq. 32)

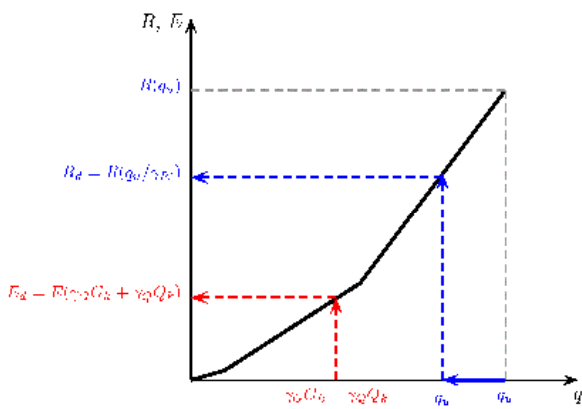


Figura 10 - Comportamento iper-proporzionale (Eq. 33)

Supponendo che q_u e g_R siano due variabili casuali indipendenti, il coefficiente di variazione V_{q_u}' può essere approssimato come segue:

$$V_{q_u}' \approx \sqrt{V_{g_R}^2 + V_{q_u}^2} \quad (35)$$

Di conseguenza, si ottiene la seguente espressione del fattore di resistenza globale γ_R' :

$$\gamma_R' = \exp(\alpha_R \beta V_{q_u}') = \exp\left(\alpha_R \beta \sqrt{V_{g_R}^2 + V_{q_u}^2}\right) \quad (36)$$

In alternativa, si può ricorrere ad una espressione semplificata di γ_R' :

$$\gamma_R' = \gamma_{Rd} \gamma_R \quad (37)$$

4. APPLICAZIONE

L'esempio applicativo riguarda una trave continua in calcestruzzo armato. L'analisi non-lineare è stata eseguita utilizzando un solutore agli elementi finiti, al fine di valutare il carico di rottura della struttura. La struttura è modellata da elementi trave a due nodi [12].

Lo schema strutturale è mostrato in Fig. 11. La trave è soggetta ad un carico permanente $g_k=28$ kN/m e ad un carico variabile $q_k=12$ kN/m. La trave è stata progettata utilizzando un calcestruzzo classe C35 e l'acciaio S500. La sezione trasversale (Fig. 12) è rettangolare con larghezza di 0,30 m e profondità di 0,45 m. Le aree di armatura longitudinale sono rispettivamente uguali a $A_{s,top} = 1354$ mm² e $A_{s,bottom} = 1206$ mm² sono disposti lungo la trave. L'armatura trasversale è costituita da staffe verticali con diametro 8 mm e passo 150 mm.

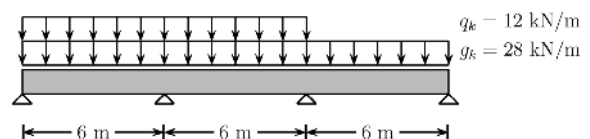


Figura 11 - Schema strutturale

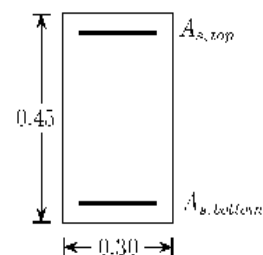


Figura 12 - Sezione trasversale

La rottura avviene per raggiungimento della capacità portante a flessione della sezione in corrispondenza del primo appoggio interno da sinistra.

Un modello probabilistico, riportato in Tab. 1, è stato formulato per la resistenza a compressione del calcestruzzo f_c , la tensione di snervamento f_y e la resistenza a trazione dell'acciaio f_t e l'incertezza del modello resistente ($\theta_{R,b}$ per la rottura a flessione) [13].

Tabella 1 – Modello probabilistico

Variabile	Distribuzione	Valore medio	Dev. std.
f_c [MPa]	Lognormale	40.6	5.4
f_y [MPa]	Lognormale	560.0	30.0
f_t [MPa]	Lognormale	644.0	40.0
$\theta_{R,b}$ [-]	Lognormale	1.1	0.077

Il metodo Monte Carlo è stato utilizzato per stimare il valore medio, la deviazione standard e il coefficiente di variazione della distribuzione dei carichi di rottura q_u e q_u' . I fattori di resistenza γ_R e $\gamma_{R'}$ sono stimati mediante le Eq. (30) e (36). I risultati dell'analisi effettuata con il Monte Carlo sono riportati nella Tab. 2. Si può osservare che il coefficiente di variazione V_{q_u} è del 5%, in quanto la rottura viene raggiunta con l'acciaio snervato. Di conseguenza, il fattore γ_R assume il valore 1.16. Il valore del fattore $\gamma_{R'}$ è necessariamente più grande di quello di γ_R , perchè la distribuzione del carico reale di rottura tiene in conto l'incertezza di modello $\theta_{R,b}$.

Tabella 2 – Risultati

Parametro	Valore
Valore medio μ_{q_u} [kN/m]	85.9
Deviazione standard σ_{q_u} [kN/m]	4.3
Coeff. di variazione V_{q_u} [-]	0.05
Fattore globale di resistenza γ_R [-]	1.16
Valore medio $\mu_{q_u'}$ [kN/m]	94.5
Deviazione standard $\sigma_{q_u'}$ [kN/m]	8.5
Coeff. di variazione $V_{q_u'}$ [-]	0.09
Fattore globale di resistenza $\gamma_{R'}$ [-]	1.31

L'applicazione del safety format è riportata in Fig. 13. La verifica di sicurezza viene effettuata per mezzo dell'Eq.(31), in quanto la sezione ha un comportamento ipo-proporzionale, come mostrato in Fig. 13.

Il momento flettente in corrispondenza del primo appoggio interno è determinato per diversi livelli di carico. Si può osservare dal percorso delle sollecitazioni che la struttura ha una limitata capacità di ridistribuzione. Di conseguenza, sia il valore di progetto E_d del momento flettente e la resistenza di progetto R_d appartengono alla parte lineare del percorso delle sollecitazioni. Nel caso di strutture caratterizzate da una maggiore capacità di ridistribuzione delle sollecitazioni, è possibile apprezzarne i benefici nella verifica di sicurezza effettuata con il safety format proposto.

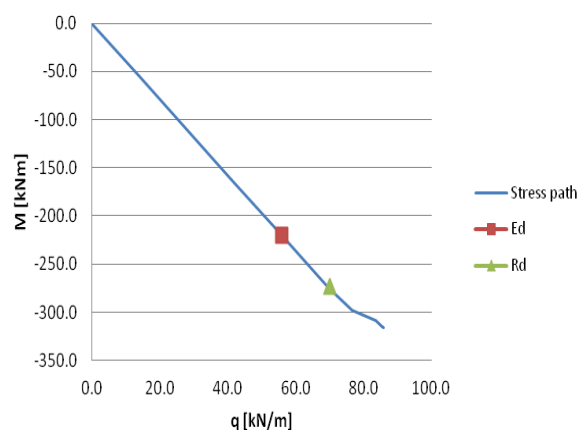


Figura 13 - Applicazione del safety format

5. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato presentato un safety format per la verifica di sicurezza di strutture in calcestruzzo armato attraverso l'analisi non-lineare. Il safety format si basa sui valori medi delle resistenze dei materiali e su un fattore di resistenza globale. Utilizzando un approccio probabilistico, il fattore di resistenza globale è calcolato in funzione dell'indice di affidabilità, il fattore di sensitività della resistenza e il coefficiente di variazione della distribuzione della resistenza. Questa resistenza è considerata a livello strutturale, in termini del carico di rottura. I fattori γ_R e $\gamma_{R'}$ sono stati calcolati per una trave continua a tre campate che raggiunge la rottura per flessione. In fase di progettazione, la struttura è stata dimensionata in modo da pervenire a rottura con l'acciaio snervato (rottura duttile). Di conseguenza, il coefficiente di variazione del carico di rottura è pari al 5% e il fattore di resistenza globale γ_R è pari a 1.16.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEN, EN 1990: Eurocode – Basis of structural design (2003), CEN, Brussels
- [2] CEN, EN 1992-1-1: Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings (2004), CEN, Brussels
- [3] CEB, New developments in non-linear analysis methods (1995). *Bulletin d'Information N°229*, CEB, Lausanne
- [4] CEN, EN 1992-2: Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 2: concrete bridges (2005). CEN, Brussels
- [5] Bertagnoli, G., Giordano, L. and Mancini, G. (2004) - Safety format for the nonlinear analysis of concrete structures, *Studi e Ricerche*, **25**, 31-56
- [6] fib, fib Bulletin 55: Model Code 2010 (2010), *First complete draft-Volume 1*, fib, Lausanne
- [7] fib, fib Bulletin 56: Model Code 2010 (2010), *First complete draft-Volume 2*, fib, Lausanne
- [8] Allaix, D.L., Carbone, V.I., Mancini, G. (2007) - Global resistance factor for reinforced concrete beams, *Proceedings of the 5th International Probabilistic Workshop*, 195–208

- [9] Holicky, M. (2007) - Probabilistic approach to the global resistance factor for reinforced concrete members, *Proceedings of the 5th International Probabilistic Workshop*, 209–218
- [10] Allaix, D.L., Carbone, V.I. and Mancini, G. (2012) - Global safety factor for slender reinforced concrete structures, *Proceedings of the 3rd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting*, 1495-1500
- [11] Allaix, D.L., Carbone, V.I. and Mancini, G. (2013) - Global safety format for non-linear analysis of reinforced concrete structures, *Structural Concrete*, **14**(1), 29-42
- [12] Kang, Y.-J. and Scordelis, A.C. (1980) - Nonlinear analysis of prestressed concrete frames, *J. Str. Div. ASCE*, **106**(2), 445-462
- [13] JCSS (2001). Probabilistic Model Code, Internet publication, <http://www.jcss.byg.dtu.dk>

MARCATURA CE SUI CEMENTI SOLFOALLUMINATI

Fulvio Canonico, Luigi Buzzi

Direzione R&S - Buzzi Unicem SpA, Casale Monferrato (AL)

SOMMARIO

Il settore delle costruzioni è attraversato da notevoli innovazioni dal punto di vista normativo, di sviluppo di nuove tecnologie e di sviluppo di materiali. Buzzi Unicem ha recentemente raggiunto un importante obiettivo in un progetto di ricerca volto alla produzione industriale di un legante basato sul clinker solfoalluminato. I leganti solfoalluminati sono ottenuti dalla cottura ad una temperatura di 1300°C circa, a partire da materie prime contenenti calcare, bauxite e gesso (approssimativamente in ugual proporzione). Tale particolare composizione della farina, decisamente più povera in calcare rispetto alla farina tradizionalmente in uso nella produzione di clinker portland, permette un potenziale risparmio di CO₂/ton emessa oltre che prestazioni peculiari quali i bassissimi ritiri igrometrici e le elevate resistenze meccaniche iniziali. In data 28 giugno 2013, Buzzi Unicem SpA ha ottenuto la marcatura CE sulla linea Buzzi Unicem Next, prodotti a base di leganti solfoalluminati. L'ottenimento della marcatura CE per questi leganti apre la strada ad un utilizzo dei cementi solfoalluminati all'interno di calcestruzzi destinati alla realizzazione di opere strutturali, mentre sino ad ora le normative consentivano unicamente l'impiego per utilizzi di nicchia non strutturali quali per esempio le malte tecniche ed i massetti. La presente memoria descrive i risultati delle prove prestazionali e di durabilità condotte durante questo studio mettendo in evidenza e commentando alcune significative differenze emerse rispetto al comportamento più tradizionale dei cementi portland.

CE MARKING ON SULPHOALUMINATE CEMENT

SUMMARY

New technologies, standards and materials have been in the developing phase in the construction sector over the last ten years. Buzzi Unicem has recently reached an important target on an R&D project dealing with the industrial production of a new binder based on calcium sulphoaluminate cement (CSA). CSA cements are produced by burning a raw meal based on bauxite, limestone and gypsum in a rotary kiln at about 1300°C. The peculiar composition of the raw meal, significantly lower in limestone compared to a Portland clinker raw meal allows a CO₂ saving as well as new technological features such as reduced shrinkage and fast strength development of the concrete. On 28 June 2013 Buzzi Unicem obtained the CE marking for its Next sulphoaluminate binder product line. Obtaining the CE marking forces the way ahead towards new uses for these cements in concrete structures, being the uses of these cement restricted to niche applications such as technical mortars and floor screed. The paper describes the performances and durability issues of CSA cements focusing on the differences in comparison with the more traditional Portland cement.

1. INTRODUZIONE

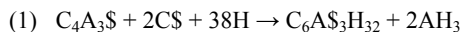
I cementi solfoalluminati (CSA) sono noti dagli anni '30, ma solo negli anni '70 - '80 si è osservata una loro diffusione commerciale, principalmente come leganti espansivi in calcestruzzo o come leganti rapidi a basso ritiro nel settore delle malte tecniche. Verso la metà degli anni '70 la Repubblica Popolare Cinese iniziò delle produzioni industriali di cementi CSA che furono anche seguite dalla stesura di alcune norme tecniche cinesi [1]. A differenza dei più comuni e conosciuti cementi Portland la fase mineralogica attiva dal punto di vista idraulico non è un silicato di calcio, bensì una fase costituita da solfoalluminato di calcio sintetizzata a partire da materie prime quali bauxite, calcare e gesso. La produzione del clinker CSA avviene per cottura in forni rotanti

ad una temperatura di 1300°C di una farina costituita da calcare, bauxite e gesso. La particolare composizione della farina, relativamente povera in calcare rispetto alla tipica farina usata nella produzione di clinker portland e la minore temperatura di cottura del clinker rendono i clinker solfoalluminati potenzialmente vantaggiosi dal punto di vista delle emissioni di CO₂ rispetto ai clinker portland [2,3], inoltre i leganti CSA possono essere prodotti vantaggiosamente anche a partire da materie prime di scarto [4,5,6] (quali ad esempio le scorie alluminose o gessi chimici) rendendo economicamente più favorevole il processo produttivo ma con il rischio di inglobare all'interno del legante cloruri, metalli pesanti ed altri componenti con possibili effetti indesiderati.

I principali costituenti mineralogici del CSA sono: la yeilimite (C₄A₃S), il silicato bicalcico o belite (C₂S) e il

solfo di calcio o anidrite (CS).¹

L'idratazione di queste fasi cristalline ha come conseguenza la rapida formazione di ettringite (C₆A₃H₃₂) secondo le seguenti reazioni:



Il meccanismo d'idratazione può seguire rispettivamente la reazione (1) oppure la (2) a seconda che il CSA venga impiegato da solo oppure in miscela con il cemento portland. Nel secondo caso infatti l'idrossido di calcio rilasciato nella reazione di idratazione del C₃S presente nel cemento portland, indirizza la reazione verso lo schema (2) permettendo la formazione come prodotto di reazione di ettringite espansiva che se presente in misura controllata permette di ottenere leganti a ridotto ritiro.

Sul mercato sono disponibili leganti CSA provenienti da produzioni nazionali ed estere caratterizzati da composizione chimico mineralogica piuttosto eterogenea destinati ad usi specifici prevalentemente nel settore delle malte tecniche. Al momento non esiste una definizione univoca dei leganti CSA, né esistono normative europee che ne disciplinano l'uso o ne descrivono le caratteristiche.

Pur essendo dei leganti noti da diversi decenni, solo negli ultimi anni sono emersi significativi contributi scientifici rivolti principalmente allo studio dei meccanismi d'idratazione ed alla struttura porosimetrica [7,8], agli equilibri termodinamici delle fasi del clinker [9], o ai fenomeni espansivi. [10].

Effettivamente per lo studioso di chimica del cemento e per l'esperto di calcestruzzi, i CSA si presentano come un legante molto intrigante ed interessante da studiare ed ottimizzare. Gli aspetti più affascinanti sono forse le peculiari prestazioni che si possono ottenere mediante la combinazione di leganti CSA e cementi portland.

Buzzi Unicem ha iniziato un progetto di ricerca su questa tematica nel 2003, raggiungendo dopo svariate produzioni a scala di laboratorio [11] la produzione industriale di un legante commerciale che è stato denominato "Buzzi Unicem Next" proprio per rimarcare le innovative prestazioni e proprietà che tale legante intende offrire rispetto ai più tradizionali cementi portland.

Il successo di tali leganti e l'intenzione di aprire nuove opportunità commerciali estese anche al settore della prefabbricazione e del calcestruzzo strutturale ha portato alla richiesta di un ETA (European Technical Approval) che si è conclusa positivamente nel giugno del 2013 con il rilascio di tre ETAs² per tre leganti solfoalluminati caratterizzati da composizione e proprietà differenti.

Il presente articolo illustra alcune proprietà dei leganti per i quali è stato ottenuto questo importante risultato che equipara sostanzialmente i CSA della linea Buzzi Unicem Next ai comuni cementi portland.

¹ NOTA: le reazioni chimiche sono descritte in base alla nomenclatura standard in uso nella chimica del cemento:
C = CaO; S = SiO₂; A = Al₂O₃; F = Fe₂O₃; \$ = SO₃; H = H₂O

² NOTA: ETA 13-0417, ETA 13-0418, ETA 13-0419

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E METODI DI PROVA

2.1 Analisi chimico mineralogiche e caratteristiche fisiche dei leganti

I leganti utilizzati per le prove sono costituiti da 2 cementi solfoalluminati:

- Next binder (SL05) costituito dalla combinazione di clinker solfoalluminato, anidrite e CEM II A – LL 42.5 Rispondente all'ETA 13/0418

- Next base (SR03) costituito dalla combinazione di clinker solfoalluminato e anidrite rispondente all'ETA 13/0417.

Le tabelle seguenti descrivono la composizione chimica e mineralogica dei leganti investigati.

L'analisi mineralogica è stata effettuata con un diffrattometro Bruker – D4 utilizzando come software di analisi Rietveld Topas 2.1.

Tabella 1 – Analisi chimica determinata in accordo con la normativa EN 196-2

Parametro	Next base SR03	Next binder SL05
SiO ₂	9.4	14.6
Al ₂ O ₃	27.7	12.3
TiO ₂	1.3	0.6
Fe ₂ O ₃	2.6	2.2
CaO	41.9	55.5
MgO	3.2	1.9
SO ₃	11.8	9.6
K ₂ O	0.2	0.48
Na ₂ O	0.3	0.26
CO ₂	1.5	2.3

Tabella 2 – Analisi mineralogica determinata con XRD – Analisi di Rietveld

Parametro	Next base SR03	Next binder SL05
Yeelimite (C ₄ A ₃ S)	52.4	15.3
Anhydrite (CS)	12.1	11.3
Alite (C ₃ S)	-	40.0
Belite (β-C ₂ S)	19.1	15.2

Tabella 3 – Analisi proprietà fisiche determinata in accordo con la normativa EN 196-6

Parameter	Next base SR03	Next binder SL05
Blaine (cm ² /g)	5190	4200
Densità (g/cm ³)	2.80	2.80

2.2 Prestazioni fisico-meccaniche

Il leganti precedentemente descritti sono stati impiegati per il confezionamento di malte per la verifica delle resistenze a compressione, e per la determinazione del ritiro.

I risultati sono illustrati nella tabella nr. 4 e nella figura nr. 1.

Tabella 4 – Resistenze meccaniche a compressione misurate in accordo con la norma EN 196-1

	Resistenza meccanica a compressione (MPa)					
	5h	8h	24h	7g	28g	90g
Next base SR03	34.3	43.3	46.2	48.6	68.5	74.3
Next binder SL05	8.8	16.5	27.3	40.7	56.3	63.6

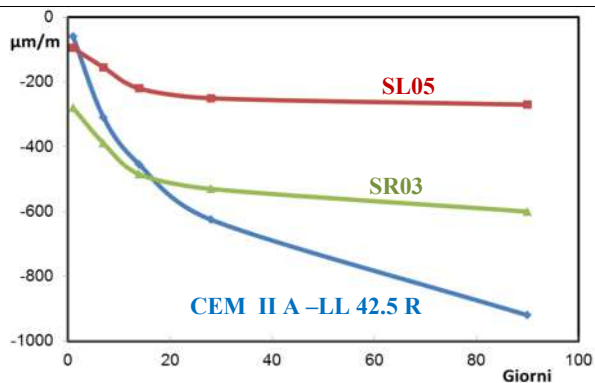


Figura 1 – Ritiro misurato a 20°C e 50% RH secondo la norma EN 196-1

2.3 Cinetica d'idratazione

L'analisi TG e la diffrattometria a RX sono state impiegate per investigare le fasi mineralogiche sviluppate nel corso dell'idratazione dei due cementi CSA.

Le figure nr. 2 e nr. 3 illustrano i risultati dell'analisi TG-DSC mentre la figura nr. 3 evidenzia i diffrattogrammi dei campioni idratati alla scadenza dei 28 giorni.

Le prove di analisi TG sono state condotte su campioni di pasta cementizia preparati con un rapporto $a/c=0.5$. Sono stati confezionati provini cilindrici di volume pari a 30 cm^3 conservati ad una temperatura di 20°C e 100% di Umidità relativa. Alla scadenza prefissata i provini sono stati frantumati e sottoposti ad analisi TG. L'analisi TG è stata condotta utilizzando un analizzatore TG/DSC (1) Mettler Toledo con una velocità di riscaldamento di 10K al minuto.

La principale differenza riscontrata nelle analisi TG-DSC dei due campioni cementizi è legata alla perdita di peso ben visibile nel campione SR03 nell'intorno dei 300°C e confermata dalla vistosa gobba nel segnale DSC attribuita alla perdita associata all'acqua legata all' $\text{Al}(\text{OH})_3$ sviluppato dalla reazione (1). Il campione SL05 non è caratterizzato da questa perdita d'acqua a conferma del fatto che il meccanismo di reazione è differente ed indirizzato esclusivamente alla formazione di ettringite. La perdita di peso osservata a 500°C nel campione SL05, e ben individuata nel segnale DSC è invece attribuita alla perdita d'acqua associata al $\text{Ca}(\text{OH})_2$ sviluppatosi nel corso dell'idratazione del C_3S . Il campione SR03 è privo di questa banda a conferma del fatto che la reazione dominante in tale sistema è la (1).

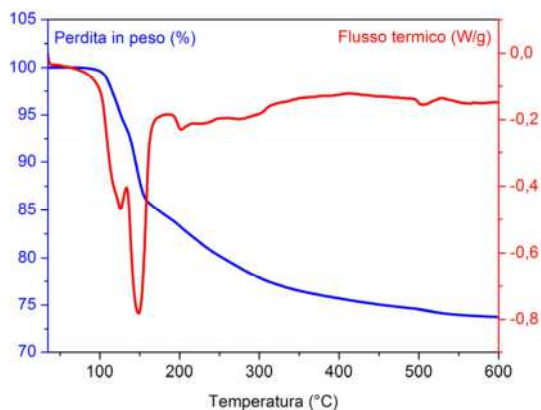


Figura 2. Analisi TG-DSC campione SL05

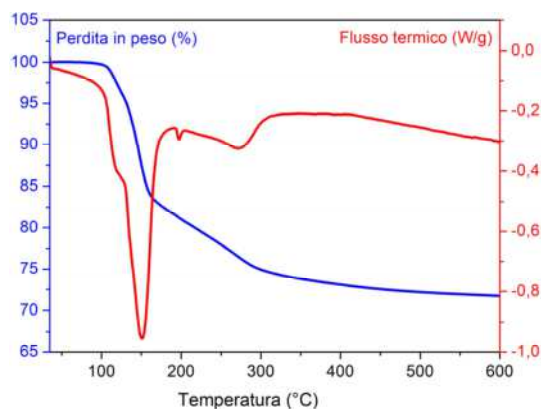


Figura 3. Analisi TG-DSC campione SR03

Le prove di idratazione XRD sono state condotte su campioni di pasta cementizia preparati con un rapporto $a/c=0.5$. I provini sono stati confezionati in un apposito porta-campione realizzato per la misura in continuo dell'analisi XRD. Tale porta-campione è stato rivestito da un film di Mylar trasparente ai Raggi-X e conservati ad una temperatura di 20°C e 100% di Umidità relativa. Le misure XRD sono state condotte con un diffrattometro Bruker D4.

La figura nr. 4 illustra la composizione dei campioni a 28 giorni dall'idratazione. In entrambi i campioni si osservano i picchi caratterizzanti dell'ettringite che costituisce la fase mineralogica dominante. La struttura cristallina dell'ettringite rilevata nei due campioni è identica, tuttavia è originata da processi di cristallizzazione differenti (pH, presenza di ioni Ca^{2+}) con evidente impatto sulla morfologia e dimensione particellare [12]. Non sono individuabili nel diffrattogramma i segnali associati a $\text{Al}(\text{OH})_3$ e al prodotto d'idratazione dei silicati di calcio (CSH) in quanto si tratta di fasi amorfe. Nel campione SL05 sono presenti (evidenziabili dal picco adiacente a quello dell'ettringite) fasi tipo AFm (monosolfato) anch'esse caratterizzate da scarsa cristallinità. E' importante evidenziare che dopo 28 giorni dall'idratazione sia il $\text{C}_4\text{A}_3\text{S}$ che il CaSO_4 presenti nel clinker sono stati sostanzialmente consumati.

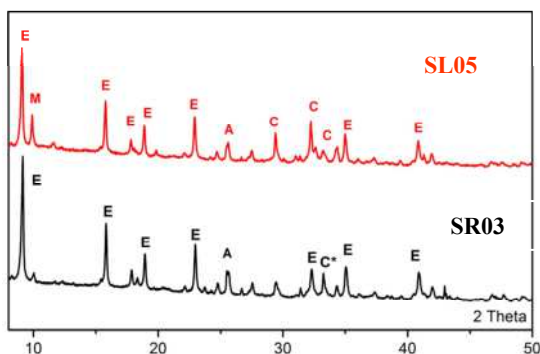


Figura 4. Analisi XRD campione SL05 e SR0. E: Ettringite, C: C₃S/C₂S, Y: C₄A₃S, M: Monosolfato, C*=C₃A

2.4 Test di carbonatazione

Le prove di carbonatazione sono state condotte in accordo con la procedura RILEM CPC-18 su malte di dimensione 40 mm x 40 mm x 160 mm preparate secondo la 196-1. Una parte dei provini sono stati stagionati in acqua per 7 giorni, la restante parte per 28 giorni. Al termine del periodo di stagionatura i provini sono stati conservati in un ambiente climatizzato caratterizzato dai seguenti parametri ambientali: temperatura: $20 \pm 2^\circ\text{C}$, umidità relativa: $65 \pm 5\%$ e concentrazione CO₂ $0.039 \pm 0.003\%$.

Ad ogni scadenza i provini sono stati rotti a flessione ed è stata spruzzata una soluzione di fenofaleina per permettere la determinazione delle profondità di penetrazione della CO₂ sulla base del viraggio colorimetrico.

		Profondità di carbonatazione (mm)			
		60gg	90gg	140gg	360gg
Next base	Stagionatura 7gg	2.1	3.5	3.8	5.5
	SR03 Stagionatura 28gg	0.5	1.2	1.5	3.5
Next binder	Stagionatura 7gg	1.5	2.3	3.5	4.8
	SL05 Stagionatura 28gg	0	0.5	2.0	2.9

		Espansione durante test di resistenze ai solfati ($\mu\text{m}/\text{m}$)		
		28g	56g	90g
Next base SR03	Stagionatura 20°C	234	484	718
	Stagionatura 5°C	-94	62	62
Next binder SL05	Stagionatura 20°C	750	1640	2609
	Stagionatura 5°C	172	187	1250
CEM III-B 42.5 N – HS	Stagionatura 20°C	219	312	469
	Stagionatura 5°C	16	69	203

2.6 Test di resistenza ai solfati

Le prove di resistenza ai solfati sono state condotte su provini costituiti da malte 10 mm x 40 mm x 160 mm preparate secondo la 196-1. I campioni sono stati conservati per 2 giorni negli stampi, quindi dopo sformatura conservati per 14 giorni in una soluzione satura di Ca(OH)₂ a 20°C. Successivamente sono stati messi in una soluzione al 4.4 % di solfato di sodio ad una temperatura di $(5 \pm 1)^\circ\text{C}$ e $(20 \pm 1)^\circ\text{C}$. Le prove svolte a 5°C permettono di evidenziare l'eventuale espansione causata da taumasite mentre quelle a 20°C un'espansione da ettringite. La variazione dimensionale dei provini è stata misurata con un comparatore e confrontata a quella di un CEM III –B 42.5 N – HS.

2.7 Test di migrazione cloruri

Il test di migrazione cloruri è stato condotto in accordo con la procedura NT Build 492 basato sul principio di accelerazione degli ioni cloruro per mezzo di un potenziale elettrico. È possibile risalire ad un profilo di migrazione al termine della prova dopo rottura del campione e spruzzo di una soluzione di AgNO₃. Per eseguire la prova si è preparato un calcestruzzo caratterizzato da un dosaggio di cemento pari a 320 Kg/m³ ed un rapporto a/c=0.5 che è stato stagionato 28giorni. Al termine della stagionatura si è provveduto a immergere il provino per 24h in una soluzione satura di Ca(OH)₂. Sono stati usati aggregati con diametro massimo pari a 8 mm in curva di fuller provenienti da cava Zandobbio (BS).

Coefficiente di migrazione cloruri ($10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$) dopo 28g	
Next binder SR03	25.3
Next base SL05	15.2

3. COMMENTI AI RISULTATI

I cementi solfoalluminati mostrano un meccanismo d'idratazione nettamente diverso rispetto a quello tipico dei cementi portland. La reazione è iniziata dalla precipitazione di ettringite che accompagnata da Al(OH)₃ e CSH costituisce il principale prodotto d'idratazione rispettivamente quando il legante CSA è presente da solo oppure in combinazione con un comune cemento portland.

Le analisi TG-DSC e XRD evidenziano che Ca(OH)₂ (principale prodotto d'idratazione dei cementi portland) si sviluppa unicamente ed in misura marginale nel campione SL05 a dimostrazione che esso contribuisce in maniera significativa alla reazione secondo lo schema (2).

Il test di carbonatazione mette in luce un comportamento delle miscele CSA allineato a quello di un cemento portland di miscela a basso contenuto di clinker. L'assenza di sviluppo di significative quantità di Ca(OH)₂ quale prodotto d'idratazione limita fortemente il potere tampone nei confronti della CO₂,

soprattutto nel caso in cui il campione abbia subito un ridotto tempo di maturazione in acqua, tuttavia i risultati evidenziano che in seguito ad una corretta formulazione anche i leganti CSA possono raggiungere valori di velocità di carbonatazione in linea con quelli tipici dei cementi portland.

I leganti CSA mostrano eccezionale resistenza ai solfati. In particolare il campione SR03 ha mostrato sia a 20°C che a 5°C valori di espansione confrontabili a quelli di un CEM III –B 42.5 N – HS. Nel caso del legante CSA di miscela (SL05), si può concludere che la resistenza ai solfati è legata fortemente alla tipologia di cemento portland utilizzata nella miscela, tuttavia la significativa presenza di CSA permette di ritardare il fenomeno di espansione.

Il test di resistenza ai cloruri evidenzia un diverso comportamento dei due sistemi. Infatti mentre per il sistema SL05 non si riscontrano differenze rispetto ai valori tipici riscontrati in un cemento portland ($25 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$), il sistema SR03 mostra valori vicini al limite superiore. La ragione di questo comportamento è da ricercarsi nel diverso comportamento delle fasi idrate che costituiscono i due cementi e nella differente abilità che hanno i due sistemi idrati nel legare gli ioni cloruro. Il sistema SL05, è infatti caratterizzato da un ridotto tenore di SO_3 e da un ambiente a pH fortemente basico (in conseguenza della presenza di cemento portland), ed ha quindi un ambiente favorevole alla formazione di fasi di tipo monosolfato (AFm) che, com'è noto [13], mostrano una maggiore capacità di legare chimicamente i cloruri rallentando così la migrazione dei cloruri stessi all'interno della pasta cementizia.

4. CONCLUSIONI

La memoria ha illustrato le caratteristiche tecniche e prestazionali di 2 leganti CSA sui quali Buzzi Unicem ha recentemente ottenuto la marcatura CE. Il legante Next base SR03 è costituito da clinker CSA e anidrite, mentre il legante Next binder SL05 è costituito da clinker CSA, anidrite e CEM II A –LL 42.5 R. Entrambi i leganti sono caratterizzati da elevato sviluppo delle resistenze meccaniche a compressione in conseguenza della rapida precipitazione di ettringite che costituisce il principale prodotto d'idratazione. Rispetto ai comuni cementi portland i leganti CSA analizzati evidenziano modesti sviluppi di $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Entrambi i leganti mostrano caratteristiche di durabilità (resistenza alla carbonatazione, resistenza ai cloruri) confrontabili a quelle tipiche di un cemento portland al calcare, pur avendo alcune interessanti peculiarità quale per esempio l'elevata resistenza ai solfati manifestata dal legante SR03. Il legante SL05 ha evidenziato i ritiri igrometrici molto modesti grazie al fenomeno ampiamente discusso di compensazione di ritiro esercitato dalla precipitazione di ettringite espansiva.

I risultati illustrati mettono in luce che i leganti CSA sono dotati di caratteristiche di estremo interesse per l'industria delle costruzioni, non solo rivolta ad impieghi di nicchia quali per esempio malte tecniche o massetti autolivellanti, applicazioni all'interno delle quali si possono sfruttare l'elevata resistenza meccanica a breve termine ed il ridotto ritiro ma anche nella produzione di calcestruzzi in applicazioni strutturali. Il ridotto tempo di stagionatura richiesto da questi cementi si può rivelare vincente nell'industria della

prefabbricazione [14] ma anche in nel calcestruzzo preconfezionato, ove per esempio siano richieste elevate rapidità di scasso per accelerare la lavorazione del cantiere.

Il lavoro di sviluppo ed investigazione di questi cementi è tuttora in corso e indirizzato allo studio delle proprietà di durabilità di prototipi di manufatti in calcestruzzo armati e alla valutazione della capacità di passivazione dei ferri d'armatura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Zhang, Su, Wang, (1999) development of the use of sulfo- and ferroaluminate cements in China. *Advances in Cement Research*, 11, 1, 15-21
- [2] J.P. Sharp, C.D. Lawrence, R. Yang, (2011) Calcium sulfoaluminate cements — low-energy cements, special cements or what? *Adv. Cem. Res.* 11 (1) 3–13.
- [3] P.K. Mehta, (1980) Investigations on Energy-Saving Cements, *World Cement Technology*, 166-177.
- [4] Calcium sulphoaluminate cements made with phosphogypsum: Production issues and material properties (2014), Shen, Qian, Chai, Fan, *Cement & Concrete Composites* 48 67–74
- [5] J. Beretka, B. de Vito, L. Santoro, N. Sherman, G.L. Valenti, (1993) Hydraulic behaviour of calcium sulfoaluminate-based cements derived from industrial process wastes, *Cement and Concrete Research*. 23 (5) 1205–1214.
- [6] P. Arjunan, M.R. Silsbee, D.M. Roy, (1999) Sulfoaluminate–belite cement from low calcium fly ash and sulfur rich and other industrial by-products, *Cement and Concrete Research* 29 (8) 1305–1311.
- [7] Bernardo, G., Buzzi, L., Canonico, F., Paris, M., Telesca, A., Valenti, G.L., (2007) Microstructural Investigations on Hydrated High-Performance Cements Based on Calcium Sulfoaluminate. XII International Congress on the Chemistry of Cement, Montreal.
- [8] M. Bianchi, G., Canonico, L., Capelli, M., Pace, A., Telesca, G.L., Valenti, G.L., (2009) 10. ACI conferences on recent advances on concrete technologies and sustainability issues, Siviglia.
- [9] Phase compositions and equilibria in the $\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{Fe}_2\text{O}_3-\text{SO}_3$ system, for assemblages containing ye'elimitite and ferrite $\text{Ca}_2(\text{Al,Fe})\text{O}_5$, (2013), Touzo, Scrivener, Glasser, *Cement and Concrete Research* 54 77–86
- [10] Understanding expansion in calcium sulfoaluminate–belite cements (2012), I.A. Chen, G.W. Hargis, M.C.G. Juenger, *Cement and Concrete Research* 42 51–60
- [11] Characterization and technical properties of high-performance CSA clinkers produced in a pre-industrial

scale using a small pilot kiln (2012), L.Buzzi, L.Capelli, D.Gastaldi, F.Canonico, 18. IBAUSIL Weimar (D)

- [12] Early age hydration of calcium sulfoaluminate (synthetic ye'elimitite, C_4A_3S) in the presence of gypsum and varying amounts of calcium hydroxide (2013), C.W. Hargis, A. P. Kirchheim, P.J.M. Monteiro, E.M. Gartner, Cement and Concrete Research 48 105–115
- [13] Friedel's salt, $Ca_2Al(OH)_6(Cl,OH)_2 \cdot 2H_2O$: its solid solutions and their role in chloride binding (1998), Birnin-Yauri, Glasser, Cement and Concrete Research. 28 1713–1723
- [14] Low embodied energy cements based on CSA designed for the precast industry, (2012) A.Arena, M.Zoppi, M.Bianchi, F.Canonico, Beton Fertigteil International November 201

DURABILITA' DELLE STRUTTURE IN C.A. E C.A.P. SECONDO LE NORMATIVE ITALIANA ED EUROPEA

Mario Collepari¹, Valeria Corinaldesi², Saveria Monosi², Alessandro Nardinocchi²

1 ENCO Srl, Ponzano Veneto

2 Dipartimento di Scienza dei Materiali e della Terra, Università Politecnica delle Marche, Ancona

SOMMARIO

La durabilità delle strutture in C.A. e C.A.P. dipende fortemente dalla vulnerabilità corrosiva delle armature metalliche in ambienti genericamente all'aria aggressivi per la presenza della CO₂ (classe di esposizione XC4) o esposti ai cloruri come nelle strutture marine esposte in classe XS3. Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) propongono di far riferimento alla norma nazionale UNI 11104 (derivata da quella Europa EN 206) per la composizione e la Rck del calcestruzzo ed all'Eurocodice 2 per quanto riguarda lo spessore di copriferro che, a seconda del suo valore, dovrebbe garantire una durabilità di 50 o 100 anni. In questo articolo sono esaminati criticamente alcuni aspetti di queste norme e si è trovato che le opere marittime non risultano essere durabili per 50 o 100 anni in base alla composizione adottata secondo le NTC ed in particolare al rapporto acqua/cemento raccomandato (0.45) che risulta essere inadeguato per essere troppo alto ed al conseguente valore di Rck (45 MPa) che risulta essere inadeguato per essere troppo basso.

DURABILITY OF REINFORCED OR PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES ACCORDING TO THE ITALIAN AND EUROPEAN NORMS

SUMMARY

The durability of reinforced and prestressed concrete structures strongly depends on the corrosion of the metallic reinforcements in concrete structures exposed to aggressive air for the presence of CO₂ (exposure class XC4) or exposed to chloride ions as in maritime works in exposure class XS3. The NTC suggest to refer to the Italian Norm UNI 11104 (derived from the European Norm EN 206) for the concrete composition and its Rck as well as to the Eurocode 2 for the thickness of the concrete cover which, depending on its value, should guarantee a durability period of 50 or 100 years.

In the present paper some specific aspects of these norms have been critically assessed. In particular, we have found that the maritime work are not durable for 50 or 100 years on the basis of the composition adopted according to the NTC. The recommended water/cement ratio (0.45) appears to be inadequate because is too high whereas the corresponding value of Rck (45 MPa) appears to be inadequate because is too low.

1. INTRODUZIONE

La durabilità delle strutture in C.A. e C.A.P. è garantita anche negli ambienti aggressivi se il calcestruzzo possiede una porosità discontinua che impedisce la migrazione degli agenti aggressivi attraverso il copriferro fino ad arrivare ai ferri di armatura. Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) propongono che si può fare riferimento alla norma nazionale UNI 11104, in ottemperanza a quella europea EN 206, nel richiedere un elevato dosaggio di cemento (c), un basso rapporto a/c e conseguentemente un'elevata Rck per rallentare la velocità di penetrazione degli agenti aggressivi. Inoltre, l'Eurocodice 2 impone l'adozione di uno spessore di copriferro (c_f) relativamente alto per allungare il tempo trascorso perché gli agenti aggressivi arrivino alle armature metalliche. I valori limiti di c, a/c, Rck e c_f sono scelti in funzione della classe di esposizione. In questo articolo, sono presentati e discussi criticamente questi parametri in due classi di esposizioni tipiche come la XC4 (esposizione all'aria umida) e la XS3 (esposizione discontinua all'acqua di mare) dove può avvenire la corrosione dei ferri di armatura.

2. STRUTTURE ARMATE IN CLASSE DI ESPOSIZIONE XC4

La Figura 1 mostra un edificio in C.A. esposto all'aria umida (classe di esposizione XC4) dove, dopo solo 3 anni,

sono apparsi ovunque ferri di armatura a vista per l'adozione di un mediocre calcestruzzo (per l'elevato rapporto a/c) e di un basso spessore di copriferro [1]. Si tratta chiaramente di un caso limite di struttura in C.A. con inadeguata durabilità dell'opera per una vita utile di servizio di almeno 50 anni. Il fenomeno responsabile del degrado è la carbonatazione dovuta all'ingresso della CO₂ in un calcestruzzo poroso per l'elevato rapporto a/c adottato e la conseguente neutralizzazione della calce di idrolisi che avrebbe dovuto assicurare la passivazione dei ferri di armatura.



Figura 1 – Corrosione promossa da carbonatazione in classe di esposizione XC4

Nella Tabella 1 sono mostrati i valori dei parametri richiesti dalla UNI 11104 per il calcestruzzo ed il valore minimo del c_f secondo l'Eurocodice 2 per una struttura che si comporti durabilmente in classe di esposizione XC4.

Tabella 1 - Classe di esposizione XC4: requisiti per una durabilità di 50 anni; per una durabilità di 100 anni si deve aumentare lo spessore di c_f di almeno 10 mm

Massimo a/c	Rck minima	Dosaggio di c minimo	Spessore di c_f per C.A.	Spessore di c_f per C.A.P.
0,50	40 MPa	340 kg/m ³	30 mm	40 mm

Il valore di $R_{ck} \geq 40$ MPa garantisce la compattezza e la bassa porosità richiesta per i provini del calcestruzzo che deve essere messo in opera al fine di garantire la durabilità della struttura. Il valore di R_{ck} pari a 40 MPa deve garantire che il fronte della carbonatazione non superi lo spessore di copriferro di 30 mm dopo 50 anni di esposizione all'aria umida: questa condizione è supportata dai risultati di una ricerca di Nakamura che ha misurato la carbonatazione fino a 50 anni in funzione della resistenza a compressione f_{c28} misurata su provini cilindrici a 28 giorni [2]. Questi risultati indicano che nei provini con una resistenza f_{c28} di 40 MPa la penetrazione della CO_2 è arrivata a meno di 25 mm; pertanto, una resistenza cubica caratteristica R_{ck} di 40 MPa è più che sufficiente per assicurare uno spessore di carbonatazione non superiore a 30 mm in 50 anni.

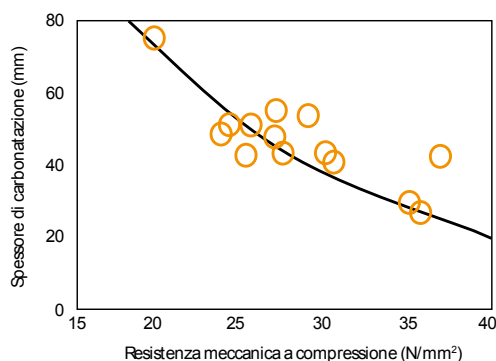


Figura 2 - Determinazione dello spessore di carbonatazione dopo 50 anni in funzione della resistenza meccanica a 28 giorni su provini cilindrici

Secondo le NTC, oltre alla R_{ck} è necessario che per il calcestruzzo dentro la struttura -il quale inevitabilmente è meno compatto dei provini- deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$R_{ck_{strutt}} \geq 0,85 \cdot R_{ck} \quad (1)$$

Questa condizione è tanto più facilmente raggiungibile quanto maggiore è la classe di consistenza del calcestruzzo fresco che -salvo impedimenti- dovrebbe attestarsi su valori di S4/S5 per consentire un grado di compattazione (g_c) di almeno 0,97 [1]:

$$g_c = M_{vs} / M_{vp} \geq 0,97 \quad (2)$$

dove M_{vs} ed M_{vp} sono rispettivamente le masse volumiche del calcestruzzo della struttura e del provino compattato a rifiuto. Il significato delle due equazioni sopra riportate è il seguente: per ogni centesimo di grado di compattazione in meno si registra un 5% di diminuzione della $R_{ck_{strutt}}$ rispetto alla R_{ck} . Il raggiungimento della condizione (2) -a differenza della condizione (1) che può essere accertata solo dopo 28 giorni- è verificabile già dopo 1 giorno dal getto misurando la massa volumica del provino e quella della carota estratta dalla struttura: questo consente, già dopo 1 giorno dal getto, di

aumentare la lavorabilità del calcestruzzo fresco e/o di migliorarne la compattazione dentro la struttura qualora si registri un valore di g_c minore di 0,97. Per quanto il grado di compattazione non sia previsto dalle NTC, nulla impedisce che nelle prescrizioni di capitolato sia specificato un valore di almeno 0,97 per il valore di g_c .

Tra i requisiti presenti nella norma nazionale UNI 11104, come anche in quella europea EN 206, appare un dosaggio minimo di cemento che nel caso specifico della classe di esposizione XC4 è 340 kg/m³ (Tabella 1). In realtà il dosaggio minimo di cemento non dovrebbe essere incluso tra i requisiti che garantiscono la durabilità poiché in talune circostanze esso potrebbe rivelarsi non solo ininfluenza ma perfino dannoso. Si supponga, per esempio, di dover impiegare un quantitativo di acqua di impasto pari a 200 kg/m³ in dipendenza di un aggregato alluvionale con diametro massimo di 32 mm ed una classe di consistenza superfluida S5. Se il rapporto a/c non deve superare 0,50 (Tabella 1) ne consegue che il dosaggio di cemento non deve scendere al di sotto di 400 kg/m³:

$$a/c = 200/c \leq 0,50 \rightarrow c \geq 400 \text{ kg/m}^3 \quad (3)$$

Questo dosaggio di cemento, relativamente elevato soprattutto se si tratta di una struttura massiva, può essere fonte di fessurazioni di origine termica ed igrometrica con grave pregiudizio per la durabilità della struttura armata. Occorre allora ridurre il dosaggio di cemento mantenendo costante il rapporto a/c e questo può essere facilmente realizzato con l'impiego di additivi superfluidificanti capaci di ridurre l'acqua di impasto (a) a parità di lavorabilità (classe di consistenza S5) e di rapporto a/c (0,50). Se per esempio si riduce l'acqua di impasto (a) del 25% il suo valore diminuisce da 200 a 150 kg/m³ e conseguentemente il valore di c non deve scendere al di sotto di 300 kg/m³:

$$a/c = 150/c \leq 0,50 \rightarrow c \geq 300 \text{ kg/m}^3 \quad (4)$$

Un dosaggio di cemento di 300 kg/m³ capace di rispettare le condizioni di $a/c \leq 0,50$ e di $R_{ck} \geq 40$ MPa sarebbe in teoria in disaccordo con la specifica della UNI 11104 (che prevede un dosaggio minimo di 340 kg/m³) ancorché sia in grado di garantire la durabilità delle strutture. Anzi -a parità di a/c, di R_{ck} e di lavorabilità- un calcestruzzo con un dosaggio di cemento inferiore è in grado di garantire meglio la durabilità della struttura per il minor rischio di fessurazione di origine termica ed igrometrica: da questo punto di vista sarebbe opportuno specificare l'impiego di un additivo anti-ritiro (SRA, Shrinkage Reducing Admixture) per abbattere ulteriormente il rischio di fessurazioni attraverso le quali migrerebbero facilmente gli agenti aggressivi (CO_2 , O_2 , H_2O) per de-passivare i ferri di armatura e favorirne la corrosione.

Tenuto conto delle osservazioni critiche sopra riportate una prescrizione di capitolato per la durabilità di 50 anni di una struttura armata in classe di esposizione XC4 potrebbe essere più correttamente così riscritta:

$a/c \leq 0,50$ $R_{ck} \geq 40$ MPa $R_{ck_{strutt}} \geq 0,85 \cdot 40 \geq 34$ MPa
 g_c a 1 giorno dal getto $\geq 0,97$ classe di consistenza: S5
 c_f per strutture in C.A. ≥ 30 mm; c_f per strutture in C.A.P. ≥ 40 mm
 impiego di additivo superfluidificante per mantenere c al di sotto di 300 kg/m³

impiego di additivo SRA per contenere il ritiro igrometrico
 applicazione di membrana anti-evaporante sulla superficie appena scassata.

3. STRUTTURE ARMATE IN CLASSE DI ESPOSIZIONE XS3

Nella Tabella 2 sono mostrati i valori dei parametri richiesti dalla UNI 11104 per il calcestruzzo ed il valore minimo del c_f secondo l'Eurocodice per una struttura che si comporti in modo durabile in classe di esposizione XS3.

Tabella 2 - Classe di esposizione XS3: requisiti per una durabilità di 50 anni; per una durabilità di 100 anni si deve aumentare lo spessore di c_f di almeno 10 mm

Massimo a/c	Rck minima	Dosaggio di c minimo	Spessore di c_f per C.A.	Spessore di c_f per C.A.P.
0,45	45 MPa	360 kg/m ³	45 mm	55 mm

Nonostante la maggiore compattezza del calcestruzzo rispetto a quello raccomandato per la classe di esposizione in classe XC4 ($a/c \leq 0,45$ contro 0,50; $Rck \geq 45$ MPa contro 40 MPa), e nonostante uno spessore di copriferro maggiore di 15 mm, la diffusione del cloruro rischia di procedere così velocemente da superare un copriferro di 45 mm in soli 4 anni. La Figura 3 mostra la diffusione del cloruro in calcestruzzi con un rapporto a/c di 0,55 oppure 0,44 oppure 0,32 [3]. Sulle tre curve oltre ai rapporti a/c sono indicati i coefficienti di diffusione (D) dedotti dalla seconda legge di Fick che regola la penetrazione del cloruro dentro il calcestruzzo [4]. La soluzione della seconda legge di Fick porta alla seguente equazione (5) :

$$x = 4 \cdot (D \cdot t)^{1/2} \quad (5)$$

dove x è lo spessore di calcestruzzo in mm penetrato dal cloruro al tempo t espresso in secondi. Nel calcestruzzo con a/c di 0,44, e quindi conforme al requisito della Tabella 2, il valore di D dedotto dalla Figura 3 è $1 \cdot 10^{-6}$ mm²/s. Inserendo nella (5) il valore del copriferro richiesto per una struttura durabile in C.A. ($x = 45$ mm) il valore di t diventa $1,3 \cdot 10^6$ secondi pari a circa 4 anni. Pertanto il copriferro di 45 mm di una struttura in C.A. in permanente contatto con ioni cloruro sarà completamente penetrato in soli 4 anni se si adotta un rapporto a/c di 0,45.

Nella Figura 3 è riportato il valore di D pari a $7,5 \cdot 10^{-8}$ mm²/s per un calcestruzzo con rapporto a/c di 0,32: in questo caso il valore di t calcolato per un copriferro di 45 mm secondo la [5] è $16,9 \cdot 10^8$ secondi pari a 54 anni e quindi in grado di garantire la durabilità delle strutture in C.A. e C.A.P. per almeno 50 anni.

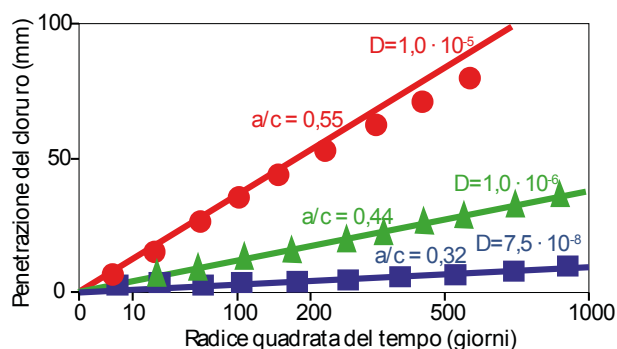


Figura 3 – Penetrazione del cloruro in calcestruzzi confezionati con diversi rapporti a/c. Sulle curve sono mostrati i valori di a/c e dei coefficienti di diffusione (D) in mm²/sec.

Questi risultati indicano la inadeguatezza dei requisiti presenti nella UNI 11104 per l'eccessivo valore del rapporto a/c massimo (0,45) raccomandato nelle classi di esposizione ai cloruri. Attualmente, con l'avvento degli additivi superfluidificanti polycarbossilici è possibile confezionare calcestruzzi a consistenza superfluida S5 anche con rapporti a/c compresi tra 0,30 e 0,35 e quindi di garantire effettivamente la durabilità delle strutture armate esposte all'azione dei cloruri. La Rck di questi calcestruzzi è compresa nell'intervallo di 65-75 MPa prevista dalle NTC per calcestruzzi prestazionali per i quali non è richiesta alcuna

autorizzazione da parte del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Un altro aspetto importante che riguarda i calcestruzzi esposti ai cloruri in classe di esposizione XS3, XF4, XD4 è il tipo di cemento adottato. Da oltre 40 anni [4] la letteratura sull'argomento riporta che i cementi con pozzolana e/o loppa d'altoforno si comportano molto meglio del cemento Portland nel rallentare la diffusione del cloruro attraverso il calcestruzzo. Pertanto nelle NTC o nella UNI 11104 dovrebbe essere presente una raccomandazione ad impiegare CEM III, oppure CEM IV oppure CEM V nei calcestruzzi esposti alla penetrazione del cloruro. Nella Tabella 3 sono mostrati i valori dei coefficienti di diffusione (D) in funzione del tipo di cemento (CEM I, CEM III, CEM IV) e del grado di compattazione: quest'ultimo condiziona ovviamente la compattezza del calcestruzzo e quindi anche la penetrazione del cloruro.

Tabella 3 – Coefficienti di diffusione del cloruro (D) a 25°C in calcestruzzi confezionati con un rapporto a/c di 0,5

Cemento tipo	Grado di compattazione	D (mm ² /anno)
CEM I	1,00	50
CEM I	0,95	100
CEM III	1,00	30
CEM III	0,95	60
CEM IV	1,00	30
CEM IV	0,95	60

Per concludere l'esame critico dei calcestruzzi esposti ai cloruri occorre ricordare che, anche in questo caso, l'adozione di un dosaggio minimo di cemento è inutile; esso dovrebbe essere calcolato attraverso il rapporto a/c adottato (per esempio 0,33) e la richiesta d'acqua più bassa possibile grazie all'impiego di aggregati con maggior diametro massimo possibile (per esempio 32 mm) con un dosaggio "generoso" di additivo superfluidificante (per esempio 2% sul cemento) per ridurre l'acqua di impasto (a) in classe di consistenza S4 a circa 135 kg/m³. Con questo valore di a e con un rapporto a/c di 0,33 il dosaggio di cemento richiesto diventa 410 kg/m³ decisamente maggiore del dosaggio minimo di 360 kg/m³ previsto in Tabella 2. Per questo motivo diventa ancor più imperativo adottare un cemento d'altoforno, pozzolanico o composito dove la minore percentuale di clinker Portland riduce sensibilmente il rischio di fessurazione indotta da gradienti termici provocati dall'eccessivo calore di idratazione. Per lo stesso motivo è necessario impiegare un additivo SRA per ridurre il rischio di fessurazione indotta dal ritiro igrometrico provocato dall'elevato dosaggio di cemento.

4. CONCLUSIONI

L'esame critico delle raccomandazioni delle NTC, in ottemperanza alla norma UNI 11104 e all'Eurocodice 2 per la durabilità delle strutture armate nelle classi di esposizione XC4 e XS3, consente di trarre le seguenti conclusioni.

1. Il rapporto a/c massimo (0,50) e la Rck minima (40 MPa) per le strutture armate in classe di esposizione XC4 sono più che sufficienti a garantire una penetrazione della CO₂ inferiore al copriferro minimo di 30 mm in 50 anni di servizio; questa conclusione è confermata dalle ricerche sperimentali di Nakamura [2] che ha trovato che con una resistenza meccanica cilindrica a 28 giorni (f_{c28}) di 40 MPa la penetrazione della CO₂ non supera lo spessore di 25 mm dopo 50 anni di esposizione all'aria umida.
2. Al contrario, il rapporto a/c massimo (0,45) e la Rck minima (45 MPa) per le strutture esposte ai cloruri (in classe di esposizione XS3) non sono sufficienti a garantire una durabilità di 50 anni poiché lo spessore di copriferro minimo (45 mm) viene penetrato dai cloruri in circa 4

anni. Per rendere durabili queste strutture occorre ridurre il rapporto a/c a valori molto più bassi di 0,30-0,35 corrispondenti a valori di Rck di 65-75 MPa oggi facilmente conseguibili con l'impiego di superfluidificanti polycarbosilici.

3. L'impiego di CEM III, CEM IV o CEM V rallenta significativamente la diffusione dei cloruri ma non esiste alcuna raccomandazione circa l'impiego di questi cementi nelle NTC e nella norma UNI 11104. L'impiego di questi cementi è favorevole anche per la riduzione del calore di idratazione e quindi dei gradienti termici che possono provocare aggravare il rischio di fessurazione delle strutture in calcestruzzo.
4. Il dosaggio minimo di cemento che appare indicato nella norma UNI 11104 è pleonastico e talvolta pericoloso quando risulta eccessivo: esso deve essere calcolato con un semplice processo di mix design mantenendo più bassa possibile la richiesta d'acqua (a) e risalendo al dosaggio di cemento attraverso il rapporto a/c adottato: $c = a/(a/c)$. In questo modo si riduce anche il rischio di fessurazione indotto dal ritiro igrometrico per abbassare il quale sarebbe opportuno raccomandare l'impiego di additivi SRA.

5. Da ultimo, ma non ultimo per importanza, si dovrebbe raccomandare di realizzare strutture ben costipate con un grado di compattazione non inferiore a 0,97 per consentire, già alle prime stagionature senza attendere 28 giorni, di accertare se la resistenza caratteristica della struttura ($R_{ck_{strutt}}$) è almeno pari all'85% della Rck dei provini.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. COLLEPARDI, S. COLLEPARDI E R. TROLI – (2009), *Il Nuovo Calcestruzzo*, Editore Tintoretto, Villorba, pp.104-106.
- [2] H. NAKAMURA – (2007), Correlazione tra resistenza meccanica e carbonatazione a lungo termine, *Enco Journal N. 37*, pp. 19-21.
- [3] M. COLLEPARDI, S. COLLEPARDI E R. TROLI – (2009), *Il Nuovo Calcestruzzo*, Editore Tintoretto, Villorba, pp.166-169.
- [4] M. COLLEPARDI, A. MARCIALIS E R. TURRIZIANI – (1970), La cinetica di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo, *Il Cemento*, pp. 157-164

LA NUOVA NORMA EUROPEA SUL CALCESTRUZZO

Umberto Costa¹, Stefano Cangiano², Antonio Princigallo³

¹ Consulente, Direzione Ricerca e Sviluppo, CTG - Italcementi Group, Bergamo

² Consulente, Direzione Ricerca e Sviluppo, CTG - Italcementi Group, Bergamo

³ Direzione Ricerca e Sviluppo, CTG - Italcementi Group, Bergamo

SOMMARIO

La recente implementazione del Regolamento Europeo sui prodotti da Costruzione (CPR) rappresenta un momento evolutivo importante della normativa europea ed avrà un forte impatto sui requisiti dei prodotti. Il CPR richiede infatti che le norme specifichino livelli o classi di prestazione rispetto ad ogni caratteristica ritenuta essenziale per le costruzioni.

Anche il calcestruzzo è coinvolto in questa innovazione dell'approccio normativo che ha indirizzato la revisione della norma di riferimento europea, la EN 206, conclusasi nel 2013. Nel presente lavoro sono evidenziate le principali modifiche introdotte nella norma orientate ad un sistema di qualifica del calcestruzzo basato su specifiche prestazionali piuttosto che su specifiche prescrittive di composizione. Più specificatamente questi interventi hanno riguardato i requisiti dei costituenti tradizionali e nuovi ed i relativi criteri di qualifica e selezione. Per i requisiti di durabilità in riferimento alle classi di esposizione, maggior enfasi ed ampiezza è stata data a concetti e metodi mirati a valutare direttamente le prestazioni del calcestruzzo: si citano ad esempio l'ECPC cioè il concetto di calcestruzzo a prestazione equivalente e l'EDP cioè il concetto di calcestruzzo a durabilità equivalente.

L'approccio prestazionale trova anche un riscontro importante nell'introduzione del metodo di valutazione della conformità della produzione basato su carte di controllo.

L'applicazione sul campo della nuova norma europea del calcestruzzo potrà avere un impatto importante sulla qualità delle opere e ricadute positive anche per quanto riguarda la competitività del calcestruzzo rispetto ai materiali concorrenti.

THE NEW EUROPEAN STANDARD ON CONCRETE

SUMMARY

The recent implementation of the European Regulation on Construction Products (CPR) is an important step in the evolution of European standardization and it will have a strong impact on the products requirements. Indeed CPR requires that the standards specify levels or classes of performance in relation to each basis characteristic for constructions.

Also concrete is involved in this regulatory innovation in the standardization approach in particular affecting the revision of the European standard, EN 206 which ended in 2013. This paper highlights the main changes introduced in the standard toward a system of qualification of concrete based on performance rather than prescriptive specifications of the composition. More specifically, these interventions were focused on the requirements of traditional and new constituents and on the criteria of qualification and selection. For the durability requirements in relation to the exposure classes, great efforts has been given to concepts and methods designed to directly assess the performance of concrete: for example the ECPC concept that is equivalent concrete performance concept and the EDP, namely the equivalent durability procedure.

The performance approach has also an important feedback in the introduction of the method of evaluation of conformity of production, based on control charts.

The field application of the new European concrete standard can have a major impact on the quality of the concrete construction works and a positive effect with regard to the competitiveness of the concrete compared to competing materials.

1. INTRODUZIONE

È noto che il processo costruttivo può avvenire in diverse fasi: la progettazione, la produzione dei materiali o degli elementi da costruzione, la consegna in cantiere e la messa in opera dei materiali. Ciascuna di queste fasi è soggetta ai regolamenti e legislazione nazionale. In tale contesto si è innestata la normativa europea sulla progettazione strutturale,

EN 1990 Eurocodice, criteri generali di progettazione strutturale, e più specificatamente, EN 1992, Eurocodice 2, progettazione delle strutture di calcestruzzo. All'Eurocodice 2 sono affiancate la EN 13670, esecuzione delle strutture di calcestruzzo e la EN 13369, regole comuni per i prodotti prefabbricati di calcestruzzo. Tale quadro normativo poggia per quanto riguarda il calcestruzzo strutturale sulla EN 206.

Con l'entrata a regime del nuovo Regolamento Europeo sui Prodotti da Costruzione (CPR) è risultato l'obbligo per i produttori di prodotti da costruzione di dichiarare le prestazioni del prodotto in relazione ai requisiti di base dell'opera di costruzione. In particolare il produttore deve produrre una Dichiarazione di Prestazione (DoP) nella quale sono riportate le prestazioni del prodotto in relazione alle caratteristiche essenziali del prodotto in conformemente a quanto disposto dalla norma tecnica di prodotto armonizzata.

La EN 206:2013 è stata pubblicata in Italia come UNI EN 206 (febbraio 2014). Nella recente revisione EN 206:2013, pur non essendo tale norma armonizzata e pertinente il CPR, sono stati sviluppati soprattutto i capitoli che riguardano la progettazione e la verifica prestazionale del calcestruzzo. Le modifiche apportate potrebbero essere inquadrati in un percorso normativo in ultima analisi finalizzato all'armonizzazione della norma sul calcestruzzo.

In tale contesto normativo si possono identificare, per ciascuno stadio del processo costruttivo, alcune figure rilevanti per ciascuna delle quali la EN 206:2013 costituisce il riferimento per produrre, specificare e controllare il materiale utilizzato nell'opera di costruzione. In particolare sono definiti compiti per il prescrittore, il produttore e l'utilizzatore. Nel processo costruttivo tali figure professionali sono responsabili, ciascuna in parte propria per quanto definito dalla norma. Più specificatamente il prescrittore è responsabile della specifica del calcestruzzo, il produttore del controllo di produzione e della conformità alla norma del calcestruzzo, l'utilizzatore, della messa in opera del calcestruzzo e della sua corretta maturazione. In pratica possono esistere differenti soggetti che concorrono a definire la specifica del calcestruzzo nei stadi del processo costruttivo, tipicamente il cliente, il progettista e l'impresa appaltante. Ciascuno di questi soggetti ha il compito di trasferire i requisiti di base insieme ad ogni eventuale requisito addizionale, alla parte responsabile della fase successiva nella catena del processo costruttivo fino a che non sia stata completata la compilazione finale delle caratteristiche del materiale, la quale secondo la EN 206, costituisce la "specifica del calcestruzzo".

Obiettivo del presente lavoro è di descrivere le principali novità introdotte nella EN 206:2013, illustrando ciò che è di maggior interesse per le figure professionali coinvolte nel processo costruttivo a partire dal punto di vista del prescrittore.

2. SPECIFICA DEL CALCESTRUZZO

Il processo di definizione delle caratteristiche del calcestruzzo, come descritto in precedenza, deve assicurare che tutti i requisiti riguardanti il calcestruzzo siano inclusi nella specifica del calcestruzzo che deve essere fornita al produttore di calcestruzzo. Inoltre la specifica deve definire ogni requisito riguardante il trasporto, la posa, la maturazione ed ogni ulteriore trattamento previsto. Nel processo di specifica, ove previsto, si devono includere anche requisiti speciali, ad esempio quelli riguardanti calcestruzzi idonei per particolari finiture architettoniche.

Vita utile di progetto

Tra le novità introdotte per il prescrittore, è degna di nota la necessità considerare la vita utile di progetto della struttura ("design working life") intesa come il periodo durante il quale si assume che una struttura o una sua parte, sia utilizzata per il suo scopo previsto con manutenzione preventiva ma senza che siano necessari interventi di riparazione sostanziali.

Nella norma si è assunto che una struttura di calcestruzzo, quando siano state tenute in conto anche le disposizioni vigenti nel luogo d'impiego del calcestruzzo, possa avere una vita utile di almeno di 50 anni.

Della vita utile di progetto si deve tener conto all'atto della specifica del calcestruzzo anche in relazione ai requisiti di durabilità relativi alle classi di esposizione. Tali requisiti sono espressi nella norma in base a valori limite per la composizione (massimo rapporto acqua/ cemento e minimo dosaggio di cemento) e la minima classe di resistenza meccanica.

Essendo tale criterio essenzialmente prescrittivo, seppure oggi di diffusa applicazione, non può essere garantito a priori il soddisfacimento del requisito di una vita utile di esercizio di almeno 50 anni. In effetti i valori limite di composizione non rappresentano delle regole di miscela ma valori limite da adattare alle specifiche condizioni di esposizione ed alle proprietà dei costituenti.

Per tale ragione nella EN 206:2013 è stato meglio definito l'approccio prestazionale per specificare il calcestruzzo in relazione alla durabilità. Tale procedura si basa sul confronto tra il calcestruzzo "candidato" ed un calcestruzzo di riferimento di cui è noto il buon comportamento nella condizioni di esposizione considerate. La procedura di valutazione dell'equivalenza prestazionale (EDP) deve essere sviluppata nel dettaglio dal documento di applicazione nazionale sulla base dei principi definiti nel CEN/TR 16563.

In ogni caso devono essere garantite in maniera ottimale le condizioni di posa in opera, esecuzione e maturazione del getto oltre che di manutenzione della struttura e suo esercizio.

Diametro massimo dell'aggregato

La EN 206:2013 per la designazione del diametro massimo dell'aggregato (D_{max}) fa riferimento al parametro D , definito nella EN 12620, aggregati per calcestruzzo, ossia alla dimensione dello staccio superiore che assieme a quella dello staccio inferiore (d) è utilizzato per la classificazione dell'aggregato. In effetti gli aggregati è classificato in base al rapporto d/D . La EN 12620 ammette che una porzione di aggregato, fino al 20% per alcune tipologie, abbia dimensione superiore a D .

La EN 206:2013 definisce D_{max} , come il massimo valore D tra gli aggregati presenti nella miscela di calcestruzzo.

Il prescrittore ha il compito di definire il limite superiore, D_{upper} ed inferiore D_{lower} , entro cui il parametro D_{max} deve essere compreso. È lasciato al produttore il compito di

definire D_{max} , in modo che sia soddisfatta la condizione $D_{lower} \leq D_{max} \leq D_{upper}$.

Calcestruzzo autocompattante (SCC)

La EN 206:2013 include come elemento di rilevante novità i calcestruzzi auto compattanti (SCC). In allegato G alla EN 206:2013 sono riportate linee guida riguardanti i requisiti di tali calcestruzzo allo stato fresco.

Per la classificazione degli SCC, la EN 206:2013 ha recepito i metodi di prova europei recentemente sviluppati per la caratterizzazione del comportamento reologico degli SCC. Tale comportamento reologico può essere identificato attraverso i seguenti parametri caratteristici: spandimento, viscosità resistenza alla segregazione e scorrimento confinato. In relazione a tale comportamento la EN 206:2013 ha introdotto nuove classi prestazionali che fanno specifico riferimento all'uso dei suddetti metodi di prova. Nella fattispecie per gli SCC sono introdotte specifiche classi di consistenza (SF1, SF2, SF3) per lo spandimento determinato secondo EN 12350-8. La resistenza alla segregazione, è invece classificata classi SR1 ed SR2 sulla base della prova di segregazione mediante setaccio (EN 12350-11). In aggiunta alle classi reologiche suddette, sono specificate ulteriori prestazioni del calcestruzzo fresco, quali la viscosità e di scorrimento confinato, che consentono di adattare in modo più appropriato la reologia del calcestruzzo fresco al tipo di applicazione ed alle modalità di posa in opera.

Calcestruzzo rinforzato con fibre

La EN 206:2013 annovera per la prima volta tra i costituenti idonei le fibre d'acciaio, conformi alla EN 14889-1 e polimeriche, conformi alla EN 14889-2 fornendo anche regole per un loro corretto impiego e per la verifica di conformità. Ad esempio è data indicazione di non utilizzare fibre zincate nella generalità dei casi. Inoltre sono fornite indicazioni e procedure di verifica dell'omogeneità della dispersione delle fibre nel calcestruzzo. Nella specifica è possibile includere classi prestazionali addizionali per il calcestruzzo rinforzato con fibre. In questo caso devono anche essere specificati i metodi di prova ed i criteri di conformità.

Calcestruzzo per lavori geotecnici

La EN 206:2013 introduce per un allegato normativo D che indica i requisiti aggiuntivi per la specifica ed i criteri di conformità del calcestruzzo da impiegare in lavori geotecnici speciali. Per tali lavori particolare attenzione riveste il mantenimento della consistenza. Per questa applicazione sono raccomandati i tipi di cemento per i quali esiste una specifica esperienza d'uso nel luogo d'impiego.

Costituenti del calcestruzzo

La nuova EN 206 ammette idoneità all'uso di cementi conformi alle EN 197-1 (cementi comuni) ed EN 14216 (cementi speciali a calore di idratazione molto basso).

Circa gli aggregati, l'idoneità è ammessa per gli aggregati conformi alla EN 12620 (normali, pesanti e loppa d'alto forno raffreddata in aria), alla prEN 13055 (leggeri) e per l'aggregato di recupero (lavato o frantumato) che può essere impiegato limitatamente ad un contenuto del 5% in massa dell'aggregato). Gli aggregati di riciclo derivati da attività di

demolizione sono classificati in base al contenuto dei diversi costituenti che possono essere presenti (calcestruzzo, laterizi, gesso, vetro, materiali bituminosi). Sono proposte nell'allegato E delle raccomandazioni per l'uso degli aggregati naturali, di riciclo e leggeri.

Uso delle aggiunte

L'uso delle aggiunte, secondo la EN 206:2013 è attuato secondo due criteri. Il primo è basato su un fattore predefinito di equivalenza aggiunta-cemento, noto come valore k e su un valore limite del rapporto aggiunta/cemento. Attraverso il valore k è calcolato il contenuto effettivo di cemento che deve soddisfare il valore minimo di cemento raccomandato in funzione della classe di esposizione. Il secondo criterio lascia libertà nella quantità d'aggiunta da utilizzare che è tuttavia condizionata dalla verifica delle prestazioni di durabilità del calcestruzzo. Questo secondo criterio si declina in due procedure definite come "Concetto calcestruzzo a prestazione equivalente (ECPC)" e "Concetto di prestazione equivalente di combinazioni (EPCC)" di cui la EN 206:2013 enuncia i principi ma che nel dettaglio applicativo necessitano di un ulteriore sviluppo ed affinamento nei documenti di applicazione nazionale della EN 206.

È stabilita idoneità per l'uso del valore k nel caso di ceneri volanti, fumi di silice e loppe d'altoforno granulate macinate, ma è fornito un valore specifico solo per ceneri volanti e fumi di silice, materiali per i quali esiste una prolungata esperienza d'uso. Per le loppe d'altoforno granulate macinate, che sono state oggetto di una norma armonizzata solo di recente (la EN 15167-1:2007) e per le quali l'esperienza d'uso in ambito europeo è ancora limitata, è stato definito soltanto un valore raccomandato di k .

Nella tabella 1 sono riportati i valori di k per l'impiego delle aggiunte secondo il criterio prescrittivo.

Tabella 1 - Valori di k per la aggiunta.

Aggiunta	Tipo cemento (EN 197-1)	aggiunta /cemento	a/c	Classi espos.	k
Ceneri volanti EN 450-1	CEM I	$\leq 0,33$	-	Tutte	0,4
	CEM II/A	$\leq 0,25$			
Fumi di silice di classe I EN 13263-1	CEM I CEM II/A ¹	$\leq 0,11$	$\leq 0,45$	Tutte	2,0
			$>0,45$	Tutte eccetto XC e XF	2,0
				XC e XF	1,0
Loppa granulata d'altoforno macinata EN 15167-1	CEM I CEM II/A	$\leq 1,0$	-	-	(0,6)

¹ Eccetto cemento portland ai fumi di silice

3. CONSEGNA DEL CALCESTRUZZO

Tra le novità introdotte nella EN 206:2013 è da segnalare una razionalizzazione nel trattamento degli aggiustamenti alla miscela di calcestruzzo successivi al processo di miscelazione iniziale. Al riguardo è degno di nota segnalare che la EN 206:2013 non permette tali tipi di aggiustamento in generale, ma solo in casi speciali e sotto la responsabilità del produttore che deve adottare una procedura documentata per realizzare tali operazioni in modo sicuro nel contesto del controllo di produzione. Le correzioni possono riguardare le aggiunte di additivo, pigmenti, fibre o acqua. In particolare se è aggiunta acqua è prescritta in tal caso una rimiscelazione del calcestruzzo fino a completa omogeneizzazione della miscela. In questo caso il controllo di conformità deve essere effettuato sul campione del prodotto finale ed i valori limite di composizione e la consistenza devono essere conformi ai valori specificati.

4. CONTROLLO DI CONFORMITÀ

Il controllo della conformità si applica al calcestruzzo a prestazione specificata ed al calcestruzzo a composizione prescritta. Esso riguarda i requisiti specificati valutati con appropriati metodi di prova standardizzati per il calcestruzzo a prestazione. Nel caso di calcestruzzo a composizione prescritta la conformità deve essere valutata sul calcestruzzo fresco in termini di contenuto di cemento, di proporzione di aggregato (se specificato), di rapporto acqua/cemento e di quantità di additivo.

Nel caso in cui sia richiesto da un contratto di fornitura o previsto da regolamenti nazionali, il controllo di conformità esercitato dal produttore deve essere valutato e sorvegliato da un ente di ispezione di parte terza accreditato.

Il controllo statistico della conformità della resistenza a compressione standard a 28 giorni del calcestruzzo si basa sui criteri del valore singolo e del valore medio. Nel caso di impianti con bassa frequenza di campionamento, il valore medio è calcolato su un numero minimo di 35 risultati ottenuti in un periodo massimo di 6 mesi; in impianti con alta frequenza di campionamento il valore medio è calcolato sui risultati di un periodo di campionamento di tre mesi.

Il criterio del valore medio può essere utilizzato anche nel contesto di miscele di calcestruzzo raggruppate in famiglie con la clausola che il numero di risultati di prova per un singolo membro della famiglia sia superiore a 6.

Tra le novità principali si segnala anche la facoltà, data ad impianti certificati e per produzioni continue, di adottare il metodo delle carte di controllo.

Questo metodo utilizza i risultati dei controlli pregressi per definire dei valori attesi che confronta con quelli attuali in

base ai metodi statistici denominati Cusum e di Shewart. Queste procedure consentono di individuare e prevenire variazioni significative dei parametri controllati adottando opportune azioni correttive. La carta di controllo del calcestruzzo include 3 parametri: la resistenza media a 28 giorni, la deviazione standard della resistenza a 28 giorni e opzionalmente la correlazione tra la resistenza a breve termine (7 giorni) e la resistenza a 28 giorni. Questo strumento è molto utile per prevedere in anticipo le non conformità sulle resistenze a 28 giorni. La conformità della produzione in ogni caso è determinata solo sulla resistenza a 28 giorni.

I metodi statistici Cusum e Shewart sono parametrati in modo da raggiungere un limite massimo della qualità non conforme (AOQ) del 5%.

La valutazione della conformità può essere estesa oltre che alla resistenza a compressione anche ad altre proprietà quando queste siano state oggetto di specifica. La EN 206:2013 definisce criteri statistici di conformità per la resistenza flessionale analoghi a quelli della resistenza a compressione

Nel caso siano specificate la consistenza o le caratteristiche reologiche degli SCC, la valutazione della conformità ai valori prestabiliti è fatta su singoli carichi, sulla base di deviazioni massime consentite e di tolleranze. Il punto di verifica della conformità della proprietà specificata corrisponderà al momento d'impiego del calcestruzzo o nel caso del calcestruzzo preconfezionato al momento della consegna. Anche il contenuto d'aria e l'omogeneità della distribuzione di eventuali fibre sono oggetto di specifici criteri di conformità.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La rassegna precedentemente illustrata delle principali novità introdotte dalla EN 206:2013 ha principalmente lo scopo di fornire una chiave di lettura della norma che nel suo insieme costituisce il documento normativo di riferimento per i diversi attori che sono coinvolti nella produzione, prescrizione e verifica della qualità del calcestruzzo.

Ognuno di queste attività è oggetto di specificazioni e linee guida che ciascuno dei diversi soggetti deve applicare affinché le caratteristiche del materiale corrispondano alle esigenze di un determinato progetto costruttivo.

Atteso tuttavia che la specificazione del materiale deriva dal contributo di diversi attori, è altresì auspicabile una conoscenza globale della norma da parte di ciascuno al fine di realizzare la massima sinergia.

VALUTAZIONE E STRATEGIE DI INTERVENTO SU EDIFICI ESISTENTI IN C.A. ATTRAVERSO MAPPATURA PROGRESSIVA DELLE CRISI

Flavia De Luca, Gerardo Mario Verderame, Gaetano Manfredi

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università di Napoli Federico II

SOMMARIO

L'effettiva progressione delle crisi valutata negli edifici in cemento armato è impiegata come strumento informativo e quantitativo volto a due obiettivi specifici: (i) la quantificazione dell'incremento prestazionale associato alla riparazione locale di ogni tipologia di crisi che si verifica nell'edificio con l'incremento progressivo della domanda; (ii) l'impiego della "mappatura" progressiva delle crisi come strumento per l'individuazione del miglioramento delle prestazioni garantito qualora si proceda all'eliminazione delle crisi fragili nella struttura.

L'approccio metodologico proposto è basato sulla verifica di diversi edifici in c.a. attraverso analisi statica non lineare, ottenendo così una mappa delle progressive crisi che si avvicendano sulla struttura all'incremento della domanda (e.g., crisi nodali per trazione o compressione, crisi a taglio negli elementi, e infine crisi flessionali). Diversi edifici con numero di piani variabile e configurazioni in pianta diverse, progettati per carichi gravitazionali, sono analizzati per valutare l'effettiva progressività delle tipologie di crisi al variare del numero di piani e della configurazione in pianta (e.g. lunghezza delle campate).

Lo studio proposto enfatizza il ruolo cruciale delle crisi di nodo nella limitazione della capacità delle strutture esistenti, e come il semplice intervento locale o il miglioramento sismico possano incrementare, in maniera significativa, la capacità di una struttura impiegando un'aliquota di risorse ben più ridotta rispetto a quella necessaria per un adeguamento, andando infine così ad produrre utili indicazioni nell'ambito dei possibili approcci di intervento già proposti dall'attuale normativa vigente (DM 14/01/2008).

ASSESSMENT AND RETROFITTING STRATEGIES FOR RC BUILDINGS THROUGH PROGRESSIVE FAILURE MAPPING

SUMMARY

Incremental nonlinear analyses (e.g., static or dynamic) represent a useful benchmark to quantify the progressive failures that occur in a building. In this study nonlinear static analysis is performed for two main targets: (i) evaluate performances with seismic demand; (ii) quantify the expected increase in performances if brittle failures (e.g., joint or element shear failures) are locally repaired.

The above methodological approach is carried out on a group of twelve buildings through nonlinear static analysis, so that a progressive failure mapping is obtained with the increasing seismic demand. The twelve buildings are characterized by different number of storeys, different bay lengths, and they are designed for gravity loads only. This group of buildings is analysed aimed at carrying out a specific trend in the failure mapping with number of storeys and by length.

The study provided emphasizes the crucial role played by joint failures (verified according to Italian code provisions), and how local repairs of brittle failure can improve performances up to the requested seismic target, in some cases, and, in other cases, it still can guarantee a significant improvement very close to code seismic target demand. The above observation is very useful within Italian seismic regulations in which it is possible to provide retrofitting through local repairs without any seismic assessment of the whole structure.

1. INTRODUZIONE

L'attuale Normativa Italiana [1] prevede tre categorie di intervento sulle strutture ai fini dell'incremento delle prestazioni sismiche delle stesse: interventi di adeguamento, atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalla norma per edifici di nuova progettazione; interventi di miglioramento, atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme; interventi o riparazioni locali, che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle

condizioni di sicurezza preesistenti. La terza categoria di intervento non richiede il collaudo statico e non prevede che venga effettuata la verifica sismica della struttura nel suo complesso. Escludendo tutti i casi in cui è la stessa norma a richiedere che venga effettuato un intervento di adeguamento (sopraelevazione della costruzione, ampliamento della costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione, variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che

portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente), in tutti gli altri casi, è possibile optare per il miglioramento sismico o per la riparazione locale. Quest'ultima tipologia di intervento riguarda singole parti e/o elementi della struttura e interessa porzioni limitate della costruzione. Inoltre, il progetto e la valutazione della sicurezza possono essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati ed è richiesto esclusivamente di documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Alla luce dell'attuale impianto normativo, l'intervento locale diventa uno strumento di particolare interesse per gli operatori del settore, in quanto, pur comportando un miglioramento delle prestazioni, permette che ciò venga fatto a fronte di un impiego contenuto di risorse ed evitando la verifica sismica completa del sistema. D'altra parte risulta particolarmente utile valutare quale possa essere l'effettivo beneficio in termini di prestazioni ottenuto attraverso interventi di tipo locale e quale sia il numero di elementi necessario su cui intervenire per ottenere un miglioramento apprezzabile delle prestazioni sismiche (che per zone a medio bassa sismicità può diventare addirittura un adeguamento).

Lo studio proposto, partendo da un campione di dodici edifici in cemento armato, progettati per carichi gravitazionali, di numero di piani e lunghezza delle campate variabile, procede alla verifica sismica delle strutture per domanda sismica incrementale. L'approccio di verifica proposto, oltre che enfatizzare la tipica gerarchia di crisi che si avvicendano nelle strutture all'incremento della domanda, propone anche indicazioni di massima sul potenziale beneficio che si può apportare alle strutture attraverso interventi di riparazione locale.

Nel seguito saranno presentate le strutture campione (sezione 2), successivamente saranno presentate le prestazioni sismiche delle diverse strutture in chiave comparativa (sezione 3), sino ad una definizione della numerosità di elementi su cui

è necessario intervenire per incrementare progressivamente la capacità attraverso riparazioni locali delle crisi fragili di nodo e di elemento (sezione 4). Lo studio proposto, oltre che fornire delle indicazioni utili per indirizzare gli interventi di riparazione locale su strutture in cemento armato esistenti, pone l'accento sull'approccio di verifica normativo proposto per gli elementi nodo che risulta particolarmente cautelativo, e conseguentemente oneroso in termini di interventi di miglioramento delle prestazioni sismiche delle strutture in cemento armato esistenti.

2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE CAMPIONE

Le strutture campione considerate in questo studio sono degli edifici intelaiati a pianta doppiamente simmetrica progettati con la normativa vigente in Italia sino agli anni '70 per zone non sismiche (Regio Decreto 16/11/1939 n. 2229 [2]). Va enfatizzato che la maggior parte del R.D. era rivolta all'esecuzione delle opere e al confezionamento dei materiali. Ben poche erano le norme progettuali e comunque poco esaustive. Molto della pratica progettuale può essere invece estrapolato dalla manualistica in uso all'epoca [3].

Sulla base di una procedura di progettazione simulata alle tensioni ammissibili [4], sono state progettate dodici strutture caratterizzate dallo stesso schema strutturale a telai piani paralleli in direzione longitudinale, caratterizzate da cinque campate in direzione longitudinale e tre campate in direzione trasversale, altezze di interpiano costanti e pari a 3.0m, numero di piani variabile da due a otto piani e luce delle campate variabile da 4.5 a 5.5m, con l'eccezione della campata centrale dei telai longitudinali di luce costante e pari a 3.0m per tener conto della tipica dimensione del vano scala. In particolare, i dodici edifici sono caratterizzati da 2, 4, 6, e 8 piani e luce delle campate di 4.5, 5.0 e 5.5m. Il numero di telai in direzione longitudinale è pari a quattro, mentre in direzione trasversale è pari a due (esclusivamente i due telai perimetrali), si veda lo schema di carpenteria e un modello tipo tridimensionale in Figura 1.

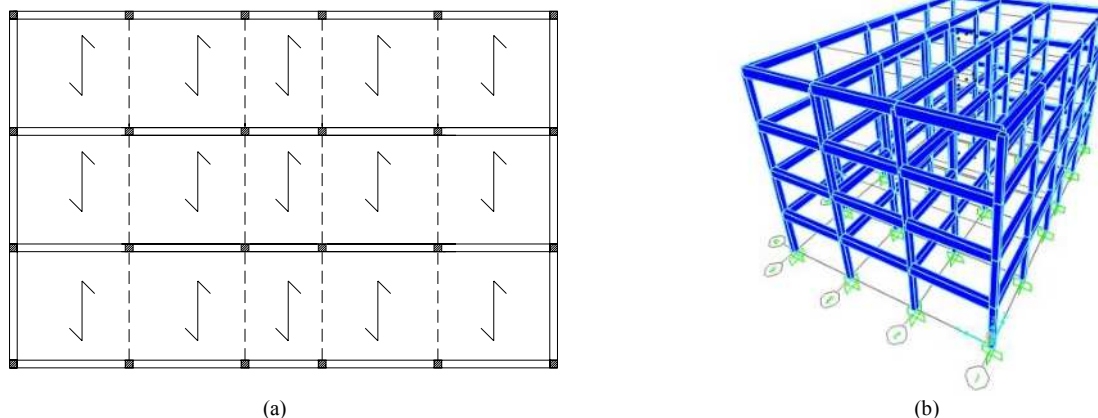


Figura 1 - Carpenteria tipo degli edifici (a); vista tridimensionale del modello strutturale di uno degli edifici considerati (b).

Le tensioni ammissibili di progetto per il calcestruzzo sono 5MPa per pura compressione, e 7.5MPa per flessione, per l'acciaio è stata adoperata una tensione di 160MPa.

I pilastri sono stati dimensionati per sforzo assiale centrato assumendo un'area di armatura pari allo 0.8% dell'area minima necessaria. La dimensione minima dei pilastri è stata assunta pari a 300x300mm². Per quanto riguarda le travi, le dimensioni minime sono 300x500mm² e per nessun edificio è stato necessario aumentare l'altezza utile. Nei pilastri sono sempre presenti staffe di diametro 8mm con passo 200mm.

Per quanto riguarda il progetto a taglio delle travi si è innanzitutto proceduto con la progettazione a soglia considerando i valori di τ_{c0} e τ_{c1} pari rispettivamente a 0.6 e 1.4MPa [5, 6]. In molti casi non sarebbe stato necessario progettare l'armatura a taglio nelle travi e quindi porre delle staffe secondo i minimi di normativi (e.g., staffe di diametro 8mm con passo 200mm). In ogni caso si è voluto realisticamente considerare la situazione in cui gli edifici, e nello specifico le travate, fossero in grado di portare il taglio da carichi gravitazionali caratteristici attraverso un

meccanismo a traliccio di tipo post-fessurativo. Quindi si è comunque proceduto al progetto a taglio di tutte le travate ottenendo passi delle staffe variabili da 75 a 200mm nelle estremità, a seconda della posizione delle travi (interne o esterne) e a seconda della luce delle campate.

Definita la geometria delle strutture è stato necessario considerare le proprietà medie dei materiali da impiegare nella fase di verifica sismica degli edifici. Per ottenere risultati realistici si sono considerati i valori medi delle proprietà di calcestruzzo e acciaio sulla base di dati riferiti al periodo tra gli anni '50 e gli anni '70'. In particolare, per il calcestruzzo si è fatto riferimento a un valore di resistenza a compressione media (f_{cm}) pari a 19.1MPa, sulla base dei dati in [7]; mentre per l'acciaio si è considerata una tensione media di snervamento (f_{ym}) pari a 322.5MPa, sulla base dei dati in [8]. Considerando che la verifica sismica degli edifici è stata effettuata tramite analisi statica non lineare, e tenendo conto del fatto che nei casi applicativi difficilmente si raggiunge un livello di conoscenza 3 della struttura, si è adoperato un fattore di confidenza (CF) pari a 1.2, in accordo con le prescrizioni della Circolare 617 del 2009 [9].

2.1 Proprietà modali

In Tabella 1 sono presentati gli identificativi di ciascun edificio, numero di piani e numero di campate, nonché i periodi associati ai modi di vibrare principali nelle due direzioni longitudinale e trasversale. Dato lo schema strutturale a telai piani paralleli, il periodo principale nella direzione trasversale (T_y) precede sempre quello in direzione longitudinale (T_x) per ogni edificio. Le proprietà modali sono valutate su modelli ad inerzia non fessurata.

Per ciascuno degli edifici le masse partecipanti associate ai primi due modi di vibrare traslazionali sono sempre superiori al 75%, con valori di poco superiori al 75% per gli edifici di otto piani e valori sino al 95% per gli edifici di due piani.

Nessuno degli edifici considerati è regolare in elevazione a causa dell'irregolarità delle masse tra penultimo e ultimo impalcato (superiore al 20%), e tra le rigidezze del primo e del secondo piano nella direzione trasversale, a causa del richiamo elastico dell'incastro alla base che produce una significativa differenza di rigidezze di piano (superiore al 30%) in ciascuno degli edifici considerati.

Tabella 1. Caratteristiche geometriche e proprietà modali del campione di edifici considerato

ID edificio	Numero di piani	Luce campate [m]	T_y [s]	T_x [s]
1	4	5.0	1.14	0.69
2	4	4.5	1.07	0.67
3	4	5.5	1.21	0.69
4	8	5.5	2.07	1.01
5	8	4.5	1.93	1.06
6	8	5.0	2.02	1.08
7	6	5.5	1.68	0.86
8	6	4.5	1.53	0.88
9	6	5.0	1.63	0.90
10	2	5.0	0.58	0.39
11	2	4.5	0.53	0.36
12	2	5.5	0.62	0.41

3. PRESTAZIONI SISMICHE

La valutazione delle prestazioni sismiche degli edifici descritti nel precedente paragrafo è svolta attraverso l'analisi

statica non lineare e le verifiche sismiche sono effettuate in conformità alle prescrizioni della normativa e della Circolare [1, 9]. Nonostante l'analisi statica non lineare rappresenti una tipologia di analisi, di fatto, incrementale e i cui risultati possono essere considerati indipendenti dal sito della struttura, alcune espressioni della capacità sismica di una struttura (ad esempio la PGA capace) dipendono strettamente dalla forma spettrale.

E' di particolare interesse valutare le prestazioni degli edifici considerati in un sito in cui la progettazione ipotizzata sia effettivamente rappresentativa di gran parte del costruito. I dodici edifici sono tutti localizzati nel comune di Mirandola (Modena). La scelta non è casuale, in quanto, questo comune è tra quelli più colpiti dalla sequenza sismica emiliana del 2012 [10, 11], e tutta l'area è stata classificata come sismica solo dopo il 2005 [11]. Inoltre, si sono considerate le tipiche caratteristiche di suolo deformabile dell'area, scegliendo così, per questa applicazione, una tipologia di suolo C. Gli edifici considerati hanno una vita di riferimento di 50 anni e dunque ai periodi di ritorno 50 anni e 475 anni corrispondono gli spettri elastici di riferimento per stato limite di danno (SLD) e stato limite di salvaguardia della vita (SLV), Figura 2.

Per ciascuno degli edifici considerati si sono impiegate due distribuzioni di forza. In particolare, si sono impiegate la seconda distribuzione del gruppo 1 e la prima distribuzione del gruppo 2, così come definiti nelle NTC 2008 [1], ovvero la prima proporzionale alla forma del primo modo di vibrare nella direzione considerata, e la seconda proporzionale alle masse di piano.

Unico aspetto non considerato in questo studio è la presenza dell'eccentricità accidentale prevista dalla normativa per ciascuna distribuzione di forze. L'ipotesi precedente, insieme con la doppia simmetria della struttura hanno portato alla definizione di quattro curve di *pushover* per ciascuna struttura.

Le curve di *pushover* possono essere trasformate in curve di capacità attraverso una riduzione omotetica di ascissa (spostamento al baricentro dell'ultimo impalcato) e ordinata (taglio alla base) attraverso il coefficiente di partecipazione modale. Infine, attraverso la divisione dell'ordinata della curva di capacità per la massa partecipante del modo principale in considerazione, è possibile rappresentare le prestazioni di tutte le strutture in maniera omogenea sul piano accelerazione-spostamento spettrale (ADRS). In Tabella 2 sono riportati i valori delle masse partecipanti e dei coefficienti di partecipazione modale nelle due direzioni principali di ciascun edificio.

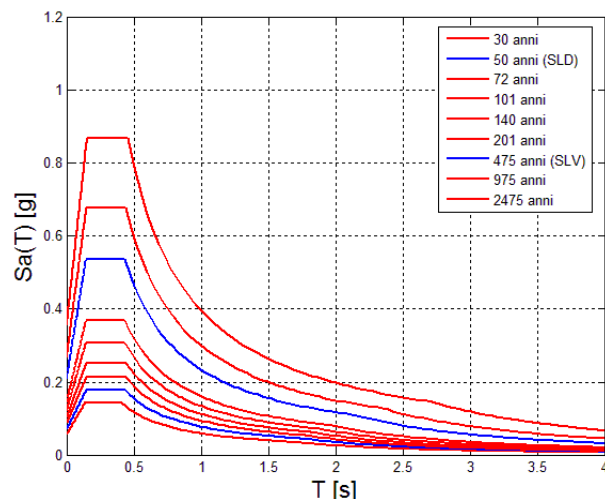


Figura 2 - Spettri associati ai nove periodi di ritorno di normativa per il sito di Mirandola [lat 44.8877, long. 11.0672], categoria di suolo C e categoria topografica T_1 .

Tabella 2. Masse partecipanti (m^*) e coefficienti di partecipazione modale (Γ) dei due modi principali in direzione longitudine (x) e trasversale (y).

ID edificio	m_x^* [tonmassa]	Γ_x	m_y^* [tonmassa]	Γ_y
1	739	1.28	693	1.31
2	650	1.27	601	1.30
3	855	1.29	799	1.31
4	1408	1.38	1442	1.35
5	1108	1.34	1100	1.35
6	1264	1.36	1261	1.34
7	1135	1.34	1130	1.33
8	891	1.30	860	1.32
9	1006	1.32	996	1.32
10	400	1.20	354	1.26
11	338	1.20	299	1.26
12	472	1.20	415	1.26

3.1 Modelli di capacità di normativa

Le verifiche di normativa da impiegarsi negli edifici esistenti sono di tre tipologie: verifiche dei meccanismi duttili (verifiche della capacità flessionale degli elementi), verifiche dei meccanismi fragili di elemento (verifiche a taglio di elemento), verifiche dei meccanismi fragili di nodo.

Per quanto riguarda le verifiche flessionali di elemento, nel caso di analisi statica non lineare, esse sono svolte attraverso il controllo della richiesta di rotazione di corda per ciascun elemento rispetto a quella capace allo stato limite ultimo considerato (salvaguardia della vita, SLV, o collasso, SLC).

La capacità della struttura per questo tipo di meccanismo è individuata dal primo elemento che attinge la crisi convenzionale. La Circolare 617 e l'EC8 parte 3 valutano la capacità rotazionale di elemento per l'SLC pari alla rotazione ultima valutata secondo l'equazione 1, mentre per l'SLV è pari al 75% della capacità all'SLC. Nella valutazione della capacità le proprietà dei materiali che compaiono nella formulazione vanno ridotte per il fattore di confidenza CF, così come indicato nella formulazione. L'eventuale presenza di armature lisce è valutata secondo l'ultimo aggiornamento dell'EC8 parte 3 in cui la capacità rotazione è moltiplicata per un fattore riduttivo 0.85. Tale aggiornamento si riferisce a recenti test sperimentali su elementi armati con barre lisce che hanno arricchito il database disponibile e hanno permesso una penalizzazione minore per gli elementi così armati [13].

$$\theta_u = 0.016(0.3)^v \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \cdot \frac{f_c}{CF} \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\omega_{pl}} \frac{f_{tm}}{f_c} (1.25^{100\rho_s}) \quad (1)$$

I simboli presenti nell'equazione 1 sono analoghi a quelli riportati nella Circolare e nell'EC8 parte 3. Va evidenziato che l'effetto del confinamento va trascurato se le staffe non sono chiuse con ganci a 135°.

Per quanto riguarda la capacità a taglio, la cosa più corretta da fare in ambito normativo italiano ed europeo [6], per quanto riguarda gli elementi esistenti, è fare riferimento alla formulazione presente nell'EC8 parte 3 [12], così come indicato nell'equazione 2. Tale formulazione richiede che venga valutata la richiesta di duttilità per la valutazione del degrado della capacità a taglio. Così come suggerito dall'EC8, nel caso di analisi non lineari, è possibile valutare questo fattore come $\mu_{\Delta pl} = \theta_r / \theta_y - 1$, in cui il valore della rotazione richiesta (θ_r) è valutato per ciascun elemento ad ogni passo

dell'analisi non lineare, mentre la rotazione di snervamento θ_y è valutata secondo la formulazione presente nell'equazione 3.

La resistenza a taglio è valutata dividendo le proprietà dei materiali che compaiono nella formulazione sia per il coefficiente di materiale γ , sia per CF.

$$V_{EC8} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[V_N + \left(1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta pl}) \right) \cdot (V_c + V_w) \right] \quad (2)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3)$$

Infine, la verifica dei nodi viene svolta attraverso un controllo delle massime tensioni principali di trazione (equazione 4) e compressione (equazione 5), confrontate con le rispettive capacità valutate in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo ridotta da CF e dal coefficiente γ_c impiegato per lo stesso in ambito di progettazione.

$$\sigma_{nt} = \left[\frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g} \right)^2} \right] \leq 0.3 \sqrt{\frac{f_c}{\gamma_c \cdot CF}} \quad (4)$$

$$\sigma_{ct} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g} \right)^2} \leq 0.5 \frac{f_c}{\gamma_c \cdot CF} \quad (5)$$

A differenza di quanto succede negli approcci di analisi lineare, la modellazione non lineare permette che nella verifica di tutti i meccanismi fragili (taglio, nodi), la domanda sia implicitamente limitata ai livelli di plasticizzazione degli elementi considerati, evitando così una verifica con valori di sollecitazione irrealisticamente alti. Quest'ultima problematica è esplicitamente superata nell'analisi lineare con spettro elastico in cui la valutazione del taglio plastico permette di tener conto forfettariamente di questo effetto, ma non nell'analisi con fattore di struttura in cui il valore 1.5 impiegato per i meccanismi fragili conduce a livelli di sollecitazione per i meccanismi fragili particolarmente cautelativi e nella gran parte dei casi irrealistici, [14].

3.2 Modellazione non lineare e curve pushover

La modellazione non lineare degli edifici è svolta secondo un approccio particolarmente semplificato. La modellazione non lineare è di tipo a plasticità concentrata caratterizzando esclusivamente il comportamento flessionale degli elementi attraverso un legame momento rotazione di corda ($M-\theta$) all'estremità di ciascun elemento. La luce di taglio è considerata pari alla metà della luce netta di ciascun elemento strutturale e il legame $M-\theta$ è trilineare, valutato tenendo conto della fessurazione, e considerando il momento di snervamento sia in corrispondenza della rotazione di snervamento che di quella ultima.

In Figura 3 sono riportate le curve di *pushover* delle dodici strutture campione espresse in termini di accelerazione spettrale e spostamento di interpiano medio (*roof drift ratio*, RDR). Per ciascuna delle curve è indicata anche l'occorrenza della prima fragile crisi negli elementi nodo (*1st joint*), e della prima crisi fragile (*1st shear*) e duttile (*1st θ_{SLV}*) negli elementi monodimensionali trave e pilastro, valutate secondo i modelli di capacità della normativa italiana e dell'Eurocodice 8 parte 3 [12].

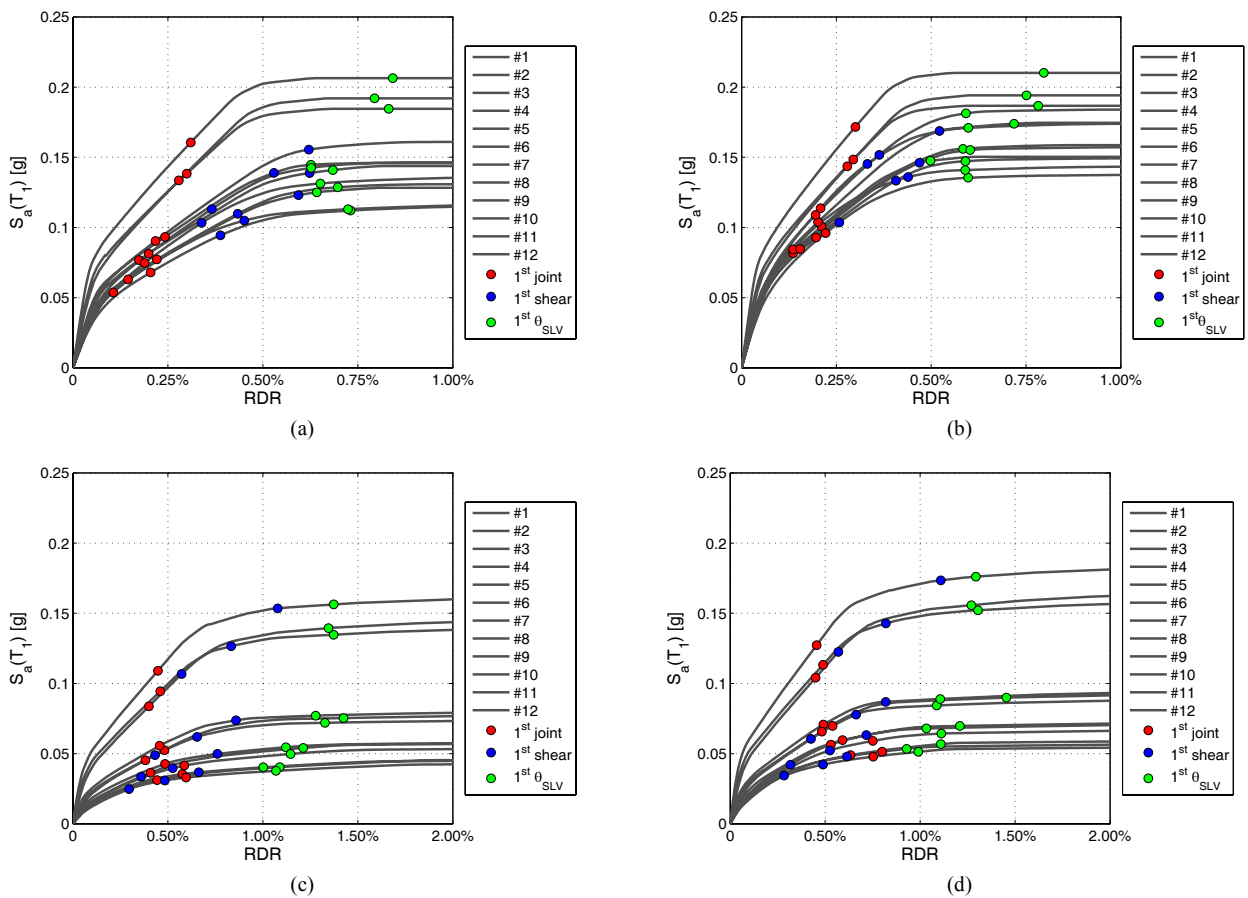


Figura 3 - Confronto tra le prestazioni dei 12 edifici espresse in coefficiente di taglio alla base, $S_a(T_1)$, e spostamento di interpiano medio, RDR, per le distribuzioni di forze modale (a), e proporzionale alle masse (b) in direzione longitudinale, e modale (c), e proporzionale alle masse (d) in direzione trasversale.

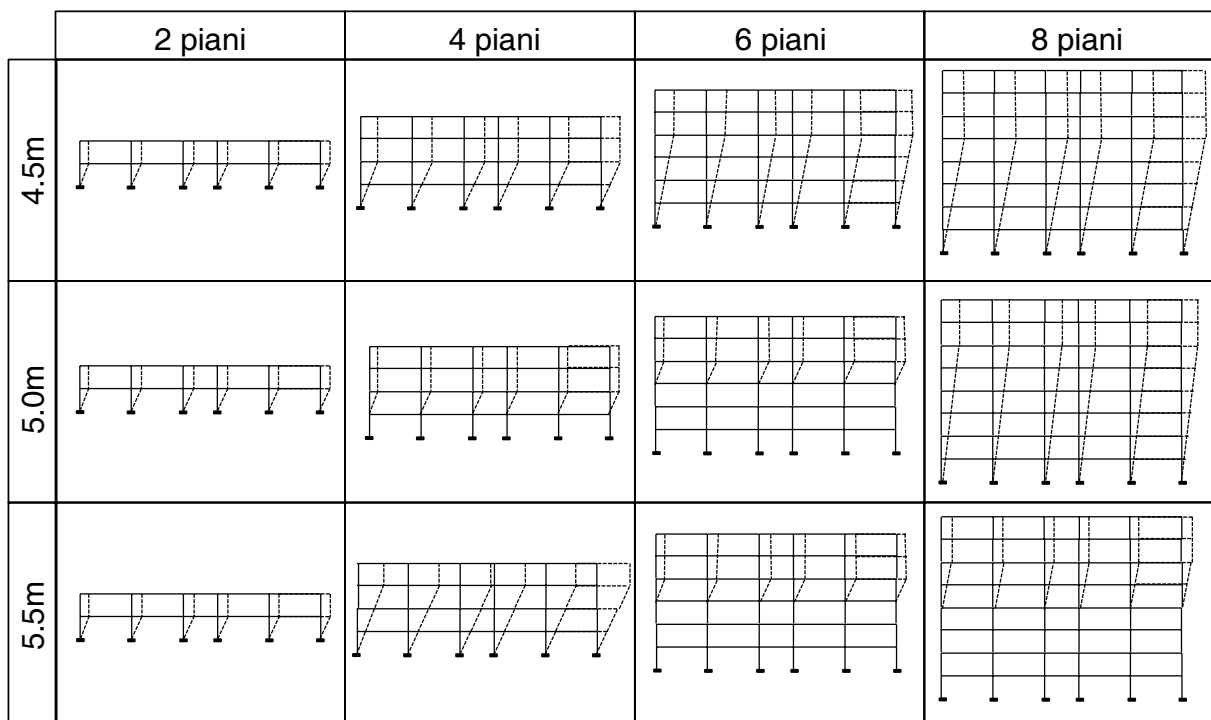


Figura 4 - Rappresentazione schematica dei meccanismi di collasso osservati per la distribuzione di forze proporzionale alla forma del primo modo di vibrare in direzione longitudinale.

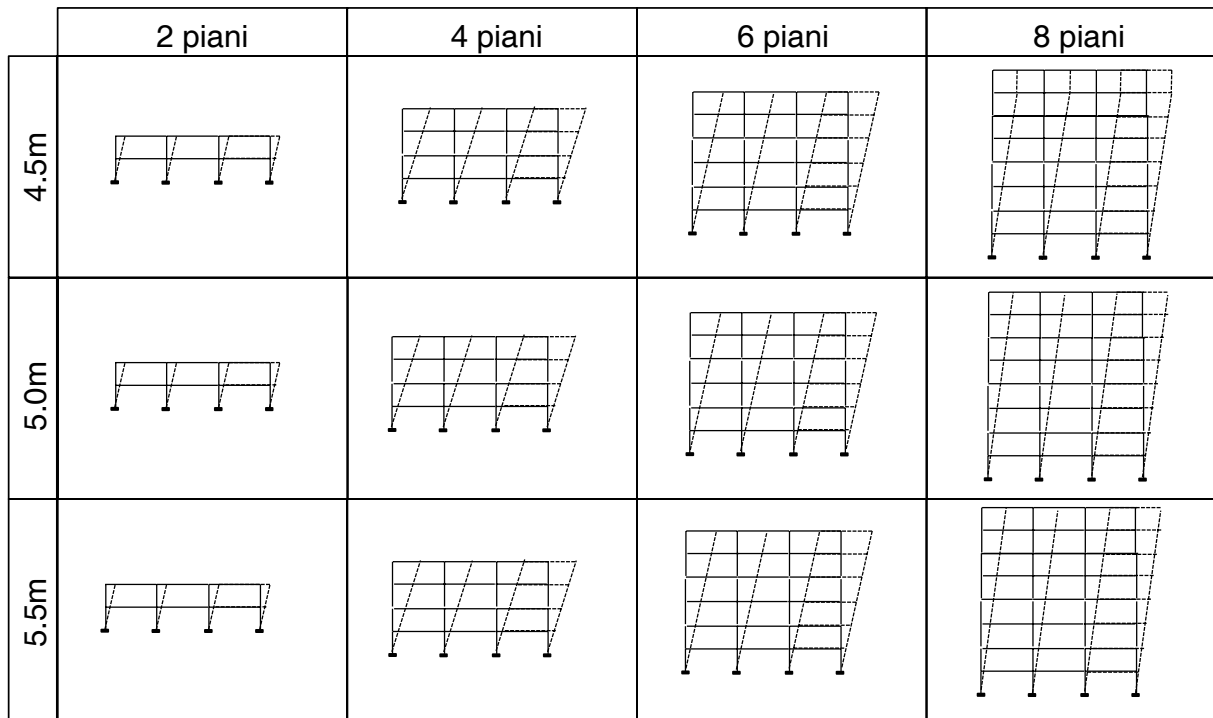


Figura 5 - Rappresentazione schematica dei meccanismi di collasso osservati per la distribuzione di forze proporzionale alla forma del primo modo di vibrare in direzione trasversale.

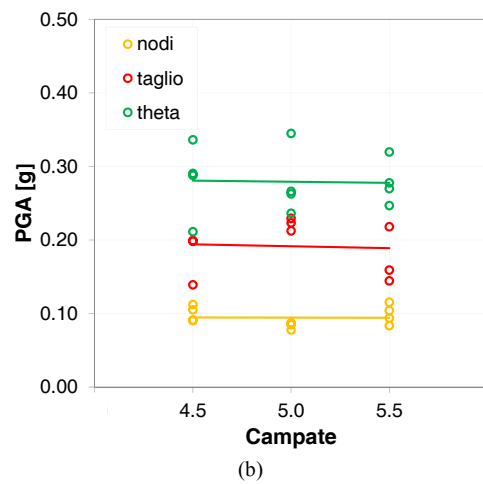
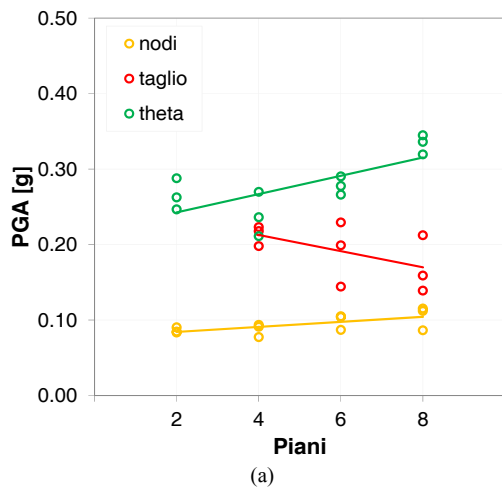


Figura 6 - Andamento della capacità in termini di PGA in direzione longitudinale in funzione del numero di piani (a), e della luce delle campate (b).

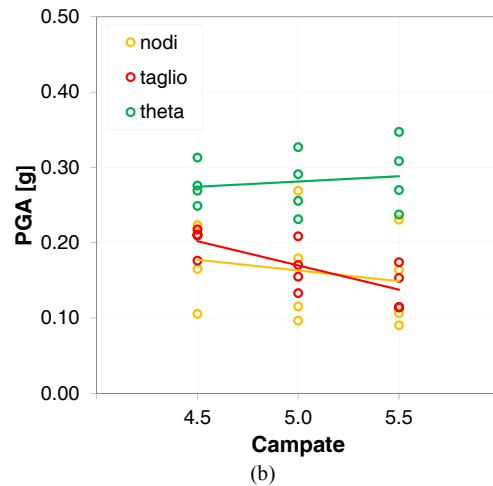
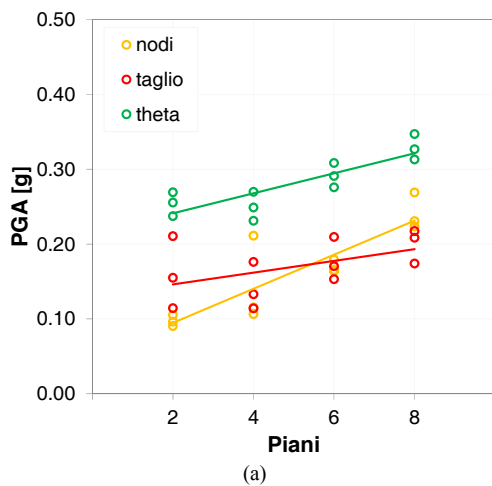


Figura 7 - Andamento della capacità in termini di PGA in direzione trasversale in funzione del numero di piani (a), e della luce delle campate (b)

E' importante enfatizzare che la prima crisi di nodo è sempre intesa come crisi per tensione principale di trazione. Infatti, le crisi di nodo per tensione principale di compressione registrate prima di quelle di trazione si verificano per valori del taglio di nodo molto bassi (quasi nulli) e per nodi posti in corrispondenza dei pilastri maggiormente caricati dallo sforzo normale. Assumendo il taglio di nodo nullo, l'equazione 5 si trasforma in un controllo dello sforzo normale adimensionalizzato valutato rispetto ad una resistenza a compressione del calcestruzzo pari al 28% di quella media (0.5/(1.2·1.5)) e quindi in alcuni casi inferiore rispetto al dimensionamento per carichi gravitazionali caratteristici svolto con la tensione ammissibile del calcestruzzo. A fronte di quest'ultima considerazione e in base ai dati sperimentali disponibili in letteratura su prove di subassemblaggi di nodo [15], si considerano come effettive crisi che limitano la capacità sismica esclusivamente quelle per tensione principale di trazione.

Indipendentemente dalla struttura, è evidente il ruolo critico svolto dalle crisi fragili. In particolare, le crisi nodali limitano la capacità di tutti gli edifici in direzione longitudinale, mentre, in quella trasversale, sono limitanti sia le crisi fragili di elemento che quelle nodali.

Il differente risultato tra le due direzioni è frutto dei diversi meccanismi di collasso delle strutture. Infatti, in direzione trasversale i meccanismi di collasso sono sempre di tipo globale, coinvolgendo tutta la struttura e facendo sì che le crisi a taglio delle travi trasversali precedano sistematicamente quelle dei nodi.

A titolo di esempio si riportano i meccanismi di collasso associati alla distribuzione di forze proporzionale al primo modo per la direzione longitudinale (Figura 4) e la direzione trasversale (Figura 5). Va enfatizzato che non si ritrovano significative differenze tra i meccanismi di collasso osservati per la distribuzione di forza modale e quella proporzionale alle masse, così come è evincibile dalla comparazione delle Figure 3a e 3b, e 3c e 3d, rispettivamente.

In Figura 6 e 7 sono mostrati gli andamenti della capacità rispetto alle diverse tipologie di crisi in funzione del numero di piani e della luce delle campate per le due direzioni degli edifici, che possono essere confrontate con la PGA di 0.21g per il sito di Mirandola su suolo C prevista per lo stato limite di salvaguardia della vita (vita di riferimento 50 anni).

L'andamento delle tipologie di crisi in funzione di numero dei piani mostra, per la direzione longitudinale (Figura 6a), un andamento crescente della capacità duttile dovuto al cambiamento di meccanismo che, all'aumentare del numero di piani, coinvolge via via più piani (si veda la Figura 4). Stesso effetto, ma con un andamento crescente di gran lunga meno significativo, si può notare sulle PGA capaci rispetto alla prima crisi di nodo, in cui l'incremento dell'area di nodo prevale rispetto all'incremento del taglio della colonna e ad un effetto sostanzialmente invariato delle travi nel contributo al taglio di nodo. La capacità rispetto alle crisi taglianti è invece caratterizzata da un andamento decrescente con il numero di piani. Questo effetto è sostanzialmente dovuto al fatto che gli elementi ad andare in crisi per gli edifici di 2 e 4 piani sono sistematicamente pilastri, negli edifici di 6 piani sono i pilastri nei casi in cui le campate sono da 5.0m e 5.5m, mentre nell'edificio con campate da 4.5 sono le travi a registrare la prima crisi a taglio. Infine per gli edifici da 8 piani sono sempre le travi ad andare in crisi a taglio e a determinare la PGA capace per crisi a taglio. Il passaggio di crisi da pilastri a travi è dovuto al progressivo modificarsi dei meccanismi di collasso (Figura 4). L'effetto decrescente di PGA capace è inoltre causato dal fatto che i pilastri si giovano del contributo di capacità a taglio da sforzo normale che garantisce una capacità a taglio maggiore. La luce delle

campate, se queste ultime sono progettate per carichi gravitazionali e quindi armate longitudinalmente e trasversalmente in maniera proporzionale alla luce, non ha alcun effetto significativo sulla capacità (Figura 6b).

In direzione trasversale, si possono fare valutazioni a parità di meccanismo di collasso (si veda la Figura 5). Sia la capacità duttile che quelle dei meccanismi fragili è crescente con il numero di piani (Figura 7a). Per il caso duttile, il numero di elementi che progressivamente deve andare a meccanismo è maggiore ottenendo così una maggiore duttilità complessiva del sistema per effetto di sovrarresistenza. I nodi che vanno in crisi in direzione trasversale sono sistematicamente quelli agli ultimi piani indipendentemente dal numero, e la PGA necessaria per far plasticizzare le travi e massimizzare il taglio di nodo progressivamente aumenta per effetto sovrarresistenza. La capacità a taglio aumenta anch'essa con il numero di piani, anche in questo caso, l'effetto di redistribuzione della sollecitazione su un numero maggiore di elementi ritarda la crisi tagliante che sistematicamente si verifica sulle travi ai piani più bassi. La luce delle campate ha un effetto più significativo in direzione trasversale (Figura 7b) rispetto alla longitudinale. Se per le crisi duttili non si osserva nessun andamento evidente, per le crisi fragili, sia a taglio che di nodo, l'assenza di progettazione delle travi per carichi gravitazionali (sono tutte armate con i minimi non essendoci nessun carico da solaio che insiste) produce un effetto decrescente della capacità all'incrementarsi della luce della campata.

L'osservazione dei risultati mostra il ruolo svolto dalle crisi di nodo che rappresentano il fattore limitante della capacità sismica di edifici progettati per carichi gravitazionali. D'altra parte, va enfatizzato che il modello di capacità, impiegato dalle normative italiana ed europea, nega la possibilità di un incremento della capacità del nodo associato a meccanismi post-fessurativi. Il confronto della stima di capacità di normativa, rispetto a test di sperimentali su sub-assemblaggi di nodo, mostra quanto, in effetti, l'approccio normativo possa essere particolarmente conservativo, Figura 8 [15].

Indipendentemente dalla possibilità di un miglioramento dei modelli di capacità per meccanismi fragili, si enfatizza il possibile ruolo chiave svolto da approcci di intervento quali riparazioni locali delle crisi fragili, come soluzione competitiva che, in siti a medio bassa sismicità, può addirittura garantire l'adeguamento se sia crisi a taglio che dei nodi vengono localmente risolte.

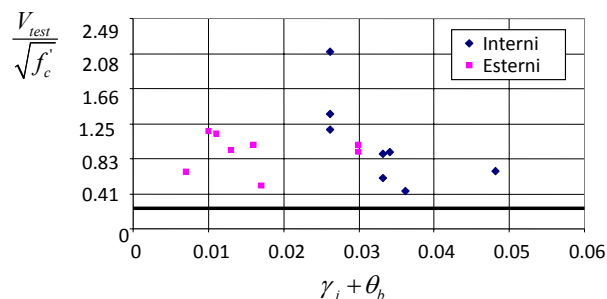


Figura 8 - Risultati sperimentali di prove su sub-assemblaggi di nodo confrontati con la capacità normalizzata (pari a 0.3) per crisi per tensione principale di trazione secondo la normativa italiana, adattato da [15].

4. RINFORZO LOCALE E RISOLUZIONE DELLE CRISI FRAGILI

Il rinforzo locale e la risoluzione delle crisi fragili, dunque, possono incrementare in maniera significativa la capacità in

termini di PGA. In Figura 9 sono mostrati gli incrementi di capacità ottenuti dalla riparazione delle crisi di nodo e a taglio. Nella maggior parte dei casi la risoluzione delle crisi fragili porta ad un completo adeguamento della struttura in quanto la PGA capace per crisi duttili supera sistematicamente la richiesta per il sito di Mirandola su suolo C. L'incremento di capacità risulta più significativo per la direzione longitudinale in cui i meccanismi di tipo non globale producono una maggiore frequenza di crisi.

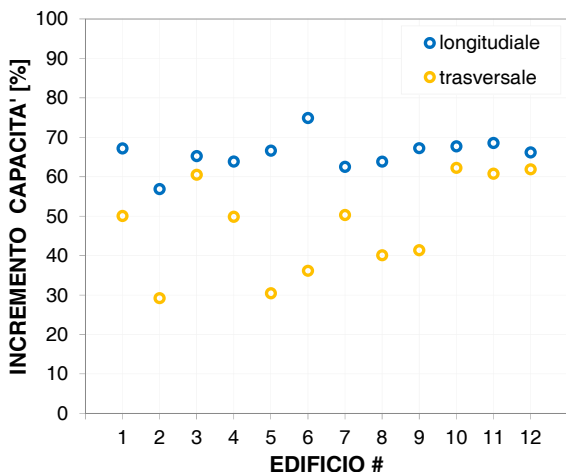
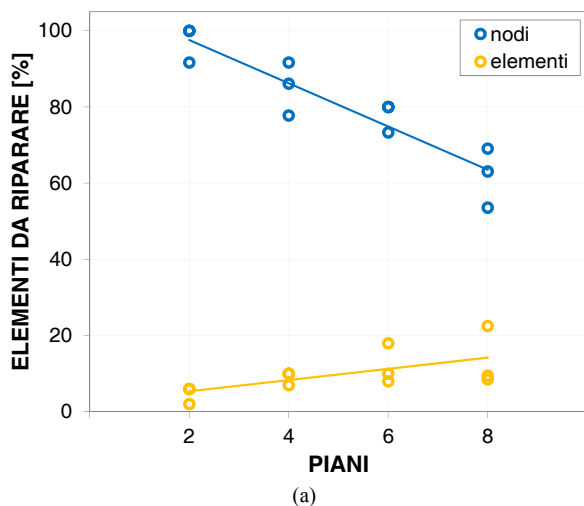


Figura 9 - Incremento di capacità percentuale rispetto alla capacità per crisi duttili, ottenuto per ciascun edificio e ciascuna direzione riparando crisi nodali e crisi a taglio.

In Figura 10 sono mostrati il numero di elementi e di nodi (in percentuale rispetto al totale per ciascun edificio) che è necessario riparare per escludere ogni tipologia di meccanismo fragile. Al crescere del numero di piani, il numero di nodi da



riparare si riduce, rimanendo in ogni caso superiore al 60% del totale. Mentre la percentuale di elementi da riparare a taglio cresce passando da un minimo del 2% ad un massimo del 22% sul totale, con un'incidenza meno significativa in termini di numero di elementi su cui intervenire rispetto ai nodi.

I risultati mostrano l'effettiva efficacia che le riparazioni locali possono portare (pur riferendosi non più a un numero "limitato" di elementi), e come un semplice intervento sui nodi [16], possa condurre ad un significativo miglioramento delle prestazioni sismiche di edifici progettati per soli carichi gravitazionali e siti in zone a medio bassa sismicità, enfatizzando l'efficacia di approcci impiegati in Italia a seguito del sisma Aquilano [16].

5. CONCLUSIONI

Lo studio parametrico proposto mostra come le crisi fragili rappresentino l'elemento di debolezza del costruito in cemento armato italiano per soli carichi gravitazionali. Il confronto con test sperimentali enfatizza come il modello di capacità di nodo, impiegato dalla normativa italiana, risulti spesso troppo conservativo. Inoltre si vede come il controllo progressivo delle crisi all'incrementarsi del carico possa condurre all'insorgere di crisi di nodo per compressione già per carichi gravitazionali. Queste ultime andrebbero non considerate nella verifica, in quanto riconducibili ad un mero controllo della tensione media di compressione per sforzo normale centrato.

I risultati mostrano come in zone a medio bassa sismicità le riparazioni locali che coinvolgano un numero significativo di elementi nodo (pressoché la totalità) e pochi elementi riparati a taglio, possono trasformarsi, di fatto, in veri e propri interventi di adeguamento.

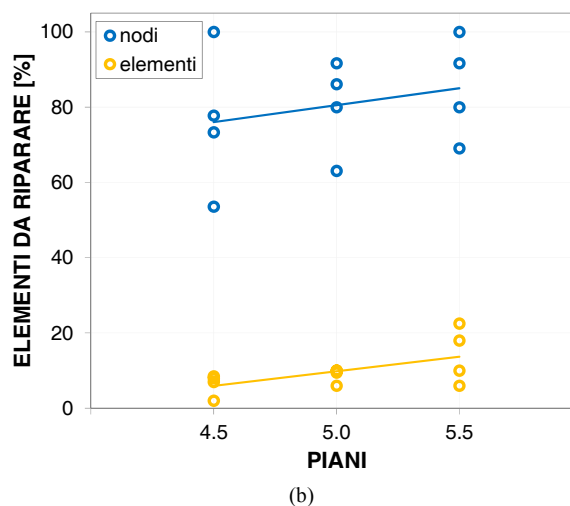


Figura 10 - Andamento del numero percentuale dei nodi e degli elementi da riparare sul totale per ogni edificio in funzione del numero di piani (a), e della luce delle campate (b).

BIBLIOGRAFIA

- [1] CS LL PP DM 14 gennaio 2008 –(2008), Norme tecniche per le costruzioni, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* 29, 4/2/2008.
- [2] REGIO DECRETO LEGGE 2229, 16 Novembre 1939. Norme per l'esecuzione delle opera in conglomerato semplice ed armato. G.U. n. 92, 18/4/1940.

- [3] MANFREDI G., MASI A., PINHO R., VERDERAME G., VONA M., (2007), Valutazione degli edifici esistenti in cemento armato, IUSSPress, Pavia.
- [4] VERDERAME G.M., POLESE M., MARINIELLO C., MANFREDI G., (2010). A simulated design procedure for the assessment of seismic capacity of existing reinforced concrete buildings, *Advances in Engineering Software*, 41: 323–335.

- [5] VERDERAME GM, POLESE M, COSENZA E. (2009). Vulnerability of existing RC buildings under gravity loads: a simplified approach for non sway structures, *Engineering Structures* 31: 2141-2151.
- [6] DE LUCA F. AND VERDERAME G.M. (2013). A practice-oriented approach for the assessment of brittle failures in existing RC elements, *Engineering Structures*, 48: 373–388.
- [7] MASI A, VONA M. (2009). Estimation of the in-situ concrete strength: provisions of the European and Italian seismic codes and possible improvements. In: Cosenza E, editor. *Eurocode 8 perspective from the Italian standpoint workshop*, Doppiavoce, Naples, Italy; 2009. p. 67–77.
- [8] RICCI P, VERDERAME GM, MANFREDI G. (2011). Analisi statistica delle proprietà meccaniche degli acciai da cemento armato utilizzati tra il 1950 e il 1980. In: *XIV Convegno ANIDIS L'Ingegneria Sismica in Italia 2011*; 18–22 Settembre, Bari, Italy.
- [9] CS LL PP CIRCOLARE 617 2009 – (2009), Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 47, 2/2/2009.”
- [10] IERVOLINO I., DE LUCA F., CHIOCCARELLI E. (2012). Engineering seismic demand in the 2012 Emilia sequence: preliminary analysis and model compatibility assessment. *Annals of Geophysics*, 55, 4: 639-645.
- [11] MANFREDI G., PROTA A., VERDERAME G.M., RICCI P., DE LUCA F. (2013). Emilia earthquake, Italy: Reinforced Concrete buildings response, *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-013-9512-x.
- [12] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN), (2005). Eurocode 8 – Design of Structures for earthquake resistance – Part 3: assessment and retrofitting of buildings. EN 1998-3, CEN, Brussels.
- [13] VERDERAME G.M, RICCI P., MANFREDI G., COSENZA E., (2010). Ultimate chord rotation of RC columns with smooth bars: some considerations about EC8 prescriptions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(6), 1351-1373.
- [14] DE LUCA F, VERDERAME GM, MANFREDI G., (2011). La verifica sismica di edifici esistenti in cemento armato: criticità dell'attuale approccio normativo italiano. *26° convegno nazionale AICAP*, Padova 19-21 May, 2011.
- [15] MOEHLE JP, LEHMAN D, LOWES L. (2006). Beam-column connections. New information on the seismic performance of existing buildings, EERI Technical Seminar; 2006.
- [16] FRASCADORE R, DI LUDOVICO M., PROTA A, VERDERAME G.M., MANFREDI G., DOLCE M, AND COSENZA E. (2014) Local strengthening of RC structures as a strategy for seismic risk mitigation at regional scale. *Earthquake Spectra*, <http://dx.doi.org/10.1193/122912EQS361M>.

EFFETTO DELLA VARIAZIONE DEI MATERIALI SULLA RESISTENZA E SULLA DUTTILITÀ DELLE STRUTTURE ESISTENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Dante Galeota, Amedeo Gregori

1 Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile-Architettura ed Ambientale, Università degli Studi dell'Aquila

SOMMARIO

La definizione degli interventi di riduzione del rischio sismico negli edifici esistenti in calcestruzzo armato, rivolti quindi al rafforzamento e/o alla riparazione post sisma delle strutture, richiede che particolare attenzione sia spesa nell'individuazione degli elementi strutturali più vulnerabili. Il presente studio mette in luce come le prestazioni attese da questi elementi varino in funzione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti (calcestruzzo ed armature di rinforzo). Differenze nella qualità dei materiali possono infatti determinarsi come risultato di molteplici fattori dipendenti sia dal tempo (invecchiamento e degrado), sia da errori e negligenze in fase di realizzazione delle opere (cattiva posa in opera del calcestruzzo, cattiva compattazione dei getti, errori nell'accettazione dei materiali in cantiere) sia in conseguenza di valutazioni sbagliate in fase di accertamento delle reali caratteristiche dei materiali in situ. Gli effetti della variabilità dei materiali sulla duttilità e sulla resistenza attesa da elementi in C.A. sono stati valutati con riferimento a situazioni ricorrenti nelle costruzioni del passato. In particolare, sono state considerate diverse combinazioni tra varie geometrie di sezione trasversale, diverse classi di calcestruzzo e varie tipologie di acciaio. Le combinazioni più critiche tra questi fattori sono quindi state riconosciute e discusse, giungendo a risultati che possono guidare i progettisti ed i tecnici a svolgere con maggior consapevolezza le loro valutazioni in merito alla vulnerabilità sismica delle strutture.

EFFECT OF MATERIALS CHANGE ON STRENGTH AND DUCTILITY OF EXISTING RC MEMBERS

SUMMARY

Interventions to be addressed to old RC structures to prevent seismic damages, to retrofit and/or for rehabilitating them after seismic events, require strategic measures to be taken in recognizing more vulnerable classes of structural elements. The present study focuses on dependence of such a vulnerability from uncertainty in quality determination of the constituent materials: concrete and reinforcing steel bars respectively. Change in the mechanical performance of steel and concrete, possibly due to time dependent factors (such as aging and other durability issues), errors and mistakes at the time of construction (wrong concrete pouring technique, poor concrete compaction, mistakes in the materials acceptance procedure) and to difficult in situ assessment of the real materials performance have been all considered in the computation of the strength and the ductility of common typologies of RC sections found in old buildings. Sensitivity of specific classes of structural elements with respect of their cross section's geometry have been highlighted and critical situation have been discussed. Provided information can be usefully employed in the assessment of RC buildings, especially when a poor knowledge level is present, such as in large scale seismic vulnerability assessment procedures.

1. INTRODUZIONE

La valutazioni relative alla sicurezza degli edifici esistenti richiedono che particolare attenzione sia spesa nell'individuazione delle principali carenze strutturali sia in termini di resistenza che di duttilità. Lo svolgimento di queste analisi, spesso complesse, richiede la preventiva conoscenza delle costruzioni in termini di geometria, dettaglio costruttivo e proprietà dei materiali in situ. L'esperienza accumulata attraverso le indagini e le ricerche svolte sugli edifici esistenti in calcestruzzo armato (C.A.) e finanziate dal Progetto Reluis 2009-13, consente di affermare che le differenze tra la qualità

dei materiali in situ e le prescrizioni di progetto sono spesso significative. Tali differenze possono risultare da molteplici fattori: l'invecchiamento e il degrado delle strutture; i possibili errori compiuti in fase di realizzazione delle opere (cattiva posa in opera e compattazione del calcestruzzo, errori nell'accettazione dei materiali in cantiere); l'errata caratterizzazione dei materiali in situ. Gli effetti sulla duttilità e sulla resistenza di elementi pressoinflessi in C.A. dovuti a deficit di prestazione dei materiali in opera sono stati valutati e discussi. Diverse combinazioni sono state considerate includendo varie geometrie di sezione trasversale, diverse classi di calcestruzzo e varie tipologie di acciaio tra quelle

ricorrenti nelle costruzioni del passato. Le combinazioni più critiche tra questi fattori sono state individuate e discusse sulla base di confronti condotti sia in termini di resistenza che di duttilità per elementi pressoinflessi. Lo studio ha consentito di definire sia i criteri per riconoscere gli elementi strutturali più sensibili alla variazione dei materiali in sito, sia i criteri quantitativi per valutare il decadimento delle prestazioni strutturali dai valori di progetto a quelli esprimibili in opera.

2. VALUTAZIONE CONVENZIONALE DELLA RESISTENZA DI SEZIONI IN C.A..

Le seguenti considerazioni sono condotte sulla base del confronto tra domini resistenti costruiti secondo procedure convenzionali basate sulle ipotesi convenzionali di calcolo adottate per i materiali nel progetto delle strutture: legame parabola-rettangolo per la curva sforzi-deformazioni del calcestruzzo e legame bilineare elastico-perfettamente plastico per l'acciaio (con le rispettive penalizzazioni in termini di resistenza e limitazioni nelle deformazioni) [1], [2]. Il caso di legami più realistici per i materiali è trattato nella sezione successiva.

2.1 Concetto di equiresistenza tra diverse sezioni in C.A.

In Figura 1 è illustrato il concetto di equiresistenza applicato al caso di sezioni di diversa forma: una compatta (350x400 mm) ed una rettangolare allungata (210x800 mm). Scelta la classe del calcestruzzo (C25/30) e la tipologia di acciaio (ad esempio FeB22k), i quantitativi di armatura possono essere determinati in modo da ottenere dalle due sezioni in C.A. le stesse combinazioni di valori resistenti ($N=0$; $M=M_T$) ed ($N=N_{max}$; $M=0$) in corrispondenza dei punti in cui i due domini di resistenza si intersecano tra loro e con gli assi coordinati. Le due sezioni in C.A. sono quindi definite equiresistenti quando mostrano la stessa resistenza sia in pura flessione (comportamento a trave) che in condizione di pura compressione (comportamento a colonna).

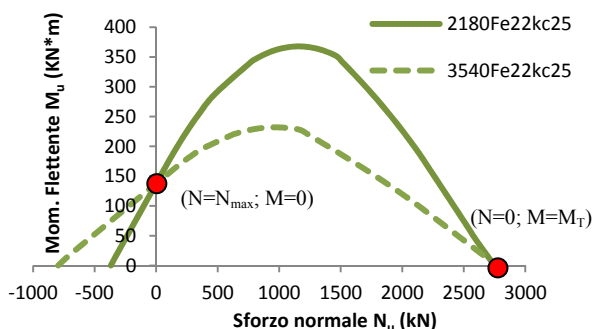


Figura 1 – Domini di due sezioni in C.A. definite equiresistenti.

Dal grafico precedente si può osservare che, tra sezioni equivalenti, l'adozione di sezioni caratterizzate da un più alto rapporto tra altezza H e base B, (ovvero di forma rettangolare allungata nel del piano di flessione), determina domini di resistenza dalla forma più acuminata rispetto al caso di sezioni di forma più compatta. Questo aspetto risulta particolarmente favorevole nel campo della pressoflessione (la compressione è assunta positiva), notando però che per flessioni agenti nel piano parallelo al lato corto della sezione rettangolare, il comportamento della sezione risulta, invece, meno

vantaggioso di quello di una sezione quadrata (la cui risposta non cambia secondo le due direzioni principali).

Nella Tabella 1 sono riportate le caratteristiche geometriche, la qualità dei materiali e le armature di varie sezioni in C.A. progettate per risultare tra loro equivalenti. I quantitativi di armatura sono stati determinati nell'ipotesi di armatura simmetrica ($A_s'=A_s$), copriferro da 30 mm e facendo riferimento ad un calcestruzzo di classe C25/30. Le tipologie di acciaio considerate sono state l'FeB22k e l'FeB44k, rappresentative dell'acciaio liscio meno resistente e dell'acciaio ad a.m. più resistente tra quelli storici più utilizzati.

Tabella 1 – Sezioni equivalenti in C.A. (progettate con riferimento a calcestruzzo di classe C25/30)

Steel Type	B (mm)	H (mm)	c (m)	$A_s'=A_s$ (mm ²)	N_{max} (M=0) (kN)	M_T (N=0) (kN*m)
FeB22k	350	400	30	2130	2780	137.6
FeB44k	350	400	30	1065	2780	137.5
FeB22k	210	800	30	985	2749	137.6
FeB44k	210	800	30	493	2749	137.7

Con riferimento alle geometria delle sezioni trasversali si è deciso di considerare i due casi di una forma quasi quadrata (350x400) ed di una forma rettangolare allungata (210x800), quest'ultima vicina al limite $H/B=4$ generalmente indicato dai regolamenti per distinguere i pilastri dalle pareti. La combinazioni di Tabella 1 sono state concepite per evidenziare con chiarezza le eventuali differenze tra i casi ricorrenti nelle costruzioni esistenti. Il criterio dell'equivalenza è stato imposto per confrontare gli effetti di variazioni nei materiali a partire da soluzioni progettuali in qualche modo simili (equivalenti) tra loro.

2.2 Effetto della variazione di tipologia dell'acciaio. Valutazione convenzionale

L'influenza della diversa geometria della sezione in calcestruzzo sulla forma dei domini resistenti è già stata discussa. I seguenti grafici illustrano l'effetto della variazione della tipologia dell'acciaio e della classe del calcestruzzo sulla resistenza delle sezioni in C.A..

La curva verde e continua in Figura 2 mostra il dominio resistente convenzionale della sezione 350x400 armata con $2130+2130$ mm² di acciaio Feb22k ed in calcestruzzo di classe C25/30.

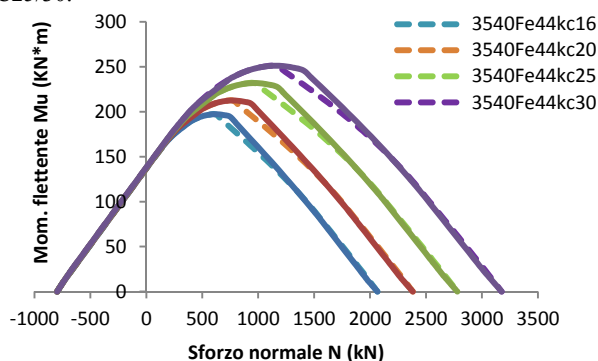


Figura 2 – Domini resistenti della sezione 350x400 al variare della classe del calcestruzzo e della tipologia di acciaio.

La linea tratteggiata verde indica il dominio della stessa sezione rinforzata con acciaio FeB44K ($1065 \times 1065 \text{ mm}^2$) in modo da risultare equiresistente alla precedente, cioè per fornire le stesse combinazioni ($N=0$; $M=M_T$) ed ($N=N_{\max}$; $M=0$) rispettivamente. Come si può notare, nel caso in cui la differenza sia legata alla sola scelta del tipo di acciaio in progetto, il concetto di equiresistenza può essere esteso all'intero dominio, in quanto le curve verdi tratteggiate e continua coincidono lungo tutto il loro sviluppo.

Lo stesso è confermato anche per classi di calcestruzzo diverse dalla C25/30, come evidenziato dalle curve tratteggiate e continue rappresentate in blu, rosso e viola che si riferiscono alle classi C16/20, C20/25 e C30/37 rispettivamente.

Una volta fissata una certa classe per il calcestruzzo, utilizzare un tipo di acciaio piuttosto che qualsiasi altro conduce, secondo calcoli convenzionali, a domini resistenti praticamente identici tra loro. Lo stesso è inoltre confermato indipendentemente dalla forma della sezione considerata, come si evince dai domini convenzionali calcolati anche per la sezione 210×800 e riportati in Figura 3.

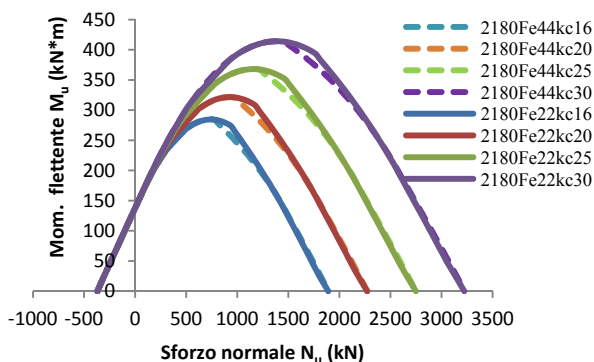


Figura 3 – Domini resistenti della sezione 210×800 al variare della classe del calcestruzzo e della tipologia di acciaio.

I dati di Tabella 1 permettono di osservare che il passaggio da acciaio tipo FeB22k ad FeB44K comporta la riduzione a metà dei quantitativi di armatura necessari. Nella costruzione dei domini di resistenza va tuttavia considerato che il valore della tensione di snervamento $f_{s,y}$ è raggiunta prima dall'acciaio FeB22k rispetto all'FeB44k; questo comporta qualche piccola differenza tra i domini a linea continua e quelli tratteggiate (ma dello stesso colore) proprio in corrispondenza dei campi di rottura della sezione per i quali l'acciaio FeB22k risulta plasticizzato prima dell'FeB44k. I due domini tornano invece a coincidere sui campi di rottura per i quali le deformazioni dell'acciaio FeB22k e dell'FeB44k risultano entrambe ben approfondite in campo plastico (oltre la deformazione ϵ_y di snervamento per l'acciaio FeB44k). Sebbene, quindi, non risultino differenze tra domini resistenti di una stessa sezione rinforzata con acciaio FeB22K piuttosto che con FeB44K, occorre invece aspettarsi che significative differenze risultino in termini di duttilità strutturale.

2.3 Effetto della variazione di resistenza del calcestruzzo. Valutazione convenzionale

Con riferimento all'effetto della variazione di resistenza del calcestruzzo sulla forma dei domini di resistenza N-M,

dalle Figure 2 e 3 è interessante osservare che i domini convenzionali si modificano mantenendo in comune il solo tratto iniziale: quello rappresentativo dei campi di rottura con sforzo assiale negativo (trazione) o solo debolmente positivo (modesta compressione). In questa situazione, infatti, il contributo resistente del calcestruzzo è convenzionalmente nullo (calcestruzzo teso) o solo poco influente nell'equilibrio della sezione resistente (calcestruzzo superiore poco compresso) mentre lo sforzo assiale risultante è maggiormente legato alle resistenze delle sole armature. Al contrario, i casi di diversa resistenza del calcestruzzo (a parità di geometria della sezione e di armature longitudinali presenti) si distinguono bene in corrispondenza dei campi di rottura caratterizzati da valori significativi dello sforzo assiale. In questo caso le prestazioni del calcestruzzo sono determinanti ed a calcestruzzi più resistenti corrispondono domini dalla forma più ampia, con valori del momento resistente più alti in corrispondenza di eguali valori di sforzo normale rispetto al caso di calcestruzzi di resistenza inferiore.

In Figura 4, le prestazioni convenzionali di sezioni in C.A. realizzate con calcestruzzi di varia resistenza sono state confrontate con quelle relative al caso di un calcestruzzo di classe C30/35 assunto come riferimento. In particolare, per la geometria 350×400 (linee tratteggiate) e per quella 210×800 (linee continue) sono state considerati i quantitativi di armatura indicati in Tabella 1 ed è stata invece fatta variare la classe del calcestruzzo nel range $C16/20 \div C35/40$. Scopo delle calcolazioni è stato quello di confrontare il valore del momento resistente M_u calcolato per la classe di calcestruzzo considerata con quello di riferimento $M_{u,C30}$ calcolato, invece, nel caso della classe di calcestruzzo C30/35 (assunta come riferimento). I confronti sono stati condotti in corrispondenza di ciascun possibile valore dello sforzo normale N ed i risultati sono stati riportati nel grafico di Figura 4. In ordinate è stato indicato il rapporto $M_u/M_{u,C30}$ ed in ascisse i valori dello sforzo assiale resistente normalizzati al valore $N_{\max,C30}$ indicativo, quest'ultimo, della massima capacità portante della sezione 350×400 (e della 210×800 equiresistente) per un calcestruzzo C30/35 (vedi Tabella 1).

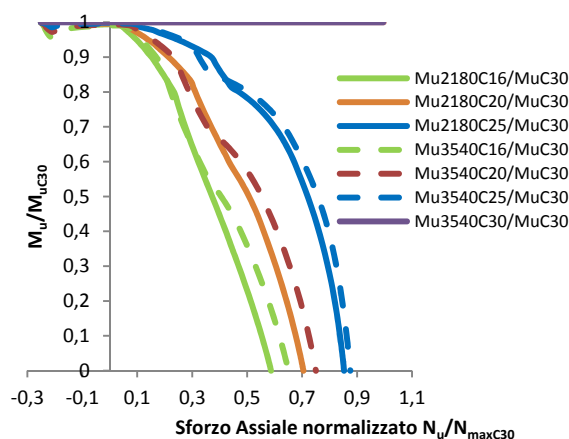


Figura 4 – Perdita di resistenza, al variare della classe del calcestruzzo, per diverse tipologie di sezioni trasversali

Le curve evidenziano che, per ogni valore dello sforzo normale considerato, al decrescere della classe del calcestruzzo da C30 a C16 si assiste ad una rapida caduta del valore resistente M_u rispetto a quello di riferimento $M_{u,C30}$.

Questo è vero in diversa misura per la sezione 350x400 rispetto a quella rettangolare 210x800 (equiresistente). In particolare, quando la resistenza del cls si riduce, nessuna risposta in termini di momento resistente è più possibile oltre certi valori dello sforzo assiale N (il massimo valore dello sforzo normale sopportabile dalla sezione ovviamente si riduce). Occorre notare che le colonne in C.A. vengono generalmente dimensionate affinché, nella pratica, non si trovino a sopportare sforzi normali superiori ad una certa percentuale del valore massimo N_{max} . Consideriamo dunque il caso di una sezione in calcestruzzo di classe C30/37, immaginando che essa sia stata progettata per non superare, nella pratica, un valore dello sforzo normale sollecitante N pari al 50% di quello massimo possibile N_{maxC30} . Partendo da questa condizione, se la classe del calcestruzzo si riducesse del 17% passando da C30 a C25 (ad esempio, per motivi legati alla cattiva realizzazione dell'opera o al suo degrado), allora la resistenza flessionale scenderebbe all'80% di quella originaria per la sezione 350x400 ed al 77% per la 210x800. Se la classe di resistenza dovesse invece ridursi a 2/3 del valore iniziale (passando da C30 a C20), il corrispondente valore di M_u scenderebbe al 58% di M_{uC30} per la sezione 350x400 ed al 52% di M_{uC30} per la sezione 210x800 (con perdite, quindi, del 42 e 48% della iniziale resistenza flessione). Nel caso in cui la classe del calcestruzzo passasse da C30 a C16, il momento resistente M_u si ridurrebbe al solo 36% di quello iniziale M_{uC30} per la sezione 350x400 ed al solo 23% di M_{uC30} per quella rettangolare 210x800. Le perdite di resistenza flessionale risultano quindi sempre più che proporzionali rispetto alla perdita di resistenza del calcestruzzo, con effetti più evidenti soprattutto nel caso della sezione rettangolare allungata. Per valori di sforzo assiale inferiori a circa 0,4 di N_{maxC30} , le due diverse forme di sezione sembrano invece ugualmente sensibili agli effetti di possibili riduzioni nella resistenza del calcestruzzo.

3. VALUTAZIONE ACCURATA DELLA RESISTENZA DELLE SEZIONI IN C.A.

3.1 Legami sforzi-deformazioni realistici

Le precedenti considerazioni si riferiscono al caso di domini convenzionali, costruiti sulla base delle ipotesi di calcolo semplificate adottate nel progetto delle strutture: legame parabola-rettangolo per la curva sforzi-deformazioni del calcestruzzo e legame bilineare elastico-perfettamente plastico per l'acciaio (con le rispettive penalizzazioni in termini di resistenza e deformazioni allo SLU). È utile, tuttavia, discutere anche i risultati che derivano dall'uso di legami più realistici per i materiali.

Le curve di legame riportate in Figura 5 si riferiscono a diversi tipi di acciaio utilizzati nel passato e ne evidenziano i diversi valori di snervamento, duttilità ed incrudimento.

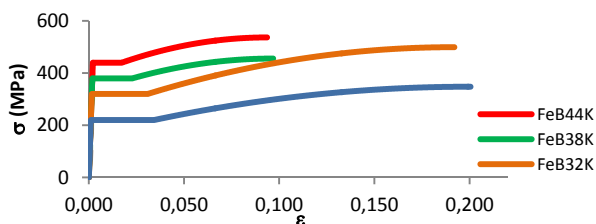


Figura 5 – Curve di legame di acciai storici

In Figura 6 sono riportate le curve sforzi-deformazioni calcolate, per diverse classi di calcestruzzo, in accordo al modello non lineare suggerito in EC2 (eq. 3.4 UNI EN 1992-1-1:2005) [3].

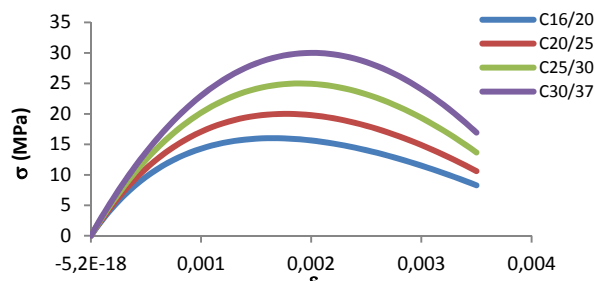


Figura 6 – Curve di legame per varie classi di calcestruzzo (EC2)

Diversamente dal legame convenzionale parabola rettangolo, il massimo sforzo è ora raggiunto dal calcestruzzo per una deformazione non più costante (0.002) ma funzione della diversa resistenza f_{cm} del materiale, assunta in questo caso variabile tra 16 e 30 MPa (resistenza cilindrica). Il valore ultimo della deformazione è invece assunta costante (0.0035) per ogni classe di calcestruzzo. Nessun effetto di confinamento è stato tenuto in conto per il comportamento a compressione del calcestruzzo, rispettando così il caso pratico di staffature molto spaziate come capita di trovare negli edifici in C.A. più datati. Per lo stesso motivo, andrebbe anche osservato che, per motivi legati all'instabilità delle barre, il legame utilizzato per gli acciai in trazione può non valere anche in compressione. Tuttavia, la massima deformazione imposta al calcestruzzo in compressione (0.0035) è sufficiente a garantire che la massima deformazione delle barre di acciaio compresse risulti compatibile con il valore oltre il quale si manifesta il buckling delle armature per inadeguata staffatura [4], [5], [6], [7]. Nessuna resistenza è stata ipotizzata per il calcestruzzo in trazione.

3.2 Modello per l'analisi della sezione allo SLU per pressoflessione

In Figura 7 è illustrato il modello adottato per la definizione delle condizioni ultime di sezioni pressoinflesse. Esso ripropone il classico approccio alle deformazioni già noto per la definizione dei campi di rottura di sezioni in C.A..

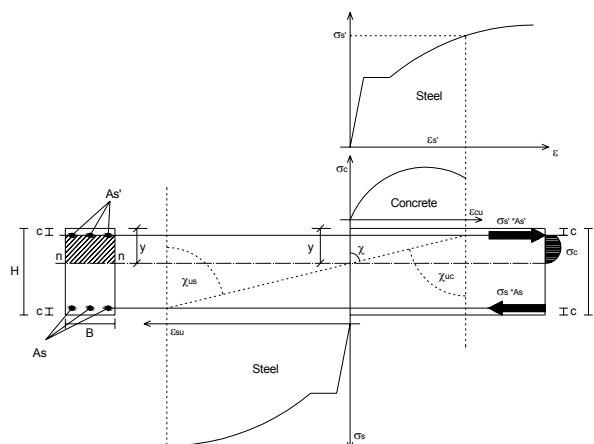


Figura 7 – Definizione dei campi di rottura

Nel modello, tuttavia, sono stati integrati i legami sforzi-deformazioni per il calcestruzzo e l'acciaio di cui al precedente paragrafo. Si considera, inoltre, che la crisi della sezione si determini per schiacciamento del calcestruzzo quando la deformazione ultima del calcestruzzo è raggiunta a livello delle armature compresse e non in corrispondenza del lembo più esterno della sezione. A tale condizione si arriva escludendo (gradualmente) la parte di copriferro la cui deformazione risulta superiore al valore limite di 0.0035. Viene mantenuta l'ipotesi di sezioni piane, mentre la distribuzione delle tensioni sulla sezione è ricavata in funzione dei valori puntuali di deformazione e dei legami non lineari definiti per i materiali. I valori resistenti dello sforzo normale N_u e del momento flettente M_u associati ad ogni possibile stato di deformazione sono ricavati con il metodo delle strisce, computando i vari contributi rispetto al centro geometrico dell'intera sezione in calcestruzzo.

3.3 Effetto del tipo di armatura sulla forma dei domini resistenti. Valutazione accurata.

In Figura 8 sono riportati due domini di interazione calcolati secondo il modello avanzato di cui al paragrafo precedente. I domini si riferiscono a due sezioni tra loro equivalenti del tipo 210x800, una rinforzata con acciaio FeB22K (linea continua) e l'altra con FeB44k (linea tratteggiata). La classe di resistenza ipotizzata per il calcestruzzo è la C30/35. Per chiarezza, i domini sono stati riportati solo per sforzi normali di compressione. I domini di Figura 8 non sono direttamente confrontabili con quelli già indicati in Figura 3, che invece derivano dalle ipotesi semplificate adottate nel progetto delle sezioni in C.A. (inclusa l'adozione dei coefficienti di sicurezza per i materiali).

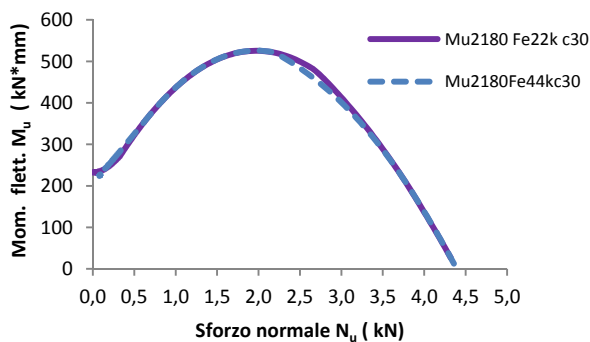


Figura 8 – Equivalenza tra domini resistenti di sezioni equivalenti

Dalla Figura 8 si può osservare come anche i domini di interazione ottenuti a partire da legami più realistici per il calcestruzzo e per l'acciaio risultino tra loro sovrapponibili, confermando così le conclusioni già tratte a partire dai domini convenzionali di Figura 3.

Risultati dello stesso tipo sono stati confermati anche per sezioni equivalenti di forma diversa (350x400) e per qualunque classe di calcestruzzo, dimostrando così la sostanziale ininfluenza del tipo di acciaio scelto in progetto sulla forma dei domini resistenti di qualsiasi sezione in C.A..

Per questo motivo, quando non diversamente specificato, le valutazioni condotte in termini di resistenza faranno sempre riferimento, in seguito, al solo caso di acciaio tipo FeB22K. Il

confronto tra casi relativi ad altre tipologie di acciaio condurrebbe, infatti, ad analoghe conclusioni.

3.4 Effetti della variazione della classe del calcestruzzo sulla resistenza di sezioni in C.A.. Valutazione accurata.

Il grafico in Figura 9 è simile a quello di Figura 4, sebbene i dati in esso riportati siano il risultato dall'applicazione del nuovo modello proposto per la descrizione del comportamento allo SLU delle sezioni in C.A. in alternativa a quello convenzionale di progetto.

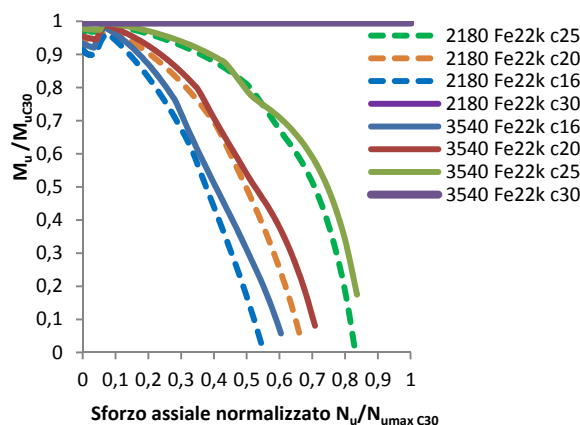


Figura 9 – Perdita di resistenza, al variare della classe del calcestruzzo, per diverse tipologie di sezioni trasversali.

Per valori dello sforzo normale pari al 50% di quello massimo $N_{u,max C30}$ (riferito alla classe C30/37), si ricava che se la classe del calcestruzzo passa da C30 a C16 allora il corrispondente momento resistente M_u della sezione 350x400 si riduce al solo 30% del valore iniziale $M_{u,C30}$. Per la sezione 210x800, la riduzione di resistenza flessionale è ancora più forte, con un valore finale M_u pari solo al 18% di quello iniziale.

Le perdite di resistenza flessionale sono in questo caso ancora maggiori di quelle già stimate attraverso la procedura convenzionale di progetto delle sezioni in C.A., che quindi non risulta cautelativa. I dati confermano che le sezioni di forma rettangolare più allungata sono più sensibili alle riduzioni di resistenza del calcestruzzo, manifestando perdite prestazionali percentualmente più alte. Questo spinge a ritenere che in conseguenza di possibili riduzioni nella resistenza del calcestruzzo (per degrado, cattiva posa in opera, ecc.) la vulnerabilità delle pareti sia più alta che per le colonne.

4. CONSIDERAZIONI SULLA DUTTILITÀ

La duttilità di una sezione in C.A. viene valutata raffrontando le condizioni ultime della sezione, definite dal raggiungimento della deformazione limite (convenzionale) da parte del calcestruzzo compresso, con quelle corrispondenti al raggiungimento del limite di elasticità da almeno uno dei materiali (generalmente l'acciaio teso). Il raffronto viene eseguito valutando, a parità di sforzo normale agente N , il rapporto tra il valore della curvatura χ_u che corrisponde alla condizione ultima e quella χ_y corrispondente al limite di elasticità. La duttilità di una sezione in C.A. è dunque

funzione del valore dello sforzo normale considerato e si riduce rapidamente al crescere di questo (fragilizzazione dovuta allo sforzo normale). Scopo della presente sezione è di evidenziare come la duttilità delle sezioni in C.A. si modifica per effetto di variazioni nelle caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio. Per le analisi che seguono sono stati utilizzati i legami realistici precedentemente illustrati per i materiali. I valori di curvatura χ_u e χ_y sono stati calcolati come segue.

4.1 Calcolo delle curvature e della duttilità

Assegnata una certa sezione in C.A. e facendo riferimento a numerose configurazioni ultime con crisi lato calcestruzzo ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$), è stata definita un'associazione tra i valori della curvatura ultima χ_u , dello sforzo normale ultimo N_u e del momento flettente M_u calcolati attraverso il metodo delle strisce. Sono state così definite numerose terne di valori (χ_u ; N_u ; M_u) per ogni sezione considerata. Le coppie (N_u ; M_u) hanno permesso la costruzione dei domini resistenti già considerati nei paragrafi precedenti. Le coppie di valori (N_u ; χ_u) descrivono la variabilità della curvatura ultima χ_u in funzione dello sforzo normale agente N (curva rossa di Figura 10). Procedendo analogamente per le configurazioni deformate di limite elastico per l'acciaio teso ($\epsilon_s = \epsilon_y$) si sono ricavate le terne (χ_y ; N_y ; M_y). Le coppie di valori (N_y ; χ_y) descrivono, per la sezione in C.A. considerata, la variazione delle curvature di limite elastico χ_y in funzione dello sforzo normale agente N (curva blu di Figura 10). I dati riportati in figura 10 si riferiscono, in particolare, ai risultati ottenuti per una sezione 350x400 in calcestruzzo di classe C30/37 rinforzata con 2130+2130 mm² di acciaio FeB22k. Per il calcolo della duttilità ha senso considerare le curve rossa e blu di Figura 10 fino al punto del loro incontro in B. Valori dello sforzo normale N superiori al valore critico N_B non consentono la definizione di alcuna curvatura di limite elastico χ_y perché valori $N > N_B$ comportano deformazioni delle armature sempre inferiori al limite elastico ϵ_y . In accordo alla definizione di duttilità in termini di curvatura $\mu = (\chi_u / \chi_y) - 1$, solo per valori dello sforzo assiale N inferiori a quello critico N_B è quindi possibile definire valori di duttilità per la sezione considerata. In corrispondenza dello sforzo normale critico N_B i valori della curvatura ultima χ_u e di quella di limite elastico χ_y si eguagliano e la duttilità della sezione si assume nulla.

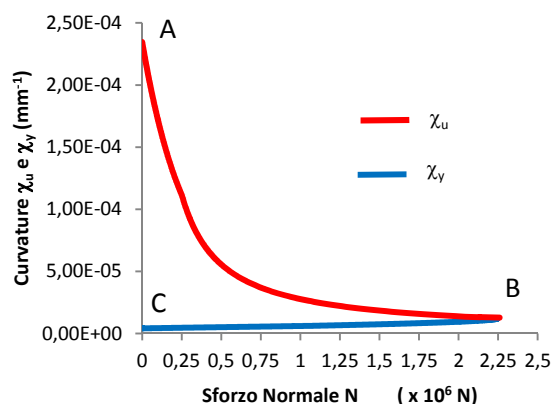


Figura 10 – Andamento delle curvature ultime e di limite elastico al variare dello sforzo normale, per una sezione 350x400 mm rinforzata con 2130+2130 mm² di acciaio FeB22k (copriferro 30mm).

Nella Tabella 2 sono stati riportati i valori dello sforzo assiale critico N_B calcolati per diverse sezioni in C.A.. Per ciascuna sezione è stato anche indicato il valore del massimo carico assiale N_{max} sopportabile, ricavato considerando una distribuzione uniforme di deformazione sulla sezione fino al raggiungimento della massima tensione f_c da parte del calcestruzzo. Per ciascuna delle sezioni considerate è stato quindi evidenziato il rapporto $v_{\mu 0} = N_B / N_{max}$ che esprime la porzione del carico assiale massimo N_{max} in corrispondenza della quale la sezione è in condizioni di non poter più garantire alcuna duttilità flessionale. È interessante notare come i valori di $v_{\mu 0}$ (particolarmente bassi) dipendano principalmente dalla geometria della sezione trasversale e dalla tipologia di armatura utilizzata, essendo invece poco influenzati dalla classe del calcestruzzo.

Tabella 2 – Valori critici N_B del carico assiale per cui la duttilità di alcune sezioni in C.A. si annulla. Raffronto con la massima capacità assiale N_{max} delle sezioni

BxH (mm)	Tipo di rinforzo	f_c N/mm ²	N_B (N) x 10 ⁶	N_{max} (N) x 10 ⁶	$v_{\mu 0} = N_B / N_{max}$	$v_{\mu 0}$ med
210x800	FeB22K (As=As'=986mm ²)	16	1.59	2.89	0.55	0.54
		20	1.88	3.56	0.53	
		25	2.42	4.39	0.55	
		30	2.76	5.23	0.53	
	FeB44k (As=As'=493mm ²)	16	1.24	2.90	0.43	0.43
		20	1.54	3.57	0.43	
		25	1.93	4.40	0.44	
		30	2.29	5.24	0.44	
350x400	FeB22K (As=As'=2130mm ²)	16	1.28	2.67	0.48	0.49
		20	1.57	3.23	0.49	
		25	1.92	3.92	0.49	
		30	2.26	4.60	0.49	
	FeB44k (As=As'=1065mm ²)	16	1.02	2.69	0.38	0.39
		20	1.25	3.25	0.38	
		25	1.54	3.94	0.39	
		30	1.82	4.64	0.39	

I valori medi più favorevoli per $v_{\mu 0}$ sono associati al caso delle sezioni di forma rettangolare più allungata (210x800) in combinazione all'uso di acciaio meno resistente. (FeB22k). Tuttavia, anche in questo caso il valore dello sforzo assiale critico N_B vale appena il 55% circa dello sforzo normale massimo N_{max} ($v_{\mu 0} = 0.55$), mentre per acciaio FeB44k tale valore scende ad $N_B = 0.43 N_{max}$. Per la sezione trasversale 350x400 i valori del rapporto $v_{\mu 0} = N_B / N_{max}$ sono ancora più sfavorevoli, raggiungendo i minimi di 0.49 e 0.38 per acciai tipo FeB22k ed FeB44k rispettivamente. Valori così bassi del rapporto $v_{\mu 0} = N_B / N_{max}$ destano particolare preoccupazione e lanciano un allarme anche sulla consueta prassi di predimensionare le colonne in C.A. in modo che il massimo carico assiale previsto in progetto non superi il 50% della capacità assiale. I dati appena discussi e riportati in Tabella 2 mostrano infatti che la duttilità (convenzionale) di colonne a sezione trasversale regolare tende ad annullarsi già per sforzi normali inferiori al 40% della capacità assiale.

Deve inoltre preoccupare il caso in cui la differenza tra varie classi di calcestruzzo non risulti da diverse ipotesi di progetto (il che non avrebbe alcuna conseguenza sul valore del rapporto $v_{\mu 0} = N_B / N_{max}$) quanto da difformità del calcestruzzo in opera rispetto alle prescrizioni di progettato. In tali circostanze, il valore del rapporto $v_{\mu 0}$ va infatti calcolato dal rapporto tra il valore del carico assiale critico N_{Bc^*} associato alla classe C* del calcestruzzo in opera e quello N_{max} del carico assiale massimo associato alla classe di calcestruzzo di progetto. Nel caso, ad esempio, di un calcestruzzo di classe C30 (in progetto) che risultasse di classe C16 in situ, i dati di Tabella 2 consentono di ricavare per la sezione 350x400 rinforzata con acciaio FeB44k, un valore $v_{\mu 0} = N_{Bc16} / N_{max\ c30}$ pari a 0,22, a significare che per valori dello sforzo assiale pari al solo 22% della massima capacità portante di progetto, la sezione risulterebbe già priva di duttilità in flessione.

4.2 Dipendenza della duttilità dal carico assiale

Si è già detto che la duttilità di una sezione in C.A. è funzione del carico assiale agente N, specificando che per valori superiori al carico assiale critico N_B , la duttilità si assume convenzionalmente nulla (deformazione delle armature tese ancora in campo elastico o in compressione). Si vuole qui affrontare il problema di come la duttilità degradi più o meno rapidamente al crescere del carico assiale N confrontando tra loro le varie sezioni equivalenti di Tabella 1. In particolare, si vuole evidenziare l'influenza di variazioni nella classe del calcestruzzo e nella tipologia degli acciai nel caso di sezioni equivalenti di diversa forma: 350x400 e 210x800 rispettivamente.

Nel grafico che segue sono messi in evidenza i valori del rapporto tra la curvatura ultima χ_u e quella di limite elastico χ_y al variare dello sforzo normale N tra zero (flessione semplice) ed il valore critico N_B . Tale rapporto rappresenta il valore della duttilità di curvatura μ incrementato dell'unità. Le varie curve si riferiscono tutte alla sezione 350x400 e sono state ottenute variando la classe del calcestruzzo da C30 a C16. Le curve continue si riferiscono ad armature tipo FeB22k; quelle tratteggiate ad armature tipo FeB44k. Le combinazioni di dati sono quelle già indicate in Tabella 2: i quantitativi di armatura sono quelli necessari per il soddisfacimento delle condizioni di equivalenza tra le sezioni considerate.

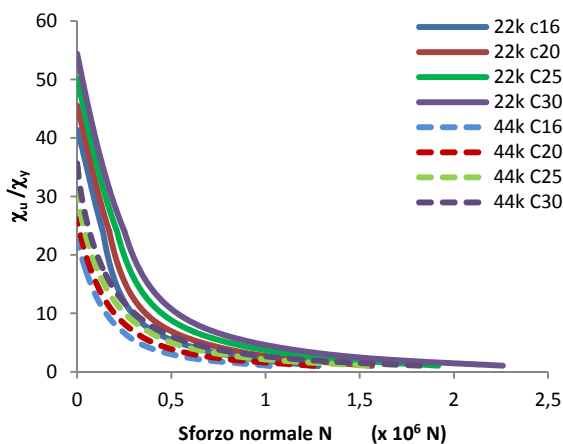


Figura 11 – Valori della duttilità di curvatura (aumentati dell'unità) al variare dello sforzo normale N per una sezione 350x400 mm.

Come si può notare dalla Figura 11, a parità di sforzo normale N la duttilità offerta dalla sezione 350x400 rinforzata con acciaio tipo FeB22k è sempre notevolmente superiore a quella della stessa sezione equiresistente armata con acciaio tipo FeB44k, per qualunque classe di calcestruzzo considerata. Al diminuire della resistenza del calcestruzzo, la duttilità della sezione si riduce drasticamente. Le stesse considerazioni qualitative possono essere tratte anche per la sezione rettangolare 210x800.

Nel grafico di Figura 12 si confrontano la sezione 350x400 e quella 210x800 facendo riferimento alle sole due classi estreme di resistenza per il calcestruzzo (C16 e C30) ed alla tipologia di acciaio FeB22K (che garantisce comportamenti più duttili).

Come si può osservare, a parità di resistenza del calcestruzzo, la duttilità offerta dalla sezione rettangolare alta (210x800) è sempre superiore a quella della sezione equiresistente di forma più regolare (350x400). Lo stesso è confermato anche dalle curve nel grafico di Figura 13, riferite al caso di armature tipo FeB44K.

Dal confronto tra le Figure 12 e 13 si può inoltre notare come il passaggio da acciaio FeB22k ad FeB44k comporti sempre una forte riduzione dei valori di duttilità per ogni valore dello sforzo normale considerato.

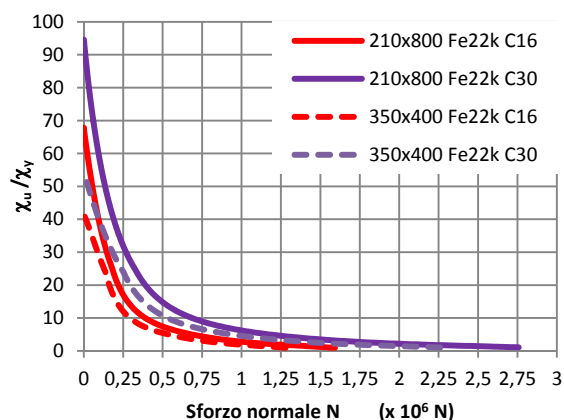


Figura 12 – Confronto tra i decadimenti della duttilità di curvatura (aumentati dell'unità) per una sezione 350x400 e 210x800mm: armature di rinforzo tipo FeB22k ed calcestruzzo di classe C16 e C30.

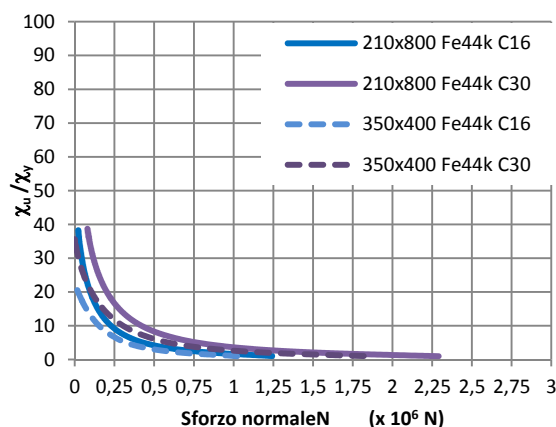


Figura 13 – Come in Figura 12 ma considerando armature tipo FeB44k anziché FeB22k.

È interessante valutare come la duttilità si riduca in conseguenza di una variazione nella classe del calcestruzzo. Nel grafico di Figura 14 è indicato il rapporto tra i valori di duttilità μ_{C16} ottenuti con calcestruzzo di classe C16 rispetto a quelli μ_{C30} relativi a calcestruzzo di classe C30. Il decadimento della duttilità al variare della resistenza del calcestruzzo è messa in evidenza per valori dello sforzo normale $N < N_B$, ovvero per valori di N inferiori alla soglia critica oltre la quale non è più definito alcun valore della duttilità. Per convenienza grafica, i valori dello sforzo assiale N sono stati normalizzati rispetto al valore di $N_B = 1.28 \cdot 10^6$ N ricavato per la sezione 350x400 armata con acciaio tipo FeB22k e calcestruzzo di classe C16 (il minore valore di N_B tra quelli di Tabella 2).

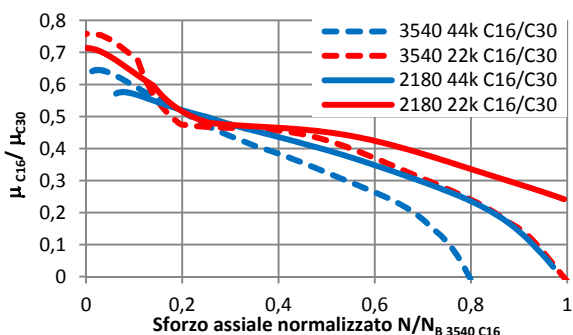


Figura 12 – Variazioni della duttilità in funzione dello sforzo normale agente e della classe del calcestruzzo.

Il rapporto tra la duttilità μ_{C16} offerta dalla sezione 350x400 in calcestruzzo C16 e quella μ_{C30} della stessa sezione in calcestruzzo C30 è indicato con linea tratteggiata blu per acciaio FeB44k e tratteggiata rossa per acciaio FeB22k. Lo stesso codice di colore è stato utilizzato anche per la sezione 210x800, però con linee a tratto continuo. Si può quindi osservare che l'effetto della riduzione di classe del calcestruzzo sulla duttilità di curvatura è più evidente nel caso di utilizzo di acciaio FeB44K (le curve in blu risultano sempre inferiori alle analoghe rosse). Per carichi assiali inferiori al 20÷30% del valore N_B usato nella normalizzazione, quando la classe di calcestruzzo passa da C30 a C16 la duttilità residua μ_{C16} si riduce a valori tra l'80 ed il 50% di quelli di riferimento μ_{C30} . Per valori ancora maggiori dello sforzo assiale, la duttilità μ_{C16} si riduce ulteriormente, perdendo dal 50% al 100% dei valori di riferimento μ_{C30} . In conseguenza della variazione nella classe del calcestruzzo da C30 a C16, le maggiori perdite di duttilità si riscontrano nel caso della sezione più compatta 350x400mm rispetto a quella rettangolare allungata 210x800 mm e tali perdite sono inoltre accentuate nel caso di impiego di acciai più resistenti (FeB44k anziché FeB22k). Questi risultati sottolineano dunque che, in conseguenza di possibili deficit di resistenza del calcestruzzo in opera rispetto alle ipotesi di progetto, le strutture potenzialmente più soggette alla problema della riduzione della duttilità sono quelle più recenti, perché armate con acciai più performanti del passato.

4. CONCLUSIONI

Differenze tra le prestazioni dei materiali in opera e le prescrizioni di progetto possono risultare dal degrado delle

strutture, da errori di realizzazione (cattiva posa in opera del calcestruzzo, cattiva compattazione dei getti, errori nell'accettazione dei materiali in cantiere) o da caratterizzazioni sbagliate dei materiali in situ. Il presente studio evidenzia gli effetti di possibili variazioni nella qualità dei materiali nella stima della resistenza e della duttilità di elementi pressoinflessi in calcestruzzo armato. Si evidenzia che i domini di interazione non sono sostanzialmente influenzati del tipo di acciaio scelto in progettazione. Deficit di resistenza del calcestruzzo in opera penalizzano più che proporzionalmente le resistenze strutturali. Tali riduzioni di capacità sono sottostimate dai modelli convenzionali utilizzati per il progetto allo SLU delle sezioni in c.a. pressoinflesse. Le sezioni di forma più allungata (secondo il piano di flessione) presentano maggiori perdite di resistenza rispetto a quelle di forma più compatta. L'uso di acciai più resistenti penalizza significativamente la duttilità strutturale. La duttilità di curvatura (convenzionale) tende ad annullarsi per valori dello sforzo assiale anche inferiori al 50% della capacità assiale di progetto. Tale percentuale residua si abbassa ulteriormente per resistenze del calcestruzzo in sito inferiori alle prescrizioni di progetto. Le peggiori prestazioni, in questo caso, sono offerte dalle sezioni di forma più compatta. Deficit di resistenza del calcestruzzo influenzano notevolmente la duttilità. Per valori dello sforzo assiale superiori al 20÷30% della capacità assiale disponibile, una riduzione della resistenza del calcestruzzo in sito a metà del valore di progetto (per esempio dalla classe C30 alla classe C16) comporta riduzioni della duttilità a valori compresi tra il 50% ed il 100% in meno. Le maggiori perdite sono in questo caso manifestate dalle sezioni compatte. Per gli interventi relativi agli edifici esistenti in c.a. si consiglia quindi di intervenire per resistenza sugli elementi pressoinflessi riconducibili alla forma di pareti e per duttilità sugli elementi di sezione trasversale più compatta.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE, D.M. 14/01/2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni, (G.U. n. 29, 4 febbraio 2008).
- [2] CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI, Circolare 2 febbraio 2009 n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, (G.U. n.47 del 26 febbraio 2009).
- [3] Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1. 2005
- [4] MAU, E.T., EL-MABSOUT, M. (1989) - Inelastic buckling of reinforcing bars. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, (115) 1, 1-17
- [5] MONTI, G., NUTI, C. (1992) - Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling, Journal of Structural Engineering, ASCE, (118) 12, 3268-3284.
- [6] GOMES, A., APPLETON, J. (1997) - Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling, Eng. Structures, Elsevier, (19) 10, 822-826.
- [8] ATTOLICO, A., BIONDI, S., NUTI, C., PETRANGELI, M. (2000) - Influence of buckling of longitudinal rebars in finite element modelling of reinforced concrete structures subjected to cyclic loading, Proc. of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 30 Jan. – 4 Feb. 2000, EQC-NZSEE, Silverstream, Paper No. 0896.

CALCESTRUZZI CON INERTI OTTENUTI DA MATERIALI RICICLATI: STATO DELL'ARTE E PROSPETTIVE FUTURE

Giuseppe Carlo Marano, Pietro Mezzapesa

Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria Civile e dell'Architettura, Politecnico di Bari

SOMMARIO

In questa memoria si vuole sviluppare una disamina sulla letteratura tecnica e scientifica dei possibili materiali da riciclo di origine plastica impiegabili per la sostituzione degli aggregati nei calcestruzzi, sulle loro specifiche caratteristiche e sulle prospettive in chiave ambientale e produttiva. Nello specifico si analizzano alcuni comuni materiali plastici utilizzabili nelle miscele cementizie come aggregati provenienti dal trattamento di pneumatici di fine uso (PFU), di polietilene tereftalato (PET) e di apparecchiature elettriche ed elettroniche (E-Plastic). Si valutano le caratteristiche dei mix design, le eventuali aggiunte che ne migliorano le prestazioni e le percentuali di aggregato possibili come sostituzione di inerti naturali.

La necessità di trovare una soluzione allo smaltimento dei rifiuti sopra citati, unitamente all'esigenza di produrre calcestruzzo in modo sostenibile, hanno generato numerose sperimentazioni che riguardano la produzione di miscele cementizie costituite, interamente o parzialmente, da materiali provenienti da processi di riciclo. I risultati ottenuti allo stato dell'arte hanno convinto i ricercatori ad orientare la sperimentazione sulla stessa lunghezza d'onda, cercando di migliorare eventuali carenze, con l'obiettivo di ottenere un conglomerato cementizio totalmente costituito da materiali da riciclo, anche nella componente legante.

CONCRETE WITH AGGREGATES FROM WASTE MATERIALS: STATE OF THE ART AND FUTURE PERSPECTIVES

SUMMARY

In this paper we want to develop a discussion on the technical and scientific literature of the possible recycled materials that can be used for the replacement of aggregates in concrete, on their specific characteristics and prospects in key environmental and productive. We analyze cement mixtures containing aggregates from mechanical shredding of tires end use (PFU), polyethylene terephthalate (PET) and electrical and electronic equipment (E-Plastic). In some cases, the percentages of recycled aggregate will be added to the silica fume, dust, scrap steel industries.

The need to find a solution to the waste described above, together with the need to produce concrete in a sustainable manner, have generated numerous experiments on the production of cement mixtures consist wholly or partly from materials from recycling processes. The results obtained state of the art have convinced the researchers to orient the experimentation on the same wavelength, trying to improve any deficiencies, with the goal of obtaining a cement conglomerate totally made from recycled materials, also in the binder component.

Introduzione

Lo sviluppo sostenibile e la tutela dell'ambiente sono divenuti obiettivi chiave della società moderna. Un ruolo chiave in questo ambito viene svolto dalla riduzione dell'inquinamento, dalla conservazione delle risorse naturali e dal risparmio energetico, tutti aspetti importanti nel settore dell'ingegneria civile. In questo contesto la produzione di calcestruzzo gioca un ruolo fondamentale, essendo il materiale da costruzione più usato al mondo (due volte l'acciaio, il legno, la plastica e alluminio combinati) e per questo le sfide aperte nel produrre questo materiale sono legate all'esaurimento degli aggregati naturali, all'elevata emissione di anidride carbonica associata alla produzione di cemento, ed alla possibilità di usare inerti riciclati nella produzione di nuovi calcestruzzi.

In questo ambito esistono un'ampia gamma di possibilità attualmente studiate per sostituire, parzialmente o totalmente, gli aggregati naturali con altri artificiali provenienti da processi di riciclo. Si va dall'impegno di calcestruzzi ottenuti da demolizione e ristrutturazione di opere esistenti alle gomme e agli acciai derivanti dal recupero di pneumatici, alle plastiche ed a molti altri ancora.

I vantaggi ambientali hanno una duplice natura, evitando da un lato lo smaltimento in discarica di questi rifiuti e riducendo la produzione di nuovi inerti naturali, con ovvie ripercussioni sia in termini di risparmio energetico che di sfruttamento ambientale. Inoltre è possibile ottenere calcestruzzi con caratteristiche specifiche differenti dai calcestruzzi ordinari, con variazioni anche significative di alcune caratteristiche specifiche quali quelle termiche, densità, resistenza, moduli elastici e molti altri.

Se in linea di principio il processo di utilizzo di materiali riciclati in sostituzione parziale o totale degli aggregati naturali è un processo concettualmente semplice, esso deve essere adattato volta per volta al tipo di materiale riciclato, alla percentuale di sostituzione ed al tipo di impegno del calcestruzzo.

Il calcestruzzo è uno dei materiali da costruzione più utilizzati al mondo, come conseguenza delle sue proprietà meccaniche, resistenza, rapporto costo efficacia e disponibilità di materie prime, oltre ad una notevole semplicità nella produzione. La produzione annua è di circa 1 t di cemento per individuo al mondo [1].

1. NORMATIVA SUGLI AGGREGATI DA RICICLO

Il D.M. 14/01/2008, relativo alle Norme Tecniche per le Costruzioni, al paragrafo 11.2.9.2 sancisce quanto segue: “Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1”. Inoltre, le NTC, al paragrafo 11.2.9.3, prevedono l’eventuale aggiunta di fumo di silice purché rispetti i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1 e non modifichi negativamente le prestazioni meccaniche del calcestruzzo.

La UNI EN 13055-1 (Aprile 2003), unitamente all’errata del 25 Maggio 2006, rappresenta la normativa di riferimento per quanto riguarda gli aggregati leggeri per calcestruzzo, malta e malta per iniezione. In particolare, l’errata corregge sancisce che: “Nota – Gli aggregati utilizzati nelle costruzioni dovrebbero essere conformi a tutti i requisiti della presente norma europea. Il mandato M/125 “Aggregati” comprende, oltre ad aggregati naturali e industriali comuni e tradizionali, aggregati riciclati e alcuni materiali provenienti da fonti nuove o non comuni. Gli aggregati riciclati sono compresi nelle norme, e i relativi nuovi metodi di prova sono in fase avanzata di preparazione. Per materiali non comuni provenienti da fonti secondarie, tuttavia, il lavoro di normalizzazione è iniziato solo recentemente ed è necessario più tempo per definire in modo chiaro le origini e le caratteristiche di tali materiali. Nel frattempo, tali materiali non comuni; quando sono immessi sul mercato come aggregati, devono essere completamente conformi alla presente norma e ai regolamenti nazionali per le sostanze pericolose (vedere appendice ZA della norma), a seconda del loro impiego previsto. Caso per caso, sulla base dell’esperienza derivante dall’impiego del prodotto, ulteriori caratteristiche e requisiti possono essere specificati e definiti in specifici documenti contrattuali.”

2. GLI AGGREGATI DA RICICLO

Le sperimentazioni analizzate prevedono l’utilizzo di diverse tipologie di aggregato da riciclo. Ad esempio, in Sgobba et al. (2010) e in Soharabi (2011) è stata utilizzata la gomma proveniente dalla triturazione meccanica di Pneumatici di Fine Uso (in seguito denominati PFU) mentre, in altre, è stato impiegato del PoliEtilene Tereftalato (in seguito denominato PET) proveniente dalla triturazione meccanica di bottiglie come in Ramadevi et al (2012) e in Lo Presti et al (2006) oppure utilizzato sotto forma di fibre come nel caso di Fraternali et al (2011). Altre sperimentazioni come in Laskshmi et al (2011) o in Arora et al (2013) prevedono l’utilizzo di plastica proveniente dalla triturazione meccanica di apparecchiature elettriche (in seguito denominato E-Plastic).

3. LA GOMMA DA PFU

Per quanto riguarda le sperimentazioni che prevedono l’utilizzo di gomma proveniente dalla triturazione meccanica di PFU, buoni risultati si sono ottenuti attraverso la sostituzione della parte granulometrica grossolana degli aggregati naturali come in Sgobba et al. [2]. La tabella 2

illustra i risultati ottenuti dal punto di vista della lavorabilità, della massa volumica e della resistenza a compressione di alcune miscele sperimentate utilizzando gomma da PFU di autovetture caratterizzata da tre tipologie granulometriche comprese tra 1 mm a 30 mm.

Tabella 1 – Alcune delle miscele sperimentate contenenti gomma da pneumatico a fine uso triturato meccanicamente.

Property	Specimen series					
	01-PR	02-PR	03-PR	04-PR	06-PR	07-PR
Cement type	CEM 42,5R II-A/LL	CEM 42,5R II-A/LL	CEM 42,5R II-A/LL	CEM 42,5R II-A/LL	CEM 42,5R II-A/LL	CEM 52,5 RI
Cement quantity Kg/m ³	450	450	400	400	450	450
a/c ratio	0,45	0,45	0,5	0,5	0,45	0,45
Sand Kg/m ³	896,5	896,5	500,8	840,1	896,5	896,5
Fine rubble Kg/m ³	251,2	251,2	-	258,9	251,2	251,2
Coarse rubble Kg/m ³	-	-	405,3	-	-	-
G0 Kg/m ³	-	-	128,6	-	-	-
G1 Kg/m ³	-	-	200,1	-	-	-
G2 Kg/m ³	209,3	209,3	-	252,7	209,3	209,3
Admixture	0,91% α	1,21% α	1,52% α	1,14% β	0,91% γ	1,21% γ

Tabella 2 - Risultati ottenuti dalle miscele sperimentate.

Proprietà fisiche e meccaniche	Miscele sperimentate					
	01-PR	02-PR	03-PR	04-PR	06-PR	07-PR
Massa volumica teorica Kg/m ³	1951	1790,1	1912,1	1951,5	2011,2	2011,2
Slump cm	18	20	18	21	21,5	20
Massa volumica “a fresco” Kg/m ³	1911,4	1646,1	1599,4	1885,6	1975,5	1995
Contenuto d’aria %	5,5	11	20	7,8	5,6	4,5
Massa volumica a 28 giorni Kg/m ³	1887,7	1540,3	1550,6	1876,8	1961,8	2004,6
Res. a compressione a 28 giorni MPa	10,61	4,77	4,48	11,71	17,21	20,19

In particolare, la miscela 07-PR, con uno Slump test pari a 200 mm, può essere classificata con classe di consistenza “S4”, mentre, con una massa volumica pari a 2004,6 Kg/m³ e una resistenza a compressione di 20,19 Mpa, può essere classificata come “calcestruzzo leggero strutturale – LC 16/18” secondo quanto sancito dalla tabella 3 estratta dalla Circolare applicativa n. 617/09.

Tabella 3 - Classificazione dei calcestruzzi secondo la Circolare Applicativa n.617/09.

Tipologia di calcestruzzo leggero	Massa volumica Kg/m ³	Resistenza a compressione MPa
termoisolante	300 ÷ 800	0,5 ÷ 7
a resistenza moderata	800 ÷ 1400	7 ÷ 18
strutturali	1400 ÷ 2000	18 ÷ 70

In Soharabi et al. [3] sono state sperimentate due tipologie di miscele cementizie. Le prime prevedono l'utilizzo di nano e/o fumo di silice in aggiunta al calcestruzzo in percentuali del 2 o 3% nel caso della nano silice e in percentuali del 10 o 15% nel caso del fumo di silice. Tutte le miscele così costituite hanno ottenuto resistenze a compressione superiori rispetto al mix-design tradizionale di riferimento. L'altra tipologia prevede l'aggiunta alle miscele descritte in precedenza di gomma da PFU triturrata meccanicamente in percentuali del 5, 10 e 15%. In questo caso, le prestazioni meccaniche migliori dal punto di vista della resistenza meccanica si sono ottenute con la minor percentuale di gomma e le più elevate percentuali di fumo di silice.

Vedi la tabella 4.

Tabella 4 – Resistenze a compressione delle miscele sperimentate con nano e/o fumo di silice e gomma da PFU.

n.	Specimen	Compressive strength at 7 days MPa	Compressive strength at 28 days MPa
1	C	31,77	39,68
2	NS2 C	30,47	49,48
3	NS3 C	32,89	51,30
4	SF10 C	36,00	56,21
5	SF15 C	32,18	58,80
6	NS2 SF10 C	25,45	54,56
7	NS2 SF15 C	34,19	57,28
8	NS3 SF10 C	36,37	56,00
9	NS3 SF15 C	33,95	49,00
10	CR5 C	31,41	35,78
11	CR10 C	35,19	42,10
12	CR15 C	25,16	30,41
13	CR5 SF10 C	36,26	50,49
14	CR10 SF10 C	37,20	46,41

15	CR15 SF10 C	32,48	43,11
16	CR5 SF15 C	34,00	49,25
17	CR10 SF15 C	33,66	39,86
18	CR15 SF15 C	32,30	40,51
19	CR5 NS2 C	32,60	39,39
20	CR10 NS2 C	29,64	33,13
21	CR15 NS2 C	26,10	33,00
22	CR5 NS3 C	36,20	43,22
23	CR10 NS3 C	30,17	37,79
24	CR15 NS3 C	26,51	35,55
25	CR5 NS2 SF10 C	30,65	45,53
26	CR10 NS2 SF10 C	27,87	43,40
27	CR15 NS2 SF10 C	23,92	42,22
28	CR5 NS2 SF15 C	31,65	39,50
29	CR10 NS2 SF15 C	28,52	44,64
30	CR15 NS2 SF15 C	22,38	37,79
31	CR5 NS3 SF10 C	32,30	45,35
32	CR10 NS3 SF10 C	26,46	45,82
33	CR15 NS3 SF10 C	27,75	42,99
34	CR5 NS3 SF15 C	33,48	46,88
35	CR10 NS3 SF15 C	26,40	45,82
36	CR15 NS3 SF15 C	32,12	44,46

In Liang-Hisng Chou et al. [4] l'aggregato da riciclo utilizzato nelle miscele di calcestruzzo, subisce modifiche a livello superficiale mediante una soluzione di composti organici solforati provenienti dalla raffinazione del petrolio. I pneumatici a fine uso sono stati triturrati meccanicamente per poi essere immersi in una soluzione di CS₂ e successivamente lavati con acetone e acqua distillata per eliminare eventuali contaminanti sulla superficie. Le miscele, contenenti l'aggregato descritto in precedenza, sono state confrontate con altre costituite dalla stessa percentuale e tipologia di inerte senza l'immersione di quest'ultimo nella soluzione di CS₂.

Tabella 5 – Resistenze a compressione, flessione e trazione delle miscele sperimentate con e senza immersione dell'aggregato nella soluzione di CS₂.

Specimens	Compressive strength MPa	Flexural strength MPa	Tensile strength MPa
CCR	31,20	6,42	8,14
UCR 3%	26,29	5,10	6,58
UCR 6%	18,35	4,90	5,75
SCR 3%	28,16	5,84	7,42
SCR 6%	22,01	5,67	6,53

CCR – Miscela di riferimento con aggregate naturali;
 UCR – Miscele con il 3 e il 6% di aggregati in gomma da riciclo non trattati con zolfo organico;
 SCR – Miscele con il 3 e il 6% di aggregati in gomma da riciclo trattati con zolfo organico.

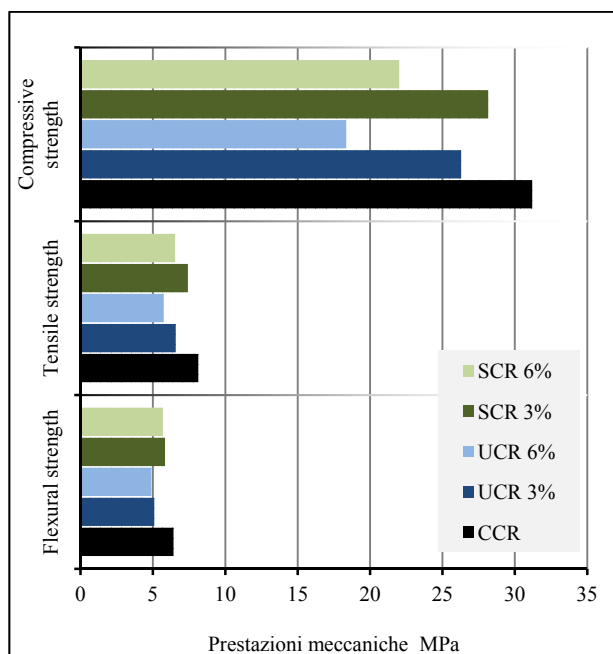


Figura 1 – Resistenze a compressione, flessione e trazione delle miscele sperimentate con e senza immersione dell'aggregato nella soluzione di CS_2 .

Dalle prestazioni meccaniche illustrate nella tabella 5 e nella figura 1 si evince come, probabilmente, il trattamento della gomma da pneumatico con composti organici solforati migliori le forse di interazione tra inerte e matrice cementizia.

4. IL POLIETILENE TEREFALATO (PET)

Il PET adoperato nelle sperimentazioni analizzate proviene da bottiglie a fine uso triturate meccanicamente o trasformate in fibre. In Lo Presti et al. [5] l'aggregato proviene dal taglio delle bottiglie di PET in pezzettini successivamente riscaldati a circa $220 \div 240$ °C per poi essere aggregati in sfere. Il prodotto così ottenuto può essere utilizzato come inerte all'interno di miscele cementizie oppure può essere ricoperto parzialmente o totalmente attraverso un ulteriore riscaldamento a $150 \div 200$ °C e un rotolamento dell'aggregato su un letto di sabbia.



alPET (non rivestito)

alPETr (parz. rivestito)
alPETs (tot. rivestito)

Figura 2 – Aggregati da riciclo in PET senza e con rivestimento totale o parziale di sabbia. L'aggregato così ottenuto è stato brevettato in Europa, Canada e Giappone.

Tabella 6 – Caratteristiche fisico-meccaniche delle miscele sperimentate con le tre tipologie di aggregato.

Aggregato	Massa volumica aggregato Kg/mc	Massa volumica conglomerato Kg/mc	Resistenza a compressione delle miscele sperimentate MPa
alPET	200 ÷ 500	≅ 1200	12 ÷ 18
alPET – R	600 ÷ 900	≅ 1600	20 ÷ 30
alPET – S	1000 ÷ 1200	≅ 1800	38 ÷ 48

Dalla tabella 6 emerge come le buone prestazioni di resistenza a compressione delle miscele contenenti l'aggregato rivestito totalmente o parzialmente di sabbia le rendono idonee per poter essere classificate come calcestruzzi leggeri strutturali.

Tabella 7 – Componenti costituenti due miscele cementizie analizzate contenenti l'aggregato parzialmente rivestito di sabbia.

	Ricetta 01	Ricetta 02
CEM I 42.5 R	283 Kg/m ³	435 Kg/m ³
Aggregate alPET-r	560 Kg/m ³	370 Kg/m ³
Sabbia	594 Kg/m ³	900 Kg/m ³
Acqua	170 l/m ³	175 l/m ³
Additivo	3 l/m ³	7 l/m ³
Rapporto acqua/cemento	0,6	0,4
Classe di consistenza	S5	S5
Massa volumica	1610 Kg/m ³	1887 Kg/m ³
Resistenza a compressione	27 MPa	49 MPa

La tabella 7 illustra i componenti di due miscele cementizie sperimentate contenenti l'aggregato alPET-r (parzialmente rivestito di sabbia) e i relativi risultati dal punto di vista della lavorabilità, della massa volumica e della resistenza a compressione. È possibile notare come le due miscele sperimentate siano caratterizzate da buone prestazioni dal punto di vista della consistenza, della massa volumica e della resistenza a compressione, pur contenendo circa il 35% di aggregato alPET-r rispetto alla massa volumica nella ricetta 01 e circa il 20% nella ricetta 02.

Altre sperimentazioni prevedono l'utilizzo del PET sotto forma di fibre come in Fraternali et al. [6], nella quale ne sono state analizzate tre tipologie differenti per aspetto, diametro e lunghezza, come illustrato nella tabella 8. In questo caso l'aggregato costituisce l'1% in volume della miscela cementizia.

Tabella 8 – Proprietà fisiche delle tre tipologie di fibre utilizzate nella sperimentazione.

Proprietà	PET/a	PET/b	PET/c
Peso specifico Kg/m ³	1340	1340	1340
Sezione	Circolare	Circolare	Circolare
Aspetto	Liscio	Liscio	Ondulato
Diametro mm	1,10	0,70	0,70
Lunghezza mm	40	52	52

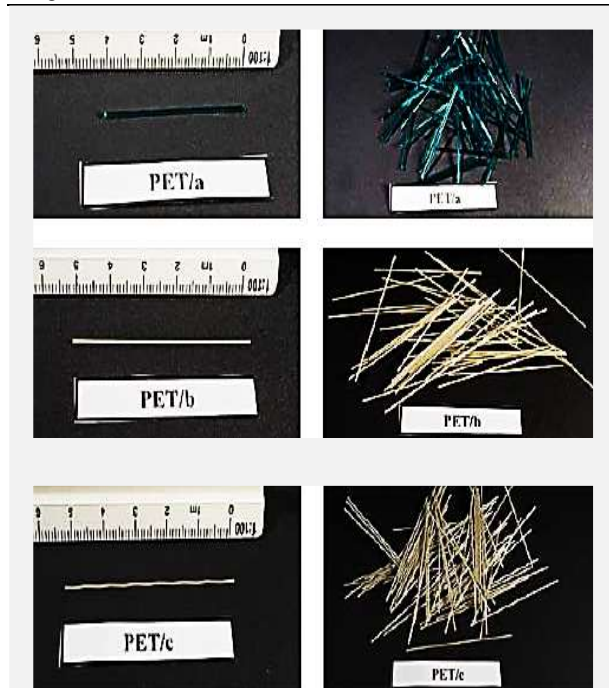


Figura 3 – Le tre tipologie di fibre di PET utilizzate nelle miscele sperimentate.

Tabella 9 – Caratteristiche fisico-meccaniche delle miscele contenenti fibre di PET.

Miscele	Peso specifico Kg/mc	Resistenza a COMPRESSIONE MPa
Mix di riferimento	2270	31,50
RPETFRC/a	2320	42,57
RPETFRC/a	2310	38,44
RPETFRC/a	2280	31,51
PPFRC	2300	36,80

Dalla tabella 9 si evince come le miscele con fibre di PET hanno ottenute resistenze a compressione superiori rispetto al mix design di riferimento, pur contenendone una quantità minima pari all'1% in volume. Anche la resistenza di prima fessurazione e la conseguente classe di duttilità sono migliorate con l'introduzione delle fibre di PET all'interno del conglomerato cementizio come si può notare dalla tabella 10.

Anche in Ramadevi et al. [7] il PET, proveniente da bottiglie a fine uso, viene utilizzato sotto forma di fibre all'interno delle miscele cementizie attraverso la sostituzione

progressiva di una parte percentuale dell'aggregato fine, come illustrato nella tabella 11.

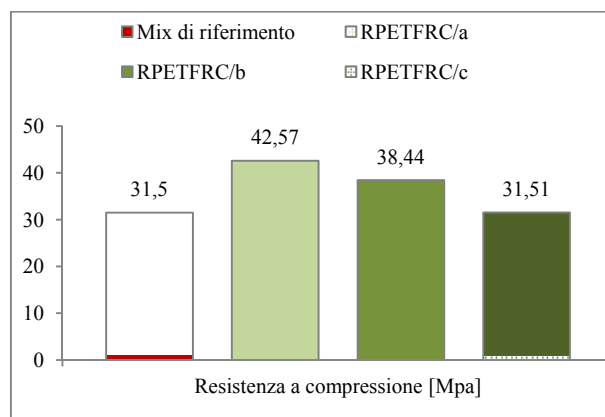


Figura 4 – Le tre tipologie di fibre di PET utilizzate nelle miscele sperimentate.

Tabella 10 – Resistenza di prima fessurazione e classe di duttilità delle miscele sperimentate contenenti fibre di PET.

Miscele	Resistenza di prima FESSURAZIONE MPa	D ₀	D ₁	Classe di duttilità
Mix di riferimento	3,39	0,71	0,09	DS0
RPETFRC/a	4,78	0,82	0,68	DS1
RPETFRC/a	3,46	0,77	0,45	DS0
RPETFRC/a	3,65	0,95	0,58	DS1
PPFRC	3,73	0,92	0,73	DS2

D₀ - duttilità di prima fessurazione;

D₁ - duttilità di ultima fessurazione.

Sulla base dei valori degli indici di duttilità ottenuti, la norma UNI 11039-2 classifica il comportamento del conglomerato cementizio come:

- Softening (classi di duttilità – DS0, DS1 e DS2);

- Plastico (classi di duttilità – DP);

- Hardening (classi di duttilità – DH0, DH1 e DH2).

Tabella 11 – Percentuali di sostituzione dell'aggregato fine naturale con fibre di PET nelle miscele sperimentate.

Componenti del mix - design	Miscele sperimentate					
	0%	0,5%	1%	2%	4%	6%
Acqua Kg/m ³	191,6	191,6	191,6	191,6	191,6	191,6
Cemento Kg/m ³	425,78	425,78	425,78	425,78	425,78	425,78
Aggregato fine naturale Kg/m ³	516,05	513,47	510,89	505,73	495,4	485,09
Aggregato fine da riciclo Kg/m ³	-	2,58	5,16	10,32	20,64	30,96
Aggregato grossolano naturale Kg/m ³	1175,92	1175,92	1175,92	1175,92	1175,92	1175,92

Dalla valutazione delle resistenze a compressione, trazione e flessione (fig. 5) si evince come, l'aggiunta progressiva di fibre di PET migliori inizialmente le resistenze a compressione e trazione fino al 2% per poi diminuire gradualmente. Invece, nel caso della resistenza a flessione, le prestazioni aumentano fino al 6%.

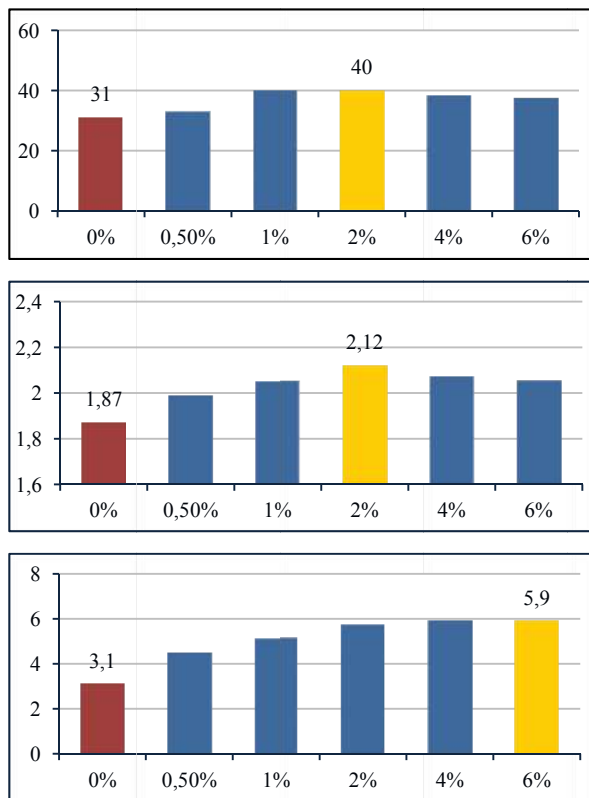


Figura 5 – Resistenze a compressione, a trazione e a flessione delle miscele contenenti fibre in PET.

Genova et al. [8] mira a valutare l'influenza che l'aggregato in fibre di PET, proveniente dal taglio di contenitori per bevande usati, ha sul conglomerato cementizio. La valutazione riguarda in particolare la resistenza a compressione di miscele con differenti percentuali di inerte da riciclo. Inoltre, le fibre di PET sono state immerse in soluzioni fortemente basiche o esposte ad alte temperature per esaminarne la durabilità.

Le fibre sono ottenute mediante un procedimento brevettato e consiste nell'azione di strappo applicata da tenditori realizzando fibre larghe 2,2 mm e lunghe tra 35 e 50 mm; mentre lo spessore è quello originario delle bottiglie di provenienza ed è compreso tra 0,12 e 0,26 mm.



Figura 6 – Fibre di PET dopo l'azione di strappo

Tabella 12 – Le miscele sperimentate contenenti le fibre di PET.

Componenti delle miscele Kg/mc	Miscele sperimentate		
	NFR	FR1	FR2
Cem II/A-LL 42,5R	350	350	350
Acqua	172	172	172
Superfluidificante	3,5	3,5	3,5
Pietrisco 10/20	573	568	567
Pietrisco 5,6/11,2	191	190	190
Sabbia	1151	1131	1123
Fibre di PET	-	4,5	6

Come illustrato dalle tabelle precedenti, la prima miscela è priva di fibre mentre la seconda contiene 4,5 Kg/mc di fibre di PET, pari al 3,1% in volume; la terza miscela contiene 6 Kg/mc pari al 4,1% in volume.

Tabella 13 – Resistenze a compressione delle miscele sperimentate

MIX – Design	Resistenze a compressione MPa		
	3 giorni	7 giorni	28 giorni
NFR	38,3	47,0	53,7
FR1 (3,1%)	36,1	46,4	48,5
FR2 (4,1%)	36,2	46,8	57,5

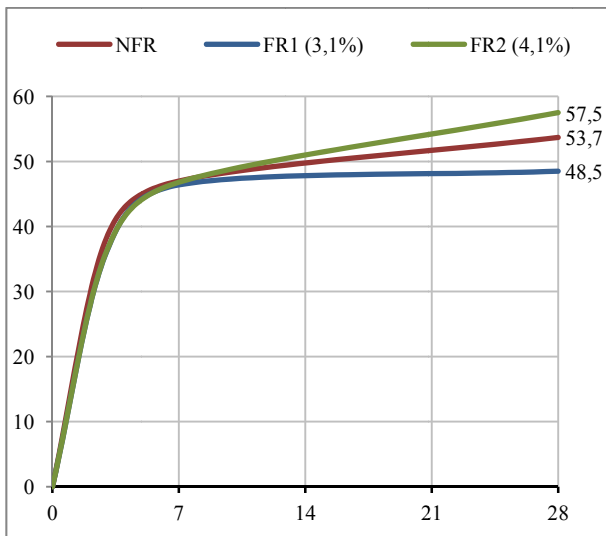


Figura 7 – Resistenze a compressione delle miscele sperimentate contenenti fibre di PET.

Dalle prove di resistenza a compressione si evincono discreti valori, evidenziando un buon legame tra la matrice cementizia e le fibre di PET.

Per ciascuna miscela sono stati preparati 4 provini prismatici (100x100x400 cm per le miscele NFR e FR1 e 150x150x600 cm per la miscela FR2) per eseguire la prova di resistenza a flessione. Le prove sono state condotte su 2 provini dopo 7 giorni di stagionatura e su 2 provini dopo 28 giorni di stagionatura. La miscela FR2 ha ottenuto una resistenza a flessione ultima pari a 4,2 MPa dopo 7 giorni di maturazione e 5,8 MPa dopo 28 giorni di maturazione.

Per eseguire i test di durabilità delle fibre di PET sono stati preparati 3 campioni costituiti da 50 fibre di quelle descritte in precedenza (fibre corte), 8 fibre con stessa sezione delle precedenti ma con lunghezza compresa tra 165 e 240 mm (fibre lunghe) e ritagli di bottiglia con dimensioni pari a 25x25x35mm. Un campione è stato immerso in soluzione acquosa con 0,103 M di NaOH (4,12 gr di NaOH in 1000 ml di soluzione; pH 12,6); un secondo campione è stato immerso in acqua distillata mentre il terzo in una soluzione acquosa con 1,75 M di NaOH (70gr di NaOH in 1000 ml di soluzione).

I tre campioni, immersi nelle rispettive soluzioni, sono stati sottoposti per 13 giorni ad una temperatura di 65 °C. Sono state eseguite misurazioni di peso a 3, 7, 10 e 13 giorni e le fibre sono state osservate con microscopio elettronico a scansione (SEM).

Le “fibre corte”, immerse nella soluzione con 1,75 M di NaOH, hanno subito una sensibile perdita di peso (-42% rispetto al valore iniziale) e una riduzione dello spessore di circa un terzo dopo 13 giorni. Le fibre immerse in acqua distillata e nella soluzione con 0,103 M di NaOH hanno avuto variazioni trascurabili di peso.

Le “fibre lunghe” non soggette a prove di durabilità hanno espresso valori medi di 4180 MPa per il modulo elastico e 107 MPa per la resistenza a trazione. Le “fibre lunghe” immerse nella soluzione con 1,75 M di NaOH hanno mostrato un decadimento del 20% del modulo elastico e del 57% della resistenza a trazione rispetto ai valori precedenti. Per i campioni in acqua distillata si è riscontrato un decadimento

del 12% del modulo elastico e del 18 percento della resistenza a trazione. Le “fibre lunghe” nella soluzione con 0,103 M di NaOH hanno mostrato un decadimento del 12% del modulo elastico e del 16% della resistenza a trazione.

Il notevole degrado delle fibre immerse nella soluzione con 1,75 M di NaOH non è ritenuto importante in quanto la soluzione rappresenta condizioni troppo aggressive non riscontrabili nella realtà. La soluzione con 0,103 M di NaOH rappresenta già reali meno gravose. Dai risultati riscontrati anche in quest’ultima soluzione si evince come la responsabilità del degrado sia ascrivibile più all’esposizione all’alta temperatura che alla basicità della soluzione.

5. PLASTICA DA APPARECCHIATURE ELETTRICHE (E-PLASTIC)

Buoni risultati si sono ottenuti con l’utilizzo di plastica proveniente da processi di riciclo di apparecchiature elettriche o elettroniche.

In Arora et al. [9] l’aggregato da riciclo utilizzato proviene dalla triturazione meccanica o dalla polverizzazione di apparecchiature elettriche. 2 delle miscele sperimentate contengono rispettivamente il 2 e 4% di E-Plastic triturata meccanica mentre le altre 4 miscele contengono rispettivamente il 2, 4, 6, 8% di E-Plastic polverizzato.

Tabella 13 – Resistenze a compressione delle miscele contenenti E-Plastic triturato meccanicamente o polverizzato.

Mix specification		Compressive strenght at		
		7 day	14 day	28 day
Control mix		22,33	32,67	55,23
Mix with E-Plastic aggregate	A1 (2%)	21,02	30,28	55,36
	A2 (4%)	20,23	29,84	54,25
Mix with E-Plastic aggregate (pulverized by friction roller machine)	C1 (2%)	21,25	30,52	50,57
	C2 (4%)	23,52	33,65	58,96
	C3 (6%)	20,15	30,21	48,84
	C4 (8%)	20,47	28,59	45,53

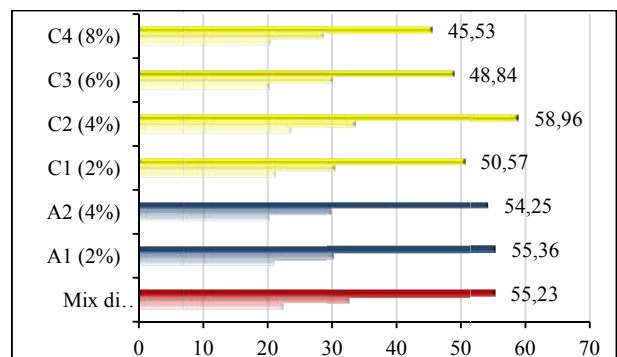


Figura 8 – Resistenza a compressione a 7, 14 e 28 giorni delle miscele contenenti E-Plastic triturato meccanicamente o polverizzato.

Dall'analisi delle resistenze a compressione (Fig. 8) emerge come in alcuni casi l'aggiunta di determinate percentuali di E-Plastic non influenzi le prestazioni meccaniche come nel caso della miscela A1(2%) o le migliori come nel caso della miscela C2(4%). Evidentemente, la polverizzazione dell'aggregato da riciclo permette allo stesso di occupare spazi che contrariamente rimarrebbero vuoti rendendo il conglomerato cementizio più compatto e con prestazioni meccaniche migliori. Inoltre, il riempimento degli spazi vuoti eviterebbe l'infiltrazione di acqua all'interno del calcestruzzo esponendolo a cicli di gelo/disgelo e al conseguente abbassamento della durabilità.

Anche in Lakshmi et al. [10] l'aggregato da riciclo proviene dalla triturazione meccanica di E-Plastic proveniente da apparecchiature elettriche. In questo caso sono state valutate due tipologie di miscele. Le sei che caratterizzano il primo gruppo sono realizzate con percentuali sempre maggiori di E-Plastic, mentre nelle sei del secondo gruppo è prevista l'aggiunta di un 10% di fumo di silice alle stesse percentuali di aggregato da riciclo del gruppo descritto in precedenza.

Tabella 14 – Resistenze a compressione del gruppo di miscele contenenti solo E-Plastic.

Miscela	Percentuale degli aggregati		Resistenza a COMPRESSIONE a 28 giorni MPa
	Aggregato da riciclo	Fumo di silice	
A1	-	-	28,79
A2	4	-	19,89
A3	8	-	18,80
A4	12	-	16,40
A5	16	-	16,23
A6	20	-	8,25
A7	24	-	8,10

Tabella 15 – Resistenze a compressione del gruppo di miscele contenenti E-Plastic con l'aggiunta di un 10% di fumo di silice.

Miscela	Percentuale degli aggregati		Resistenza a COMPRESSIONE a 28 giorni MPa
	aggregato da riciclo	Fumo di silice	
A1	-	-	28,79
B2	4	10	27,03
B3	8	10	27,38
B4	12	10	29,79
B5	16	10	26,98
B6	20	10	21,97
B7	24	10	20,10

Analizzando la tabella 14 è possibile notare come le miscele contenenti solo l'E-Plastic siano caratterizzate da una diminuzione della resistenza a compressione in relazione all'aumento della percentuale di aggiunta dell'aggregato, mentre dalla tabella 15 emerge come la presenza di un 10% di fumo di silice, alle stesse percentuali di aggregato del gruppo precedente, migliori le prestazioni meccaniche delle miscele fino al superamento del mix-design tradizionale di riferimento.

6. CONCLUSIONI

Alla luce dei risultati esaminati nella presente memoria emerge come sia possibile utilizzare aggregati provenienti da processi di riciclo all'interno di miscele cementizie ottenendo, in alcuni casi, anche prestazioni superiori rispetto ai mix-design tradizionali di riferimento.

RIFERIMENTI

1. I. Marie, H. Quaisrawi - (2012), Closed-loop recycling of recycled concrete aggregate. *J. Clean. Prod.* 37, 243 e 248.
2. S. Sgobba, G. C. Marano, M. Borsa, M. Molfetta - (2010), Use of Rubber Particles from Recycled Tires as Concrete Aggregate for Engineering Applications, *Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*.
3. M. R. Soharabi, M. Karbalaie - (2011), An Experimental Study on Compressive Strength of Concrete Containing Crumb Rubber, *International Journal of Civil & Environmental Engineering*, Vol 11, n 03, pgs 23-27.
4. Liang-Hisng Chou, Chun-Nan Lin, Chun-Ku Lu, Cheng-Haw Lee and Maw-Tien Lee - (2009), Improving rubber concrete by waste organic sulfur compounds, *Waste management & Research*, Vol 28, n 01, pgs 29-35.
5. S. L. Lo Presti - (2006), Aggregato artificiale leggero di PET, *Associazione Sperimentatori Calcestruzzi Innovativi, Brevetto europeo, canadese e giapponese*.
6. F. Fraternali, V. Ciancia, R. Chechile, G. Rizzano, L. Feo, L. Incarnato - (2011), Studio sperimentale sulle proprietà termo-meccaniche di calcestruzzi rinforzati con fibre di plastica da riciclo, *In Concreto, Calcestruzzo di qualità*, n 101, pgs 106-119.
7. K. Ramadevi, R. Manju - (2012), Experimental investigation on the properties of concrete with plastic PET (Bottle) Fibres as Fine Aggregates, *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, Vol 02, Issue 06.
8. E. Genova, S. Lo Presti, A. Mulone - (2013), Calcestruzzi rinforzati con fibre di PET, *In Concreto, calcestruzzi di qualità*, n 112, pgs 1-13.
9. A. Arora, U.V. Dave - (2013), Utilization of E-waste and plastic bottle waste in concrete, *International Journal of Student Research in Technology & Management*, Vol 01, n 04, pgs 398-406.
10. R. Lakshmi, S. Nagan - (2011), Investigations on durability characteristics of E-Plastic waste incorporated concrete, *Asian journal of civil engineering (Building and housing)*, vol 12, n 06, pgs 773-787.

ROBUSTEZZA DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE

LA GUIDA *fib*

Marco Menegotto

Presidente, Commissione *fib* “Prefabbricazione”

SOMMARIO

Il requisito di “Robustezza” è sempre stato presente nelle norme tecniche per le strutture, in forma generica. Solo in tempi recenti i principi e le regole per soddisfarlo si vanno esplicitando. In particolare la *fib*, promotrice da mezzo secolo della valutazione della sicurezza e dell’evoluzione dei codici per il calcestruzzo strutturale, ne tratta ampiamente nel suo Nuovo Codice Modello MC2010.

Nella prefabbricazione si è sempre provveduto a collegare elementi separati per comporre le strutture. Sin dalla fase concettuale del progetto, il problema è presente. In pratica, quindi, questa tecnica per prima ha dovuto focalizzarsi sui modi di tenere insieme le strutture, cioè di dotarle di robustezza, con ciò anticipando concetti e soluzioni, che risultano poi validi anche per le strutture eseguite in opera “monoliticamente”, troppo facilmente considerate robuste intrinsecamente.

Così, la prefabbricazione si è trovata ad anticipare anche l’esplicazione di regole dettagliate per la progettazione in funzione della robustezza, con una *Guida Pratica*, fornita di esempi e particolari costruttivi, che implementano i principi del MC 2010.

In questo articolo se ne illustrano e commentano i contenuti.

ROBUSTNESS OF PRECAST CONCRETE STRUCTURES: A *fib* GUIDE

SUMMARY

The requirement of “Robustness” has always been present in structural design codes, in generic form. However, only in recent times principles and rules for complying to it are getting explicit. Namely, *fib*, who has been promoting for half a century safety evaluation and design codes for structural concrete, deals with it specifically in its New Model Code MC2010.

In prefabrication, one provides always connections between separate elements to compose structures. Thus, the problem is faced since the phase of conceptual design. Actually, this technique was the first to focus on how to hold structures together, i.e., to provide them robustness, thereby anticipating concepts and solutions, resulting valid also for cast-in-situ “monolithic” structures, that too easily were considered intrinsically robust.

Today, prefabrication finds itself again anticipating detailed rules for the design aimed at robustness, with a *Guide to Good Practice*, giving examples and construction details able to implement the principles of MC2010.

Here, the content is illustrated and commented.

INTRODUZIONE

La *robustezza* rappresenta la capacità di una struttura di opporsi ad azioni eccezionali, non contemplate fra le azioni prevedibili di norma nell’esercizio ordinario della costruzione, limitandone ragionevolmente le conseguenze; più precisamente, andando incontro solo a inevitabili rotture circoscritte, pur accettando il superamento degli stati limite

convenzionali di esercizio e in parte ultimi.

La robustezza assicura quindi che il danno (collasso) della struttura non sia sproporzionato e in particolare non si propaghi rispetto a quello direttamente provocato dall’evento eccezionale.

Tale requisito è stato sempre menzionato nella normativa tecnica in forma generica ma vi riceve oggi un’attenzione crescente e viepiù dettagliata.

Il nuovo Codice Modello *fib* MC 2010 [4] è, come dice il nome, studiato per ispirare la normativa tecnica a venire sulle strutture in calcestruzzo. Riguarda il “calcestruzzo strutturale”, con cui s’intende, come noto, tutto ciò che un tempo era chiamato da noi cemento armato, cemento armato precompresso e cemento non armato. Il MC 2010 è un documento molto avanzato, allineato con lo stato dell’arte, come lo sono stati gli omologhi codici modello, prodotti con cadenza ventennale dai predecessori di *fib*, CEB e FIP, che sono serviti in particolare per l’elaborazione degli Eurocodici strutturali. Al di là di tale funzione, esso può fornire validi modelli e riferimenti operativi in problemi ancora non trattati dalle norme tecniche ufficiali.

La *fib* ha prodotto inoltre una Guida Pratica [6] per progettare in funzione della robustezza le strutture prefabbricate. Questo è il primo documento applicativo che tratta la materia (Fig. 1).



Fig. 1 – Guida fib Robustezza strutture prefabbricate

AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali si materializzano molto raramente e sono meno prevedibili, nella natura nell’intensità e nel tempo, di quelle ordinarie ma possono provocare danni catastrofici. Esse (dette “accidentali” internazionalmente) possono essere rappresentate dall’impatto di un mobile (veicolo terrestre, mezzo operativo, natante, aereo) o di materiali, detriti o proiettili vari; da un’esplosione casuale o dolosa; da un terremoto o maremoto in zona consideratane non soggetta, in assoluto o per l’intensità riscontrata; da alluvioni, eruzioni, frane, valanghe, crolli di adiacenze; da errori di progettazione e/o di esecuzione; da deterioramento di elemento strutturale. La definizione può essere rivolta anche all’incendio, alla cui resistenza però viene dedicata da più tempo una trattazione specifica nelle norme tecniche.

La robustezza deve essere quindi una proprietà qualitativa intrinseca della struttura per fronteggiare tali azioni, limitandone o circoscrivendone le conseguenze, associata a

una strategia, volta a evitarle o ridurle dall’origine.

Il requisito di robustezza è un componente del concetto più ampio di “affidabilità” di una struttura come sistema.

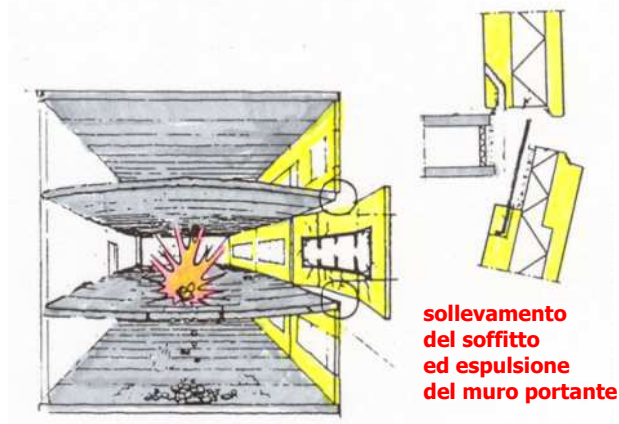


Fig.2 – Danno locale da esplosione può minare l’intera struttura

La necessità di imporre un tale requisito divenne evidente a seguito del noto episodio del 1968 a Londra, quando in un edificio di 22 piani a Ronan Point precipitarono tutti i vani sulla verticale corrispondente a quello in cui era avvenuto uno scoppio di gas (Fig. 3).



Fig.3 – Collasso progressivo di un angolo della torre di Ronan Point con l’ambiente luogo dell’esplosione di gas al 16° piano

Vari episodi simili si sono verificati successivamente, fra cui quello delle torri gemelle di New York per l’attentato del 2001, che hanno portato ad approfondire le conoscenze in

materia, a cercare un approccio razionale al problema e criteri per farvi fronte, con l'implementazione di regole adeguate per la prevenzione.

Negli Eurocodici EC 0 [1] ed EC 1 [2] la robustezza è definita come la "capacità di una struttura di subire eventi come incendi, esplosioni, urti o conseguenze di errori umani, senza essere danneggiata in modo sproporzionato rispetto alla causa originante".

Vi si considerano due strategie nei riguardi degli eventi eccezionali.

La prima, basata su azioni definite (esplosione interna, urto, ...), comprende vari strumenti, come: progettare la struttura per resistere all'azione; prevenire e/o ridurre dell'intensità dell'azione. La seconda è orientata a limitare comunque la propagazione del danno, mediante: ridondanza (percorsi di scarico alternativi); elementi chiave resistenti all'azione eccezionale; prescrizioni di dettaglio (su integrità, duttilità, ...). In relazione alla necessità di difesa da tali azioni, le strutture sono suddivise in "classi di conseguenza".

Qualitativamente il concetto di robustezza è chiaro. Peraltro, misure quantitative per la valutazione e i provvedimenti sono più complessi. Le specifiche dei codici riguardo alla robustezza per ora non hanno raggiunto un approfondimento pari a quelle per le normali verifiche di resistenza.

Un'analisi molto ampia della questione, con esempi e riferimenti, è trattata nel Rapporto COST "Structural Robustness Design for Practising Engineers" [3]. Gli approcci possono considerarsi di due tipi:

- metodi pratici di valutazione, in cui si modella il comportamento della struttura in un dato scenario di azioni;
- studi di affidabilità o di rischio, riferiti a un sistema soggetto a ipotesi più generali di potenziali scenari di azioni.

I metodi di progetto sono classificati come segue:

- a) controllo dell'evento, che influisce sulla probabilità del verificarsi dell'azione data E, mediante: ubicazione, forma e struttura dell'opera, limitazione di carichi d'incendio, sistemi di rilevazione e spegnimento, allontanamento di materiali pericolosi, protezioni dall'urto, controllo di qualità in costruzione, manutenzione, ecc. (Fig. 4);
- b) resistenza specifica all'effetto, ad es. con dimensionamento ad hoc di elementi portanti chiave per una data azione E, che influisce sulla probabilità del danno locale (diretto), attraverso la quale si riduce la vulnerabilità della struttura;
- c) percorsi alternativi per i carichi, elementi di sacrificio: dato un danno locale, influiscono sulla probabilità di rotture e collassi a catena "indiretti";
- d) misure per ridurre le conseguenze dei collassi, come compartimentazione, rifugi, ecc.

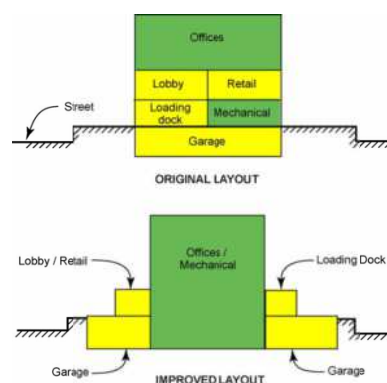


Fig. 4 – Esempio di migliore distribuzione di ambienti pericolosi

IL CODICE MODELLO *fib* MC 2010

Il *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 (MC 2010) [4] si caratterizza per i seguenti aspetti, innovativi in buona misura rispetto al passato:

- sottolinea l'importanza primaria della "concezione progettuale" (conceptual design)
- privilegia la "trasparenza" dei modelli
- tratta i nuovi materiali e tecniche costruttive
- tiene conto del fattore tempo fra i parametri di progetto
- considera anche le costruzioni esistenti
- richiama la sostenibilità dello sviluppo
- è orientato al progetto riferito all'intero ciclo di vita dell'opera (life cycle design)

Il tutto è inquadrato nel "progetto basato sulle prestazioni" (performance based design), cui fanno riscontro i requisiti prestazionali, di esercizio, di sicurezza, di sostenibilità.

Tra i secondi, rientra la robustezza, riferita al mantenimento di una certa funzionalità in situazioni eccezionali, rivolta alla salvaguardia della vita e alla sicurezza delle operazioni, alla protezione di beni e dell'ambiente, in relazione alla possibilità di collasso del sistema o di suoi elementi pericolosi.

Per quanto detto, tutte le prestazioni sono considerate nell'arco temporale di vita dell'opera, comprese le fasi di esecuzione, con le probabilità di occorrenza delle corrispondenti azioni, e sono riferibili anche alle costruzioni esistenti.

Il MC 2010 tratta della verifica di robustezza, considerando concettualmente di operare sia sulla struttura (limitazione del danno) sia al di fuori di essa (prevenzione dell'azione, protezione della struttura, mitigazione delle conseguenze del danno). Richiama altresì le provvisori di ridondanza e duttilità. Viene indicato il criterio dei percorsi alternativi delle forze per trasferire i carichi a seguito della perdita di un elemento strutturale, con procedure di verifica più o meno semplificate, nonché il progetto "a capacità", per bypassare nei meccanismi di collasso gli elementi più fragili.

Per quanto riguarda gli urti, vengono trattati la determinazione dei carichi dinamici o quasi-statici equivalenti e i provvedimenti costruttivi atti a ridurne gli effetti.

Le prescrizioni rimangono soprattutto sul piano di criteri concettuali dei provvedimenti da adottare, senza molte indicazioni di dettaglio né verifiche analitiche.

È evidente, d'altronde, che la robustezza si riferisce al comportamento generale della struttura nei confronti di azioni di per sé non (poco) prevedibili e della più varia origine e che soprattutto una buona concezione della struttura, avendo in mente scenari di pericolo, può portare a un progetto adeguato, più che una serie di prescrizioni di dettaglio. Tanto più che il tema era stato trascurato dalla ricerca in passato. Nondimeno, i codici odierni, in primis il Codice Modello, cercano di trattare analiticamente i requisiti prestazionali e i corrispondenti criteri per soddisfarli.



Fig. 5 – Collasso progressivo di balconi di una struttura monolitica

STRUTTURE PREFABBRICATE

Nell'ambito del calcestruzzo strutturale, la progettazione delle strutture prefabbricate, essendo queste composte di elementi eseguiti separatamente e poi assemblati in opera, ha necessariamente avuto presente il problema della robustezza, in particolare ai provvedimenti positivi per la continuità strutturale.

Infatti, esse sono state sin dall'inizio dotate di "incatenamenti" continui, attraverso gli elementi, lungo le tre dimensioni dell'intera struttura. Per esse è stato ideato il criterio della soppressione accidentale simulata di un elemento qualsiasi, con la ricerca di percorsi alternativi delle forze per scaricarsi a terra e con provvedimenti atti a trattenere gli elementi collassati, evitando azioni indirette del collasso parziale, come la caduta sugli altri.

In seguito, tali criteri sono stati estesi anche alle verifiche di strutture eseguite in opera, la cui monoliticità non assicura da effetti analoghi (come nell'esempio in fig. 5, dove il cedimento di un pilastro ha provocato il crollo di una colonna di balconi).

Il citato episodio di Ronan Point, su un edificio a pannelli portanti prefabbricati dotato di incatenamenti, mise in luce uno scenario in cui avviene, per uno scoppio di gas, l'espulsione

contestuale di due pannelli d'angolo (fig. 1), che non veniva all'epoca contemplato e che causò il collasso progressivo dei vani di quell'angolo su tutta l'altezza dell'edificio.

Scenario che venne subito dopo inserito nelle norme tecniche e che, in casi successivi, ebbe una risposta adeguata dalle strutture, senza propagazione del danno, in alcuni casi reali in cui si ripropose (Fig. 6).



Fig. 6 – Edificio dopo espulsione di due pannelli portanti d'angolo per esplosione di gas: la struttura restante è integra

Il modello simulante la rimozione accidentale di elementi strutturali, con l'esame dei percorsi alternativi delle forze per scaricare a terra i pesi, è stato poi recepito anche nelle prescrizioni di progetto delle strutture eseguite in opera, nelle quali gli incatenamenti si rendono necessari a prescindere dalla continuità dei getti di calcestruzzo (fig. 5), non bastando il dimensionamento alle sollecitazioni usuali, in specie negli orizzontamenti in genere e nei loro collegamenti alle strutture controventanti.

Nei solai e nelle travi, infatti, opportune armature di incatenamento sono necessarie sia per la trasmissione degli sforzi di diaframma, sia al fine di trattenere gli elementi dal cadere dopo una possibile perdita di appoggio, realizzando membrane e catenarie, che richiedono importanti reazioni di trazione per l'equilibrio.

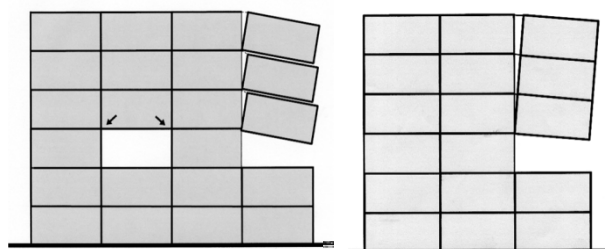


Fig. 7 – Meccanismi per percorsi alternativi di scarico a seguito di azione accidentale in strutture a pannelli portanti

Non sorprende quindi che per prima nel campo della prefabbricazione sia stata prodotta una Guida Pratica, che rappresenta un ulteriore passo nella linea del MC 2010, con l'implementazione pratica dei suoi concetti a un dato tipo di strutture. Guida che con questo articolo si vuole far conoscere.

LA GUIDA *fib*

Il documento (2012), intitolato **Progetto di Strutture Prefabbricate in Calcestruzzo Riguardo alle Azioni Eccezionali** [6], è stato redatto come *Guida Pratica* (Guide to Good Practice) dal Task Group coordinato da A. van Acker della Commissione *fib* "Prefabbricazione" e contiene provvedimenti progettuali, procedure di verifica e indicazioni di particolari costruttivi, in funzione del conferimento alla struttura di robustezza, nel significato sopra discusso.

La Guida è un volume di 70 pagine, molto agile e di facile consultazione. Le strutture considerate sono quelle per edifici di qualsiasi tipo, non di opere infrastrutturali di ingegneria civile. Esso è utile per trarne sia un'informazione d'insieme sia suggerimenti puntuali. Si compone di sei capitoli:

- Generalità
- Azioni e risposte strutturali
- Strategie per affrontare le azioni eccezionali
- Metodi di progetto per prevenire il collasso progressivo
- Particolari costruttivi
- Riferimenti

oltre a un esempio di calcolo.

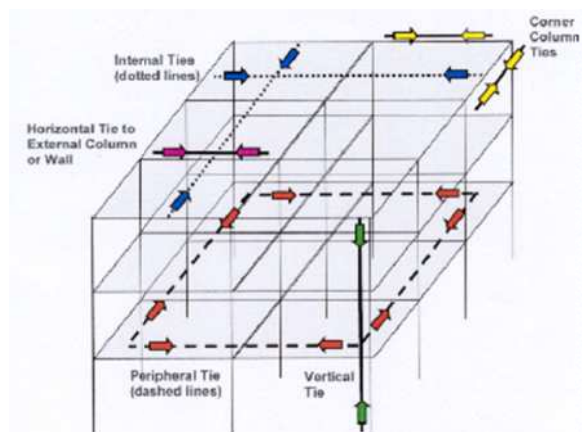


Fig. 8 – Schema degli incatenamenti minimi in una struttura

Il primo capitolo contiene l'inquadramento del problema, definizioni e confronti.

Il secondo tratta i tipi e l'importanza delle azioni eccezionali, lo sviluppo temporale delle pressioni esplosive; gli effetti dinamici, la loro influenza sui modi di rottura e gli effetti concatenati; le principali proprietà delle strutture ai fini della risposta dinamica.

Il terzo capitolo richiama le classificazioni degli edifici in

relazione alle conseguenze di un collasso; alla valutazione del rischio di sistema; alle misure distributive, protettive e riduttive nei confronti delle azioni eccezionali; alla concezione strutturale necessaria.

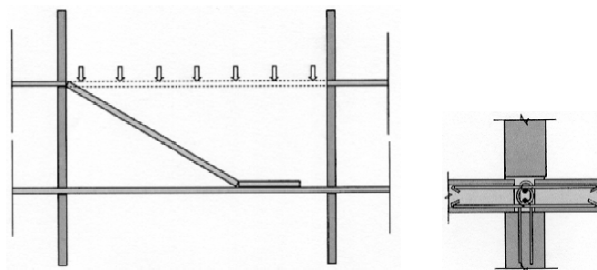


Fig. 9 – Prevenzione di collasso locale (caduta di solaio o copertura) mediante adeguati collegamenti d'estremità

Il quarto capitolo è il più specifico e contiene informazioni per il progetto, anche numeriche e di dettaglio; in particolare, riguardo al contenimento sia del danno locale (es. Fig. 9) sia della propagazione del collasso progressivo delle strutture. Vi si distinguono le tre procedure tipiche:

- a) il metodo indiretto, con provvedimenti standard con dimensionamento indicato da documenti tecnici (deemed to satisfy), come ad esempio incatenamenti minimi (es. Fig. 8);
- b) il metodo dei percorsi alternativi di scarico (PAS), con cui si simula a turno la rimozione di un qualsiasi elemento e la struttura deve redistribuire il percorso delle forze fra gli elementi residui e gli incatenamenti, ad esempio fra mensole complesse di pannelli (fig. 7) oppure fra le altre maglie di telai (fig.13);

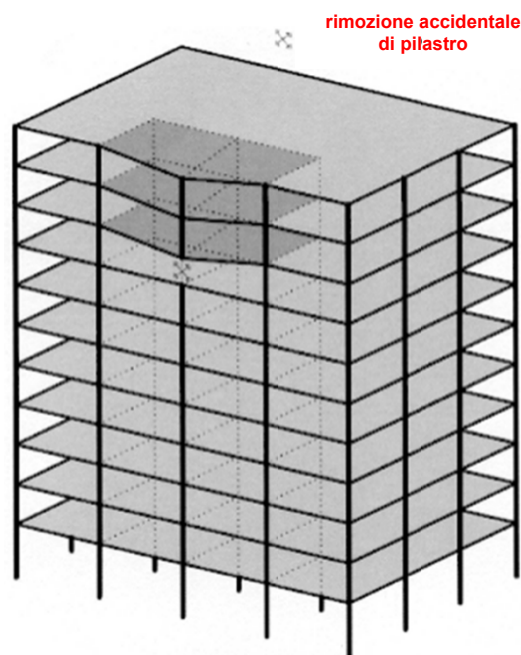


Fig. 10 – Sviluppo di catenaria locale e percorso alternativo globale a seguito di espulsione di un pilastro

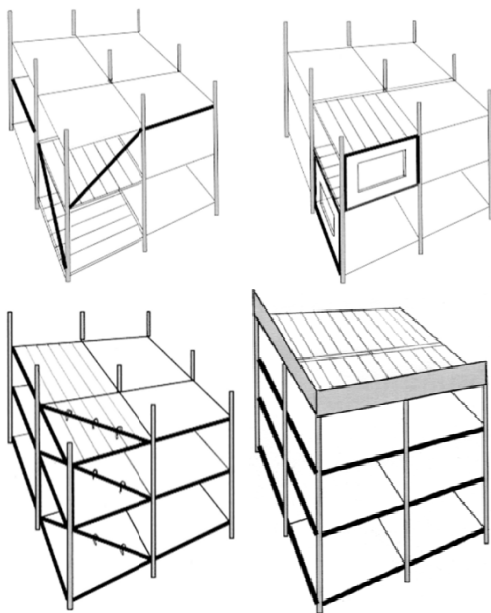


Fig. 11 – Possibili soluzioni per rimozione angolo
a: inserimento diagonali; b: inserimento pannelli;
c: incatenamenti obliqui; d: trave di coronamento

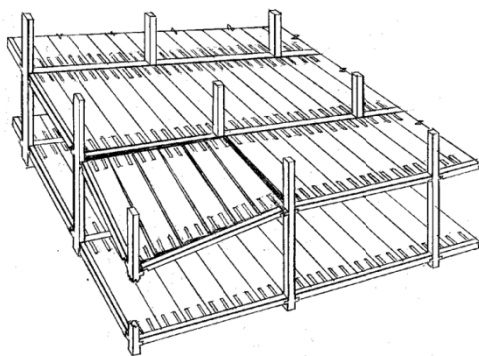
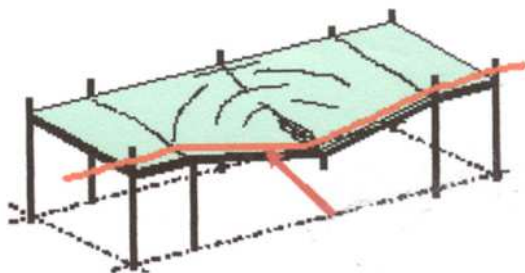


Fig. 12 – Esempi di comportamento a membrana di solai e sviluppo di catenarie di bordo

L'affidamento a percorsi alternativi richiede anche una capacità locale di adattamento e di resistenza delle strutture piane (solai e coperture) in deformazioni a membrana (fig. 10 e 12).

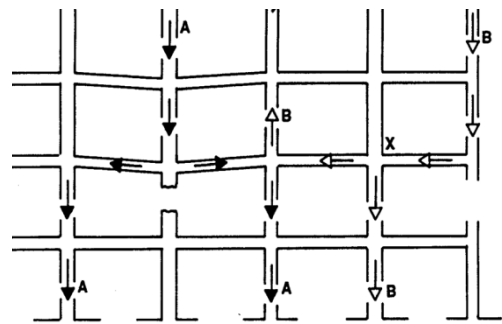


Fig.13 – Schema di meccanismo di PAS per telai e conseguenti sforzi aggiuntivi: A compressione verticale / B trazione verticale per sospensione o reazione di mensola / C trazione orizzontale catenaria

- c) il metodo della resistenza specifica, con cui ogni elemento portante critico viene dotato di resistenza all'azione eccezionale considerata, ad es., pilastri resistenti all'urto di carrelli elevatori;

Vengono altresì indicate le combinazioni di azioni da considerare, con i relativi coefficienti parziali, i metodi di dimensionamento degli incatenamenti, la definizione degli elementi critici da rimuoversi per le verifiche di percorsi alternativi di scarico con i relativi meccanismi resistenti, le mensole complesse, gli sforzi a membrana, a catenaria, ..., infine i procedimenti analitici semplificati.

Il quinto capitolo esemplifica molti dettagli costruttivi per diversi tipi di elementi strutturali, specialmente con riguardo alla continuità delle armature di incatenamento, sia in senso longitudinale sia a formare nodo con quelle ortogonali, con rinvio anche ad un'altra precedente pubblicazione della Commissione stesse sui collegamenti in genere [5].

Infine, un esempio di calcolo pratico viene applicato al caso di un semplice edificio.

Riferimenti bibliografici

- [1] Comité Européen de Normalisation CEN (2002) – EN 1990 – Eurocode: Basis of Structural Design, Brussels
- [2] Comité Européen de Normalisation CEN (2006) – EN 1991 – Eurocode 1 – Actions on Structures – Part 1-7: General Actions – Accidental Actions, Brussels
- [3] COST TU0601 (2011) – Structural Robustness Design for Practising Engineers, T.D.G.Canisius ed., European Cooperation in Science and Technology, Brussels
- [4] Fédération Internationale du Béton (2013) – *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 – Ernst & Sohn, Berlin
- [5] Fédération Internationale du Béton (2008) – Structural Connections for Precast Concrete Buildings – *fib* Bulletin 43, *fib* Lausanne
- [6] Fédération Internationale du Béton (2012) – Design of Precast Concrete Structures against Accidental Actions – *fib* Bulletin 63, *fib* Lausanne

CRITICITÀ RELATIVE ALLA PROGETTAZIONE ANTISISMICA DI EDIFICI A TELAIO IN C.A. CON TAMPONAMENTI IN LATERIZIO

Paolo Morandi, Guido Magenes

Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura, Università degli Studi di Pavia ed EUCENTRE, European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering, Via Ferrata 1, 27100 Pavia.

SOMMARIO

In seguito ai numerosi problemi emersi agli elementi non strutturali, in particolare alle tamponature, durante i recenti terremoti dell'Abruzzo (2009) e dell'Emilia (2012) e al fine di meglio valutare i metodi di progetto e verifica contenuti nelle norme nazionali ed europee, si è intrapreso uno studio di tipo numerico, con l'obiettivo di analizzare il comportamento sismico di pareti di tamponamento aderenti alle strutture intelaiate in c.a.. Dai risultati di una vasta campagna numerica condotta attraverso l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari su telai a 3, 6 e 9 piani progettati in base alle NTC2008, sia nudi che con diverse distribuzioni e rigidità/resistenze di tamponamento e capacità deformative calibrate su una muratura "leggera" in laterizio, sono scaturiti livelli di danneggiamento nei pannelli non sempre compatibili con i livelli prestazionali definiti per i diversi stati limite, soprattutto nel caso di telai in cui la rigidità/resistenza nel piano delle tamponature risulti bassa. Si evidenzia, dunque, come sembri necessaria una revisione dei limiti deformativi interpiano allo SLD ed una introduzione di nuovi limiti in drift anche per lo SLV al fine di ottenere adeguati livelli prestazionali, limitando il danneggiamento dei tamponamenti nei diversi stati limite. Si sottolinea infine che le attuali normative non forniscono indicazioni sufficienti per una corretta valutazione della resistenza/stabilità fuori piano delle tamponature e degli effetti di interazione tamponatura-telaio.

ISSUES RELATED TO SEISMIC DESIGN OF R.C. BUILDINGS WITH CLAY MASONRY INFILLS

SUMMARY

Following the issues encountered with the non-structural elements, in particular with the masonry infills, during the recent earthquakes in Abruzzo (2009) and Emilia (2012) and in order to better evaluate the methods of design and verification included in the national and in the European norms, a numerical study has been undertaken, with the aim of analyzing the seismic behavior of the infills adherent to framed r.c. structures. From the results of an extensive campaign conducted by performing non linear dynamic ("time history") analyses on 3, 6 and 9 storey bare and infilled frames designed according to NTC2008, with different distributions and stiffness/strength and deformation capacity calibrated on a "light" clay masonry, the levels of damage in the panels are not always compatible with the performance levels defined for the different limit states, especially in the frames where the in-plane stiffness/strength of the infills is low. Therefore, a revision of the interstorey drift limits at the DLS and an introduction of new limits in drift also for the ULS appears necessary, in order to obtain adequate performance levels and to limit the damage to the infills at the different limit states. Finally, it is stressed that the current norms do not provide sufficient information for a proper evaluation of the out-of-plane strength/stability of the panels and of the effects of the infill-frame interaction.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni il territorio italiano è stato colpito da due forti sequenze sismiche, in Abruzzo nel 2009 ed in Emilia nel 2012, a seguito delle quali si sono evidenziati danni molto diffusi negli elementi non strutturali ed in particolare alle tamponature/tramezzature in muratura negli edifici in c.a., con danneggiamenti nel piano e con espulsioni/collapsi fuori piano di pannelli murari monostrato e/o di rivestimenti esterni di murature a doppio strato (Figura 1). L'aspetto più preoccupante è che tali criticità si sono manifestate non solo negli edifici storici, ma anche in quelli di recente costruzione, esibendo un comportamento sismico inadeguato in moltissimi casi, solo in parte riconducibile all'intrinseca vulnerabilità dei pannelli in muratura nei confronti delle azioni sismiche. Le cause di tali problemi sono da imputare a diversi aspetti, in parte legati alla cattiva realizzazione dei dettagli costruttivi ed all'utilizzo di materiali con scarse qualità meccaniche ma in parte anche legate ad una impropria progettazione delle tamponature; quest'ultimo aspetto è probabilmente

riconducibile anche ai limiti delle attuali normative strutturali italiane (NTC 2008 [1]) ed europee (EC8 [2]), relativamente alla progettazione ed alla realizzazione delle tamponature.

In questo contesto, al fine di meglio valutare i metodi di progetto e verifica contenuti nelle attuali norme, si è intrapreso uno studio di tipo numerico, con l'obiettivo di analizzare il comportamento sismico di pareti di tamponamento in laterizio all'interno di strutture intelaiate in c.a.. In questo articolo, l'attenzione è principalmente rivolta alla valutazione delle prestazioni nel piano delle tipologie correnti di tamponature aderenti ai telai in c.a. progettati secondo le attuali norme tecniche (NTC 2008) e soggetti all'azione sismica, concentrandosi sul danno alle tamponature, sebbene anche gli aspetti relativi alla risposta fuori piano dei pannelli ed all'interazione tamponamento/struttura sono stati brevemente trattati.

Per quanto riguarda la risposta nel piano, ci si chiede se la limitazione degli spostamenti interpiano imposta dalla norma (§ 7.3.7.2) a valori inferiori a $0.005 \cdot h$ (con h altezza

interpiano), nel caso di tamponamenti collegati rigidamente alla struttura, sia effettivamente sufficiente a garantire un livello di danneggiamento in linea con le prestazioni richieste allo SLD e se il rispetto di tale limite di deformazione allo SLD consenta anche di ottenere un comportamento adeguato delle tamponature allo SLV. La valutazione della risposta sismica di edifici tamponati è stata effettuata attraverso l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari ("time history") su una serie di telai in c.a. a 3, 6 e 9 piani con diverse tipologie e distribuzione di tamponamenti. Per poter interpretare correttamente i risultati delle analisi non lineari è necessario, per prima cosa, definire adeguati livelli prestazionali delle tamponature per i diversi stati limite. I requisiti per evitare danneggiamenti nel piano si basano normalmente su limiti in termini di spostamenti interpiano; le NTC 2008 e l'EC8 fissano tali limiti per il solo SLD in funzione del sistema costruttivo ma indipendentemente dalle caratteristiche delle murature che costituiscono i tamponamenti. Alla luce di un confronto con risultati di campagne sperimentali condotte nel recente passato, si è calibrato un modello semplificato che consente di studiare la risposta ciclica nel piano di telai semplici tamponati con le tipologie di muratura in laterizio più utilizzate attualmente, rappresentate da soluzioni in muratura "leggera" non armata in completa aderenza al telaio in c.a..

Si è infine voluto indagare l'approccio normativo riguardante le verifiche delle pareti fuori piano e gli effetti di interazione tamponatura-telaio, allo scopo di individuare eventuali lacune o carenze nell'applicazione delle norme.

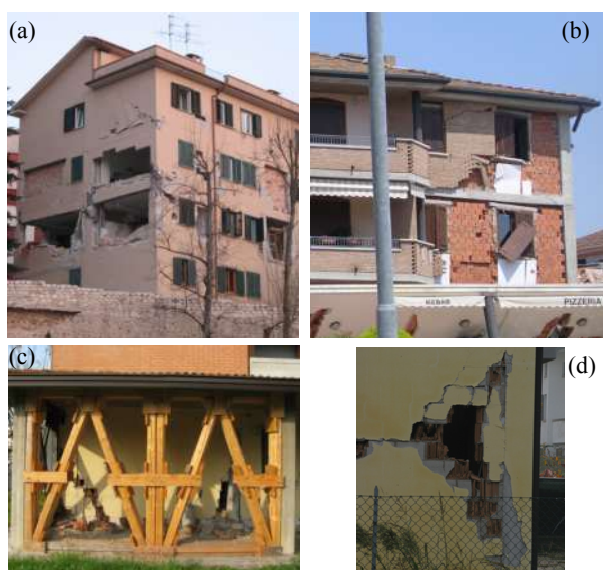


Figura 1 – Danno nel piano ed espulsione fuori piano di tamponamenti/rivestimenti: a) L'Aquila 2009; b), c), d) Emilia 2012 (Manzini e Morandi 2012 [3]).

2. CRITERI DI PROGETTAZIONE SISMICA DELLE TAMPONATURE SECONDO LE NTC2008 E L'EC8

Nella pratica progettuale corrente, gli edifici ordinari in c.a. tamponati soggetti ad azione sismica vengono normalmente calcolati utilizzando un modello strutturale lineare ed applicando un'analisi statica equivalente o dinamica multimodale con spettro di risposta.

Il modello strutturale di edifici in c.a. viene di norma realizzato trascurando la rigidità e la resistenza degli elementi non strutturali, quali i tamponamenti e le tramezzature, che vengono considerati solo per il loro contributo in peso e massa; la modellazione del contributo offerto da tali elementi alla rigidità ed alla resistenza dell'edificio è infatti affetta da numerosissime incertezze, in particolare legate alla scelta di opportuni modelli costitutivi

sufficientemente rappresentativi delle molteplici casistiche di tamponamento/tramezzatura presenti in un edificio (si pensi per esempio alle diverse tipologie di muratura "non strutturale", alla contestuale presenza di tamponamenti aderenti e non aderenti al telaio in c.a., alla difficoltà di modellare pannelli con aperture disposte in diverse posizioni e di diverse dimensioni). Alla luce di quanto detto, l'analisi della risposta sismica di un edificio in c.a. tamponato viene di norma effettuata su un modello strutturale elastico e lineare "nudo" costituito cioè solo dagli elementi strutturali in c.a. (travi, pilastri, pareti).

Nel caso di analisi lineari le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} in un periodo di riferimento V_R . Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario, mentre, per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono invece calcolati riferendosi ad uno spettro di progetto ottenuto da uno spettro elastico ridotto da un fattore di struttura q maggiore dell'unità, dipendente dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Per la progettazione di edifici ordinari di classe d'uso II si fa normalmente riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Le verifiche di sicurezza allo SLD vengono condotte in termini di verifiche degli spostamenti interpiano, mentre le verifiche allo SLV sono effettuate in termini di resistenza sia sugli elementi strutturali che sugli elementi non strutturali quali i tamponamenti e le tramezzature. In particolare, le norme impongono, con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, la verifica dei tamponamenti per l'azione sismica allo SLV attraverso un confronto tra l'effetto dell'azione sismica orizzontale perpendicolarmente allo sviluppo nel piano delle pareti non strutturali e la loro resistenza fuori piano.

Infine, per quanto riguarda l'interazione tra tamponatura e telaio in c.a., aspetto particolarmente delicato soprattutto nel caso di tamponature "robuste" aderenti al telaio, le NTC2008 non forniscono, di fatto, precise indicazioni in merito, mentre l'EC8 riporta invece alcune istruzioni di dettaglio e propone un criterio per il calcolo del taglio agente sulle colonne in c.a. dovuto alla componente orizzontale della spinta del puntone.

Si riporta, in Figura 2, uno schema sintetico della procedura di calcolo per la progettazione di edifici in c.a. ai sensi delle NTC 2008 e dell'EC8.

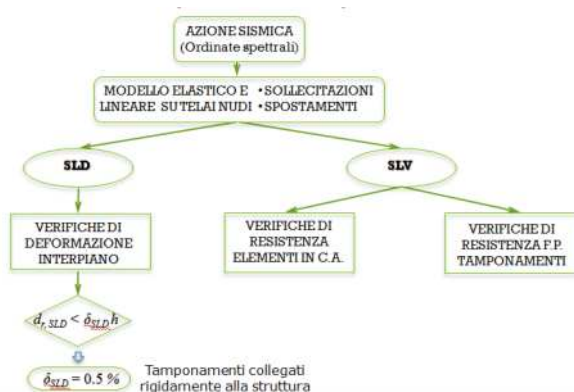


Figura 2 - Criterio di progettazione di telai in c.a. con tamponature secondo l'approccio delle NTC2008 e EC8.

3 RISPOSTA NEL PIANO DI TELAI TAMPONATI

Alla luce del comportamento carente delle tamponature evidenziato nei recenti terremoti nazionali anche su edifici recenti, si è cercato di valutare se, applicando le indicazioni e le verifiche delle attuali normative, la risposta nel piano dei tamponamenti alle azioni sismiche risultasse adeguata, sia allo SLD che allo SLV, al variare del livello di pericolosità sismica del sito. In particolare, si è voluto verificare se la limitazione degli spostamenti interpiano allo SLD imposta dalla norma a valori inferiori a $0.005 \cdot h$ (con h altezza interpiano) nel caso di tamponamenti collegati rigidamente alla struttura sia sufficiente a garantire un livello di protezione dal danneggiamento alle tamponature in linea con le prestazioni richieste allo SLD. Inoltre, ci si è domandati se il rispetto di tale limite di deformazione nel piano da applicare alla struttura in c.a. per le verifiche allo SLD consenta anche di ottenere un comportamento adeguato delle tamponature allo SLV o sia invece necessario proporre ulteriori vincoli progettuali per garantire le prestazioni allo stato limite ultimo della struttura.

Per dare una risposta alle domande sopra esposte, si sono progettati, in riferimento alla zonazione sismica italiana e nel rispetto dei criteri definiti nelle NTC 2008, telai piani in c.a. tipici del panorama nazionale a 3, 6 e 9 piani con altezza interpiano pari a 3 m, in duttilità bassa (CDB) ed alta (CDA) e sono stati successivamente effettuate una serie di analisi dinamiche non lineari sui telai considerando il caso completamente tamponato, parzialmente tamponato e non tamponato su tre diverse tipologie murarie con rigidità/resistenza crescente.

3.1 Progettazione dei telai in c.a.

La progettazione dei telai in c.a. è stata effettuata in base alle indicazioni presenti nelle NTC 2008, nel rispetto dei principi di gerarchia delle resistenze. Nella progettazione è stato assunto un calcestruzzo di classe di resistenza C25/30 ed acciaio di armatura del tipo B450C ad aderenza migliorata.

I valori caratteristici dei carichi non sismici sono stati assunti pari a 3.50, 3.00 e 2.00 KN/m² rispettivamente per il peso proprio, il sovraccarico permanente ed il sovraccarico variabile dei solai intermedi e pari a 3.50, 2.00 e 1.20 KN/m² rispettivamente per il peso proprio, il sovraccarico permanente ed il sovraccarico da neve della copertura; l'azione del vento in fase di progetto è stata considerata in termini di pressione equivalente variabile da 0.60 KN/m² (a 3 m di altezza) fino a 0.95 KN/m² corrispondente a 27 m di altezza (edificio a 9 piani).

Per il calcolo delle azioni sismiche di progetto sono stati considerati 5 diversi livelli di accelerazione di picco al suolo su roccia ($a_{gR} = 0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.25g, 0.35g$) per lo SLV con tempo di ritorno pari a 475 anni; in particolare, poiché le azioni sismiche di progetto si definiscono nelle NTC 2008 a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, si sono scelti dei siti sul territorio nazionale caratterizzati dalle citate accelerazioni per il periodo di ritorno corrispondente allo SLV. Sono stati considerati spettri di risposta elastici su categoria di sottosuolo B con superficie topografica orizzontale. Per gli stessi siti sono stati ricavati gli spettri allo SLD ($T_r = 50$ anni). Gli spettri di progetto allo SLV sono stati ricavati riducendo gli spettri elastici per i fattori di struttura associati alle due classi di duttilità, pari, nel caso di strutture a telaio regolari in elevazione, a 5.85 per la CDA e a 3.90 per la CDB.

La progettazione dei telai in c.a. nei confronti dell'azione sismica è stata effettuata attraverso l'esecuzione di un'analisi lineare multimodale con spettro di risposta su un modello strutturale privo di tamponamenti. Le eventuali non linearità geometriche sono state considerate in modo semplificato attraverso l'introduzione del fattore θ , come proposto dalle NTC 2008.

Per gli elementi in c.a. del modello strutturale sono state ipotizzate rigidità fessurate flessionali ed a taglio pari al 50% delle rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, in accordo con le raccomandazioni normative.

Le verifiche di sicurezza allo SLD sono state condotte in termini di verifiche degli spostamenti interpiano, limitandone i valori a 0.005 volte l'altezza interpiano. Le verifiche allo SLV sono invece state effettuate confrontando le sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali con le loro resistenze.

In Figura 3 ed in Tabella 1 sono riportate le dimensioni dei telai e degli elementi strutturali in c.a. progettati in accordo con le norme nazionali.

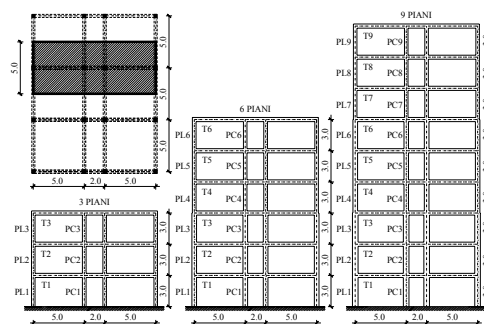


Figura 3 - Configurazioni in pianta ed in elevazione dei telai progettati.

Tabella 1 - Dimensione dei pilastri e delle travi.

b/h [cm]		3 piani		6 piani		9 piani	
Classe di duttilità		A	B	A	B	A	B
Pilastri Laterali PL		$a_r = 0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.25g$					
piano							
1' - 3'		35/35	35/35	45/45	45/45	55/55	55/55
4' - 6'		-	-	35/35	35/35	55/55	45/45
7' - 9'		-	-	-	-	35/35	35/35
		$a_r = 0.35g$					
piano							
1' - 3'		35/35	45/45	45/45	50/50	55/55	60/60
4' - 6'		-	-	35/35	40/40	55/55	50/50
7' - 9'		-	-	-	-	35/35	40/40
Pilastri Centrali PC		$a_r = 0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.25g$					
1'		35/35	35/35	45/45	45/45	55/55	55/55
2' - 3'		35/35	35/35	45/45	45/45	55/55	55/55
4' - 6'		-	-	35/35	35/35	45/45	45/45
7' - 9'		-	-	-	-	35/35	35/35
		$a_r = 0.35g$					
piano							
1'		35/35	45/45	45/45	50/50	60/60	60/60
2' - 3'		35/35	45/45	45/45	50/50	55/55	60/60
4' - 6'		-	-	35/35	40/40	45/45	50/50
7' - 9'		-	-	-	-	35/35	40/40
Travi T		$a_r = 0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.25g, 0.35g$					
1' - 3'		30/40	45/24	30/45	50/24	30/50	55/24
4' - 6'		-	-	30/45	50/24	30/50	55/24
7' - 9'		-	-	-	-	30/50	55/24

3.2 Analisi e modelli non lineari dei telai tamponati e non tamponati

Sui telai in c.a. progettati ai sensi delle NTC 2008 sono state successivamente eseguite analisi parametriche non lineari considerando il caso completamente tamponato, non tamponato e con tamponamenti presenti nella sola campata centrale, come riportato in Figura 4.

In questa ricerca sono state considerate, in relazione alle caratteristiche di resistenza/rigidità, tre configurazioni di tamponamento in muratura non armata in completa aderenza alla struttura in c.a., dalla meno resistente alla più resistente (T1, T2 e T3, così come raffigurate in Figura 5), rappresentative delle stratigrafie di tamponamento in laterizio al momento più frequentemente utilizzate.

Poiché sono stati progettati 30 telai piani (a 3, 6 e 9 piani, per 5 livelli di sismicità ed in classe di duttilità alta e bassa) e poiché, ai fini dello studio numerico, ognuno di essi è stato assunto completamente e parzialmente tamponato con 3 diverse tipologie di tamponamento murario, in definitiva, si sono modellati ed analizzati 210 telai (30 telai non tamponati, 30x3 totalmente tamponati, 30x3 parzialmente tamponati).

Ognuno dei modelli strutturali è stato soggetto ad un'analisi statica non lineare con l'applicazione di forze orizzontali corrispondenti ad una distribuzione di accelerazioni proporzionali alla forma del primo modo di vibrare.

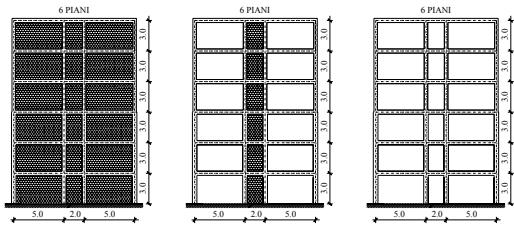


Figura 4 - Configurazioni completamente tamponate, parzialmente tamponate e non tamponate per il caso del telaio a 6 piani.

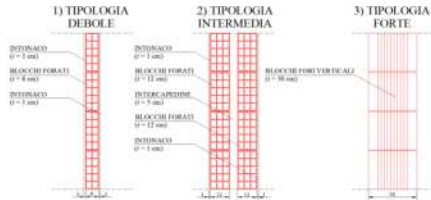


Figura 5 – Tipologie di tamponamento considerate nella ricerca numerica.

Inoltre, su ognuno dei telai sono state eseguite analisi dinamiche non lineari al passo applicando una serie di 10 accelerogrammi naturali spettro-compatibili sia per lo SLD che per lo SLV (vedere Figura 6a e b). Per la selezione degli accelerogrammi naturali spettro-compatibili ci si è avvalsi del programma REXEL (Iervolino et. al. 2010 [4]) attingendo da ITACA (ITalian ACcelerometric Archive), un database di registrazioni dei terremoti nazionali. In questo modo è stato possibile valutare le richieste di spostamento interpiano sui telai e, dal confronto con i limiti deformativi proposti per le tre tipologie di murature considerate in funzione dei diversi stati limite, anche i livelli di danneggiamento raggiunti dai tamponamenti.

In questo articolo verranno presentati solamente i risultati ottenuti nelle analisi dinamiche non lineari in quanto forniscono i risultati più significativi per quanto riguarda le richieste deformative sui tamponamenti.

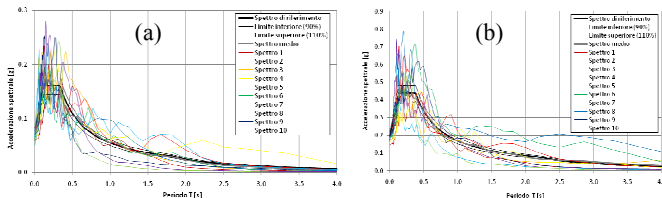


Figura 6 – Spettro di riferimento, limiti per la spettro-compatibilità, spettri scalati relativi agli accelerogrammi e loro spettro medio. a) SLD; b) SLV.

I modelli dei telai in c.a. utilizzati per l'esecuzione delle analisi parametriche non lineari sulle configurazioni analizzate, svolte con il codice Ruaumoko (Carr 2007 [5]), si basano su una modellazione a plasticità concentrata. In Hak et al. 2012 [6] si riportano maggiori dettagli sulle scelte di modellazione operate sugli elementi strutturali in c.a.. In questo contesto si fa solo presente che il modello utilizzato per rappresentare lo smorzamento viscoso nelle analisi dinamiche non lineari è stato il modello di Rayleigh (proporzionale alla rigidità iniziale) con uno smorzamento del 3.0% (classe di duttilità alta) e del 3.5% (classe di duttilità bassa) in corrispondenza della frequenza del primo modo di vibrare, e del 5.0% in corrispondenza del secondo modo di vibrare.

La modellazione dei pannelli di muratura di tamponamento utilizzata in questa ricerca si basa invece sulla definizione di 2 puntoni equivalenti per ogni pannello, reagenti alla sola compressione, ognuno posizionato lungo le sue diagonali e collegati al telaio nei nodi, come riportato in Figura 7a. In fase di analisi vengono dunque trascurati gli

effetti locali di interazione tra pannello ed elementi strutturali adiacenti che, comunque, sono stati valutati a posteriori (Hak et al. 2013a [7]). La risposta ciclica assiale è definita utilizzando il modello isteretico proposto da Crisafulli 1997 [8] (Figura 7b), mentre la risposta monotona è rappresentata dalla curva di involucro del modello isteretico, rappresentata in Figura 7c, dove la resistenza f_m è stata calcolata facendo riferimento ai 4 meccanismi di rottura (per compressione al centro e negli angoli del pannello, per taglio-scorrimento e per taglio-fessurazione diagonale) definiti in Bertoldi et al. 1993 [9]; anche per la valutazione dell'area A del puntone equivalente (spessore t_w della tamponatura x larghezza b_w) e di conseguenza della rigidità assiale $E \cdot A / d_w$ (con E modulo elastico della tamponatura calcolato in funzione dell'inclinazione del puntone rispetto all'orizzontale e d_w pari alla lunghezza della diagonale del pannello) si è fatto riferimento al modello sopra esposto.

I valori delle deformazioni nel piano in corrispondenza del picco di sforzo ϵ_m e di deformazione ultima ϵ_u , pari rispettivamente a 0.0013 e 0.0045 (corrispondenti a valori di drift interpiano rispettivamente di circa 0.3% ed 1.0%, vedere Figura 7c) sono stati calibrati attraverso un confronto con i risultati di prove laterali cicliche pseudo-statiche nel piano condotte presso l'Università degli Studi di Pavia da Calvi e Bolognini 1999 [10] su un telaio semplice in c.a. tamponato con una muratura costituita da blocchi in laterizio di circa 12 cm di spessore a foratura orizzontale rappresentativa di una soluzione "leggera" di ridotta rigidità/resistenza nel piano.

Come riportato in Morandi et al. 2011 [11], nelle analisi non lineari effettuate sulle configurazioni considerate si è definito, ai fini delle verifiche sui tamponamenti, il soddisfacimento dello Stato Limite di Operatività nel caso in cui nessun pannello della struttura superi un drift interpiano dello 0.2% (2/3 dello SLD), dello Stato Limite di Danno quando nessun pannello superi un drift dello 0.3% e dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita quando nessun tamponamento dell'edificio raggiunga drift superiori all'1.0%.

I modelli costitutivi delle tre tipologie di tamponamento considerate sono ritenuti caratterizzati dai medesimi limiti deformativi sopra esposti, con variazioni presenti solo nei parametri di resistenza e di rigidità.

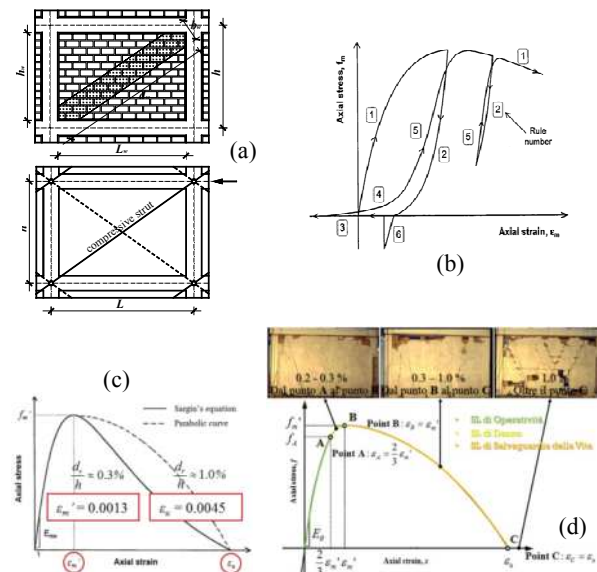


Figura 7 – a) Modello a puntone equivalente; b) risposta ciclica (Crisafulli, 1997); c) involucro della risposta ciclica con la rappresentazione del valore di drift corrispondente al picco di sforzo e di drift ultimo; d) definizione degli stati limite per un singolo pannello murario e rappresentazione del livello di danneggiamento associato.

3.3 Risultati delle analisi dinamiche non lineari

3.3.1 Richieste di spostamento e di drift interpiano

I profili di spostamento e di drift interpiano sono stati valutati statisticamente su ogni telaio considerato e per ogni accelerogramma applicato, riportando i risultati anche in termini di valore medio m sui 10 accelerogrammi, di valore medio \pm lo scarto quadratico medio σ (valore “superiore” ed “inferiore”), di valore minimo e massimo. I grafici di Figura 8 riportano i profili di spostamento e di drift interpiano in corrispondenza del massimo spostamento in sommità per il caso del telaio a 6 piani non tamponato, parzialmente tamponato e completamente tamponato con la tipologia di tamponamento T1, progettato in duttilità bassa con $a_g S$ pari a $0.25 \cdot S_g$ allo SLV.

I grafici di Figura 9 riportano sinteticamente i valori di drift calcolati per il caso del telaio a 6 piani in classe di duttilità bassa nella soluzione completamente tamponata e parzialmente tamponata, sia allo SLD che allo SLV, in relazione ai risultati ottenuti sui telai non tamponati.

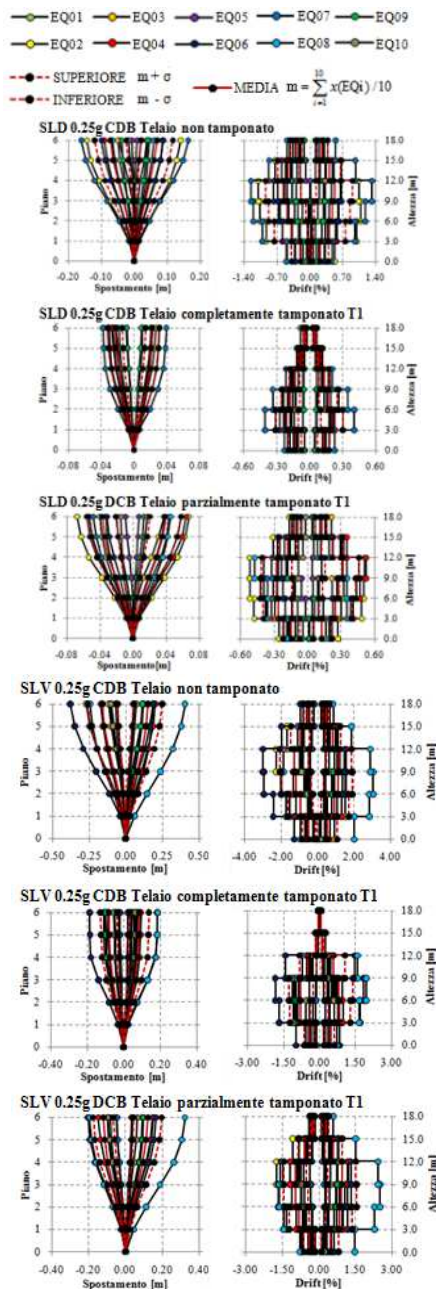
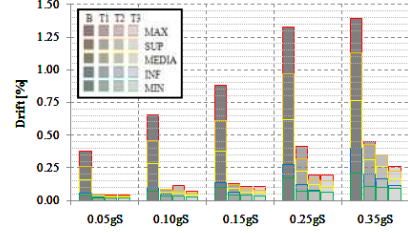
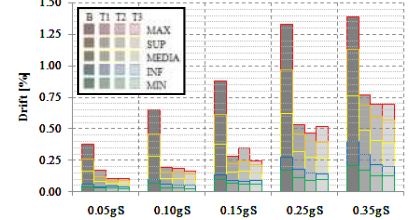


Figura 8 – Risultati delle analisi dinamiche non lineari: profili di spostamento e di drift interpiano in corrispondenza del massimo spostamento in sommità.

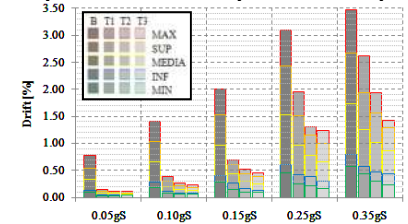
SLD 6 piani CDB Telai completamente tamponati



SLD 6 piani CDB Telai parzialmente tamponati



SLV 6 piani CDB Telai completamente tamponati



SLV 6 piani CDB Telai parzialmente tamponati

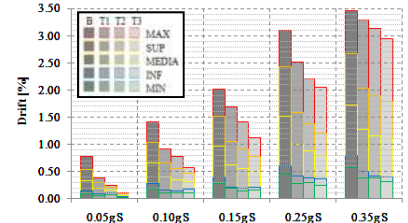


Figura 9 – Risultati delle analisi dinamiche non lineari: valori del massimo drift interpiano nella struttura in funzione delle diverse intensità sismiche (esempio telai a 6 piani in classe di duttilità bassa).

I risultati presentati in Figura 8 ed in Figura 9 mostrano chiaramente la diminuzione degli spostamenti e dei drift interpiano dovuta alla presenza dei tamponamenti. La soluzione parzialmente tamponata ha un comportamento intermedio tra la soluzione del telaio “nudo” e quella del telaio completamente tamponato.

La riduzione delle richieste deformative è più evidente con l’aumento della resistenza e della rigidezza dei tamponamenti, risultando in drift minori per la tipologia di tamponamento T3. Il comportamento dei telai tamponati con la tipologia T1 risulta, come è evidente, il più simile al caso non tamponato, in particolare per analisi condotte allo SLV sui telai parzialmente tamponati.

La forma dei profili degli spostamenti e la distribuzione dei drift sull’altezza non cambia significativamente tra i telai “nudi” ed i telai tamponati; la concentrazione degli spostamenti in uno dei piani dei telai non ha generato, in nessun caso, la formazione di un meccanismo di “piano debole”. Nel caso dei telai a 3 piani i drift massimi si presentano al piano terra, mentre per i telai a 6 e 9 piani le maggiori domande di spostamento non si concentrano al piano terra ma, prevalentemente, tra il secondo ed il quarto piano per gli edifici a 6 piani, e tra il secondo ed il quinto piano per gli edifici a 9 piani.

All’aumentare dell’accelerazione di picco al terreno applicata ai telai, aumentano chiaramente gli spostamenti ed i

drift, ma non varia in modo considerevole la distribuzione degli spostamenti.

Tuttavia anche in questo caso, come peraltro in tutte le analisi dinamiche non lineari, i risultati dipendono dalla scelta degli accelerogrammi. Infatti, come è possibile notare dalla Figura 6, gli spettri dei singoli segnali possono fornire, in certi casi, ordinate spettrali significativamente differenti rispetto alle ordinate spettrali dello spettro di progetto e di conseguenza influenzare considerabilmente i risultati delle analisi.

In ogni caso, poiché lo spettro di riferimento è stato confrontato con lo spettro medio, individuato dalla media degli spettri relativi ai 10 accelerogrammi, si è ritenuto di considerare, come valori di riferimento significativi, i valori medi dei parametri scaturiti dalle analisi, come peraltro anche raccomandato dalle normative nazionali ed europee.

3.3.2 Distribuzione del danno nel piano sui tamponamenti

La valutazione del danno nelle singole tamponature dei telai in c.a. analizzati è stato valutato sulla base delle massime deformazioni assiali (ε_{max}) raggiunte in uno dei due puntoni diagonali, in accordo con quanto valutato in Morandi et al. 2011 [11]:

- Pannello non danneggiato o lievemente danneggiato:
 $\varepsilon_{max} \leq 2/3 \varepsilon_m'$
- Pannello danneggiato ma riparazione possibile:
 $\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_m'$
- Pannello fortemente danneggiato e riparazione non conveniente senza rappresentare rischio alle persone:
 $\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_u$
- Pannello collassato o il cui danneggiamento può rappresentare rischio per le persone:
 $\varepsilon_{max} > \varepsilon_u$

dove, come già sopra definito, la deformazione nel piano in corrispondenza del picco di sforzo ε_m' è pari a 0.0013 e la deformazione ultima ε_u pari a 0.0045.

Il danno medio nelle singole tamponature è stato definito come la media delle massime deformazioni assiali per ognuno dei 10 accelerogrammi.

Nei grafici di Figura 10 si riporta la rappresentazione del danno sulle tamponature nel caso del telaio a 6 piani progettato in classe duttilità bassa con $a_g S$ pari a $0.25 \cdot S$ g allo SLV, con tipologia di tamponatura T1 sia nel caso parzialmente tamponato che completamente tamponato e soggetto sia ad accelerogrammi corrispondenti ad azioni sismiche per lo SLD che ad accelerogrammi definiti per lo SLV. In figura è rappresentato sia il danneggiamento calcolato dall'applicazione di ognuno degli accelerogrammi, che il danno medio per i 10 accelerogrammi. La legenda della Figura 10 rappresenta i livelli di deformazione assiale (e dunque di danneggiamento) definiti in precedenza.

Per fornire una valutazione globale delle prestazioni associate ai diversi stati limite sui singoli telai, il comportamento dell'edificio è ritenuto soddisfacente quando il danno medio sui 10 accelerogrammi e quando più di 5 accelerogrammi su 10 producono effetti che consentono di rispettare le seguenti condizioni:

- SLD: Nessun pannello dell'edificio risulta danneggiato ($\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_m'$ per tutti i pannelli);
- SLV: Nessun pannello dell'edificio risulta fortemente danneggiato ($\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_u$ per tutti i pannelli).

3.3.3 Massima PGA raggiunta

Dai risultati delle analisi è stato possibile valutare, per ogni tipologia di tamponamento considerata, la massima accelerazione di progetto al terreno tale per cui il comportamento dell'edificio risulta soddisfare lo SLD e lo SLV. In Tabella 2 si riportano le rispettive massime

accelerazioni di progetto al terreno (PGA) per tutti i casi considerati (normalizzate a S , coefficiente di suolo).

Dai risultati riportati, è possibile notare che, per la configurazione totalmente tamponata, i telai risultano verificati, sia allo SLV che allo SLD, fino ad una PGA massima di progetto compresa tra $0.25 \cdot S$ g e $0.35 \cdot S$ g, mentre la soluzione con telaio parzialmente tamponato, fornendo domande di spostamento sensibilmente maggiori rispetto alla soluzione totalmente tamponata, risulta soddisfare i requisiti di danneggiamento per lo SLV e per lo SLD solamente fino a PGA massime comprese tra $0.15 \cdot S$ g e $0.25 \cdot S$ g.

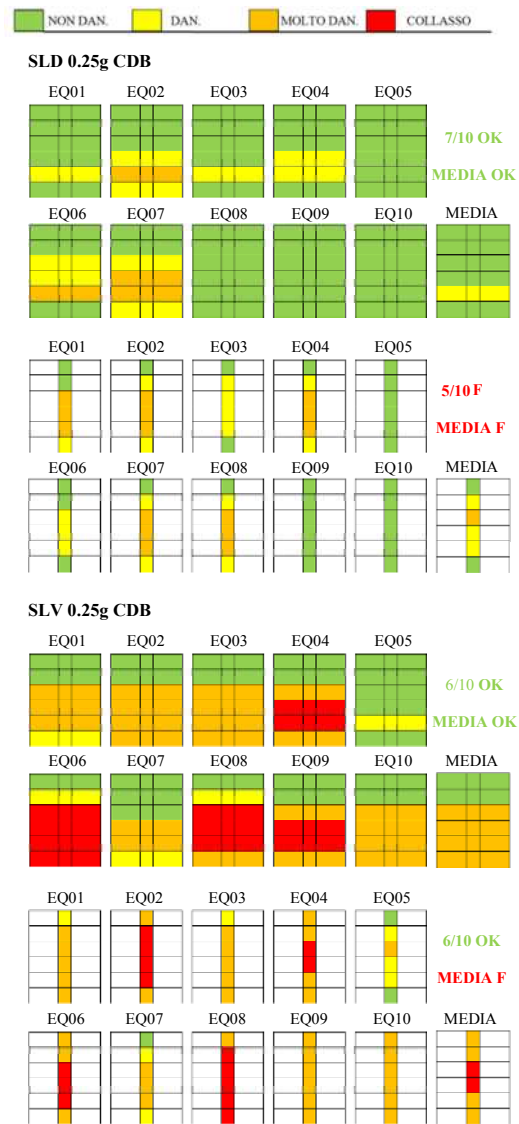


Figura 10 – Distribuzione dei danneggiamenti nel piano sulle tamponature del telaio in c.a. a 6 piani progettato con $a_g S$ pari a $0.25 \cdot S$ g in classe di duttilità bassa.

Tabella 2 - Massime accelerazioni di picco al terreno raggiunte.

PGA [g]	SLD				SLV			
	Telaio tamponati complet.		Telaio tamponati parzial.		Telaio tamponati complet.		Telaio tamponati parzial.	
3 Piani	CDA	CDB	CDA	CDB	CDA	CDB	CDA	CDB
T1	0.35·S	0.35·S	0.15·S	0.15·S	0.35·S	0.35·S	0.25·S	0.15·S
T2	0.35·S	0.35·S	0.15·S	0.15·S	0.35·S	0.35·S	0.25·S	0.15·S
T3	0.35·S	0.35·S	0.25·S	0.15·S	0.35·S	0.35·S	0.25·S	0.15·S
6 Piani	CDA	CDB	CDA	CDB	CDA	CDB	CDA	CDB
T1	0.25·S	0.25·S	0.15·S	0.15·S	0.25·S	0.25·S	0.25·S	0.15·S
T2	0.35·S	0.25·S	0.25·S	0.25·S	0.25·S	0.25·S	0.25·S	0.25·S
T3	0.35·S	0.35·S	0.25·S	0.25·S	0.35·S	0.35·S	0.25·S	0.25·S
9 Piani	CDA	CDB	CDA	CDB	CDA	CDB	CDA	CDB
T1	0.25·S	0.25·S	0.25·S	0.25·S	0.35·S	0.25·S	0.25·S	0.25·S
T2	0.25·S	0.25·S	0.25·S	0.25·S	0.35·S	0.35·S	0.25·S	0.25·S
T3	0.35·S	0.35·S	0.35·S	0.25·S	0.35·S	0.35·S	0.25·S	0.25·S

4 CRITICITA' RELATIVE ALLE VERIFICHE FUORI PIANO ED AGLI EFFETTI DI INTERAZIONE TAMPONATURA-TELAIO

In accordo con le NTC2008 e con l'EC8, gli effetti dell'azione sismica sulle tamponature possono essere determinati applicando ai pannelli una forza orizzontale perpendicolare al loro piano principale definita in funzione dell'accelerazione massima che l'elemento subisce durante un sisma, dal peso dell'elemento e dal fattore di struttura dell'elemento; l'accelerazione massima sulla tamponatura è in funzione delle PGA, del rapporto tra la quota del baricentro dell'elemento rispetto l'altezza della costruzione e dal rapporto tra il periodo fondamentale di vibrazione della tamponatura ed il periodo di vibrazione della costruzione nella direzione considerata. Sebbene tale approccio sia estremamente semplificato ed è attualmente oggetto di opportuna verifica/miglioramento da parte di diversi gruppi di ricerca, consente di valutare in maniera semplice le sollecitazioni agenti fuori dal piano sulle tamponature. Tuttavia, al momento non è presente, nelle normative europee, un criterio che consenta di valutare la resistenza e la stabilità delle tamponature fuori piano soggette ad azioni sismiche; alcuni autori, per esempio Morandi et al. 2013a [12] e Verlato et al. 2013 [13], hanno recentemente proposto criteri di resistenza che si basano su un meccanismo ad arco resistente. Nelle ricerche sopra citate si sta inoltre cercando di confrontare la risposta sperimentale fuori piano su diversi tipi di tamponature, alcune di queste testate recentemente (per es. in Morandi et al. 2013b [14] e Da Porto et al. 2012 [15]), anche nel caso di precedente danneggiamento nel piano, al fine di ottenere delle correlazioni tra resistenza fuori piano e danneggiamento del piano, per esempio introducendo dei coefficienti riduttivi delle resistenze in funzione dei drift interpiano.

Un secondo aspetto particolarmente critico riguarda l'interazione tra tamponatura e telaio in c.a.. Nel caso di tamponature aderenti rigide/resistenti, è necessario prendere in debita considerazione l'effetto della componente orizzontale della spinta del puntone prodotto dalle tamponature sul telaio in c.a. per evitare che si instaurino concentrazioni di tensione che possano provocare fessurazioni e rotture fragili, per esempio per taglio alle estremità delle colonne in c.a., come mostrato in Figura 11. Nelle NTC2008 non vi sono particolari indicazioni in merito, eccetto al caso di tamponamenti che non si estendono per l'intera altezza dei pilastri adiacenti. L'EC8 riporta invece alcune indicazioni che riguardano i dettagli costruttivi da prevedere in alcuni casi particolari e propone un criterio per il calcolo del taglio agente sulle colonne in c.a. dovuto alla componente orizzontale della spinta del puntone. Tuttavia, questo criterio non appare di semplice applicazione e risulta estremamente cautelativo in molte situazioni, come evidenziato in Hak et al. 2013a [7], in cui si è proposto anche un criterio alternativo che ha permesso di valutare, a partire dai risultati delle analisi dinamiche non lineari sopra esposte, i tagli agenti sulle colonne, pari alle risultanti orizzontali delle forze massime attivate nei puntoni diagonali.

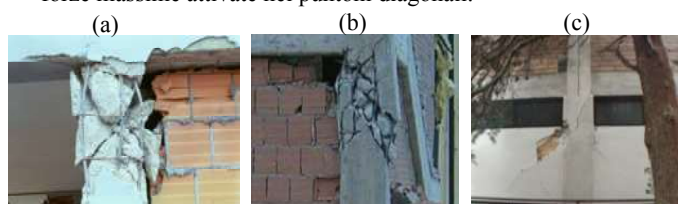


Figura 11 – Interazione locale tra tamponatura e telaio in c.a.: a) tamponatura su un solo lato delle colonne; b) tamponatura su una colonna d'angolo; c) tamponature con altezze inferiori a quelle delle colonne

5 CONCLUSIONI ED IMPLICAZIONI PROGETTUALI

Dai risultati di numerose analisi dinamiche non lineari svolte sui telai in c.a. con tamponature “leggere” in aderenza alle strutture progettati in accordo con le NTC 2008, è risultato evidente che è possibile garantire il rispetto di adeguati livelli di danneggiamento nei tamponamenti, sia nei confronti dello SLD che dello SLV, solo fino a PGA inferiori o uguali a $0.15 \cdot S_g$. Il limite dello 0.5% sul drift interpiano proposto dalle NTC 2008 (e dall'EC8) allo SLD applicato per la progettazione sui telai nudi, non garantisce dunque il rispetto né dello SLD né dello SLV, in particolare per telai in cui la rigidezza/resistenza nel piano delle tamponature aderenti risulta bassa, come per esempio nel caso dei telai parzialmente tamponati.

Sembrerebbe quindi che, nel caso di tamponature in muratura “leggera” non armata aderenti alla struttura, sia opportuna una revisione dei requisiti progettuali, in particolare dei limiti di spostamento interpiano per lo SLD. Tali limiti in spostamento interpiano potrebbero essere semplicemente ridotti ad un valore cautelativo rispetto all'attuale 0.5% di h , per esempio allo 0.3% di h , correndo il rischio però di ottenere risultati troppo penalizzanti per le verifiche di sicurezza. Una seconda soluzione, proposta da Hak et al. 2013b [16], è quella di valutare i limiti deformativi allo SLD in funzione della “densità” dei tamponamenti, cioè della loro robustezza e alla loro estensione, e della reciproca rigidezza tra telaio in c.a. e tamponatura, attraverso l'introduzione di un coefficiente (in quello studio chiamato C_j), calibrato sui risultati delle analisi dinamiche non lineari sui telai nudi e tamponati presentati in questa sede.

Inoltre, sembrerebbe opportuna anche l'introduzione di limiti sui drift interpiano anche allo SLV, per evitare il collasso completo delle tamponature che costituirebbe un grave pericolo per l'incolumità delle persone. Anche in questo caso le soluzioni possono essere quelle di valutare un limite a favore di sicurezza (per esempio l'1% di h per le tamponature “leggere”) oppure, anche per lo SLV, un limite calibrato in funzione della densità delle tamponature e della reciproca rigidezza tra telaio e tamponatura (Hak et al. 2013b [16]).

In aggiunta al problema della risposta sismica delle tamponature ad azioni nel piano, è necessario sottolineare che la verifica allo SLV dovrà essere completata, come peraltro richiesto dalle NTC 2008 e dall'EC8, da una verifica di stabilità (ad es. in resistenza) per azioni fuori piano. Tuttavia, le attuali normative europee forniscono solo un criterio per valutare gli effetti dell'azione sismica, senza dare specifiche indicazioni su come calcolare la resistenza e la stabilità delle tamponature fuori piano soggette ad azioni sismiche. Sulla base di una revisione delle sperimentazioni del passato su tamponature in laterizio “leggero” e di studi su tamponature robuste testate negli ultimi 2 anni, Morandi et al. 2013a [12] e Verlato et al. 2013 [13] hanno recentemente proposto criteri di resistenza che si basano su meccanismi ad arco resistente e che considerano anche il caso di precedente danneggiamento nel piano della tamponatura, attraverso l'introduzione di coefficienti riduttivi delle resistenze in funzione dei drift interpiano.

Infine, un ultimo aspetto da considerare con attenzione nelle verifiche allo SLV, particolarmente delicato nel caso di tamponature aderenti rigide/resistenti, è il controllo del taglio sulle colonne in c.a. prodotto dalle tamponature e dovuto all'effetto della componente orizzontale della spinta del puntone. In un lavoro di Hak et al. 2013a [7], è stato proposto un criterio semplificato per valutare i tagli agenti sulle colonne, più efficace di quello proposto nell'EC8 che invece fornisce, in molti casi, risultati ingiustificatamente conservativi.

Alla luce di quanto sopra esposto, si riporta, in Figura 12, un aggiornamento/integrazione dei criteri di progettazione

degli edifici in c.a. con tamponature aderenti presenti nelle NTC e dell'EC8. Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti potrà essere effettuato con un'analisi elastica e lineare (statica equivalente o multimodale con spettro di risposta) su un modello strutturale nudo, cioè senza la presenza di tamponature, considerate solo in termini di carichi verticali e masse. Sia per lo SLD che per lo SLV le verifiche consisteranno nel controllo che lo spostamento interpiano d_{ij} valutato sul telaio nudo sia inferiore ad un unico limite deformativo (per es. $0.003 \cdot h$ per lo SLD e $0.010 \cdot h$ per lo SLV) o ad un limite funzione della reciproca rigidezza tra telaio in c.a. e tamponatura; in aggiunta, le verifiche allo SLV dovranno prevedere le comuni verifiche agli elementi strutturali in c.a. ed il controllo del taglio sulle colonne dovuto all'interazione con i tamponamenti; infine, è necessario eseguire le verifiche fuori piano sui pannelli che consentano di valutare la resistenza anche nel caso di precedente danneggiamento nel piano, tramite, per esempio, un coefficiente riduttivo della resistenza del pannello integro, funzione del drift di piano $\delta_{p,w}$.

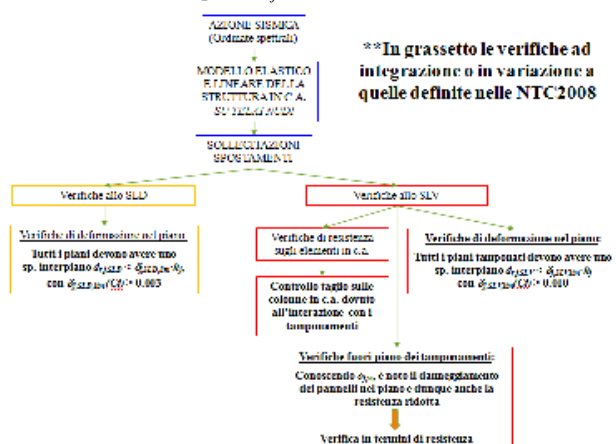


Figura 12 – Proposta per la progettazione di edifici in c.a. tamponati in soluzione aderente.

Si desidera sottolineare che i risultati di questo studio, in particolare riguardanti la risposta nel piano delle tamponature ed i limiti in drift allo SLD ed allo SLV, dipendono significativamente dalle capacità deformative desunte da sperimentazioni condotte nel passato su tamponature “leggere”; tuttavia, sono attualmente in fase di elaborazione i risultati di diverse campagne sperimentali condotte su telai tamponati con murature “robuste” armate e non armate anche in presenza di aperture (Morandi et al. 2013b [14] e Da Porto et al. 2012 [15]) che consentiranno di aggiornare o confermare i risultati dello studio qui presentato.

In ogni caso, è evidente che la limitazione degli spostamenti interpiano ad un valore cautelativo, in particolare se applicata a strutture a telaio in presenza di tamponature “leggere” in zone a medio - elevata sismicità, potrebbe portare ad un aumento antieconomico delle dimensioni degli elementi strutturali. Sebbene in questi casi il ricorso a limiti in drift interpiano calibrati in funzione della densità e della rigidezza delle tamponature possa fornire risultati meno conservativi, per azioni sismiche significative (per esempio $a_g S$ di progetto superiori a $0.20 g$) è consigliabile utilizzare sistemi strutturali che garantiscano una maggiore rigidezza laterale alla struttura, come per esempio i sistemi strutturali a pareti o misti telaio-pareti.

Si ravvisa infine la necessità di individuare soluzioni innovative di tamponamento che, nel rispetto dei requisiti termo-acustici, consentano di controllare in maniera più efficace il danneggiamento nel piano, di ridurre gli effetti di interazione locale tamponatura – struttura in c.a. garantendo al contempo un'adeguata resistenza/stabilità alle azioni fuori

piano; soluzioni di questo tipo possono essere per esempio costituite da sistemi che svincolino la loro risposta da quella del telaio in c.a. oppure da soluzioni realizzate a giunti scorrevoli o di “sacrificio” che concentrino la deformazione e di conseguenza il danno in alcuni piani orizzontali selezionati, mantenendo integre le restanti parti del pannello; a tal proposito è stato recentemente avviato il progetto di ricerca Europeo INSYSME, coordinato dall'Università di Padova e di cui l'Università degli Studi di Pavia è uno dei partner scientifici, che si pone come obiettivo l'implementazione di soluzioni innovative di tamponature ed il miglioramento degli attuali criteri progettuali.

RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca sulle tamponature in laterizio si è svolta presso EUCENTRE e l'Università degli Studi di Pavia e si è avvalsa del contributo finanziario di ANDIL Assolaterizi e del Progetto Esecutivo RELUIS 2010-2013, task AT2-1.3.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] D.M. 14/01/2008 n.29 (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008), G.U. 14 Febbraio 2008.
- [2] Eurocode 8 (2004) - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN European Committee for Standardisation, EN 1998-1:2004, Brussels, 2004.
- [3] MANZINI, C.F.; MORANDI, P. (2012) - Rapporto preliminare sulle prestazioni ed i danneggiamenti agli edifici in muratura portante moderni a seguito degli eventi sismici emiliani del 2012, Eucentre, <http://www.eqclearinghouse.org/2012-05-20-italy/>.
- [4] IERIVOLINO, I.; GALASSO, C.; COSENZA, E., (2010) - REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 8, pp. 339 - 362.
- [5] CARR, A. J. (2007) - Ruaumoko Manual, Volume 2: User manual for the 2-dimensional version RUAUMOKO2D. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [6] HAK, S.; MORANDI, P.; MAGENES, G.; SULLIVAN, T. (2012) - Damage control for clay masonry infills in the design of RC frame structures, *Journal of Earthquake Engineering*, 16, 1-35.
- [7] HAK, S.; MORANDI, P.; MAGENES, G. (2013a) - Local Effects in the Seismic Design of RC Frame Structures With Masonry Infills, *Proc. of the 4th ECCOMAS Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Kos Island, Grecia.
- [8] CRISAFULLI, F. J. (1997) - Seismic behaviour of reinforced concrete Structures with masonry infills, *Ph.D. Thesis*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- [9] BERTOLDI, S. H.; DECANINI, L. D.; GAVARINI, C. (1993) - Telai tamponati soggetti ad azione sismica, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico, *Atti del VI convegno nazionale ANIDIS*, Perugia, Italia.
- [10] CALVI, G. M.; BOLOGNINI D. (1999) - Seismic response of R.C. frames infilled with weakly reinforced hollow masonry panels. Università di Pavia, Dipartimento di Meccanica Strutturale, Pavia, Italia.
- [11] MORANDI, P.; HAK, S.; MAGENES, G. (2011) - Comportamento sismico delle tamponature in laterizio in telai in c.a.: definizione dei livelli prestazionali e calibrazione di un modello numerico, *Atti del XIV convegno nazionale ANIDIS*, Bari, Italia.
- [12] MORANDI, P.; HAK, S.; MAGENES, G. (2013a) - Simplified Out-of-plane Resistance Verification for Slender Clay Masonry Infills in RC Frames, *Atti del XV Convegno ANIDIS*, Padova, Italia, 2013.
- [13] VERLATO, N.; DA PORTO, F.; GUIDI, G. (2013) - Modellazione Analitica del Comportamento Fuori Piano di Tamponamenti in Muratura Semplice ed Armata, *Atti del XV Convegno ANIDIS*, Padova, Italy.
- [14] MORANDI, P.; HAK, S.; MAGENES, G. (2013b) - Final report on the experimental tests, *Reluis Research Report* (UNIPV-c-22), Università di Pavia, Pavia, Italia.
- [15] DA PORTO, F.; GUIDI, G.; DALLA BENETTA, M.; VERLATO, N. (2012) - Sistemi costruttivi e risultati sperimentali, *Reluis Research Report*, Università di Padova, Padova, Italia.
- [16] HAK S.; MORANDI P.; MAGENES G. (2013b) - Damage Control of Masonry Infills in Seismic Design, *Research Report EUCENTRE 2013/01*, IUSS Press, Pavia. ISBN: 978-88-6198-088-4.

INTERVENTI SULLE STRUTTURE ESISTENTI E PROFILI DI RESPONSABILITA' PENALE DEL PROGETTISTA E DEL DIRETTORE DEI LAVORI

Cecilia Persia

Avvocato Libero Professionista dell'Ordine di Roma

SOMMARIO

La sentenza del Tribunale penale de L'Aquila, che ha decretato la responsabilità dei progettisti e direttori dei lavori per i reati di crollo di costruzioni, omicidio colposo e lesioni colpose, all'indomani del tragico crollo di porzione dell'ala nord della "Casa dello Studente" de L'Aquila avvenuto in occasione della scossa di terremoto del 06 aprile 2009, costituisce un utile punto di partenza per una valutazione accurata dei criteri di accertamento della responsabilità colposa nel diritto penale, con particolare riguardo alla responsabilità dei professionisti – ingegneri ed architetti – chiamati ad effettuare interventi sull'esistente, valutando la sussistenza in capo a detti professionisti delle necessarie posizioni di garanzia, nonché la rilevanza causale delle loro condotte rispetto all'evento. Particolare attenzione è altresì dedicata al verificarsi di fenomeni naturali quali concause dell'evento e all'impatto delle Nuove Norme Tecniche sulla qualificazione dell'elemento soggettivo.

INTERVENTIONS ON EXISTING STRUCTURES AND PROFILES OF CRIMINAL LIABILITY OF DESIGNER AND CONSTRUCTION MANAGER

SUMMARY

The judgment of the Criminal Court of L'Aquila, that has decreed the responsibility of designers and project managers for the crimes of the collapse of buildings, manslaughter and negligent, in the aftermath of the tragic collapse of part of the north wing of the "House Students" L'Aquila occurred during the earthquake of April 6, 2009, provides a useful starting point for an accurate evaluation of the criteria for assessment of fault-based liability in criminal law, particularly with regard to the liability of professionals - engineers and architects - called to perform operations on the existing, assessing the existence in the hands of these professionals the necessary positions of guarantee, as well as the causal relevance of their actions in relation to event. Particular attention is also devoted to the occurrence of natural phenomena such as contributory causes of the event and to the impact of the New Technical Standards on the qualification of the subjective element.

1. LA RESPONSABILITÀ PENALE DEL PROGETTISTA E DEL DIRETTORE DEI LAVORI

Il 16 febbraio del 2013 il Tribunale penale de L'Aquila ha pronunciato sentenza di condanna nei confronti di due progettisti, del direttore dei lavori e del Presidente della Commissione di collaudo, per i reati di crollo di costruzioni, omicidio colposo e lesioni colpose, in seguito al tragico crollo di porzione dell'ala nord della "Casa dello Studente" de L'Aquila avvenuto in occasione della scossa di terremoto del 6 aprile 2009.

La pronuncia del Tribunale dell'Aquila, aldilà di ogni considerazione in merito alla correttezza giuridica delle conclusioni cui giunge, costituisce un importante e significativo punto di partenza per analizzare e spiegare la difficile questione dell'accertamento della responsabilità colposa nel diritto penale: importante, perché ha il merito di prendere in considerazione ogni aspetto del detto accertamento su cui deve focalizzarsi l'attenzione del giudice per giungere

ad una affermazione di responsabilità oltre ogni ragionevole dubbio; significativo, perché a fronte di una copiosa giurisprudenza sulla responsabilità di altre categorie professionali (medici, avvocati, notai) o relativa alla sicurezza e agli infortuni sul lavoro, praticamente nulla è la giurisprudenza relativa alla responsabilità penale di ingegneri e architetti per crolli di edifici, incendi o altri disastri dai quali siano derivate morte o lesioni.

Il dato è significativo e fa sorgere l'esigenza di rendere edotti i professionisti del settore in merito ai criteri di accertamento della responsabilità colposa nel diritto penale, affinché gli stessi possano conoscere i rischi legati allo svolgimento della loro attività nonché le modalità attraverso le quali le loro condotte potrebbero essere valutate in relazione ad eventi lesivi da queste scaturenti.

In quest'ottica, il riferimento alla sentenza del Tribunale dell'Aquila e ai fatti che ne sono oggetto deve essere concepito come semplice esempio utile a rendere

maggiormente comprensibile ad un pubblico di non giuristi una questione che è tra le più complesse ed articolate dell'intero diritto penale.

2. I FATTI OGGETTO DELLA PRONUNCIA GIUDIZIALE

La Procura dell'Aquila aveva chiesto il rinvio a giudizio complessivamente di dieci imputati, per i delitti di crollo colposo di costruzioni (art. 449 in relazione all'art. 434 comma 2 c.p.), omicidio colposo plurimo e lesioni personali colpose a danno di altre ventitré persone, in relazione ai danni fisici e alle lesioni post-traumatiche da stress da esse riportate.

Nei confronti di due imputati il Giudice dell'udienza preliminare ha pronunciato, in esito all'udienza preliminare, sentenza di non luogo a procedere per non aver commesso il fatto; contestualmente, il GUP ha definito il giudizio abbreviato chiesto dai restanti imputati, condannandone quattro per i reati loro ascritti ed assolvendo gli altri, su conforme richiesta del P.M. che aveva così preso atto delle risultanze della perizia disposta dal GUP.

La ricostruzione del giudice, basata essenzialmente sulle perizie d'ufficio, procede attraverso i seguenti passaggi essenziali:

- l'evento sismico che ha cagionato il crollo della Casa dello Studente (e di altri edifici della città, in una percentuale peraltro non superiore all'1% dell'intero patrimonio edilizio cittadino in cemento armato) non costituì un evento eccezionale né imprevedibile, tanto in relazione alla specifica storia sismica dell'Aquila, quanto in relazione alla relativa frequenza nel mondo di eventi sismici di analoga magnitudo;

- tale evento sismico si atteggia, pertanto, a mera concausa del crollo e dei conseguenti eventi lesivi, che non esclude - giusta il disposto dell'art 41 c.p. - la giuridica rilevanza di altre concause imputabili a condotte umane colpose;

- una di tali concause è certamente rappresentata dai difetti originari di progettazione dell'edificio, costruito nel 1965: difetti rilevabili *ictu oculi* dal semplice esame del progetto, redatto all'epoca da un ingegnere le cui precarie condizioni di salute lo rendono ormai incapace di stare in giudizio, e che è per tale motivo rimasto estraneo all'udienza preliminare;

- il crollo non si sarebbe tuttavia verificato (ovvero le sue proporzioni sarebbero state assai meno gravi) se i lavori di ristrutturazione dell'edificio, effettuati tra la fine degli anni novanta e il 2002, fossero stati eseguiti conformemente a diligenza, prudenza e perizia, e nel rispetto della vigente normativa prevenzionistica;

- i due progettisti e il direttore dei lavori di ristrutturazione vengono, pertanto, condannati a titolo di colpa per avere cagionato il crollo e gli eventi conseguenti essendo loro addebitabile una duplice condotta: *a*) di natura commissiva, per avere progettato e realizzato interventi che comportarono un rilevante aumento dei carichi verticali, che certamente aggravò le conseguenze del cedimento dei pilastri determinato dall'azione sismica; *b*) di natura omissiva, per non avere gli imputati rilevato la macroscopica difformità del progetto originario rispetto alla normativa antisismica e per non avere conseguentemente progettato ed eseguito, nell'ambito di un intervento di ristrutturazione che comportava un aumento dei carichi originari superiore al 20%, un adeguamento dell'edificio attraverso opere sufficienti a renderlo atto a resistere alle azioni sismiche, così come richiesto dalla normativa vigente all'epoca dei lavori di ristrutturazione (e in

particolare dal D.M. 16 gennaio 1996) e dallo stesso contratto di conferimento dell'incarico stipulato con la committente;

- il presidente della Commissione di collaudo dei lavori di restauro e di risanamento conservativo dell'edificio viene parimenti condannato sulla base, però, del solo addebito - di natura omissiva - di non avere vigilato sulla adeguatezza dei lavori di ristrutturazione rispetto, in particolare, alla normativa antisismica all'epoca vigente.

Da segnalare anche una curiosa anomalia processuale: i pubblici ministeri hanno formulato, nella richiesta di rinvio a giudizio, capi di imputazione anche nei confronti di tre imputati già deceduti, descrivendo per ciascuno di essi gli specifici profili di colpa loro attribuiti.

La scelta della pubblica accusa, vivacemente contestata dalle difese, viene considerata legittima ed anzi opportuna dal giudice, in quanto funzionale allo scopo di meglio individuare e, conseguentemente, delimitare le sfere di responsabilità attribuite a ciascuno dei restanti imputati ancora in vita, con un effetto dunque potenzialmente *in bonam partem*. In questo ordine di idee, il Giudice ha anzi provveduto a nominare difensori d'ufficio per ciascuno dei defunti affinché i relativi interessi, anche solo di natura morale, potessero essere comunque salvaguardati.

3. L'ACCERTAMENTO DELLA RESPONSABILITÀ

Questa breve ricostruzione del percorso logico seguito dal Tribunale dell'Aquila e delle motivazioni della sentenza ci è utile, come si diceva, come solida base di partenza per spostarsi su un piano più generale, onde analizzare i tre elementi fondamentali attraverso la cui analisi passa l'accertamento della responsabilità penale: la condotta, attiva od omissiva; il nesso causale tra la condotta e l'evento; la colpevolezza, ovvero l'elemento psicologico, che può essere doloso o colposo.

3.1 La qualificazione della condotta: azione ed omissione

La qualificazione della condotta in termini di azione od omissione può sembrare, a prima vista, un'operazione semplice. Si potrebbe dire, intuitivamente, che l'azione consiste in un *facere* materiale, mentre l'omissione è un non *facere*, un'astensione, un rimanere inerti di fronte agli eventi. In realtà, se si passa ad esaminare condotte concrete, la distinzione si rivela spesso più ardua.

Nella sentenza dell'Aquila, ad esempio, agli imputati è stato contestato, fra l'altro, di non aver adeguato l'edificio attraverso opere idonee a renderlo atto a resistere alle azioni sismiche: in altre parole, gli imputati avrebbero realizzato un edificio non in regola con la normativa antisismica.

Come qualificare questa condotta? Azione od omissione? La difficoltà nasce dal fatto che solo l'azione è immaginabile in termini naturalistici, fenomenici. L'omissione non è un concetto naturalistico, ma normativo: non si può pensare un'omissione senza pensare comunque ad una condotta.

Ecco perché la giurisprudenza ha elaborato due criteri di distinzione tra azione ed omissione: il criterio normativo e il criterio naturalistico.

Per il criterio normativo, detto anche criterio della regola cautelare violata, la condotta è omissiva quando la norma impone un comando, cioè la pretesa di un *facere*, e il soggetto agente non fa quanto gli è comandato; è attiva, invece, quando la norma impone un divieto, cioè la pretesa di non *facere*, e l'agente viola detto divieto.

Per il criterio naturalistico, spesso utilizzato in aggiunta a quello normativo, la condotta è attiva quando il soggetto pone in essere un fattore che innesca il processo causale sfociante nell'evento lesivo, o contribuisce ad accelerarlo. La condotta è, invece, omissiva quando il soggetto non pone in essere un fattore ostacolante il decorso causale già esistente in *rerum natura*, e capace di produrre autonomamente l'evento lesivo.

Il riferimento alle condotte contestate agli imputati dalla sentenza in esempio può aiutare a chiarire la differenza tra azione ed omissione.

La prima condotta consiste nell'aver progettato e realizzato interventi che comportano un aumento rilevante dei carichi verticali. In questo caso diremo che la condotta è attiva, poiché il soggetto ha inserito un fattore (l'aumento dei carichi verticali) che, secondo la ricostruzione del GUP, ha accelerato il crollo dell'edificio, e in assenza del quale l'evento non si sarebbe verificato, o si sarebbe verificato in modi o tempi diversi.

La seconda condotta contestata, invece, ha natura omissiva: non rilevando gli errori della progettazione originaria, e non intervenendo per rimediare, i soggetti hanno lasciato che il decorso causale già in atto (per essere l'edificio già in origine non conforme alla normativa antisismica) scaturisse nell'evento lesivo.

La distinzione tra azione ed omissione non è, peraltro, un mero esercizio di stile, ma ha conseguenze rilevanti in ordine all'accertamento del rapporto di causalità, da cui dipende l'esistenza stessa del reato.

Com'è noto, infatti, i reati sono generalmente descritti dalle norme incriminatrici in termini attivi: ad esempio, è punito a titolo di omicidio "chiunque cagiona la morte di un uomo". Tuttavia, come si vedrà meglio più avanti, l'art. 40 capoverso c.p. afferma che non impedire la realizzazione di un evento (ad esempio, l'evento morte) equivale a cagionarlo: pone, cioè, la cosiddetta clausola di equivalenza tra azione ed omissione.

In questo caso, però, non è sufficiente la semplice condotta, o si arriverebbe alla conclusione paradossale di ritenere responsabile di omicidio qualunque soggetto che, ad esempio, vedendo un bagnante in difficoltà, e non sapendo nuotare, non si tuffa per salvarlo. Perché un reato sia addebitabile a titolo di omissione, pertanto, è necessario un elemento ulteriore, consistente nella c.d. posizione di garanzia. Tuttavia, prima di chiarire il significato di "posizione di garanzia" è opportuno soffermarsi sulla nozione di rapporto di causalità.

3.2 Il rapporto di causalità

Quale che sia la qualificazione della condotta, cioè attiva od omissiva, affinché possa essere affermata la responsabilità penale di un soggetto è necessario accertare il nesso causale tra la sua condotta e l'evento lesivo.

L'art. 40, comma 1, c.p., dettato in tema di causalità, si limita in realtà a stabilire che compito del giudice è quello di appurare l'esistenza di tale nesso, senza fornire alcuna indicazione rispetto al quesito fondamentale, ovvero quando si può dire che un evento è conseguenza di un'azione o di un'omissione.

Questa circostanza ha aperto un lungo dibattito dottrinale e giurisprudenziale, il quale ha preso le mosse dalla indefettibile premessa secondo cui il concetto di causa coincide con quello di condizione necessaria. Al giudice penale, naturalmente, non

potrà chiedersi di ricostruire tutto l'insieme delle condizioni iniziali, giacché molti antecedenti resteranno per definizione non conosciuti: ciò che si dovrà esigere, viceversa, sarà la verifica del fatto che, all'interno dell'insieme delle circostanze che costituiscono la condizione sufficiente, la condotta dell'agente rappresenti una condizione necessaria, indispensabile.

Per appurarlo, il giudice dovrà formulare un giudizio controfattuale, vale a dire un giudizio che immagini assente la condotta umana e verifichi se, in tale situazione, l'evento si sarebbe o non si sarebbe verificato. E' la c.d. teoria della *condicio sine qua non*, in base alla quale una condotta potrà dirsi condizione necessaria dell'evento se, all'esito di un procedimento di eliminazione mentale della condotta stessa, l'evento non si sarebbe verificato.

La formula della *condicio sine qua non*, tuttavia, è destinata a rimanere formula vuota se non viene chiarito il criterio in base al quale può dirsi che senza la condotta l'evento non si sarebbe verificato.

Tale criterio è stato individuato nel riferimento a leggi scientifiche di copertura, frutto della migliore scienza ed esperienza del momento storico, che ricolleghino a condotte del tipo di quella tenuta dall'agente eventi del tipo di quello verificatosi nel caso concreto.

Il sapere scientifico, a sua volta, è costituito sia da leggi universali (come ad esempio la legge di gravità) che affermano una regolarità senza eccezioni ad una data successione di eventi, sia da leggi statistiche, le quali si limitano invece ad affermare che il verificarsi di un evento è accompagnato dal verificarsi di un altro evento in una data percentuale di casi e con una frequenza relativa.

Più precisamente, per legge scientifica statistica i giuristi intendono qualunque regola per la quale un determinato fatto (ad esempio, un certo aumento dei carichi verticali) è causa di un altro fatto (il crollo dell'edificio) non sempre, ma in una certa percentuale di casi.

La possibilità per il giudice di impiegare le leggi statistiche nella ricostruzione del nesso causale è stata affermata con vigore dalla Corte di Cassazione nella sentenza sul disastro di Stava del 1990, pronunciata a seguito dei fatti verificatisi il 19 luglio 1985 quando i bacini di decantazione della miniera di Prestavel ruppero gli argini scaricando 160.000 m³ di fango sull'abitato di Stava, piccola frazione del comune di Tesero, in Trentino, provocando la morte di 268 persone.

La sentenza, tuttavia, non precisava quale fosse il coefficiente percentualistico necessario per poter ritenere applicabile una legge statistica: non chiariva, in altre parole, se potesse essere utilizzata anche una legge per la quale A era conseguenza di B solo nel 5% dei casi, o fosse necessario almeno il 50%, o un coefficiente più alto.

Questa incertezza ha dato vita ad un filone giurisprudenziale che, nel tentativo di flessibilizzare l'accertamento del nesso causale, ha finito col sostituire al criterio della condizione necessaria dell'evento quello della condizione necessaria dell'aumento del rischio. Si è arrivati, cioè, a condannare alcuni soggetti benché le loro condotte, secondo la legge statistica applicata, fossero causa dell'evento solo in una percentuale bassissima di casi.

Nel 2002, tuttavia, le Sezioni Unite della Cassazione – con una pronuncia conosciuta come sentenza Franzese – hanno espresso un netto rifiuto per tali orientamenti, affermando che

pretese difficoltà di prova non possono mai legittimare un'attenuazione del rigore nell'accertamento del nesso di causalità, e che l'unico criterio per ritenere o meno accertata la responsabilità penale è quello dell'oltre ogni ragionevole dubbio.

In quest'ottica, secondo le Sezioni Unite, non è consentito dedurre automaticamente dal coefficiente di probabilità (5%, 50% o 90% di probabilità che l'evento si verifichi) espresso dalla legge statistica la conferma o meno dell'esistenza del nesso causale, essendo necessario verificarne la validità nel caso concreto, sulla base delle circostanze di fatto disponibili, escludendo altresì l'incidenza nel caso di specie di fattori causali alternativi, e giungendo in tal modo alla prova del rapporto di causalità con un elevato grado di "credibilità razionale".

Le leggi scientifiche di tipo statistico possono essere quindi utilizzate nel processo penale, ma ciò non può comportare, nemmeno nell'ambito dei reati omissivi, un abbassamento dello standard probatorio richiesto per l'accertamento della causalità – pena la violazione dei principi costituzionali di legalità e di personalità della responsabilità penale – dovendo piuttosto il giudice corroborare le conoscenze statistiche alla luce delle circostanze del caso concreto.

A tal fine la Suprema Corte prescrive lo svolgimento di un giudizio bifasico: anzitutto occorre sussumere gli accadimenti concreti in una legge scientifica che individui successioni regolari tra classi di accadimenti di quel tipo (giudizio di c.d. causalità generale); in secondo luogo, qualora la legge di copertura abbia natura statistica, occorre verificare – alla luce delle circostanze del caso concreto, ed escludendo altresì l'intervento di autonomi decorsi causali alternativi – se, nel caso di specie, si sia davvero verificata quella correlazione causale che la legge statistica afferma avvenire in una certa percentuale di casi, e, dunque, se si possa affermare la sussistenza del nesso eziologico con alto grado di credibilità razionale o probabilità logica (giudizio di c.d. causalità individuale).

Questo significa che un coefficiente di probabilità molto basso non esclude di per sé il nesso di causalità, se è possibile escludere tutte le altre cause che possono determinare quell'evento; così come un coefficiente molto alto può non essere sufficiente, se si accerta nel corso del giudizio che, nel caso concreto, l'evento è stato causato da un altro fattore, per quanto statisticamente rarissimo.

Nella medesima pronuncia le Sezioni Unite hanno altresì affermato che la ricordata struttura dell'accertamento della causalità è identica per la causalità attiva e per la causalità omissiva: infatti, anche il non fare deve ritenersi causale quando risulti che, senza il mancato compimento dell'azione dovuta, l'evento lesivo non si sarebbe verificato.

La peculiarità della causalità omissiva si coglie semmai nel fatto che il giudizio controfattuale cui è chiamato l'interprete (giudice, avvocato, studioso del diritto) è doppiamente ipotetico: mentre nell'ambito della causalità attiva, infatti, è sufficiente eliminare mentalmente la condotta per appurare se l'evento si sarebbe o meno verificato, nell'ambito della causalità omissiva è necessario un ulteriore passaggio.

Il reato omissivo, infatti, è realizzato da chi viola gli speciali doveri collegati alla posizione di garanzia di cui è

titolare (e che verranno specificati nel paragrafo seguente) non impedendo il verificarsi dell'evento.

Nell'accertamento del nesso causale nell'ambito dei reati omissivi, pertanto, occorrerà prima eliminare mentalmente il comportamento omissivo, e poi sostituirlo con il comportamento doveroso omissivo.

E' stato tuttavia evidenziato, in chiave critica rispetto alla sentenza Franzese, che la prova della sicura esclusione dei possibili fattori causali alternativi è spesso irraggiungibile proprio a causa delle caratteristiche tipiche della causalità omissiva, nell'ambito della quale l'interprete è chiamato a ricostruire cosa sarebbe accaduto se fosse stato realizzato il comportamento omissivo: egli si muove nel campo dell'ipotetico, in cui spesso non è possibile avere sufficienti informazioni su ciò che sarebbe accaduto.

Ecco perché, attualmente, la dottrina maggioritaria auspica un nuovo intervento delle Sezioni Unite, che chiarisca le modalità di accertamento della responsabilità omissiva. Ed ecco anche perché certa giurisprudenza preferisce qualificare la condotta in termini attivi: ciò consente di superare le incertezze manifestate nell'accertamento della c.d. causalità individuale.

Tali incertezze scaturiscono dalla struttura del giudizio controfattuale di causalità omissiva: come si diceva, infatti, tale giudizio, necessario per accertare il rapporto di causalità tra l'omissione e l'evento, comporta una prognosi circa l'efficacia salvifica della condotta doverosa omissiva.

Richiede, in altre parole, di accertare che l'evento non si sarebbe verificato se, invece di rimanere inerte, il soggetto avesse compiuto l'azione doverosa, facendo ciò che la norma gli imponeva. Richiede, ad esempio, di accertare che l'edificio non sarebbe crollato se gli imputati nel processo dell'Aquila avessero controllato il progetto originario, accorgendosi degli errori, ed avessero di conseguenza adeguato l'edificio alla normativa antisismica all'epoca vigente.

In casi come questo, dove si richiede una ricostruzione dei fatti totalmente ipotetica, può essere difficile escludere con sicurezza il decorso di altri fattori causali.

Nel caso di condotta attiva, invece, l'accertamento del nesso causale è più semplice. L'imputazione dell'evento lesivo avviene, infatti, attraverso un giudizio avente natura esplicativa: ad esempio, nel caso in esame, si accerta se non è possibile eliminare mentalmente l'aumento dei carichi verticali, senza che l'evento lesivo venga meno, o si verifichi in un momento successivo.

Qualora si abbiano a disposizione soltanto leggi scientifiche statistiche, questo tipo di giudizio consente di corroborare l'ipotesi probabilistica attraverso il meccanismo dell'esclusione dei decorsi causali alternativi, così giungendo ad un giudizio di reale probabilità logica: l'aumento dei carichi verticali potrà dirsi, con alto grado di credibilità razionale, *condicio sine qua non* dell'evento lesivo, allorché sia ragionevolmente possibile escludere l'intervento di altri decorsi causali (ad esempio altri interventi strutturali) che siano stati autonomamente capaci di provocare l'evento.

3.2.1 Omissione e posizioni di garanzia

Come anticipato nei paragrafi precedenti, l'art. 40 cpv. stabilisce che l'omissione equivale all'azione, se sia stata *condicio sine qua non* dell'evento e se il soggetto sia titolare di un obbligo giuridico di impedirlo.

L'art. 40 cpv. ha, quindi, funzione incriminatrice, poiché amplia l'area del penalmente rilevante attraverso la sua combinazione con le fattispecie attive previste dalla parte speciale del codice penale che, per effetto della c.d. clausola di equivalenza, si trasformano in altrettante fattispecie omissive, i c.d. reati omissivi impropri (dove il termine impropri vale a distinguerli dai reati omissivi propri, che sono quelli già previsti e descritti da norme penali, come l'omissione di soccorso).

Come si diceva, tuttavia, per poter rispondere a titolo di omissione è necessario che il soggetto abbia un obbligo giuridico di impedire un determinato evento. A tal fine non è sufficiente un dovere generico che può gravare su chiunque, ma è necessario un vincolo speciale, gravante su una specifica categoria di soggetti, con specifica funzione di garanzia di interessi penalmente protetti: si parla, in proposito, di "posizione di garanzia".

Le posizioni di garanzia vengono tradizionalmente distinte in posizioni di protezione e posizioni di controllo.

Gli obblighi di protezione trovano la loro origine nell'esigenza di tutela di determinati beni giuridici: al garante è affidato un compito di protezione di interessi giuridici precisi nei confronti di tutti i pericoli che possono minacciarne l'integrità. Le situazioni più comuni attengono alla protezione di soggetti incapaci di provvedere a se stessi, per età, infermità o altra causa: si pensi ai genitori nei confronti dei figli.

Gli obblighi di controllo, invece, vengono in rilievo nei casi in cui vi sia l'esigenza di apprestare sorveglianza ad una ben determinata fonte di possibili pericoli: in tal caso sono i poteri di organizzazione e di disposizione sulla fonte di pericolo a costituire fondamento dell'obbligo di controllo e di impedimento di eventi penalmente rilevanti.

Il progettista ed il direttore dei lavori sono titolari, per l'appunto, di posizioni di controllo, essendo chiamati a tutelare la pubblica incolumità dai pericoli insiti nelle costruzioni dagli stessi realizzate.

Ancora, si afferma tradizionalmente che fonti delle posizioni di garanzia possano essere solo la legge, il contratto e lo svolgimento di una precedente propria attività pericolosa. Questo criterio esclusivamente formale di individuazione delle fonti, tuttavia, si ritiene debba essere integrato da un criterio funzionale, che consenta di dare rilievo all'effettività del potere conferito al garante.

Ciò che conta, cioè, è che il titolare dell'obbligo giuridico sia effettivamente in possesso dei poteri giuridici di fatto idonei ad impedire l'evento lesivo: questa considerazione porta ad affermare, da un lato, che un vizio della fonte (ad esempio l'invalidità del contratto) non fa venir meno la posizione di garanzia se il garante ha comunque dato attuazione al contratto stesso (si pensi a lavori eseguiti sulla base di un contratto d'appalto invalido); e, d'altro lato, che il soggetto non diviene garante se non ha "di fatto" i poteri necessari ad impedire gli eventi lesivi (perché ad esempio è una mera "testa di legno").

Dunque, in presenza di una condotta omissiva, occorrerà verificare la sussistenza in capo al soggetto agente di una posizione di garanzia: per il progettista e il direttore dei lavori tale posizione di garanzia discende sia dalle norme del T.U. dell'edilizia (DPR n. 380/2001), sia dal D.M. 14.01.2008 recante Nuove norme tecniche per le costruzioni, normativa in cui è costante il richiamo ad assicurare la stabilità dell'opera in funzione della salvaguardia dell'incolumità delle persone.

3.2.2 La rilevanza eziologica del terremoto

Prima di analizzare tale aspetto della pronuncia, occorre premettere che il terremoto, benché nel linguaggio comune venga spesso definito come "evento sismico", nell'ambito del diritto penale non è tecnicamente un "evento", bensì una causa. Nel diritto penale, infatti, l'evento è il fatto lesivo conseguente ad una condotta umana o ad un accadimento naturale. Se il fatto lesivo è, nel caso di specie, il crollo dell'edificio, la morte e le lesioni, il terremoto è una causa degli stessi, esattamente come le condotte degli agenti: è, più precisamente, una concausa.

Sgombrato il campo da tale possibile equivoco terminologico, va detto che nell'apprestare una disciplina il più possibile esauriente del tema della causalità, il legislatore ha dedicato un'apposita norma al tema delle concause. L'art. 41, comma 1, c.p. – secondo cui il concorso di cause preesistenti, simultanee e sopravvenute, anche se indipendenti dall'azione o omissione dell'agente, non esclude il rapporto di causalità – non fa altro che confermare la vigenza nel nostro ordinamento del principio dell'equivalenza delle condizioni, per cui tutti gli antecedenti indispensabili per il verificarsi dell'evento hanno la stessa efficacia causale.

Ben altre discussioni ha sollevato il secondo comma, a mente del quale le "cause sopravvenute da sole sufficienti a produrre l'evento" escludono il nesso di causalità. Secondo l'orientamento prevalente la norma si limiterebbe semplicemente a ribadire il principio condizionalistico enunciato dall'art. 40: l'espressione "cause da sole sufficienti" assumerebbe quindi il significato di "serie causali autonome" posteriori alla condotta, capaci di produrre l'evento indipendentemente da altri fattori, quindi anche in assenza della condotta dell'agente.

Non sono però mancati i tentativi di ancorare l'ambigua espressione "cause da sole sufficienti" ad altre teorie ricostruttive, tra le quali quella c.d. della causalità umana, secondo la quale le suddette cause sarebbero i fattori eccezionali, non dominabili in alcun modo dall'uomo.

In effetti, il giudice di primo grado dell'Aquila, nell'escludere che il terremoto sia stato una causa da sola sufficiente a produrre l'evento, sembra proprio recepire la teoria della causalità umana, nella parte in cui afferma che il sisma "non costituisce causa atipica o eccezionale", ma mera concausa del crollo, unitamente alle condotte dei soggetti agenti.

Se tale ricostruzione può anche essere condivisa nelle conclusioni, appare però superfluo e fuorviante insistere sul carattere non eccezionale e prevedibile del terremoto: una volta ricostruito il nesso di causalità tra le condotte degli imputati e l'evento, infatti, è fuor di dubbio che ogni altro fattore si atteggi a semplice concausa. Anzi, la sentenza potrebbe semmai ingenerare confusione sul dibattito circa il carattere prevedibile o meno dei fenomeni sismici.

Semmai, l'affermazione secondo la quale il terremoto e le condotte degli agenti costituiscono entrambi concause del crollo permette di chiarire ulteriormente che cosa si intenda per "evento" nel diritto penale.

Ad esempio, il giudice ha ritenuto che, se non fossero stati realizzati gli interventi strutturali che hanno portato ad un aumento eccessivo dei carichi verticali, il terremoto avrebbe causato ugualmente il crollo dell'edificio, già *ab origine* difforme rispetto alla disciplina antisismica.

Pur tuttavia, il giudice ha ritenuto altresì (e su questo punto, presumibilmente, si fonderà il giudizio d'appello) che in assenza della condotta attiva degli imputati il crollo sarebbe stato meno rovinoso, e avrebbe avuto conseguenze meno gravi. L'affermazione si fonda, tra l'altro, sulla considerazione per cui *“gli edifici più vicini ai pochi crollati o gravemente danneggiati sono viceversa rimasti intatti o quanto meno sono restati in piedi; ed anche con riferimento alla Casa dello Studente il perito ha posto in luce come l'osservazione diretta del patrimonio edilizio circostante ha evidenziato che quelli vicini, anche se danneggiati, sono tutti ancora in piedi”*.

Senza ovviamente prendere posizione sulla correttezza tecnica di tale asserzione, ciò che si vuole evidenziare è, come si diceva, la definizione di evento penalmente rilevante. Si legge ancora nella sentenza che *“gli appesantimenti intervenuti su tutti i piani della struttura, pur non avendo di per sé stessi determinato il crollo - come già detto ascrivibile alle due concause costituite dalla scossa sismica e dalle inammissibili carenze dei calcoli che caratterizzano l'originario progetto dell'edificio - vengono a porsi, tuttavia, quali autonomi elementi, riconducibili all'intervento umano, anch'essi incidenti nel crollo, meglio ancora e più precisamente nelle conseguenze seguite al crollo”*.

Dunque, l'evento che si addebita non è l'evento generico di crollo, morte o lesioni, ma il c.d. evento *“hic et nunc”*, cioè l'evento specifico determinatosi in concreto, con quelle particolari modalità e in un determinato tempo. Di conseguenza, viene ritenuta causale rispetto all'evento qualunque condotta che abbia, ad esempio, anticipato la verifica dell'evento o ne abbia aggravato le conseguenze.

3.3 L'accertamento della colpa

Una volta accertata la sussistenza del rapporto di causalità tra azione od omissione ed evento, è necessario verificare la presenza di un elemento soggettivo di imputazione del reato, ravvisabile nel dolo o, come nel caso di specie, nella colpa.

Generalmente i reati sono sempre dolosi: il dolo, caratterizzato dalla volizione dell'evento, è il criterio generale di imputazione dei reati. La colpa, invece, deve essere espressamente prevista dalla legge: nel caso di specie i reati di crollo, omicidio e lesioni sono in effetti previsti dal codice penale anche nella forma colposa.

Secondo la definizione del codice penale il delitto è colposo quando non è voluto dall'agente e si verifica a causa di negligenza, imprudenza o imperizia (c.d. colpa generica), ovvero per inosservanza di leggi, regolamenti, ordini o discipline (c.d. colpa specifica).

In ogni caso, la colpa costituisce violazione di regole cautelari, poste dall'ordinamento al fine di delimitare l'area del c.d. rischio consentito nell'ambito di attività rischiose ma giuridicamente autorizzate, perché socialmente utili, come l'attività medica, la circolazione stradale o, nella fattispecie, l'attività svolta nel settore delle costruzioni.

Per attività *“rischiosa”* si intende, quindi, qualunque attività dell'uomo idonea a ledere o mettere in pericolo beni giuridici penalmente protetti – generalmente la vita, l'integrità fisica o la pubblica incolumità –, appartenenti a chi quella attività esercita (il medico, l'automobilista, il costruttore), o subisce (il paziente), o anche a terzi estranei (gli abitanti di un edificio).

Di fronte ad un'attività rischiosa, in altre parole, l'ordinamento può decidere di vietarne del tutto lo svolgimento o, nel caso si tratti di attività comunque utile per la collettività, può autorizzarla, ponendo però al contempo dei limiti. Questi limiti sono fissati, appunto, dalle norme cautelari.

Così ad esempio, le Norme Tecniche 2008 pongono regole cautelari per l'esercizio dell'attività di costruzione: il legislatore sa che l'esercizio di tale attività comporta sempre dei rischi, ma, sulla base di una scelta di opportunità *“politica”*, accetta la verifica di tali rischi purché vengano rispettate determinate regole.

Di conseguenza, se il progettista e il direttore dei lavori si attengono a tali regole, l'eventuale evento lesivo che si verifichi rientrerà nell'area del rischio consentito e preventivamente accettato dall'ordinamento. Questo significa che il professionista andrà assolto con formula piena, perché *“il fatto non costituisce reato”*. In caso di mancato rispetto di tali regole, invece, il professionista si muoverà nell'ambito di un rischio illecito.

L'inosservanza della norma cautelare, però, è solo il primo passaggio nell'accertamento della responsabilità colposa: è altresì necessario, infatti, che l'evento lesivo causato dall'agente sia esattamente del tipo di quelli che la regola cautelare mirava ad evitare.

Così, ad esempio, se un automobilista, violando i limiti di velocità, investe un passante, sarà in colpa; se, invece, urta una pietra e questa ferisce il passante, non vi sarà colpa, in quanto i limiti di velocità sono posti per evitare eventi del primo tipo, e non del secondo.

In secondo luogo, l'evento deve essere prevedibile (non osservando le regole cautelari) ed evitabile (osservandole): nessun addebito può essere infatti mosso all'imputato, laddove l'evento sia in concreto imprevedibile o inevitabile.

Ovviamente, la prevedibilità ed evitabilità dell'evento non può essere accertata con riferimento all'agente concreto, il quale evidentemente, avendo commesso il reato, non ha previsto l'evento e non lo ha evitato.

I due elementi devono essere accertati alla stregua del parametro del c.d. *homo eiusdem professionis et condicionis*, cioè prendendo come riferimento l'agente modello nell'ambito della specifica attività svolta dall'agente concreto (ad esempio, il direttore dei lavori modello, o il progettista modello).

Dunque, l'accertamento della colpa passa attraverso i seguenti passaggi: individuazione della regola cautelare violata; verifica che l'evento in concreto verificatosi sia del tipo di quelli che tale regola mirava ad evitare; prevedibilità ed evitabilità dell'evento sulla base dell'agente modello.

E' opportuno rilevare come spesso l'accertamento della causalità venga *“appiattito”* sull'accertamento della colpa. In effetti, il comportamento alternativo lecito che si deve sostituire mentalmente all'omissione al fine di accertare il rapporto di causalità altro non è che la regola cautelare violata. Senza addentrarsi nella complicata distinzione tra *“causalità della condotta”* e *“causalità della colpa”*, ciò che più interessa evidenziare è come spesso la fonte della posizione di garanzia (rilevante per accertare il nesso causale) sia anche la fonte delle regole cautelari (rilevanti per l'accertamento della colpa): è quello che accade, ad esempio, nel caso delle Norme Tecniche.

4. NORME TECNICHE E ACCERTAMENTO DELLA COLPA

Parlando di accertamento della colpa si è richiamato il concetto di regola cautelare, quale limite all'area del rischio consentito nello svolgimento di un'attività pericolosa.

Chi scrive ritiene che le Norme Tecniche per le costruzioni, approvate con D.M. 14 gennaio 2008, costituiscano un insieme articolato di regole cautelari, poste espressamente a tutela dell'incolumità pubblica (e dunque fondanti altresì una specifica posizione di garanzia in capo a tutti i soggetti interessati dalle dette norme).

Come si diceva, ciò significa che, ove un intervento sia realizzato nel rispetto di tali *leges artis*, il soggetto agente andrà esente da qualsivoglia addebito colposo anche in caso di evento lesivo.

La qualificazione delle Norme Tecniche come regole cautelari non deve confondere: non significa affermare che le stesse non sono cogenti, anzi. Sono norme giuridiche ma certamente non sono norme incriminatrici, cioè non prevedono reati: tant'è che non è prevista sanzione. Le conseguenze della loro violazione devono essere appunto ricercate nei vari rami dell'ordinamento: nel diritto civile, laddove la violazione di tali regole costituisca inadempimento contrattuale (ad esempio, del contratto d'appalto di lavori) o integri un illecito civilistico (per violazione del generale principio del *neminem laedere* di cui all'art. 2043 c.c.); nel diritto penale, laddove si verifichi un reato.

Il rischio, tuttavia, è un altro. Nella giurisprudenza in tema di responsabilità medica, infatti, si sta facendo sempre più strada il c.d. dolo eventuale, nei casi in cui l'intervento venga eseguito in violazione delle *leges artis* ed abbia esito infausto. Il dolo eventuale è una forma meno grave di dolo, che ricorre quando il soggetto agente si è rappresentato l'evento lesivo e, pur non volendolo direttamente, ha agito accettando il rischio della sua verificazione.

Nell'ambito dell'attività medica, ad esempio, è stato riconosciuto il dolo eventuale – e non la semplice colpa – nella condotta del soggetto che, esercitando abusivamente la professione di dentista, effettuava interventi su una paziente in violazione delle regole dell'arte provocandole lesioni personali. La sentenza in parola giunge, pertanto, ad una conclusione che contraddice tutto quanto si è detto in tema di accertamento della colpa: il soggetto agente che ha violato le regole cautelari, infatti, viene condannato per lesioni dolose, e non colpose.

Peraltro, dal momento che il dolo eventuale ha in comune con la colpa la violazione delle *leges artis*, l'indicatore decisivo del dolo eventuale viene proposto nella consapevolezza e ampia violazione delle stesse: il soggetto sa di agire in un'area di rischio non consentito, sa di essersi allontanato di molto dal limite di rischio che le *leges artis* consentono. E sapendo che il rischio non consentito che ha creato è elevato, non può più convincentemente sostenere di non avere accettato il rischio di verificazione dell'evento, poi effettivamente verificatosi.

Vi è il rischio, pertanto, che la giurisprudenza, allineandosi alla menzionata tendenza emergente nell'ambito della responsabilità medica, inizi a predicare la responsabilità dolosa, e non colposa, sebbene a titolo di dolo eventuale, per casi analoghi a quello verificatosi a L'Aquila, con conseguenze gravi in termini di quantificazione della pena.

La situazione potrebbe porsi nei seguenti termini: a seguito di crollo di un edificio e morte dei suoi occupanti,

accertata la rilevanza causale di interventi realizzati sull'edificio stesso in epoca successiva alla sua costruzione e compiuti in violazione delle Norme Tecniche (ad esempio nel caso in cui non sia stata eseguita la valutazione sulla sicurezza nei casi previsti), nella valutazione dell'elemento soggettivo il giudice potrebbe valorizzare la rilevanza della macroscopica violazione e giungere alla conclusione che il professionista ha agito accettando il rischio del crollo e della morte.

E' opportuno evidenziare che quello citato è un orientamento minoritario, nato peraltro nell'ambito di situazioni caratterizzate da esercizio abusivo della professione, quindi nell'ambito di attività illecite: e ciò fa ben sperare che non si estenda ad altre ipotesi in cui la professione è legittimamente esercitata. Non a caso, sempre nell'ambito della responsabilità medica, l'orientamento dominante afferma la responsabilità colposa del medico in caso di intervento con esito infausto eseguito in violazione delle *leges artis*.

Trattasi peraltro, a parere di chi scrive, di una ricostruzione giuridicamente poco corretta, in quanto sembra confondere il dolo nella violazione della regola cautelare con il dolo dell'evento. E' come dire: poiché il soggetto ha violato intenzionalmente le norme cautelari (ad esempio, ha consapevolmente utilizzato materiali scadenti o ha omesso determinate verifiche per risparmiare sui costi) e da tale violazione è dipeso l'evento (ad esempio, la morte degli abitanti dell'edificio) allora il soggetto ha agito con l'intenzione di uccidere.

E' una conclusione giuridicamente aberrante, ma di cui è facile individuare la fonte nell'impatto mediatico e nell'allarme sociale che determinati eventi sono in grado di provocare: certi orientamenti giurisprudenziali – così come spesso molti interventi legislativi – rispondono più alle istanze dell'opinione pubblica, da accontentare nella sua richiesta che siano impartite punizioni esemplari, che al rigore logico-giuridico imprescindibile nell'applicazione del diritto, soprattutto quando ne va della libertà personale degli imputati.

Tuttavia, pur sempre nella speranza che tale orientamento venga presto abbandonato, è opportuno evidenziare come il rischio di vedersi imputati a titolo di dolo – e non di colpa – è maggiore quando una certa attività è caratterizzata dalla presenza di regole cautelari numerose e puntuali.

Una legificazione così ricca, precisa, che prescrive dettagliatamente condotte ed impone precisi obblighi di comportamento, comporta inevitabilmente un duplice fattore di rischio: da un lato, infatti, può facilmente accadere che tale normativa sia violata per errore, inconsapevolmente; d'altro lato, però, è anche più facile presumere, per il giudice, che la violazione delle norme cautelari da parte del professionista sia stata volontaria.

BIBLIOGRAFIA

- [1] FIANDACA G. – MUSCO E. (2011) – Diritto penale. Parte Generale, Zanichelli, Bologna
- [2] GAROFOLI R. (2010) – Manuale di diritto penale, Nel Diritto Editore, Roma
- [3] DOLCINI E. – MARINUCCI G. (2011) – Art. 40 Rapporto di causalità, *Codice penale commentato*, IPSOA
- [4] DOLCINI E. – MARINUCCI G. (2011) – Art. 41 Concausa, *Codice penale commentato*, IPSOA, Milano

- [5] VIGANO' F. (2013) – Il rapporto di causalità nella giurisprudenza penale a dieci anni dalla sentenza Franzese, *Diritto penale contemporaneo*, 3/2013, Editore Luca Santa Maria, Milano, 380-398
- [6] MARINUCCI G. (2009) – Causalità reale e causalità ipotetica nell'omissione impropria, *Riv. it. dir. e proc. pen.*, v. 52, Giuffrè ed., Milano, 523-547
- [7] RAMPONI L. (2008) – Concause antecedenti e principio di affidamento: fra causalità attiva ed omissiva, *Cass. pen.*, v. 48, Giuffrè ed., Milano 566-589
- [8] BARBIERI E. (2010) – Reato colposo: confini sostanziali tra azione ed omissione e obbligo giuridico di impedire l'evento, *Cass. pen.*, v. 50, Giuffrè ed., Milano, 4329-4344
- [9] VALLINI A. (2011) – Cause sopravvenute da sole sufficienti e nessi tra condotte, *Studi in onore di Franco Coppi*, Giappichelli, Torino, p. 341
- [10] Tribunale di L'Aquila, GUP Grieco, sent. 16 febbraio 2013, www.penalecontemporaneo.it

LE NUOVE ISTRUZIONI CNR-DT 212/2013 PER LA VALUTAZIONE AFFIDABILISTICA DELLA SICUREZZA SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI

Paolo Emilio Pinto, Paolo Franchin

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Sapienza Università di Roma

SOMMARIO

Il lavoro presenta le nuove Istruzioni CNR-DT 212/2013. Nella sua qualità di strumento a carattere normativo, il documento rappresenta un contributo innovativo in sede europea ed internazionale. Esso presenta in maniera organica e dettagliata procedure per la valutazione probabilistica della sicurezza sismica di strutture esistenti in cemento armato e muratura, basandosi su risultati della ricerca degli ultimi due decenni. Il documento comprende un capitolo metodologico generale indipendente dal materiale costruttivo, e due capitoli che affrontano gli aspetti specifici rispettivamente degli edifici in muratura e in cemento armato. Tre appendici completano il documento, presentando un commentario, che fornisce aspetti teorici più di base, e due applicazioni complete ad edifici reali, uno per tipologia. Il lavoro descrive gli aspetti della modellazione delle incertezze nell'azione sismica, nei materiali, e nella modellazione strutturale; il progetto delle indagini conoscitive, che vengono intraprese solo a valle di un'analisi preliminare; tre metodi per la valutazione, di complessità decrescente, tutti basati sull'analisi non lineare della risposta strutturale. Il documento potrà essere utilizzato per una derivazione concettualmente rigorosa di un approccio più tradizionale alla valutazione della sicurezza.

NEW ITALIAN PROVISIONS (CNR-DT 212/2013) FOR THE PROBABILISTIC SEISMIC ASSESMENT OF EXISTING BUILDINGS

SUMMARY

This paper presents the new provisions issued by the Italian National Research Council (CNR-DT 212/2013). The provisions represent an innovative contribution to European and international normative documents. They contain detailed procedures for the probabilistic seismic assessment of existing structures, both in reinforced concrete and masonry, based on the results of the last two decades of research in the field. The document includes chapters on material-independent methods, as well as material-specific provisions for RC and masonry buildings. Three annexes provide a commentary with fundamental background material and two complete applications to existing buildings. The paper describes the aspects of uncertainty modelling in seismic action, material and structural properties; of inspection and tests planning, which require a preliminary analysis; and three assessment methods of decreasing complexity, all based on nonlinear response analysis.

1. INTRODUZIONE

A seguito dell'Ordinanza PCM 3274 del 2003, un grande numero di edifici è stato ad oggi assoggettato a verifica di compatibilità con i requisiti di prestazione sismica, ai sensi di una norma praticamente in linea con l'Eurocodice 8 parte 3 e con la normativa vigente. Ciò ha reso possibile una valutazione dell'efficacia dei metodi di valutazione attualmente contenuti nelle norme citate e l'esposizione di criticità sui cui esiste al momento consenso esteso a livello europeo e in particolare:

1. Le prestazioni sono definite con riferimento allo stato globale della struttura mediante tre stati limite (SL). Le verifiche sono però svolte (in particolare per gli edifici in c.a.) a livello locale, elemento per elemento, adottando

fondamentalmente un approccio seriale (governa l'elemento più debole) mutuato dal progetto. Questo fatto è causa di importanti discrepanze tra i risultati ottenuti da analisti diversi, anche di uguale esperienza.

2. Le incertezze legate alla struttura sono raggruppate in tre categorie: geometria, proprietà dei materiali e dettagli costruttivi. Si definiscono tre "livelli di conoscenza", ognuno caratterizzato da una particolare combinazione della conoscenza acquisita sulle tre categorie indicate. A ogni livello è associato un valore di un "fattore di confidenza" (FC). In molti casi pratici lo stato di conoscenza non è uniforme sulle tre categorie e non corrisponde ai livelli individuati con la conseguente difficoltà nel definire il "corretto" valore di FC.

- FC si applica alle proprietà dei materiali, che rappresentano solo una delle fonti di incertezza, e in molti casi non la più importante.
- L'utente non è guidato nelle scelte di modellazione, in particolare per l'analisi non lineare, che risultano invece essere molto influenti sul risultato della valutazione, in particolare con riferimento allo stato limite di collasso.

In considerazione delle criticità sopra indicate il CNR ha preso l'iniziativa di predisporre un documento di livello superiore a quello della normativa attuale, in cui sono forniti gli strumenti per una verifica probabilistica esplicita di rispondenza ai requisiti di prestazione, nella quale tutte le incertezze in gioco sono tenute in conto e introdotte nel procedimento di valutazione in maniera trasparente, riflettendosi sul risultato finale.

La metodologia probabilistica utilizzata corrisponde allo stato dell'arte ormai consolidato, al fine di rendere il documento accessibile a un ampio spettro di utenti.

È ben noto che le Istruzioni del CNR non hanno lo status di legge, ma hanno sempre rappresentato un riferimento tecnico-scientifico importante e di indirizzo, fungendo di supplenza in casi non contemplati dalle norme vigenti. È auspicabile che le revisioni future delle norme tecniche traggano profitto dal contenuto delle Istruzioni.

Le Istruzioni contengono tre capitoli principali, uno con gli aspetti metodologici generali, e due con le indicazioni specifiche relative al cemento armato e alla muratura. Ad essi fanno seguito tre appendici, una di commento, contenente nozioni di base, e due con esempi applicativi a edifici reali.

Questo contributo presenta gli aspetti metodologici generali, le prescrizioni relative al cemento armato e, brevemente, l'applicazione a un edificio in cemento armato.

2. ASPETTI METODOLOGICI GENERALI

2.1 Stati limite

Gli stati limite sono definiti con riferimento allo stato della struttura nel suo insieme, comprendendo sia i componenti strutturali che quelli non strutturali, quali ad esempio gli impianti, i tramezzi, le tamponature, etc.

I tre SL sono gli stessi dell'attuale normativa:

- SL di danno (SLD): danni trascurabili (nessuna necessità di riparazione) ai componenti strutturali, e danni lievi, di facile riparazione, a quelli non strutturali..
- SL di salvaguardia della vita (SLV), o di danno severo: perdita di funzionalità delle componenti non strutturali, e danni alla struttura tali da mantenere una capacità residua nei confronti delle azioni orizzontali. La riparazione del danno non è economicamente conveniente.
- SL di collasso (SLC): l'edificio mantiene la stabilità nei confronti dei carichi gravitazionali, ma non sarebbe in grado di sopravvivere a una scossa di replica.

Il controllo dello SLC è obbligatorio (nella norma attuale è alternativo allo SLV, a scelta dell'analista), in quanto gli edifici esistenti non posseggono le riserve di duttilità degli edifici di nuova progettazione.

2.2 Obiettivi di prestazione

In linea con la normativa vigente, gli edifici sono distinti in quattro classi d'importanza, con riferimento alle conseguenze socio-economiche del superamento degli SL. Il livello di protezione richiesto per le diverse classi e stati limite è formulato in termini di frequenza media annua di superamento λ_{SL} . I valori massimi proposti per λ_{SL} , riportati in Tabella 1,

sono tali da garantire approssimativamente lo stesso livello di protezione attualmente richiesto dalle norme tecniche.

Tabella 1 – Livelli di protezione minimi ($\lambda_{SL,max} \times 10^3$)

Stato limite	Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV
SLD	64.0	45.0	30.0	22.0
SLV	6.8	4.7	3.2	2.4
SLC	3.3	2.3	2.5	1.2

I valori sono stati ottenuti facendo uso della forma chiusa per la frequenza media annua di superamento (rischio) proposta da Cornell e altri (2002):

$$\lambda_{\mathbf{s}} = \lambda_{\mathbf{s}}(\mathbf{s}_{D=C}) \exp \left[\frac{1}{2} \frac{k_I^2}{b^2} (\beta_D^2 + \beta_C^2) \right] \quad (1)$$

che esprime λ_{SL} in funzione della frequenza dell'intensità sismica S che induce una domanda mediana uguale alla capacità mediana, e di un fattore amplificativo funzione dell'incertezza nella domanda e nella capacità (β_D e β_C), e degli esponenti della curva di pericolosità, k_I , e della relazione tra intensità e domanda (risposta) b . I valori in tabella sono ottenuti adottando i valori frequenti $k_I = 3$, $b = 1$, $\beta_D = \beta_C = 0.3$, con i quali il fattore amplificativo assume il valore ~ 2.25 . Se si assegna alla frequenza dell'intensità $\lambda_{\mathbf{s}}(\mathbf{s}_{D=C})$ l'inverso del periodo medio di ritorno T_R considerato per ogni classe e stato limite nella norma attuale, si ottiene $\lambda_{SL,max} = 2.25/T_R$. Ad esempio, per un edificio ordinario (classe II) e lo stato limite di salvaguardia della vita, si ottiene: $\lambda_{SL,max} = 2.25/475 = 0.0047$.

2.3 Azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata in termini di:

- La curva media di pericolosità sismica al sito, per la misura di intensità considerata S , generalmente scelta come l'accelerazione spettrale al periodo fondamentale dell'edificio $S_d(T)$;
- Un insieme di storie temporali del moto sismico, usate nel calcolo della probabilità di superamento dello SL condizionata a $S=s$, detta curva di fragilità, $p_{SL}(s)$.

In Italia la curva di pericolosità per ogni sito può essere determinata in termini discreti (9 punti) dagli spettri isoprobabili forniti nella normativa vigente (frattili 16%, 50% e 84%), su una griglia regolare di 0.05° di lato, e per i 9 periodi medi di ritorno tra 30 e 2475 anni (Figura 1). Per ogni valore del periodo di vibrazione T , i 9 valori di $S_d(T)$, frattile 50%, forniscono la curva mediana di pericolosità. Ai fini della valutazione del rischio, a questa curva discreta può essere adattata una funzione quadratica nello spazio logaritmico ($\log S - \log \lambda$).

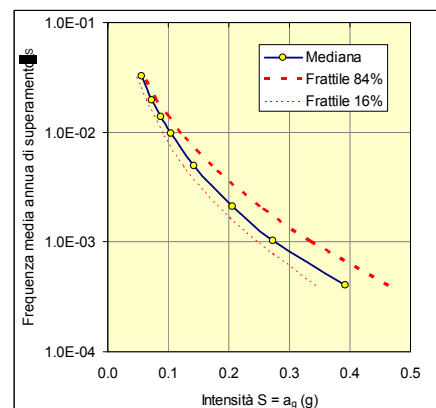


Figura 1 Curve di pericolosità frattili

L'incertezza epistemica sull'intensità S può essere tenuta in conto facendo uso nel calcolo del rischio della curva di pericolosità media al posto di quella mediana (Cornell et al 2002). Nell'ipotesi che tale incertezza sia descrivibile con una distribuzione lognormale per ogni fissato valore di λ_S , la curva media si ottiene dalla mediana moltiplicandola per un fattore amplificativo esponenziale:

$$\bar{\lambda}_S = \lambda_{S,50\%} \exp(0.5\beta_H^2) \quad (2)$$

nella quale il termine:

$$\beta_H = 0.5(\ln S_{34\%} - \ln S_{6\%}) \quad (3)$$

dev'essere valutato a un valore di λ_S prossimo al valore del rischio λ_{SL} (può essere necessaria un'iterazione, ma in generale β_H varia poco).

Le storie temporali del moto da usare per la determinazione della risposta strutturale possono essere registrazioni di moti naturali o storie artificiali generate mediante modelli. Nel secondo caso il modello dev'essere in grado di riprodurre media, varianza e correlazione (delle ordinate spettrali) del moto naturale.

La selezione di moti naturali può essere svolta in accordo alla pratica corrente utilizzando i risultati della "disaggregazione" della pericolosità sismica (Bazzurro e Cornell, 1999), in termini di magnitudo M , distanza epicentrale R ed epsilon (il numero di deviazioni standard della legge di attenuazione): si suggerisce di utilizzare i valori della disaggregazione dell'intensità con frequenza di occorrenza nell'intervallo da 1/500 a 1/2000 anni. È ammesso l'uso di tecniche di selezione delle registrazioni più raffinate (Bradley, 2013)(Lin et al, 2013).

Il numero minimo di moti da utilizzare è pari a 30. I moti devono essere selezionati preferibilmente su roccia o suolo rigido. Se il sito è caratterizzato da terreni di proprietà meccaniche più scadenti (ad esempio con valori di V_{S30} nell'intervallo 180-360 m/s, o meno) è necessario eseguire un'analisi di risposta sismica locale. Allo scopo possono essere utilizzati metodi lineari equivalenti (ad esempio SHAKE), se non si prevede una significativa risposta inelastica del deposito.

Le incertezze sui parametri geotecnici devono essere trattate in maniera coerente con quelle della struttura in elevazione, come indicato in seguito (§2.5).

Nel caso il sito si trovi in prossimità di una o più faglie note attive, è necessario valutare la probabilità di occorrenza di moti impulsivi e considerarne la presenza nella selezione delle storie temporali del moto.

2.4 Acquisizione della conoscenza

Poiché non è possibile raggiungere uno stato di conoscenza completo di una struttura esistente in termini di geometria, proprietà dei materiali e dettagli costruttivi, le Istruzioni richiedono che qualunque grandezza la cui conoscenza sia incompleta venga messa in evidenza in maniera trasparente, e che la corrispondente incertezza sia modellata in maniera esplicita, attraverso l'uso di variabili aleatorie o di scelte alternative. Il numero e la rilevanza delle incertezze considerate ha un ovvio riflesso sul valore finale del rischio, e quindi sul costo dell'eventuale intervento di adeguamento. Il criterio che deve guidare nell'acquisizione della conoscenza è quello dell'equilibrio tra il costo dell'acquisizione di ulteriori informazioni e del beneficio in termini di riduzione del costo di intervento.

Le Istruzioni non prescrivono quindi dei minimi quantitativi sul numero delle prove da eseguire, o il numero di elementi di indagare. Chiedono al contrario che venga effettuata un'analisi di sensibilità su uno o più modelli preliminari (variazioni sulla prima approssimazione del modello finale, istituita sulla base delle prime informazioni disponibili e su valori ragionevoli assunti). Per gli edifici in c.a. l'analisi preliminare è di tipo modale con spettro di risposta elastico (non ridotto), che risulta adeguata per mettere in evidenza i caratteri globali della risposta (regolarità, concentrazione di spostamenti/sollecitazioni) e per fornire una stima della domanda di deformazione inelastica (dividendo le rotazioni rispetto alla corda per quelle di snervamento, la cui stima si può effettuare sulla base delle sole carpenterie e di un valore assunto della deformazione di snervamento dell'acciaio). I risultati di tale analisi preliminare servono da guida per localizzare le indagini nelle zone più sollecitate.

L'estensione delle prove dipende dalla quantità di informazioni disponibili inizialmente. Se sono disponibili gli elaborati originali di costruzione, è sufficiente una limitata verifica di rispondenza, che richiede comunque la rimozione dei copri-ferri per un'estensione tale da permettere di valutare la disposizione delle armature sia longitudinali che trasversali (e stimare ad esempio il passo delle staffe). Quando i disegni sono incompleti o mancanti, l'estensione delle prove dev'essere tale da permettere la ricostruzione del modus operandi del progettista, al fine di replicarlo (una modalità di progetto simulato ritenuta più affidabile di una cieca applicazione delle norme dell'epoca).

2.5 Modellazione dell'incertezza

Nelle Istruzioni le incertezze sono attribuite a una delle due classi seguenti:

- Incertezze sui parametri nell'ambito di un singolo modello, descrivibili mediante variabili aleatorie.
- Incertezze sul modello da adottare, il cui trattamento richiede ipotesi alternative (modelli multipli) da pesare con probabilità soggettive.

Le incertezze della prima classe comprendono: l'intensità sismica al sito S , descritta come una variabile aleatoria la cui distribuzione è la curva di pericolosità; la variabilità *record-to-record*, descritta in maniera indiretta attraverso in campione di moti; tutte le proprietà dei materiali, della struttura in elevazione e del terreno di fondazione, normalmente descritte mediante variabili lognormali; i termini di errore dei modelli di capacità (§3.2), anch'essi normalmente descritti come lognormali.

Le incertezze della seconda classe comprendono, tra le altre: la geometria della struttura, ad esempio la presenza e la dimensione di elementi strutturali che potrebbero essere mascherati da elementi non strutturali, e la cui identificazione precisa risulterebbe troppo onerosa; alcuni importanti dettagli di armatura; scelte alternative tra modelli di capacità o di risposta (§3.1). Le incertezze di questa classe sono trattate mediante la tecnica dell'*albero logico*, come illustrato in *Figura 2*.

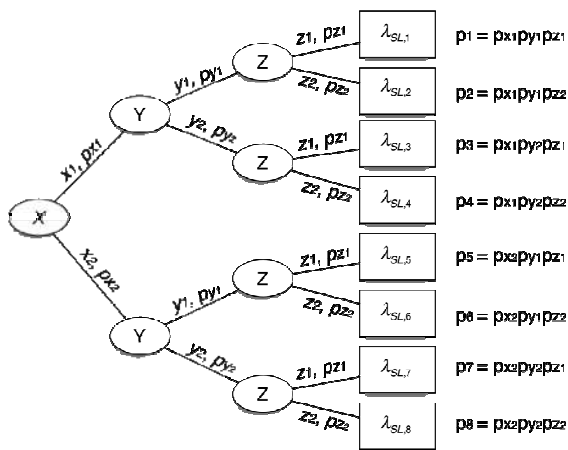


Figura 2 Albero logico.

Per ogni incertezza del secondo tipo (X, Y e Z nella figura) sono considerate ipotesi alternative (normalmente due), a ciascuna delle quali è attribuita una probabilità soggettiva che riflette il grado di confidenza dell'analista nell'ipotesi stessa (p_{x1} e p_{x2} per le due scelte alternative di X). L'albero rappresenta graficamente tutte le 2^n combinazioni delle ipotesi sulle n incertezze. Ogni ramo dell'albero rappresenta una combinazione, la cui probabilità è data dal prodotto delle probabilità di ogni ipotesi nel ramo (le incertezze sono considerate indipendenti), e per ciascun ramo è possibile valutare il rischio $\lambda_{SL,i}$. Le probabilità dei rami sono usate per ottenere il valore atteso (scondizionato cioè rispetto a tali incertezze) del rischio:

$$\lambda_{st} = \sum p_i \lambda_{SL,i} \quad (4)$$

2.6 Modellazione e analisi strutturale

Le Istruzioni prevedono l'utilizzo esclusivo di metodi di analisi non lineare. L'analisi della risposta può essere sia statica che dinamica, per lo svolgimento delle quali l'utente è guidato nelle scelte di modellazione, come indicato nel seguito.

Il modello dev'essere tridimensionale, con applicazione contemporanea di due componenti ortogonali del moto (la componente verticale può in generale essere trascurata).

Per quanto riguarda la modellazione del comportamento ciclico a grandi deformazioni di travi e pilastri, le Istruzioni distinguono gli approcci in due classi, come mostrato in Figura 3:

- Modelli senza degrado, caratterizzati da un comportamento isteretico stabile, con possibilità di degrado della rigidezza ma non della resistenza (ad esempio isteresi tipo Takeda)
- Modelli con degrado, nei quali sia la rigidezza che la resistenza decrescono sia per effetto delle deformazioni cicliche, anche ad ampiezza costante, che per deformazioni monotone crescenti (rigidezza negativa post-picco).

Le Istruzioni forniscono una rassegna ragionata dei modelli disponibili, al capitolo 3 per la muratura e al capitolo 4 per il cemento armato.

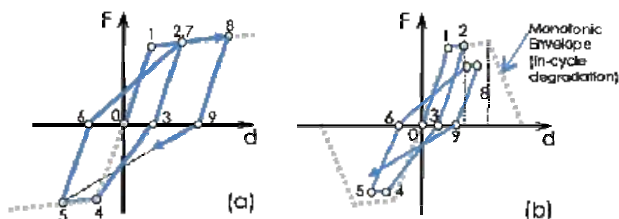


Figura 3 Modello non lineare senza degrado (a) e con degrado (b).

È importante sottolineare che la scelta tra i due approcci di modellazione si riflette in modo significativo sulle modalità di identificazione del raggiungimento dello SLC.

2.7 Identificazione del superamento degli stati limite

Il raggiungimento dei diversi SL è segnalato dal valore unitario raggiunto da una variabile scalare Y che esprime lo stato globale della struttura in funzione di quello dei suoi componenti. La definizione di tale variabile dipende dallo SL considerato. Per lo SLD e lo SLV, che riguardano la funzionalità e la fattibilità economica del ripristino, la definizione di Y è flessibile e la scelta di una soglia appropriata è lasciata alla decisione del committente. Per lo SLC, legato alla sicurezza, la formulazione di Y non lascia margini per scelte soggettive.

2.7.1 Stato limite di danno

Allo scopo di identificare il raggiungimento di questo SL sono considerati sia i componenti strutturali (st) che quelli non strutturali (nst):

$$Y_{SLD} = \frac{1}{\tau_{SLD}} \max \left[\sum_{j=1}^{N_{st}} w_j I \left(\frac{D_j}{C_{j,SLD}} \right); \sum_{j=1}^{N_{nst}} w_j I \left(\frac{D_j}{C_{j,SLD}} \right) \right] \quad (5)$$

Nell'espressione (5) D e C indicano appropriati valori della domanda e della capacità a livello di componente, I è una funzione indicatore che vale 1 se $D/C \geq 1$ e 0 altrimenti, e w sono pesi che permettono di tenere conto della differente importanza dei vari componenti. Y_{SLD} raggiunge il valore unitario quando la funzione "massimo" raggiunge la soglia τ_{SLD} , definita dal committente e rappresentante il massimo danno cumulato tollerabile (ad esempio 5%).

2.7.2 Stato limite di salvaguardia della vita (danno severo)

Allo scopo di identificare il raggiungimento di questo SL sono considerati sia i componenti strutturali (st) che quelli non strutturali (nst), per formulare Y in termini di costo totale convenzionale del danno mediante l'espressione:

$$Y_{SLV} = \begin{cases} \frac{\alpha_{st} \sum_{j=1}^{N_{st}} w_j c \left(\frac{D_j}{C_{j,SLV}} \right) + (1 - \alpha_{st}) \sum_{j=1}^{N_{nst}} w_j c \left(\frac{D_j}{C_{j,SLV}} \right)}{\tau_{SLV}} \\ 1 \text{ se } Y_{SLC} \geq 1 \end{cases} \quad (6)$$

nella quale α_{st} è il "peso economico" della componente strutturale sul valore dell'edificio (ad esempio 30% in un normale edificio residenziale); $c(D/C)$ è una funzione costo convenzionale che parte da 0 per $D=0$ e raggiunge il valore unitario, corrispondente al costo di sostituzione del componente, per $D=C_{SLV}$ (che normalmente è una frazione della capacità ultima del componente); come per lo SLD, l'indicatore raggiunge valore unitario quando la quantità in parentesi quadre uguaglia la soglia τ_{SLV} , pari a una frazione del valore totale dell'edificio definita dal committente come soglia oltre la quale la demolizione/sostituzione risulta economicamente vantaggiosa. Ovviamente Y_{SLV} è posto uguale a 1 in caso di collasso.

2.7.3 Stato limite di collasso

Come detto in precedenza l'identificazione di questo SL dipende dalle scelte di modellazione.

Se si adotta un approccio di modellazione senza degrado, ai fini dell'identificazione del collasso il sistema strutturale è descritto come una disposizione seriale di sotto-sistemi in parallelo, e la variabile Y si scrive (Jalayer et al 2007):

$$Y_{SLC} = \max_{\mathbb{N}} \min_{i=1, N_s, j \in I_i} \frac{D_j}{C_{j,SLC}} \quad (7)$$

dove N_s è il numero di sotto-sistemi paralleli (“insiemi di taglio” nella terminologia affidabilitistica) collegati in serie, e I_i è l’insieme di indici che identificano i componenti nell’ i -esimo sotto-sistema. Questa formulazione richiede l’identificazione preventiva degli insiemi di taglio. Questa operazione è tuttavia non banale nel caso dinamico, in quanto gli insiemi critici dipendono dalle risposta dinamica e cambiano da un moto all’altro.

Se si adotta un approccio di modellazione con degrado, con elementi che sono in grado di simulare tutti i possibili modi di collasso, $Y=1$ in corrispondenza della cosiddetta “instabilità dinamica”, condizione identificabile quando la curva intensità-risposta diviene piatta. Analiticamente il controllo si può effettuare utilizzando la tangente a tale curva:

$$Y_{SLC} = (1 + \Delta) - S/S'_0 \quad \text{con } \Delta \leq S/S'_0 \leq 1 \quad (8)$$

con valori di Δ compresi nell’intervallo 0.05-0.10, corrispondenti a una piccola rigidezza residua positiva (piuttosto che a zero) per evitare problemi di natura numerica. Nella (8) S'_0 è la tangente iniziale.

Infine, se le formulazioni di elemento sono di tipo con degrado, ma non descrivono tutti i possibili modi di collasso, si adotta la formulazione mista:

$$Y_{SLC} = \max \left[(1 + \Delta) - S/S'_0; \max_{mns} (D/C) \right] \quad (9)$$

che indica che il collasso è raggiunto per la più sfavorevole tra le condizioni di instabilità dinamica, e la serie dei “modi (di collasso) non simulati” (mns). Quest’ultimo insieme normalmente include il collasso assiale dei pilastri. È naturalmente importante estendere la seconda condizione solo a quegli elementi il cui collasso può essere realmente associato con il collasso parziale o globale dell’edificio.

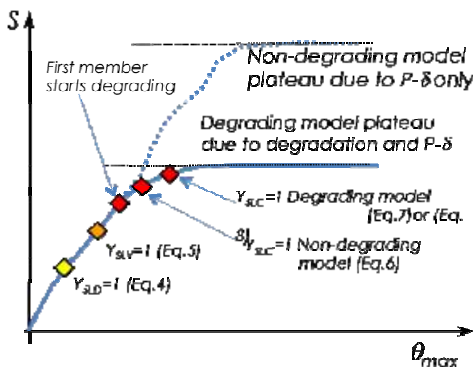


Figura 4 Curva IDA per modello con degrado e senza degrado.

La Figura 4 mostra una curva intensità-risposta idealizzata (una cosiddetta curva di analisi dinamica incrementale o curva IDA, Vamvatsikos e Cornell 2002), sulla quale sono riportati i valori di intensità in corrispondenza dei quali si raggiungono i tre SL in accordo alle espressioni riportate in precedenza.

2.8 Metodi di valutazione

Come indicato in precedenza (§2.2), il risultato della valutazione è espresso in termini di frequenza media annua di superamento dello SL: λ_{SL} . Formulazioni diverse o aggiuntive degli stati limite rispetto ai tre proposti non comportano modifiche alla procedura di valutazione.

La frequenza media annua si ottiene mediante il teorema della probabilità totale, nella forma di un integrale del prodot-

to tra la probabilità di superamento dello SL condizionata al valore $S=s$ dell’intensità sismica locale (fragilità), per la probabilità di tale valore, espressa in termini di pericolosità sismica (valore assoluto della derivata della curva di pericolosità per $S=s$):

$$\lambda_{SL} = \int_0^{\infty} p_{SL}(s) d\lambda_s(s) \quad (10)$$

L’integrale può essere valutato numericamente, o in forma chiusa (ne esistono sotto le ipotesi di pericolosità quadratica nel piano log-log e di curva di fragilità lognormale).

Le Istruzioni adottano l’ipotesi di lognormalità della curva di fragilità, che gode di un ampio consenso internazionale:

$$p_{SL}(s) = p(Y_{SL} \geq 1 | S=s) = p(S_{SL=1} \leq s) = \Phi \left(\frac{\ln s - \mu_{\ln S_{SL=1}}}{\sigma_{\ln S_{SL=1}}} \right) \quad (11)$$

L’espressione (11) richiede la valutazione di soli due parametri: la media e la deviazione standard del logaritmo dell’intensità che provoca il raggiungimento dello SL: $Y=1$. Le Istruzioni forniscono tre metodi alternativi, indicati nel seguito come A, B e C, per la valutazione di tali parametri. Tutti i metodi richiedono un modello tridimensionale della struttura.

2.8.1 Metodo A

Il metodo utilizza la nota tecnica dell’analisi dinamica incrementale, conosciuta con l’acronimo inglese IDA. L’IDA consiste nell’analizzare il modello tridimensionale della struttura soggetto a un insieme di n moti, ognuno con due componenti orizzontali del moto sismico (la componente verticale si può in generale trascurare negli edifici ordinari), scalati a livelli di intensità crescente fino al raggiungimento del collasso. A ogni livello $S=s$ si calcola la risposta e quindi il valore di Y , ottenendo un insieme di punti (S, Y) che graficizzati nel piano risposta-intensità forniscono una curva detta “curva IDA”.

Dall’insieme di n curve IDA si può ottenere un campione della quantità $S_{Y=1}$ su cui stimare i parametri μ_{ln} e σ_{ln} come mostrato in Figura 5a.

L’effetto delle incertezze del primo tipo (§2.5) può essere determinato in maniera approssimata associando a ciascuno degli n moti un’estrazione delle variabili aleatorie usate per modellare le incertezze. L’approssimazione risulta accettabile quando n è adeguato a descrivere in maniera sufficiente la distribuzione delle variabili aleatorie. L’effetto dell’introduzione delle incertezze “strutturali” è visibile nelle curve IDA che presentano una dispersione maggiore Figura 5b.

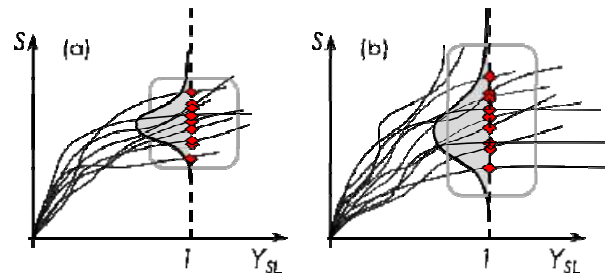


Figura 5 Curve IDA e campione dell’intensità $S_{Y=1}$: a) con la sola variabilità dell’azione, b) includendo anche quella della struttura.

2.8.2 Metodo B

Il metodo differisce dal precedente poiché le analisi dinamiche incrementali sono svolte con riferimento a oscillatori

semplici equivalenti ottenuti mediante analisi statica non lineare sul modello tridimensionale completo.

La curva globale che lega il taglio alla base allo spostamento in un grado di libertà di controllo, si trasforma nel legame costitutivo dell'oscillatore equivalente (denominato curva di capacità), che viene approssimato ai fini dell'analisi come multi-lineare.

Il numero di oscillatori equivalenti necessari eguaglia il numero dei modi che contribuiscono in maniera "significativa" alla risposta dinamica della struttura. L'IDA è svolta su ogni oscillatore per tutti gli n moti selezionati. Per il singolo moto, le risposte modali a parità di intensità $S=s$, ottenute in corrispondenza dello spostamento dinamico massimo del corrispondente oscillatore equivalente (uno per modo), sono combinate mediante SRSS o CQC per ottenere la risposta totale. Il valore di Y per ogni SL si calcola su quest'ultima. Ripetendo l'operazione per tutti i moti si ottiene il campione di $S_{Y=I}$ da cui calcolare i parametri di fragilità.

L'effetto delle incertezze strutturali del primo tipo si tiene in conto come per il metodo A, associando a ogni moto un'estrazione delle variabili aleatorie. In questo caso, ovviamente, l'analisi statica non lineare dev'essere ripetuta per tutte le strutture (in numero di n).

2.8.3 Metodo C

Anche questo metodo è basato sull'analisi statica non lineare per la determinazione della risposta strutturale. In questo caso la risposta dell'oscillatore semplice è determinata utilizzando gli spettri di risposta dei moti selezionati (utilizzando uno qualsiasi dei metodi usuali per il passaggio dallo spettro elastico alla domanda di un sistema inelastico). L'effetto delle incertezze strutturali è valutato mediante la tecnica della superficie di risposta (Pinto et al, 2004). I due parametri della curva di fragilità sono ottenuti come segue.

La media del logaritmo di $S_{Y=I}$ si ottiene utilizzando lo spettro mediano dei moti selezionati (assumendo che lo spettro mediano induca la risposta mediana della struttura), scalato fino al raggiungimento della condizione $Y=1$:

$$\mu_{\ln S_{Y=I}} = \ln S_{Y=1|S_{0.50\%}(T)} \quad (12)$$

La deviazione standard del logaritmo si considera somma di due effetti indipendenti: la variabilità della risposta dovuta a quella del moto sismico, a parità d'intensità $S=s$, e la variabilità dovuta alle incertezze "strutturali". Si ha quindi:

$$\sigma_{\ln S_{Y=I}} = \sqrt{\sigma_{\ln S_{Y=1,S}}^2 + \sigma_{\ln S_{Y=1,C}}^2} \quad (13)$$

Il primo termine si valuta utilizzando gli spettri frattili al 16% e 84% dei moti selezionati:

$$\sigma_{\ln S_{Y=1,S}} = \frac{\ln S_{Y=1|16\%} - \ln S_{Y=1|84\%}}{2} \quad (14)$$

L'influenza su $S_{Y=I}$ delle variabili aleatorie strutturali (primo tipo), indicate con X_k , è valutata esprimendo in approssimazione il $\ln S_{Y=I}$ mediante una superficie di risposta lineare, nello spazio delle variabili normalizzate $x_k = (X_k - \mu_{X_k})/\sigma_{X_k}$:

$$\ln S_{Y=I} = \alpha_0 + \sum_k \alpha_k x_k + \varepsilon \quad (15)$$

Alle variabili normalizzate si assegna valore ± 1 in corrispondenza dei frattili 16% e 84%. Per ognuna delle $M=2^N$ combinazioni delle variabili (progetto fattoriale completo a due livelli (+1,-1)) si ottiene il valore di $S_{Y=I}$ scalando lo spettro mediano fino al raggiungimento di $Y=I$.

I parametri α_k si ottengono mediante l'espressione (minimi quadrati):

$$\alpha = (\mathbf{Z}^T \mathbf{Z})^{-1} \mathbf{Z}^T \mathbf{y} \quad (16)$$

nella quale \mathbf{Z} è la matrice "di progetto", le cui righe contengono i valori delle variabili x_k per ogni combinazione, e \mathbf{y} è il vettore delle risposte che contiene i corrispondenti valori di $\ln S_{Y=I}$. Il contributo dell'incertezza "strutturale" (ossia della variabilità della curva di "capacità") alla sigma totale segue come (nell'ipotesi d'indipendenza tra ε e x):

$$\sigma_{\ln S_{Y=I,C}} = \sqrt{\sum_i \sum_j \alpha_i \alpha_j \rho_{x_i x_j} + \sigma_\varepsilon^2} \quad (17)$$

dove σ_ε è la deviazione standard dei residui e ρ il coefficiente di correlazione tra le x .

3. RC-SPECIFIC PROVISIONS (CHAPTER 4)

Le Istruzioni forniscono indicazioni di dettaglio riguardanti gli edifici in cemento armato nel capitolo 4, e in particolare presentano una rassegna dei modelli di risposta non lineare (l'analisi non lineare è lo strumento di riferimento per la determinazione della risposta) e di capacità per gli elementi strutturali. Occorre osservare che formulazioni in grado di descrivere la risposta non lineare fino al collasso di elementi in c.a. non appartengono ancora al bagaglio tecnico della maggioranza degli ingegneri strutturalisti, anche perché si tratta di modelli non ancora consolidati. Le Istruzioni, che richiedono la verifica obbligatoria dello SLC, lasciano aperta la possibilità di utilizzare modelli avanzati "con degrado", ma introducono anche formulazioni della variabile Y_{SLC} (equazione 7) che permettono un uso corretto dei più diffusi modelli di risposta senza degrado.

3.1 Modelli di risposta non lineare

Le Istruzioni presentano modelli per elementi di trave, per i nodi e per le tamponature. I primi, ovviamente oggetto di particolare attenzione, sono classificati con riferimento alla capacità di descrivere i modi di collasso tipici di tali elementi, come rappresentato schematicamente in Figura 6. La figura si riferisce per semplicità alla condizione di carico monotono, e la risposta è espressa in termini di taglio V e rotazione rispetto alla corda θ . La figura riporta in tutti e tre i diagrammi con tratteggio grigio la risposta flessionale e la resistenza a taglio. Sono possibili tre tipi di interazione (dall'alto verso il basso): la risposta flessionale può incrociare la curva della resistenza a taglio nel ramo elastico (collasso a taglio fragile), nel ramo plastico tra lo snervamento e il picco di resistenza flessionale (collasso a taglio duttile), o può non incrociare mai la curva (collasso a flessione per instabilità dell'equilibrio). In tutti i casi il collasso avviene per perdita accoppiata di portanza verticale e a taglio ($V_R=N_R=0$) alla fine del tratto a rigidità negativa.

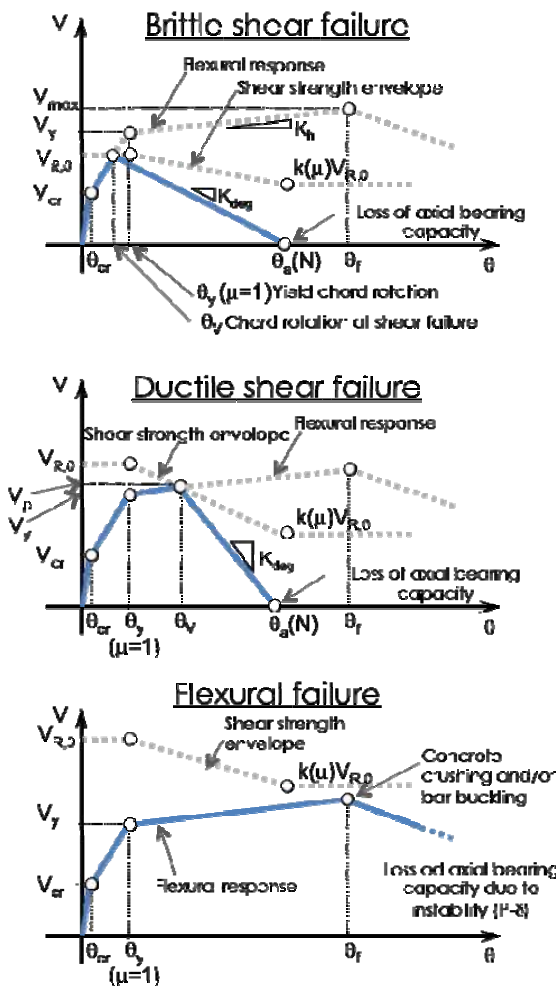


Figura 6 Modi di collasso di pilastri in cemento armato (le rotazioni in corrispondenza della resistenza di picco, normalmente indicate come θ_u , sono differenziate in θ_f e θ_y).

Nella Figura 7 si osserva che nel caso di carico ciclico la risposta presenta una seconda componente di degrado, detto appunto ciclico, che si somma a quello monotono corrispondente al tratto a rigidità negativa.

I modelli disponibili si possono classificare in meccanici e fenomenologici. Lo stato dell'arte dei modelli a base meccanica non è ancora in grado di descrivere in maniera adeguata il comportamento degradante degli elementi come quello mostrato nella Figura 6 e Figura 7 (con particolare riferimento al caso d'interazione forte flessione-taglio). Attualmente l'unica opzione percorribile per incorporare il degrado nell'analisi è l'uso di modelli fenomenologici (ad esempio Ibarra et al, 2005) o ibridi (Elwood, 2004), che però come anticipato non posseggono ancora l'affidabilità e la robustezza necessarie per l'uso corrente.

La Figura 7, che mostra l'involuppo monotono (ad esempio per un elemento con collasso a taglio duttile) e la risposta ciclica, consente di mettere in luce che le soglie di deformazione dipendono dal percorso di carico, e in particolare nel caso ciclico sono inferiori a quelle del caso monotono. Per maggiore chiarezza questo fatto è illustrato in Figura 8.

Le Istruzioni indicano chiaramente che la scelta dei modelli di risposta e di capacità, nonché della formulazione per l'identificazione dello SLC devono essere tra loro congruenti.

Nel caso di modelli senza degrado il collasso dev'essere identificato mediante l'Eq.(7) e le soglie di deformazione devono essere quelle cicliche, $\theta_{u,cyclic}$, ridotte in modo da tenere conto sul versante della capacità del degrado non modellato sul versante della domanda. Nel caso di modelli con degrado,

il collasso dev'essere identificato con l'equazione (8) o (9), e le soglie da utilizzare (come parametri in ingresso ai modelli di risposta, insieme a quelli che regolano il degrado) sono quelle monotone, $\theta_{u,mono}$, $\theta_{a,mono}$.

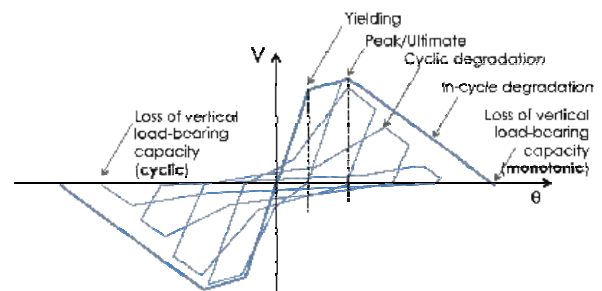


Figura 7 Componenti ciclica e nel-ciclo del degrado (la risposta mostrata è quella del modello di Ibarra e altri, 2005)

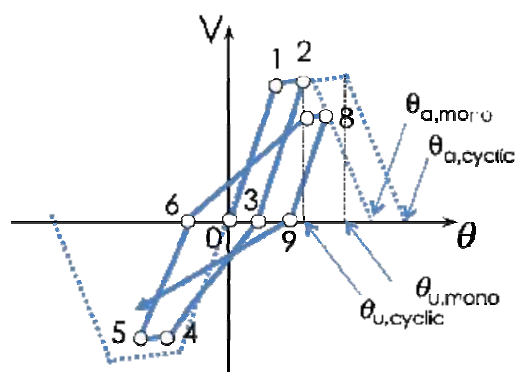


Figura 8 Differenza tra i limiti di deformazione monotoni e ciclici.

3.2 Modelli di capacità di deformazione

Le Istruzioni elencano dettagliatamente i requisiti di un insieme ideale di modelli di capacità, e cioè: a) la coerenza di derivazione delle soglie di deformazione di ampiezza crescente, cioè l'uso della stessa base sperimentale per stabilire il modello delle deformazione di snervamento, di picco e di collasso assiale, tenendo debitamente conto della loro dipendenza statistica; b) l'adeguatezza della base sperimentale usata in termini della generalità dei comportamenti rappresentati e del peso degli stessi. Occorre riconoscere che un tale insieme ideale di modelli non è ancora disponibile.

L'insieme che più si avvicina ai requisiti precedenti, ed è stato quindi usato nell'esempio applicativo illustrato nel seguito, è quello sviluppato da Haselton et al (2008), che fornisce equazioni predittive dei parametri (soglie di deformazione, rigidità, etc) del legame costitutivo fenomenologico (isterico con degrado) precedentemente proposto da Ibarra et al (2005). Haselton et al, tuttavia, pur avendo utilizzato un'unica base sperimentale (requisito della coerenza), hanno derivato solo equazioni per la mediana dei parametri, e le corrispondenti dispersioni, senza stimare la correlazione tra i parametri. Inoltre, la base sperimentale utilizzata non copre in maniera uniforme tutto lo spettro dei comportamenti di elementi in cemento armato (il collasso a taglio fragile non è rappresentato).

Figura 9 mostra l'involuppo monotono trilineare del legame momento-rotazione di Ibarra et al, con l'indicazione qualitativa delle densità (marginali) dei parametri, ottenute da Haselton et al. 2008. Per quanto detto non è lecito campionare tutti i parametri indipendentemente, pena la perdita di coerenza fisica del legame costitutivo. Nell'applicazione sono state campionate la rigidità al 40% e al 100% dello snervamento (la prima è usata come valore intermedio tra il I e il II stadio poiché il modello di Ibarra è trilineare e non quadrilineare), e gli incrementi di rotazione $\Delta\theta_f$ e $\Delta\theta_a$. L'uso di $\Delta\theta_f$ e $\Delta\theta_a$ al posto

di θ_f e θ_a assicura che sia sempre $\theta_f < \theta_a$ (Haselton et al forniscono mediana e dispersione per tutte e quattro le quantità). L'equazione per θ_y è ridondante, in quanto la rotazione di snervamento si ottiene dal momento di snervamento e da K_y (si è imposto che risulti sempre $K_y < K_{40\%}$). Infine, Haselton et al forniscono ovviamente anche l'equazione per il parametro γ che regola il degrado ciclico nel modello di Ibarra et al, ovvero l'energia totale dissipabile dall'elemento dall'elemento normalizzata $\gamma = E_t / (M_y \theta_y)$.

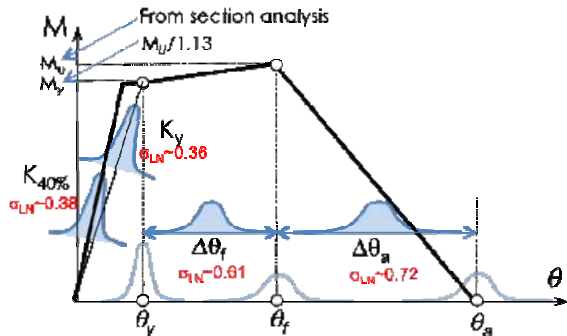


Figura 9 Curva momento-rotazione per carico monotono e rappresentazione schematica della densità di probabilità marginale per i diversi parametri.

Le Istruzioni forniscono poi altri modelli per le soglie di deformazione, come ad esempio le equazioni di Biskinis e Fardis (2010a,b), adottate nel recente Codice Modello 2010 della fib (fib, 2010) e fin dal 2005 in forme preliminare nell'Eurocodice 8 Parte 3 (CEN, 2005), come pure quelle di Zhu et al (2007). Tali equazioni, peraltro, sono calibrate per fornire valori "ciclici" delle soglie (vedi Figura 8) e quindi sono appropriate per l'uso nel caso di modellazione senza degrado della risposta.

3.2.1 Risposta biassiale

È importante osservare che la maggioranza dei modelli di risposta e la totalità dei modelli di capacità disponibili si riferiscono a deformazioni in un singolo piano di flessione. Poiché le Istruzioni richiedono obbligatoriamente l'uso di modelli tridimensionali della struttura, la mancanza di modelli biassiali costituisce una limitazione, se non per le travi, certamente per i pilastri.

Le opzioni attualmente disponibili sono: a) per i modelli con degrado, trascurare l'interazione utilizzando lo stesso modello di risposta in maniera disaccoppiata nei due piani di flessione ortogonali; b) per i modelli senza degrado, tenere conto dell'interazione sul versante della domanda, utilizzando un modello accoppiato (ad esempio una sezione a fibre), e sul versante della capacità, a posteriori nel calcolare il rapporto domanda/capacità locale. Quest'ultima operazione può essere eseguita utilizzando una regola di interazione "ellittica", come proposto in (Biskinis and Fardis, 2010a,b):

$$y = \sqrt{\left(\frac{\theta_2}{\theta_{2,LS}}\right)^2 + \left(\frac{\theta_3}{\theta_{3,LS}}\right)^2} \quad (18)$$

nella quale θ_2 e θ_3 sono le domande di rotazione nei due piani ortogonali, e $\theta_{2,LS}$ e $\theta_{3,LS}$ sono le corrispondenti capacità (cicliche) per lo SL considerato.

4. ESEMPIO APPLICATIVO

Le Istruzioni illustrano l'applicazione di tutti e tre i metodi di valutazione presentati (§2.8). Il metodo B è esemplificato con riferimento a un edificio in cemento armato, mostrato in Figura 10, che costituisce uno dei tre blocchi di un complesso

scolastico costruito negli anni '60. L'edificio ha struttura a telaio tridimensionale, con travi emergenti e solai unidirezionali tradizionali (travetti e pignatte), e tre piani, di cui uno quasi interamente interrato.



Figura 10 Prospetto N-E dell'edificio.

Ai fini della valutazione l'edificio è stato "collocato" in un sito della regione Basilicata. Gli spettri isoprobabili di normativa sono stati utilizzati per ottenere le curve di pericolosità sismica mediana e frattili al 16% e 84%, in termini di accelerazione spettrale al periodo fondamentale della struttura ($T_1=1.53s$). La curva mediana è stata interpolata con un polinomio quadratico nel piano logaritmico ($k_0=8.134 \times 10^{-5}$, $k_1=3.254$, $k_2=0.303$) e quelle frattili sono state utilizzate per calcolare la dispersione $\beta_H = 0.3$ (per frequenze superiori a 1/500). Sono state selezionate 30 registrazioni (due componenti orizzontali di accelerazione) scelti nel campo di magnitudo $M=[5.6,6.5]$ e distanza epicentrale $R=[10km,30km]$, centrati intorno ai valori della moda ottenuta dalla disaggregazione della pericolosità nel campo di frequenze tra 1/500 e 1/1000 anni.

In mancanza di elaborati di progetto, è stato eseguito un rilievo strutturale per ricostruire le carpenterie. Su questa base e con valori assunti per le proprietà dei materiali e dei carichi, è stato istituito un modello preliminare lineare sul quale è stata eseguita un'analisi modale con spettro di risposta non ridotto. Le deformazioni corrispondenti hanno permesso di individuare gli elementi maggiormente impegnati in campo inelastico. Le prove e i rilievi delle armature sono quindi stati svolti in posizioni che tengono di questa indicazione e del criterio di rappresentatività. I risultati ottenuti sono stati utilizzati per determinare il quantitativo di armatura negli elementi (estendendo la regola desunta dagli elementi indagati) e per determinare il valore medio delle proprietà dei materiali.

A fini illustrativi, la valutazione è stata ripetuta sia con un modello senza degrado, denominato A, che con un modello con degrado, denominato B.

Per l'analisi strutturale è stato utilizzato il programma di calcolo OpenSees (McKenna et al, 2010). La risposta dei nodi non è stata modellata. Travi e pilastri sono stati modellati con elementi elastici (con rigidità "fessurata") in serie con cerniere di estremità, alle quali è stato assegnato, per entrambi i modelli A e B, il legame costitutivo di Ibarra et al, nella variante di Lignos e Krawinkler, 2012 implementata nel programma. Quest'ultima è sostanzialmente coincidente col modello di Ibarra tranne che per la definizione del parametro che regola il degrado ciclico, che normalizza l'energia E_t dividendola solo per M_y (quindi bisogna moltiplicare γ predetto con le formule di Haselton per θ_y). Nel caso del modello A, senza degrado, al parametro γ è stato assegnato un valore "molto elevato", per eliminare la componente ciclica del degrado, e una tangente post-picco nulla invece che negativa, per eliminare la componente nel-ciclo del degrado. La Figura 11 mostra il legame monotono momento-rotazione per una sezione, con il legame senza degrado che si discosta da quello con degrado

dopo il picco (tratteggio). La figura mostra in rosso e blu due realizzazioni del legame corrispondenti a due campionamenti diversi dei parametri.

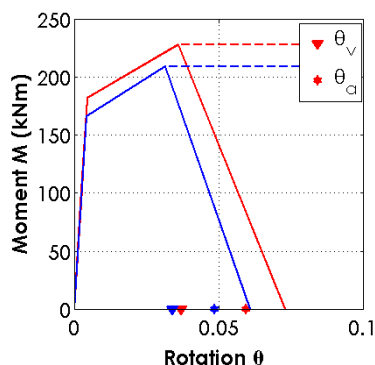


Figura 11 Due realizzazioni dell'involuppo monotono momento-rotazione trilineare di un pilastro (a tratteggio il percorso non degradante, modello A).

Per brevità non si riportano i risultati completi dell'applicazione, nella quale è stato fatto uso della tecnica dell'albero logico per pesare i risultati di modelli distinti. Si riportano quindi i risultati relativi a un ramo dell'albero, svolto però, come già indicato, sia con un modello senza degrado che con degrado.

Le quantità considerate incerte sono quindi: a) le resistenze dei materiali f_c ed f_y , e la deformabilità ultima del conglomerato ϵ_{cu} , che entrano nella rigidità della parte elastica dell'elemento, nell'analisi di sezione per la determinazione di M_u , e nelle formule di Haselton; b) θ_f , θ_v e θ_a per il modello A; c) $\Delta\theta_f$, $\Delta\theta_a$ e γ per il modello B; d) $K_{40\%}$ e K_y . Tutte le variabili sono state modellate come lognormali con mediana riportata in Tabella. La dipendenza statistica tra i parametri dello stesso elemento, o tra lo stesso parametro in elementi diversi è stata modellata con coefficienti di correlazione assunti. In particolare, nello stesso elemento, per assicurare che $K_{40\%} > K_y$ e che elementi molto duttili perdano portanza assiale prematuramente, $K_{40\%}$ e K_y , come anche $\Delta\theta_f$ e $\Delta\theta_a$ sono state considerate perfettamente correlate (è campionata una sola variabile). I valori delle correlazioni assunte tra elementi diversi per lo stesso parametro sono riportati in tabella.

Tabella 2 – Variabili aleatorie

RV	Mediana	σ_{ln}	Correlazione
f_c (MPa)	14.0	0.2	0.7
ϵ_{cu}	0.006	0.20	0.7
f_y (MPa)	338.0	0.10	0.8
K_{40}	Haselton	0.38	0.8
K_y	Haselton	0.36	0.8
$\Delta\theta_f$	Haselton	0.61	0.8
$\Delta\theta_a$	Haselton	0.72	0.8
θ_f	Zhu	0.35	0.8
θ_v	Zhu	0.27	0.8
θ_a	Zhu	0.35	0.8
γ	Haselton	0.50	0.8

Tra i diversi metodi esistenti per la determinazione approssimata della curva IDA di una struttura a partire dall'analisi statica non lineare (Metodo B), si è adottata la proposta di Han e Chopra (2006). Il metodo è applicabile a strutture tridimensionali e si basa sulla tecnica dell'analisi statica non lineare "modale" (Goel e Chopra, 2002). L'analisi modale del modello ha indicato che i modi necessari alla descrizione della risposta sono tre: il primo e il secondo per la direzione Y e il terzo per la direzione X (massa partecipante

83%). La Figura 12 mostra le curve di capacità del modello mediano per questi tre modi, sia nel caso di modellazione senza degrado (rosso) che con degrado (nero, coincidente con il rosso fino al picco). La Figura 13 mostra la configurazione deformata durante l'analisi statica non lineare, della prima delle realizzazioni del modello A (30 campionamenti delle variabili, tanti quante le registrazioni del moto selezionate), a uno spostamento di controllo pari circa a 25cm, corrispondente al picco dell'approssimazione tri-lineare della curva di capacità (legame dell'oscillatore). I cerchi blu e rossi indicano cerniere plastiche rispettivamente nel tratto pre- e post-picco. Il diametro è proporzionale al rapporto tra la domanda e la capacità di picco.

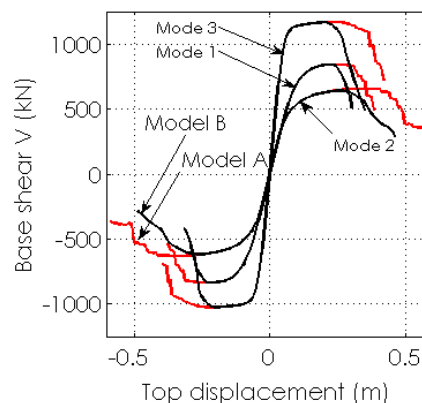


Figura 12 Curve di pushover per il modello A e il modello B, per i primi tre modi di vibrazione.

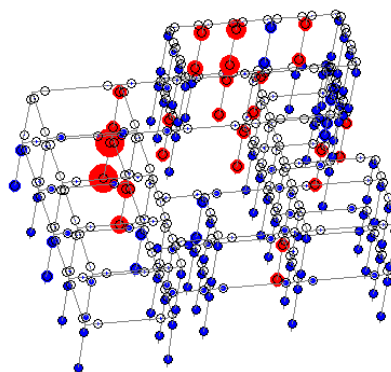


Figura 13 Deformata dell'edificio in corrispondenza del picco sulla curva forza-spostamento trilineare dell'oscillatore equivalente (modello A, prima realizzazione).

La Figura 14 mostra le curve IDA per i 30 campionamenti del modello A (a sinistra) e B (a destra), associati uno-a-uno alle registrazioni selezionate. Sulle curve sono indicate con pallini di colore rispettivamente verde, blu e rosso, le intensità alle quali si raggiungono gli stati limite SLD, SLV e SLC. Questi valori, che tengono conto delle incertezze sul moto a parità di intensità e sulla struttura e il suo modello, consentono di determinare i parametri delle curve di fragilità riportate in Figura 15.

Tali curve, integrate con la pericolosità media, forniscono i valori della frequenza media annua di superamento per i tre SL riportati in Tabella 3. Come si può osservare nel caso in esame la differenza tra i due approcci di modellazione produce risultati del tutto confrontabili, senza peraltro che tale risultato possa considerarsi sistematico.

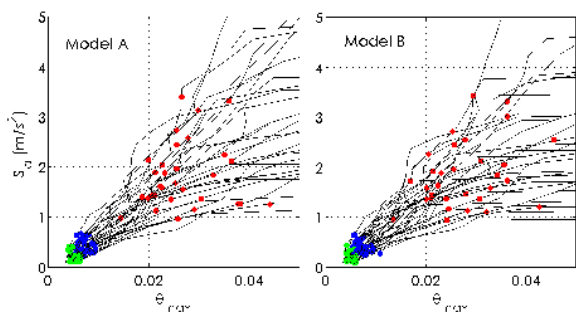


Figura 14 Curve IDA con indicazione dell'intensità corrispondente ai tre SL.

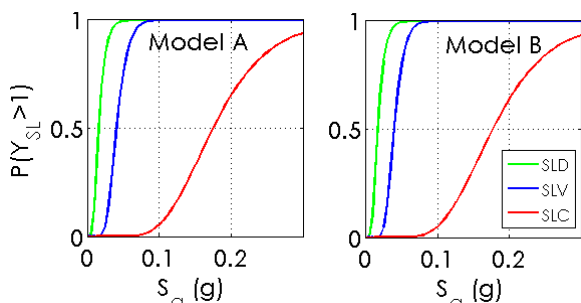


Figura 15 Curve di fragilità.

Tabella 3 – Frequenze medie annue di superamento degli SL

SL	Modello A		Soglia
SLD	0.03150	0.03040	0.0300
S	0.01270	0.01310	0.0032
S	0.00119	0.00117	0.0015

4. CONCLUSIONI

Il lavoro illustra le nuove Istruzioni CNR-DT 212/2013 per la valutazione probabilistica degli edifici esistenti in cemento armato e muratura. Tali Istruzioni forniscono metodi e strumenti di livello superiore rispetto a quelli della Normativa vigente che possono trovare applicazione in casi di particolare rilevanza e fornire indirizzi per le future revisioni della normativa tecnica. I meriti del documento sono:

- Un'esplicita identificazione del superamento dei diversi SL in maniera coerente con la loro descrizione verbale e con le scelte di modellazione.
- Un trattamento esplicito di tutte le incertezze presenti, riguardanti il moto sismico, le proprietà dei materiali, la geometria, i dettagli costruttivi, la modellazione.
- L'uso esclusivo di metodi di analisi non lineare per la determinazione della risposta e di storie temporali del moto per la descrizione della variabilità del moto sismico.

L'articolo descrive la parte generale e quella relativa alle costruzioni in cemento armato delle Istruzioni. Alla stesura del testo delle Istruzioni hanno partecipato, in particolare modo per la parte relativa alle costruzioni in muratura, il Prof. Ing. Sergio Lagomarsino e la dott. Ing. Serena Cattari dell'Università di Genova.

BIBLIOGRAFIA

[1] BISKINIS, D. & FARDIS, M.N. (2010) - Flexure-controlled ultimate deformations of members with continuous or lap-spliced bars. *Structural Concrete*, 11(2), 93-108.

[2] BISKINIS, D. & FARDIS, M.N. (2010) - Deformations at flexural yielding of members with continuous or lap-spliced bars. *Structural Concrete*, 11(3), 127-138.

[3] BRADLEY, B. (2013) - Ground motion selection for seismic risk analysis of civil infrastructure, Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems (Tsfamariam and Goda eds), Woodhead Publ. Ltd, UK, ISBN 978-0-85709-268-7

[4] CHOPRA, A.K., GOEL, R.K. (2002) - A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), pp.561-582.

[5] CORNELL, C.A., JALAYER, F., HAMBURGER, R., FOUTCH, D. (2002) - Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), pp.526-533.

[6] ELWOOD, K. (2004) - Modelling failures in existing reinforced concrete columns. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31, pp.846-859.

[7] International Federation of Structural Concrete (2013) Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn, Berlin, ISBN 978-3-433-03061-5.

[8] HAN, S., CHOPRA, A. (2006) - Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35, pp.1853-1873.

[9] HASELTON, C.B., LIEL, A.B., TAYLOR LANGE, S., DEIERLEIN, G.G. (2008) - Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings, PEER report 2007/03.

[10] IBARRA, L.F., MEDINA, R.A., KRAWINKLER, H. (2005) - Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), pp.1489-1511.

[11] JALAYER, F., FRANCHIN, P., PINTO, P.E. (2007) - A scalar damage measure for seismic reliability analysis of RC frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36, pp.2059-2079.

[12] LIGNOS, D., KRAWINKLER, H. (2012) - Sidesway Collapse Of Deteriorating Structural Systems Under Seismic Excitations. Blume center Technical report 177.

[13] LIN, T., HASELTON, C.B., BAKER, J.W. (2013) - Conditional spectrum-based ground motion selection. Part I: Hazard consistency for risk-based assessments. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.

[14] MCKENNA, F., SCOTT, M.H., FENVES, G.L. (2010) - Nonlinear Finite-Element Analysis Software Architecture Using Object Composition. *ASCE Journal Of Computing In Civil Engineering*24(1), pp.95-107.

[15] PINTO, P.E., GIANNINI, R., FRANCHIN, P. (2004) - Seismic Reliability Analysis of Structures, IUSSpress, Pavia, ISBN 88-7358-017-3.

[16] VAMVATSIKOS, D., CORNELL, C.A. (2002) - Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), pp.491-514.

[17] ZHU, L., ELWOOD, K., HAUKAAS, T. (2007) - Classification and seismic safety evaluation of existing reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, (September), pp.1316-1330.

[18] Ministero Infrastrutture (2008) - D.M.14/1/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (Testo integrato con la Circolare n°617/C.S.LL.PP. del 2/2/2009)

[19] Comité Européen de Normalisation (2005) - "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings"

IL COMPORTAMENTO DELLE GIUNZIONI PER SOVRAPPOSIZIONE AL VARIARE DELLA PERCENTUALE DI BARRE SOVRAPPOSTE

Giovanni Plizzari¹, Giovanni Metelli², John Cairns³

1 DICATAM, Università degli Studi di Brescia

2 Heriot-Watt University, Edimburgo (Regno Unito)

SOMMARIO

Nel caso di giunzioni per sovrapposizione delle armature, le principali norme internazionali incoraggiano lo sfalsamento delle barre sovrapposte in modo tale da garantire al giunto la presenza di armature continue. Secondo tali norme la lunghezza di sovrapposizione aumenta al crescere della percentuale di barre giuntate.

La memoria presenta i risultati di una vasta campagna sperimentale condotta al fine di comprendere il comportamento delle giunzioni al variare della percentuale di barre sovrapposte. Sono state testate 24 travi in scala reale con barre di diametro pari a 16 o 20 mm, variando diversi parametri, come la classe del calcestruzzo, la lunghezza di sovrapposizione, il numero e la posizione delle barre sovrapposte. I risultati sperimentali sono sorprendenti e mostrano che le giunzioni con una porzione di barre sovrapposte presentano una resistenza inferiore a quella con tutte le barre sovrapposte nella medesima sezione. Allo stesso tempo le barre continue garantiscono al giunto una maggiore resistenza di post-picco e duttilità perché snervandosi, permettono di trasmettere una parte del carico di picco. In particolare le giunzioni con una lunghezza di sovrapposizione ridotta del 20% o del 40% e con una porzione di armature giuntate (in accordo con le prescrizioni dell'Eurocodice 2) hanno mostrato una resistenza inferiore al campione con il 100% di barre sovrapposte. I risultati sperimentali mettono quindi in discussione la validità delle prescrizioni indicate dall'Eurocodice 2 e dalle norme ACI 318-11 che consentono una riduzione della lunghezza di sovrapposizione nel caso di giunzioni sfalsate.

THE INFLUENCE OF PERCENTAGE OF BARS LAPPED ON PERFORMANCE OF SPLICES

SUMMARY

Most Design Codes encourage the staggering of lapped splices in a section, such that a portion of the bars in the cross section remains continuous throughout the lap zone. A penalty on lap length may be imposed if all bars are lapped at one section. In the literature, however, almost all tested specimens have had all reinforcement lapped at the same section. This paper presents results of tests carried out to shed some new light on the behaviour of lap splices where only a portion of bars is lapped. To this end, four point bending tests were carried out on 24 full-scale beams with all or part of the longitudinal reinforcement lap spliced at mid-span. The beams were reinforced with either 16 mm or 20 mm diameter rebars, included two grades of concrete and various lap splices configurations, all confined by links. All the beams were designed with the same concrete cover and with the minimum amount of transverse reinforcement permitted by MC2010, equal to 50% of the area of the lapped bars. The resistance and the residual strength of the splices were measured and compared with the results of specimens with continuous bars and with all bars lapped. The results show that lapping only a portion of bars at a section impairs splice strength, although some post-peak strength is maintained by the continuous bars. These outcomes raise questions over the validity of EC2 and ACI 318-11 provisions which allow a reduction in lap-length when splices are staggered.

1. INTRODUZIONE

Le modalità di realizzazione delle membrature in c.a. e i vincoli di trasporto richiedono spesso la realizzazione di sovrapposizioni delle armature longitudinali. Tecniche alternative che prevedono l'utilizzo di manicotti, saldature, pieghe o uncini non sono comunemente impiegate in strutture ordinarie.

Le sezioni caratterizzate da giunzioni sono generalmente considerate come zone deboli e critiche, al punto che le principali normative internazionali per la progettazione di strutture in c.a. incoraggiano di sfalsare le giunzioni per sovrapposizione delle armature.

Si ritiene che sfalsare le sovrapposizioni possa determinare due tipi di benefici: (a) la distanza tra coppie di barre sovrapposte risulta maggiore, incrementando l'effetto del confinamento fornito dal calcestruzzo circostante e (b) le barre continue nella zona di sovrapposizione permettono di trasmettere parte dell'azione anche dopo il collasso della giunzione, riducendo così la fragilità del giunto e garantendo un migliore comportamento post-picco [1, 2].

Mentre è evidente che il rischio di un collasso fragile della giunzione per sovrapposizione risulta ridotto quando solo una percentuale delle armature longitudinali è sovrapposta in una sezione, i fattori con cui la lunghezza di sovrapposizione è

ridotta varia in base alla norma considerata e, a causa dei pochi risultati pubblicati in letteratura, non risulta chiaro quali risultati sperimentali o modelli teorici hanno permesso la calibrazione di tali fattori.

Come illustrato in Figura 1, secondo tali norme la lunghezza di sovrapposizione aumenta al crescere della percentuale di barre giuntate. Ad esempio, quando la percentuale di barre sovrapposte è superiore al 50%, la giunzione dovrà essere pari ad almeno 1.3 volte la lunghezza di ancoraggio secondo le norme americane ACI 318-11 [3] per incoraggiare il progettista a realizzare sovrapposizioni sfalsate [4], mentre pari a 1.5 volte la lunghezza di ancoraggio nel caso si adottino le prescrizioni dell'Eurocodice 2 [5]. Nel Model Code 90 [6] si prescriveva una lunghezza di sovrapposizione fino a 2 volte la lunghezza base di un ancoraggio.

In letteratura i risultati sperimentali che supportano la possibilità di una riduzione della lunghezza di ancoraggio sono limitati a campioni con lunghezza di sovrapposizione molto corte che permettono di mostrare un guadagno in termini di resistenza e duttilità, rispetto a campioni con il 100% di barre sovrapposte, che non si sarebbe realizzato con lunghezze di ancoraggio adeguate. I risultati sperimentali presentati da Magnusson [7] si riferiscono infatti a campioni con una lunghezza di ancoraggio pari a 7.5 volte il diametro delle barre. Tale lunghezza, ben inferiore ai valori comunemente adottati nelle sovrapposizioni, ha permesso di sviluppare solo circa il 35-55% della tensione di snervamento delle barre e, di conseguenza, aumentando la percentuale di barre continue Magnusson ha potuto misurare un aumento della capacità resistente flessionale delle travi testate. I campioni con 33% o il 50% di barre sovrapposte hanno mostrato rispettivamente il 50% o il 110% di resistenza superiore rispetto alle travi con tutte le barre sovrapposte.

Recenti risultati di una vasta campagna sperimentale condotta da Cairns [2] su giunzioni per sovrapposizioni di barre raggruppate con una lunghezza di sovrapposizione pari a 20 il diametro delle armature hanno mostrato una tendenza opposta: giunzioni sfalsate di barre singole di un fascio di armature risultarono più deboli rispetto a giunzioni realizzate tutte nella medesima sezione. La diminuzione di resistenza della sovrapposizione fu pari al 20%, riducendo la percentuale di barre sovrapposte dal 100% al 33%. I campioni con giunzioni sfalsate presentarono inoltre un comportamento meno fragile, confermando quanto precedentemente studiato da Metelli e al. [1]. Tuttavia i risultati di Cairns [2] possono essere stati affetti da fenomeni diffusivi locali e di interazione tra le sovrapposizioni adiacenti, in quanto la rispettiva distanza longitudinale era inferiore al minimo valore suggerito dalle normative ($>0.3l_b$ per l'Eurocodice 2).

In un articolo successivo [8], Cairns giustifica i risultati sperimentali con l'effetto di indebolimento, denominato "weakening effect", delle sovrapposizioni sfalsate. In un giunto, le deformazioni delle armature sovrapposte variano da un valore massimo dall'estremità caricata al valore nullo all'estremità scarica, mentre le armature continue presentano deformazioni uniformi. Imponendo il medesimo allungamento tra barre continue e quelle sovrapposte, Cairns mostra attraverso analisi numeriche piane che lo sforzo all'estremità delle barre sovrapposte è maggiore rispetto a quello delle barre continue, per lunghezze di sovrapposizione adeguatamente dimensionate. La maggior rigidità delle armature sovrapposte rispetto a quelle continue fa sì che l'azione di trazione nel giunto non sia equamente ripartita fra tutte le armature e che, di conseguenza, le barre sovrapposte assorbano una porzione maggiore dell'azione interna.

I risultati di Cairns [8] sono solo approssimati perché non tengono in conto di fenomeni complessi come lo scorrimento delle armature sovrapposte e il tension-stiffening. L'effetto

irrigidente delle armature sovrapposte, che assorbono un'azione maggiore rispetto alle barre continue, è stato dimostrato anche analiticamente nel lavoro di Metelli [9], in cui si tiene in conto del comportamento sforzo di aderenza-scorrimento, della percentuale di armature sovrapposte e della lunghezza di aderenza.

Nel presente lavoro vengono illustrati i risultati di una vasta campagna sperimentale condotta su travi caratterizzate da diverse percentuali di barre sovrapposte. Sono state testate 24 travi in scala reale con barre di diametro pari a 16mm o 20 mm, variando diversi parametri, come la classe del calcestruzzo, la lunghezza di sovrapposizione, il numero e la posizione delle barre sovrapposte. Tutte le travi sono caratterizzate dal medesimo copriferro e da un'armatura trasversale pari al 50% delle barre sovrapposte, come indicato nel fib-MC2010 [10].

Confrontando i risultati sperimentali delle travi con armature sovrapposte con quello di travi di riferimento con armature continue, è possibile trarre importanti considerazioni in merito alla resistenza e alla resistenza residua delle giunzioni.

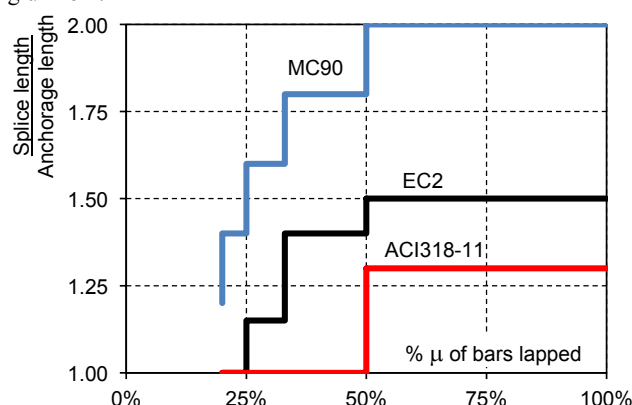


Figura 1 - Riduzione della lunghezza di sovrapposizione secondo le principali norme internazionali

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Sono state condotte prove sperimentali su 24 travi in c.a. realizzate giuntando le armature longitudinali in campata. Le travi (di lunghezza pari a 4.5 m, di 0.35 m di altezza e 0.3 m di larghezza) sono state armate con due diversi diametri, 16 mm o 20mm, e con differenti percentuali di armature sovrapposte in campata. I campioni con barre di 20 mm di diametro sono stati provati con una, due o tutte e tre le barre sovrapposte, corrispondenti al 33%, 67% e il 100% di armature sovrapposte. Le travi armate con quattro barre da 16 mm di diametro sono state provate con 1/4, 2/4 o 4/4 barre sovrapposte. Nel caso di due sole barre giuntate, le sovrapposizioni sono state poste internamente alla sezione o esternamente, in adiacenza alle staffe, per meglio comprendere l'efficacia del confinamento offerto dall'armatura trasversale.

In ogni serie è stata provata anche una trave di riferimento con tutte le armature continue. In Figura 2 sono mostrati i dettagli costruttivi di ogni trave.

Le travi delle serie 1 e 2 sono state realizzate con calcestruzzo a bassa resistenza (resistenza media attesa a compressione pari a $f_{cm} = 20$ MPa), mentre le serie 3 e 4 sono state realizzate con calcestruzzo di media resistenza (resistenza media pari a $f_{cm} = 30$ MPa). Adottando le resistenze attese a compressione del calcestruzzo e una tensione di snervamento delle armature f_{ym} pari a 550 MPa, una lunghezza di sovrapposizione pari a 33.5 e 25 volte il diametro ϕ dell'armatura, rispettivamente per calcestruzzi a bassa o media resistenza, garantisce una tensione massima nelle armature sovrapposte f_{stm} prossima alla tensione di

snervamento f_{ym} , pari a 550 MPa, secondo la formulazione proposta dal *fib*-MC2010 [10]. La resistenza dei cubi di calcestruzzo al momento della prova è risultata leggermente superiore di quella attesa e specifici commenti in merito vengono presentati nel paragrafo relativo alla discussione dei risultati sperimentali.

In alcuni campioni che presentavano solo una parte delle armature sovrapposte, la lunghezza di sovrapposizione è stata ridotta del 20% o del 40% in accordo alle raccomandazioni delle principali norme (Eurocodice 2 e MC90). Nel lavoro [11] sono riportati i principali dettagli costruttivi di ciascun campione provato.

Si noti che per ragioni costruttive, tutti i campioni sono caratterizzati dalla medesima sezione e quindi da differenti valori della distanza netta tra armature sovrapposte a causa della differente percentuale di barre giuntate (Fig. 2). L'armatura trasversale fu mantenuta costante in tutte le travi con il medesimo diametro delle armature longitudinali. In accordo con lo spirito del *fib*-MC2010, la quantità di armatura trasversale (A_{st}) è stata scelta come una percentuale delle armature sovrapposte e in particolare pari al 50%. Per ogni coppia di barre sovrapposte, sono state adottate due staffe con diametro pari a 10 mm o 8 mm, rispettivamente nel caso di armature longitudinali di 20 o 16 mm. Staffe aggiuntive sono state posizionate con passo pari a 100 mm lungo la luce di taglio per evitare un collasso a taglio dei campioni (Fig. 2).

Le sovrapposizioni sono caratterizzate dalla formazione di fessure longitudinali da spacco, chiamate anche fessure di "splitting", passanti per l'asse delle barre [12 - 14]. Tali fessure sono indotte dalle pressioni trasversali esercitate dal cuneo di calcestruzzo disgregato formatosi in corrispondenza delle nervature delle armature [15], e dipendono prevalentemente dall'indice di aderenza e dal diametro delle armature [16].

Dopo la formazione delle fessure da "splitting", la resistenza e la duttilità delle sovrapposizioni possono essere garantite dall'azione di confinamento prodotta dall'armatura trasversale [17]. Un parametro significativo che tiene in conto della quantità delle armature trasversali che assorbono le pressioni trasversali indotte dall'azione cuneo è rappresentato dall'indice di confinamento delle staffe [3, 10, 16], definito dalla seguente relazione

$$K_{tr} = n_t n_{st} A_{st} / (n_b \phi l_b) \quad (1)$$

dove n_t è il numero dei bracci delle staffe che attraversano una potenziale superficie da spacco; n_{st} è il numero complessivo delle staffe contenute nella lunghezza di ancoraggio; n_b è il numero delle barre ancorate o delle coppie di barre sovrapposte; A_{st} è l'area della sezione retta di una staffa [mm²]; ϕ è il diametro minore delle coppie di barre sovrapposte [mm]; l_b è la lunghezza di ancoraggio [mm].

Come illustrato in Figura 2, tutte le travi sono state progettate con un ricoprimento delle armature longitudinali pari a 28 mm e 30 mm, rispettivamente per le armature di 16 e 20 mm. Il rapporto c_{min}/ϕ varia tra 1.04 e 1.75 mentre il rapporto c_{max}/c_{min} varia tra 1.60 nel caso in cui il 100% delle barre sono sovrapposte, a 4.36 nel caso in cui solo una coppia di barre è sovrapposta (si veda la Figura 2.c per la definizione di c_{min} e c_{max}) [10].

Le armature longitudinali sono state posizionate nelle travi con le nervature orientate nel piano orizzontale. Si noti che in due campioni della serie 2 con tutte le barre sovrapposte o con solo due barre interne sovrapposte, le prime armature trasversali sono state poste ad una distanza di circa 80 mm dall'estremità della sovrapposizione, superiore alla massima distanza permessa dal *fib*-MC2010 [10]. In tutte gli altri campioni tale prescrizione è stata soddisfatta.

Per quanto riguarda i materiali impiegati, le armature longitudinali utilizzate sono in acciaio B500C (in accordo alla norma EN 10080 [18]) con una tensione media di snervamento ($f_{ym,ex}$) pari a 538.8 o a 567.4 MPa, rispettivamente per le barre da 16 e 20 mm di diametro. L'indice di aderenza medio è pari a 0.092 per entrambi i diametri (Tab. 2).

Il calcestruzzo, fornito da un'impresa locale, ha presentato una media lavorabilità (slump di circa 150 mm in accordo alla norma EN 12350 [19]) con una pezzatura massima dell'aggregato pari a 20 mm. La maturazione del calcestruzzo è avvenuta ricoprendo le travi con fogli in polietilene per almeno 3 giorni prima dello scasso. Successivamente le travi, che hanno continuato la maturazione nel laboratorio ad umidità e temperatura ambiente fino alla data della prova. I cubi, di dimensione standard pari a 150 mm, per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo sono stati fatti maturare nelle stesse condizioni delle travi. Alla data della prova, i campioni hanno mostrato una resistenza media cubica a compressione ($f_{cm,cube,ex}$) di circa 26 MPa per le serie 1 e 3, di 46 MPa per la serie 3 e di circa 55 MPa per la serie 4 (Tab. 1).

3. BANCO DI PROVA

Le prove sperimentali sono state svolte presso il Laboratorio "P. Pisa" dell'Università degli Studi di Brescia portando a rottura le travi secondo uno schema statico di trave semplicemente appoggiata soggetta a quattro punti di carico (Fig. 3) con luce pari a 4 m e una luce di taglio di 1.0 m. Le sovrapposizioni sono state posizionate in campata, nella zona a momento costante ($M=P a$), ad una distanza dai punti di applicazione del carico superiore al doppio dell'altezza della trave (>620 mm in Fig. 3) al fine di ridurre il disturbo dovuto agli effetti diffusivi.

Le prove sono state condotte a controllo di spostamento o fino al collasso della sovrapposizione o fino al raggiungimento di una freccia di 60 mm della trave mediante un martinetto elettro-meccanico, dalla capacità massima di 500 kN e con una corsa massima di 350 mm, vincolato al banco di contrasto. Le prove sono state eseguite applicando ai campioni una velocità media pari a 0.20 mm/min (con velocità ridotte fino al raggiungimento del carico di picco o lo snervamento delle armature e con velocità superiori solo successivamente). Una trave HE260B in acciaio interposta tra il martinetto e il trave in c.a. ha permesso di distribuire equamente l'azione nei due punti di carico disposti simmetricamente e a una distanza relativa di 2.0 m (Fig. 4a). Il carico è stato misurato dal una cella di carico posta tra la trave in acciaio e il martinetto, mentre la freccia in mezzeria è stata registrata da due strumenti potenziometrici posizionati all'intradosso su ciascun lato della trave (Fig. 4b). I due strumenti hanno misurato il medesimo spostamento, confermando così l'assenza di eventuali effetti torsionali della trave dovuti alla asimmetria della disposizione delle barre sovrapposte in alcuni campioni con barre da 16 mm e 1/4 delle barre sovrapposte. Tre strumenti potenziometrici con una base di misura di 500 mm sono stati posizionati lungo ciascun lato della trave per misurare le deformazioni longitudinali in corrispondenza dell'asse delle armature, dovute alla formazione di fessure flessionali e allo scorrimento delle armature sovrapposte. Due strumenti potenziometrici verticali sono stati posizionati su ciascun lato della trave in prossimità dell'estremità della sovrapposizione per misurare l'apertura delle fessure da splitting laterali (Fig. 4b), mentre altri due strumenti potenziometrici hanno misurato l'apertura di fessura all'intradosso (Fig. 4c).

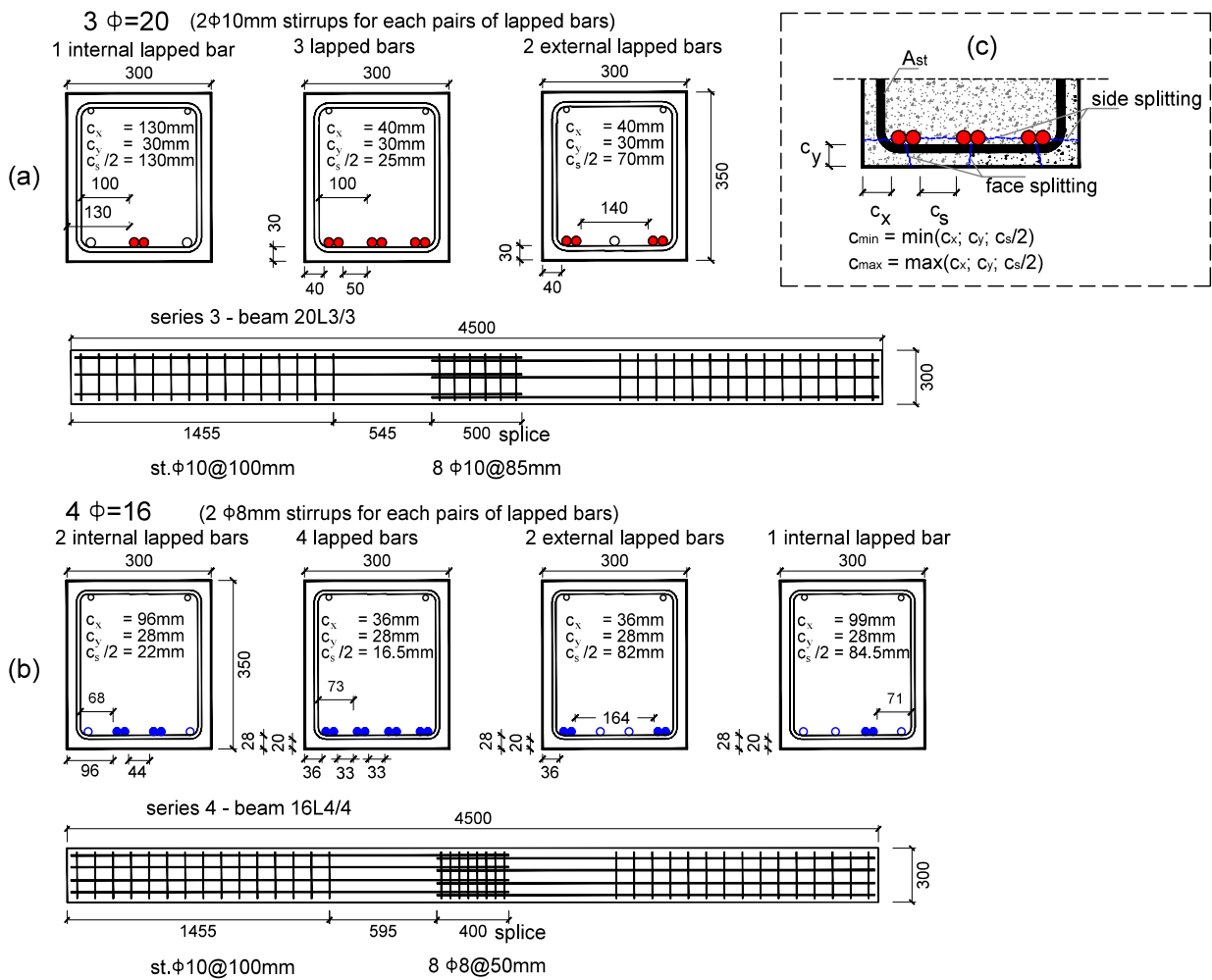


Figura 2 - Dettagli costruttivi delle travi delle serie 3 con armature di 20 mm di diametro (a); e della serie 4 con armature di 16 mm (b); notazioni adottate nel MC2010 per il ricoprimento e modalità di formazione delle fessure da splitting (c)

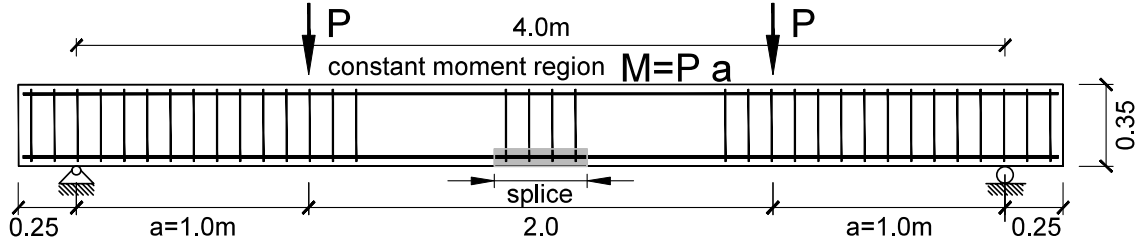


Figura 3 - Set up di prova

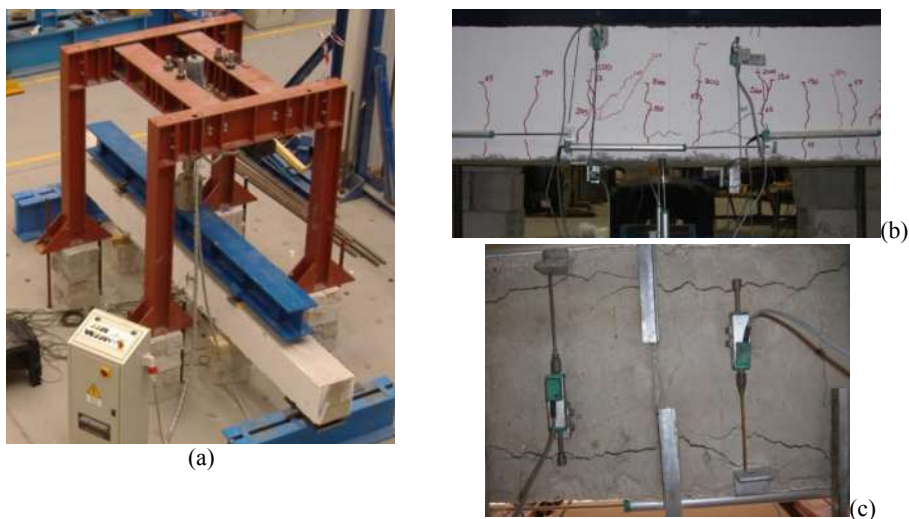


Figura 4 -Banco di prova (a) e strumentazione (b, c)

4. RISULTATI SPERIMENTALI

Il comportamento delle travi provate può essere descritto efficacemente dalla curva carico (P) - freccia (f) (Fig. 5); un comportamento non lineare caratterizza il passaggio dal primo stadio non fessurato al secondo stadio fessurato. Successivamente il comportamento è lineare e stabile fino al collasso della trave. Inizialmente si sono formate numerose fessure nella zona a cemento costante, seguite da fessure da taglio inclinate vicino agli appoggi. A titolo di esempio di illustrano in Figura 5 le curve carico (P) - spostamento (f) delle travi della sola serie 3, confrontando il comportamento della trave di riferimento con barre continue (20C) con quello delle travi con barre sovrapposte caratterizzate da configurazioni differenti. Nel lavoro [11] sono riportati i diagrammi per tutte le travi provate. Ogni trave è identificata da un'etichetta composta dal diametro dell'armatura (16 o 20mm), da una lettera indicante la trave di riferimento (C) o quelle con barre sovrapposte (L), da una frazione corrispondente alla percentuale armature sovrapposte (1/3, 2/3 o 3/3 nelle serie 1 e 3; 1/4, 2/4 o 4/4 nelle serie 2 e 4), la posizione delle sovrapposizioni (I quando interna ed E se esterna) e dalla lunghezza di sovrapposizione adottata in relazione a quella del caso con il 100% di barre sovrapposte ($0.8l_b$ o $0.6l_b$). La trave con barre continue (20C) ha mostrato, come da previsione, un collasso duttile con ampie fessure flessionali dovute allo snervamento delle armature, mentre le travi con barre sovrapposte sono state caratterizzate da rotture prevalentemente fragili con la formazione di fessure longitudinali da spacco lungo la sovrapposizione. Sono state osservate due differenti fessure da "splitting", la prima con fessure che sviluppano sul fianco della trave (Fig. 2c), tipica delle travi con armature sovrapposte esterne e adiacenti ai bracci delle staffe, la seconda con fessure intradossali longitudinali (Fig. 2c) che si sono manifestate quando le armature sovrapposte erano interne.

La Tabella 1 sintetizza i risultati principali per tutti i campioni provati, riportando il carico massimo (P_u), il carico di post-picco (P_{40}) per una freccia in campata pari a 40 mm, la tensione nelle armature longitudinali ($f_{s,ex}$) in corrispondenza del carico massimo applicato. Quest'ultima è stata calcolata con le proprietà effettive dei materiali, e ipotizzando che l'azione di trazione (T_{ex}) nella giunzione sia equamente ripartita tra le barre continue e quelle sovrapposte; è stato inoltre ipotizzata una distribuzione rettangolare delle tensioni nel calcestruzzo per una profondità pari a 0.8 volte la dimensione dell'asse neutro x ("stress-block") (Fig. 6). Si è inoltre utilizzata la resistenza del calcestruzzo ottenuta dalle prove sul materiale ($f_{cm,ex} = 0.83 f_{cm,cube,ex}$) adottando un coefficiente di sicurezza dei materiali pari a 1.0. Come mostrato dalle seguenti equazioni, sostituendo l'espressione dell'asse neutro (x) ottenuta dall'equilibrio alla traslazione delle azioni interne (eq. 2) nell'equazione dell'equilibrio alla rotazione (eq. 3), si ottiene l'espressione quadratica (eq. 4) che permette di calcolare la forza di trazione (T_{ex}) nel giunto in funzione del carico applicato (P):

$$x = T_{ex} / (0.8 f_{cm,ex} b) \quad (2)$$

$$M_{ex} = P a = T_{ex} (d - 0.4 x) \quad (3)$$

$$\frac{T_{ex}^2}{2 f_{cm,ex} b} - T_{ex} d - P a = 0 \quad (4)$$

dove b è la larghezza della trave, d l'altezza utile e a la luce di taglio (Fig. 2), pari a 1.0 m. La massima tensione nell'armatura ($f_{s,ex}$) è poi calcolata dividendo la forza di trazione (T_{ex}) con l'area complessiva (A_s) delle armature longitudinali ($3\phi 20$ nelle serie 1 e 3, $4\phi 16$ nelle serie 2 and 4).

In Tabella 1 si riportano inoltre:

- la resistenza normalizzata delle sovrapposizioni, o "bond strength ratio" (BS), definito come il rapporto tra la massima tensione media misurata nelle armature e quella stimata (f_{stm}) con la relazione proposta dal *fib*-MC2010, che tiene in conto di tutti i fattori che influenzano l'aderenza (resistenza del calcestruzzo, ricoprimento dell'armatura, lunghezza dell'ancoraggio, quantitativo dell'armatura trasversale di confinamento). Tale rapporto permette quindi di confrontare i risultati di campioni con sovrapposizioni caratterizzate sia da materiali sia dettagli costruttivi differenti. Si ricorda, infatti, che per ragioni costruttive tutte le travi sono state realizzate con le medesime sezioni, variando solamente la percentuale di barre sovrapposte. Tale scelta implica che i campioni presentino differenti effetti di confinamento del calcestruzzo dovuti alla variazione del ricoprimento delle armature (o interasse) e a differenti effetti di confinamento delle armature trasversali, nel caso in cui si fosse applicata una riduzione (pari al 20% o al 40%) alla lunghezza di sovrapposizione di riferimento adottata nei campioni con tutte le barre sovrapposte.
- Il rapporto (JPP_S) tra il carico di post-picco (P_{40}) e il carico della trave con barre continue per uno stesso valore di freccia ($P_{40,ref}$), che fornisce indicazioni sul comportamento del campione dopo il collasso della sovrapposizione;
- il rapporto tra la massima tensione misurata nelle armature ($f_{s,ex}$) e la tensione di snervamento ($f_{sym,ex}$), che fornisce informazioni sulla modalità di collasso (un rapporto minore di 1.0 indica il collasso dell'aderenza per scorrimento delle armature sovrapposte).

Nel grafico di Figura 5, sono indicati anche il carico di esercizio (P_s) e il carico ultimo teorico ($P_{u,th}$). Il primo è stato calcolato assumendo una tensione nelle armature pari a 255 MPa, il secondo assumendo il valore medio dello snervamento delle armature ($f_{ym} = 567.5$ MPa and $f_{ym} = 538.8$ MPa rispettivamente per le barre da 20 e 16 mm,) e della resistenza del calcestruzzo per ogni serie considerata ($f_{cm} = 0.83 f_{cm,cube}$) (Fig. 6).

Tutte le sovrapposizioni sono collassate per un carico prossimo al carico ultimo teorico della trave di riferimento, confermando così l'efficacia del criterio di progetto delle sovrapposizioni. Tuttavia, in molte prove il carico è diminuito repentinamente dopo il carico di picco, evidenziando una resistenza di post-picco garantita dalle barre continue. Tale fenomeno è chiaramente evidente in Figura 5 nel caso dei campioni con una coppia di barre sovrapposte e due barre continue (20L1/3-I e 20L1/3-I-0.8l_b). La resistenza residua finale delle travi corrisponde alla resistenza garantita dalle armature continue che hanno raggiunto lo snervamento.

Si noti in Tabella 1 che la trave della serie 4 con tutte le barre sovrapposte (16L4/4) ha mostrato una resistenza e una duttilità equivalente alla trave di riferimento con barre continue poiché le armature si sono snervate prima della rottura della sovrapposizione. Tale comportamento è giustificato dal fatto che la lunghezza di sovrapposizione era più lunga di quanto fosse necessario, considerata la reale resistenza del calcestruzzo che è risultata superiore rispetto al valore atteso in fase di progetto. Sempre nella serie 4, solo il campione con due barre interne giuntate e con lunghezza di sovrapposizione ridotta (16L2/4-I-0.8l_b) ha manifestato un collasso della sovrapposizione. Due travi della serie 2 hanno mostrato un collasso prematuro che la limitata la resistenza del giunto a causa della formazione di fessure longitudinale da spacco sulla superficie intradossale della trave (campioni 16L2/4-I e 16L4/4). Tale comportamento è imputabile alla bassa resistenza del calcestruzzo e alla distanza eccessiva della prima staffa di confinamento dall'estremità della

sovrapposizione, che non è stata in grado di arrestare la propagazione della fessurazione da splitting [11].

Si noti inoltre la differenza marcata del carico di picco tra i campioni della serie 2 con il 50% di barre sovrapposte internamente ed esternamente; tale risultato evidenzia il ruolo fondamentale della posizione delle staffe sulla resistenza della sovrapposizione. Si ritiene utile ricordare che secondo il *fib-Model Code 2010* [10] l'armatura trasversale è considerata efficace nel confinare un ancoraggio solo se la sua distanza rispetto all'ancoraggio o alla sovrapposizione risulta inferiore al minor valore tra 125 mm e 5 volte il diametro della barra. Nei campioni delle serie 2 e 4, la distanza tra le barre sovrapposte internamente e il braccio verticale della staffa era pari a 69 mm ($=4.25\phi$), suggerendo che probabilmente il limite imposto Model Code in alcuni casi è inefficace. Ulteriori studi al riguardo sono necessari.

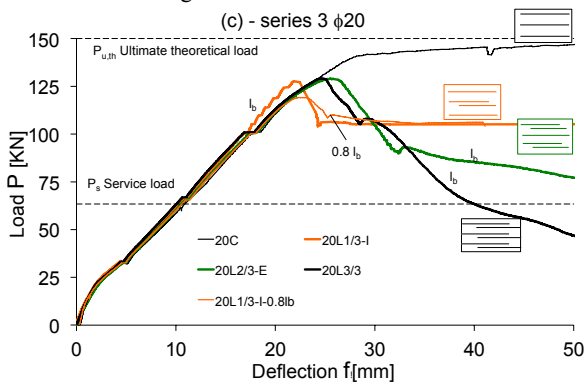


Figura 5 - Risultati sperimentali: curve carico (P)-freccia (f) per le travi della serie 3

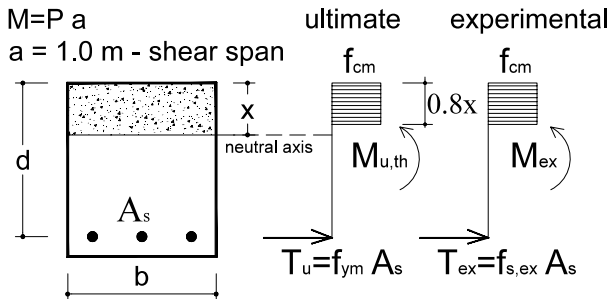


Figura 6 - Ipotesi di calcolo della tensione nelle armature

4.1 Resistenza della sovrapposizione

L'influenza della percentuale di barre sovrapposte (μ) sulla resistenza delle giunzioni è mostrata in Figura 7, dove la resistenza normalizzata (BS) è diagrammata per ciascun campione, escludendo i risultati anomali del campione 16L4/4 della serie 2, in quanto la ridotta resistenza della sovrapposizione è stata influenzata dalla erronea disposizione delle staffe di confinamento, come precedentemente discusso e illustrato nel lavoro [11].

La resistenza normalizzata (BS) diminuisce dal valore massimo nel caso di 100% delle barre sovrapposte al valore minimo per una quantità di armature sovrapposte pari al 50%. La resistenza tende poi ad aumentare nuovamente per percentuali inferiori e pari al 25%. I risultati sono coerenti con quelli ottenuti da Cairns nel lavoro [2] riguardante le sovrapposizioni sfalsate di barre raggruppate. Cairns misurò una diminuzione della resistenza di circa il 20% per una percentuale di barre sovrapposte pari al 33%, rispetto al caso con tutte le armature raggruppate sovrapposte.

I risultati sperimentali presentati in questa memoria, unitamente a quelli pubblicati nei lavori di Cairns [2, 8] mostrano chiaramente una tendenza sorprendente che vede diminuire la resistenza della giunzione al diminuire della percentuale di barre sovrapposte. Tale risultato pone un forte

dubbio sulla validità delle prescrizioni delle normative vigenti che prevedono di penalizzare le giunzioni con il 100% di barre sovrapposte.

La riduzione della resistenza normalizzata (BS) con la diminuzione della percentuale di barre sovrapposte è influenzata dall'ipotesi che tutte le armature del giunto siano sollecitate dalla medesima tensione. In realtà, la forza di trazione nel giunto (T_{ex}) non può risultare equamente distribuita tra le barre continue e sovrapposte; infatti come mostrato numericamente nel lavoro di Cairns [8] e analiticamente di Metelli [9], le barre sovrapposte risultano più rigide di quelle continue, se la lunghezza di sovrapposizione è adeguata, e quindi assorbono un'azione di trazione maggiore provocando un collasso prematuro e fragile del giunto.

Come già discusso, le principali norme permettono una riduzione della lunghezza di sovrapposizione quando le giunzioni sono sfalsate (Fig. 1). Secondo le norme, quindi, la resistenza attesa di tale giunzione con una lunghezza di sovrapposizione ridotta, dovrebbe essere pari a quella del campione con il 100% di barre sovrapposte, ma con la lunghezza di sovrapposizione intera l_b . Le linee grigie in Figura 8, mostrano la riduzione della lunghezza di ancoraggio proposta dall'EC2 e dal MC90, che dipendono dalla percentuale di barre sovrapposte. Le croci rosse indicano le lunghezze di sovrapposizione adottate nel programma sperimentale, in accordo con le prescrizioni normative. La lunghezza di sovrapposizione richiesta per sviluppare un dato livello di tensione nelle armature è inversamente proporzionale alla resistenza dell'aderenza e , e quindi, alla resistenza sperimentale normalizzata (BS). I simboli circolari neri in Figura 8 rappresentano l'inverso del valore della resistenza normalizzata (BS^{-1}) e forniscono così una indicazione sulla variazione di lunghezza di sovrapposizione proposta dalle norme. In Figura 8 emerge chiaramente la tendenza opposta tra i risultati sperimentali e le prescrizioni normative.

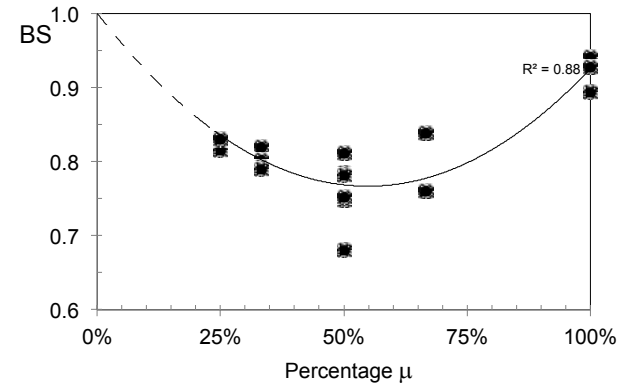


Figura 7 - Influenza della percentuale (μ) di barre sovrapposte sulla resistenza normalizzata (BS); (sono esclusi i campioni con lunghezza di sovrapposizione ridotta)

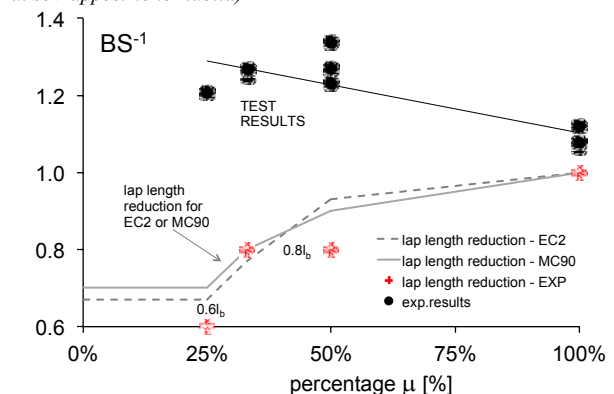


Figura 8 - Effetto della riduzione della lunghezza di sovrapposizione

4.2 Resistenza di post-picco della sovrapposizione

La Figura 9 mostra l'influenza dalle percentuali (μ) di barre sovrapposte sulla resistenza di post-picco (JPP_S). Si noti una riduzione della duttilità della giunzione, poiché il carico di post-picco varia tra l'80% e il 40% del carico della trave con barre continue, sovrapponendo rispettivamente il 25% e il 100% delle armature. Come già accennato, la resistenza di post-picco è correlata alla capacità delle barre continue che snervandosi sono in grado di reggere parte del carico di picco.

4.3 Effetti sulla fessurazione

Figura 10 mostra lo sviluppo e l'evoluzione delle fessure da splitting per campioni della serie 4. Il carico applicato (P) è rappresentato in funzione dell'apertura di fessura da splitting laterale (w_{ss}) o intradossale (w_{fs}). Il comportamento dei campioni è caratterizzato dalla formazione di una ampia fessura da splitting intradossale per la limitata azione di confinamento del braccio orizzontale delle staffe. Si noti inoltre che per un carico pari al carico di esercizio (P_s), le aperture di fessura da spacco sono risultate inferiori a 0.1 mm, confermando il buon comportamento delle sovrapposizioni provate nei riguardi della durabilità e dell'aspetto estetico della trave.

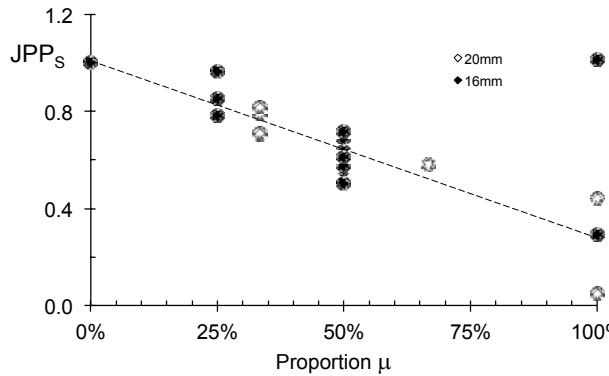


Figura 9 - Influenza della percentuale (μ) di barre sovrapposte sulla resistenza di post-picco (JPP_S)

Tabella 1 - Principali proprietà e risultati delle sovrapposizioni (Y: snervamento; SP: splitting; f: "face splitting"; s: "side splitting")

specimen	μ [%]	l_b ϕ	c_x [mm]	c_y [mm]	$c_s/2$ [mm]	K_{tr} [%]	$f_{cm,cube,ex}$ [MPa]	f_{sim} [MPa]	P_u [kN]	$f_{s,ex}$ [MPa]	$\frac{f_{s,ex}}{f_{ym,ex}}$	BS=		JPP _S =		Failure mode
												$\frac{f_{s,ex}}{f_{stm}}$	$\frac{f_{s,ex}}{f_{stm}}$	P_{40} [kN]	$\frac{P_{40}}{P_{40,ref}}$	
MC2010																
MC2010																
Series 1 ϕ 20 mm	0	33.5					24.0		138	549	0.97	0.97	138	1.00	Y	
20L1/3-I	33	33.5	130	30	130	2.3	26.0	597	127	489	0.86	0.82	109	0.79	SP	f
20L2/3-E	67	33.5	40	30	70	2.3	26.0	568	113	431	0.76	0.76	81	0.58	SP	s
20L3/3	100	33.5	40	30	25	2.3	29.0	545	134	513	0.90	0.94	7	0.05	SP	f-s
20L1/3-I-0.8l _b	33	26.8	130	30	130	2.9	26.0	552	116	443	0.78	0.80	113	0.82	SP	f-s
Series 2 ϕ 16 mm	0						29.0		123	537	1.00	1.00	123	1.00	Y	
16L2/4-I	50	33.8	96	28	22	2.3	26.0	615	97	418	0.78	0.68	69	0.56	SP	f
16L2/4-E	50	33.8	36	28	82	2.3	29.0	643	116	505	0.94	0.79	84	0.69	SP	f-s
16L4/4	100	33.8	36	28	16.7	2.3	26.0	550	89	381	0.71	0.69	36	0.29	SP	f-s
16L2/4-I-0.8l _b	50	27.0	96	28	22	2.9	29.0	585	102	438	0.81	0.75	62	0.50	SP	f
16L2/4-E-0.8l _b	50	27.0	36	28	82	2.9	26.0	578	108	469	0.87	0.81	88	0.72	SP	f-s
16L1/4-I	25	33.8	99	28	84.5	2.3	26.0	635	118	518	0.96	0.82	105	0.85	SP	f
16L1/4-I-0.6l _b	25	20.3	99	28	84.5	3.9	26.0	536	103	444	0.82	0.83	96	0.78	SP	f
Series 3 ϕ 20 mm	0						45.8		159	589	1.04	1.04	159	1.00	Y	
20L1/3-I	33	25.0	130	30	130	3.1	45.8	621	135	493	0.87	0.79	112	0.71	SP	f
20L2/3-E	67	25.0	40	30	70	3.1	45.8	592	136	497	0.88	0.84	92	0.58	SP	f-s
20L3/3	100	25.0	40	30	25	3.1	45.8	556	136	498	0.88	0.89	70	0.44	SP	f-s
20L1/3-I-0.8l _b	33	20.0	130	30	130	3.9	45.8	581	126	459	0.81	0.79	113	0.71	SP	f
Series 4 ϕ 16 mm	0						55.4		136	569	1.06	1.06	137	1.00	Y	
16L2/4-I	50	25.0	96	28	22	3.1	55.4	670	126	525	0.97	0.78	79	0.58	Y	f
16L2/4-E	50	25.0	36	28	82	3.1	55.4	681	123	513	0.95	0.75	87	0.64	Y	f-s
16L4/4	100	25.0	36	28	16.7	3.1	55.4	617	137	572	1.06	0.93	139	1.01	Y	f
16L2/4-I-0.8l _b	50	20.0	96	28	22	3.9	55.4	627	119	494	0.92	0.79	83	0.61	SP	f
16L1/4-I	25	25.0	99	28	84.5	3.1	55.4	691	137	574	1.07	0.83	132	0.97	Y	f

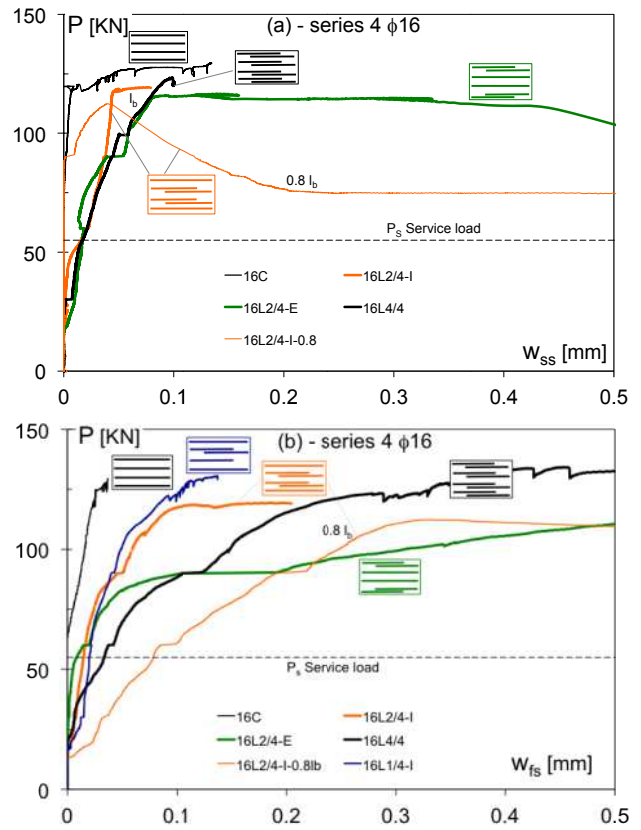


Figura 10 - Serie 4: curve carico (P) - apertura di fessura laterale (w_{ss}) e intradossale (w_{fs})

5. CONCLUSIONI

Il lavoro illustra i risultati di un'ampia campagna sperimentale eseguita per indagare l'influenza della percentuale di barre sovrapposte sul comportamento delle giunzioni. Le lunghezze di sovrapposizione sono state progettate con la formulazione proposta del *fib*-MC2010 al fine di esercitare una tensione al collasso prossima allo snervamento delle armature. Sono state provate 24 travi caratterizzate da due differenti classi di calcestruzzo, due diametri delle armature longitudinali, e da una percentuale di barre sovrapposte variabile tra il 25% e il 100%, mantenendo le rimanenti barre continue. Tutte le sovrapposizioni sono state confinate da armatura trasversale. I risultati sperimentali, di seguito sintetizzati, pongono forti dubbi sulla validità delle prescrizioni delle principali normative internazionali che consentono una riduzione della lunghezza di sovrapposizione nel caso di giunzioni sfalsate:

- la sovrapposizione di una sola parte delle armature tende a indebolire la giunzione; la resistenza normalizzata si riduce di circa il 20% se la percentuale di armature sovrapposte diminuisce dal 100% al 50%.
- la presenza di una parte delle armature continue nel giunto garantisce una maggiore resistenza di post-picco in quanto le armature continue possono raggiungere lo snervamento dopo il collasso della sovrapposizione.
- La posizione delle armature trasversali è particolarmente importante per contenere le pressioni che possono ridurre la resistenza della sovrapposizione per la formazione delle fessure da splitting. Ulteriori ricerche sono necessarie sul ruolo di questo parametro.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Metelli G., Cairns J. and Plizzari G. (2010). Influence of Bar Continuity on Behaviour of Lapped Splices. *Proceedings of the 2010 fib Congress and PCI Convention Bridge Conference*, Washington, DC, June 2010, pp. 2904-2915.
- [2] Cairns J. (2013). Lap slices of Bars in Bundles. *ACI Structural Journal*, Vol.110, No.2, pp. 1-10.
- [3] ACI Committee 318, 2011, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Mich., 505 pp.
- [4] Darwin D. (2005). Tension development length and lap splice for reinforced concrete members, *Prog. Structural Engineering and Materials*, vol.7, pp. 210:225.
- [5] ENV 1992-1-1:2004, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General Rules, and Rules for Buildings, *European Committee for Standardization*.
- [6] Comité Euro-International du béton (1993). CEB-FIP Model Code 1990- Design Code. *Thomas Telford*, London, 437 pp., ISBN 0 7277 1696 4.
- [7] Magnusson J. (2000). Bond and Anchorage of Ribbed

Bars in high-Strength Concrete”, PhD thesis, Chalmers University, Göteborg, Sweden, 234 pp.

- [8] Cairns J. (2014). Staggered lap joints of tension reinforcement. *Structural Concrete*, Vol. 15, No. 1, pp. 45-54.
- [9] Metelli G., Cairns J., Plizzari G. (2011). Influence of bar continuity on behaviour of lapped splices. Technical Report, 14th Meeting of fib TG 4.5 of T.G. 4.5 “Bond Models”, Edinburgh, 13 May 2011.
- [10] fib - International Federation for Structural Concrete (2013). Model Code for Concrete Structures 2010. *Ernst & Sohn*, Berlin, Germany, 434 pp., ISBN 978-3-433-03061-5.
- [11] Metelli G., Cairns J. e Plizzari G.A. (submitted to *Materials and Structures*). The influence of percentage of bars lapped on performance of Splices.
- [12] Tepfers R. (1973). A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Chalmers University of Technology, Goteborg, Publ. 73/2, 328 pp.
- [13] Giuriani E., Plizzari G.A., Schumm C. (1991). Role of stirrups and residual tensile strength of cracker concrete on bond. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.117, No.1, pp.1-18.
- [14] Gambarova P.G., Rosati G.P. (1997). Bond and splitting in bar pull-out: behavioral laws and concrete-cover role. *Magazine of Concrete Research*, Vol.49, No.179, pp.99-110.
- [15] Cairns J. and Jones K. (1995). The splitting forces generated by bond. *Magazine of Concrete Research*, Vol.47, No.171, pp.153-165.
- [16] Metelli G., Plizzari G. (2014). Influence of the relative rib area on bond behaviour. *Magazine of Concrete Research*. Vol.66:6, pp. 277-294; DOI: 10.1680/macr.13.00198.
- [17] Plizzari G.A., Deldossi M.A. and Massimo S. (1998). Transverse reinforcement effects on anchored deformed bars. *Magazine of Concrete Research*, Vol.50, No.2, pp.161-177.
- [18] EN 10080:2005. Steel for reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel – General. *European Committee for Standardization*.
- [19] EN 12350-2:2001. Testing fresh concrete – Slump test. *European Committee for Standardization*.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano R. A. Kirk, R. Stretti, S. Bolzacchini, A. Sfreddo and M. Zanoni per la loro assistenza nell'esecuzione delle prove sperimentali durante il loro lavoro di tesi. Un sentito ringraziamento è rivolto all'Alfacciai Group che ha fornito le armature. Un particolare ringraziamento è inoltre rivolto all'ing. A. Milini della Scuola Edile Bresciana, che con i suoi studenti ha realizzato tutte le travi.

PRESTAZIONI, ACCETTAZIONE E NORME DI PRODOTTO IL CASO DEL CALCESTRUZZO

Giuseppe Silvestro¹, Nicola Longarini², Pietro Crespi³, Nicola Giordano², Marco Zucca²

1 Ingegnere Civile, Libero professionista, Melfi.

2 Consorzio CIS-E, Politecnico di Milano.

3 Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Le norme vigenti in materia di prestazioni (identificazione e qualificazione) ed accettazione dei materiali da costruzione sono un tema di particolare interesse per i professionisti che al giorno d'oggi nelle diverse vesti di Progettisti, Direttori dei lavori o Collaudatori, si trovano a dover gestire il cantiere per la costruzione di una nuova opera.

Questo tema è trattato con riferimento al materiale calcestruzzo, considerandone gli aspetti legati alle fasi di selezione del prodotto, di accettazione, di controllo delle procedure di posa in opera e della successiva verifica di esecuzione a regola d'arte. Infatti, durante la costruzione di un'opera, sono diverse le figure che partecipano con precise responsabilità alla definizione della conformità dei materiali, secondo un filo logico che emerge chiaramente attraverso un'attenta lettura dei disposti normativi.

Nel caso in questione, infatti, accanto alla figura del Progettista, cui spetta l'onere di definire le prestazioni di progetto dei materiali, del Direttore dei Lavori, che ha l'obbligo di provvedere all'accettazione del prodotto sia prima dell'inizio che durante i lavori e del Collaudatore, al quale è demandato il controllo di quanto prescritto per le opere, compare anche il Produttore del calcestruzzo che deve obbligatoriamente provvedere ad identificare e qualificare i propri prodotti prima di immetterli sul mercato, anche alla luce dell'obbligo di certificazione del processo produttivo.

La memoria chiarisce anche i principali compiti e procedure che spettano alle diverse figure in gioco mostrando alcuni esempi di applicazioni pratiche da espletare durante queste attività.

PERFORMANCES, ACCEPTANCE AND STANDARDS: CASE OF CONCRETE

SUMMARY

Nowadays, technical standards for concrete performance (identification and qualification) and acceptance of materials for the building construction are topics of particular interest to professionals with different roles such as Designers, Construction Managers or Testers, who have to manage tasks for construction of a new engineering work.

This subject is discussed with reference to the concrete, considering aspects related to stages of product selection, acceptance, control of procedures for casting and the subsequent checking of performance in a workmanlike manner. In fact, during the construction, there are several professionals involved with specific responsibilities into the setting of the compliance of materials, according to a logic, which emerges clearly through careful reading of standards.

In this case, next to the figure of the Designer, who has to define the performance of materials, the Construction Manager, who has to provide for checking and acceptance of product as before the start as during the work and the Static Tester, who is responsible for final checking about the requirements of works, there is also the Manufacturer who has to identify and describe their products before placing them in the market, as ruled by certification of factory production control.

Furthermore, this paper clarifies main tasks and procedures, which pertain to the various professionals, showing some simple procedures that can be used during these activities.

1. IL RUOLO DEL PROGETTISTA

Al progettista delle opere spetta inderogabilmente la definizione delle prestazioni fondamentali dei materiali e, in particolare per quanto riguarda il calcestruzzo, in termini almeno di durabilità, resistenza, lavorabilità e diametro massimo degli aggregati, come ribadito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/1/2008 (paragrafo 11.2.1, commi 1 e 3).

In questo ambito, la prescrizione di durabilità è volutamente posta quale prima nell'ordine, viste le correlazioni con la vita utile della struttura, e con la definizione delle azioni insistenti su di essa. Questa è correlata anche con la resistenza visti i valori di rapporto acqua/legante e di resistenza previsti dalla norma UNI EN 206-1:2006.

Inoltre, per quanto concerne il diametro massimo degli aggregati, questo viene ad essere imposto a seguito delle scelte operate dal progettista in merito agli spessori di copriferro, e quindi ancora in merito alla prescrizioni di durabilità, ma anche in relazione alle distanze d'interferro risultanti dal dimensionamento delle armature longitudinali.

2. IL RUOLO DEL PRODUTTORE

2.1 Implementazione e certificazione del sistema di controllo del ciclo produttivo

La possibilità che un generico Produttore di conglomerati cementizi possa immettere sul mercato i propri prodotti è oggi vincolato all'implementazione da parte dello stesso di un sistema di controllo del ciclo produttivo certificato da un ente terzo.

Questa metodologia di lavoro, resa cogente dalle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al più volte citato DM 14 gennaio 2008, trova il suo fondamento già a partire dalla Direttiva CE 89/106 sui "prodotti da costruzione" e nel successivo DPR n°246/1993 di attuazione nella legislazione italiana. Il recepimento di questa Direttiva ha dato il via al recepimento di una serie di norme di prodotto armonizzate a livello comunitario tra cui la UNI EN 206-1 oppure la UNI 11104:2004 (che sostituivano la UNI 9858:1991), riportanti i criteri di classificazione, produzione e di conformità del "prodotto" calcestruzzo.

A livello nazionale, però, oltre agli standard UNI armonizzati esistono anche le Linee Guida per il calcestruzzo preconfezionato, emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, le quali contengono anche prescrizioni circa la classificazione, la produzione e conformità dello stesso.

	1971	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
Norme Cogenti	Legge 1086/71	emanazione D.P.R. 380/01																							
	D.M. 9.1.96	cogente fino al 30.6.09																							
	D.M. 14.1.08	cogente dal 1.7.09																							
Norme Volontaristiche	UNI 9858-91	da maggio 1993																							
	UNI 206-1:2001	da ottobre 2001																							
	UNI 206-1:2006	da marzo 2006																							
	UNI 11104:2004	da marzo 2004																							
	Linee Guida C.S.L.P.P.	da marzo 2003																							

Figura 1: Evoluzione temporale della normativa cogente e volontaristica in materia.

All'interno di questo quadro normativo, è doveroso segnalare che sia le norme armonizzate UNI quanto le citate Linee Guida, sono da intendersi soltanto quali "utile riferimento", tali cioè da fornire uno strumento di lavoro utile ad implementare un sistema certificato di controllo del ciclo produttivo che sia in grado di fornire informazioni e, di riflesso, una maggiore sicurezza sulla caratteristiche dei prodotti stessi.

Sulla base di queste prescrizioni, il Produttore dovrà prima di tutto identificare, cioè classificare, i propri prodotti scegliendo tra le due principali famiglie di prodotti, i calcestruzzi a "prestazione garantita" o a "composizione richiesta", per poi procedere con la qualificazione degli stessi, cioè alla definizione delle prestazioni fornite.

Ovviamente, a valle di queste fasi sarà responsabilità del solo Produttore monitorare la produzione in modo da mantenere nel tempo le caratteristiche dichiarate per il prodotto stesso. Il monitoraggio delle prestazioni fornite nel tempo può essere eseguito e controllato mediante la predisposizione di un'apposita carta di controllo della prestazione, sul modello della "carta di controllo di Shewhart" (Figura 2).

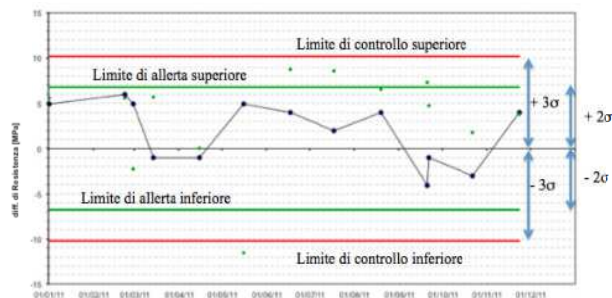


Figura 2: Carta di controllo di Shewhart.

Questo strumento permette di riportare in maniera grafica l'andamento nel tempo di un determinato parametro (ad esempio la differenza tra il valore atteso ed il valore nominale di resistenza cubica del calcestruzzo) in modo da valutarne lo scostamento rispetto al target all'interno di due ranges di valori rappresentanti rispettivamente un "limite di allerta", superato il quale in maniera continuativa occorre prendere provvedimenti per continuare a controllare il ciclo di produzione, ed un "limite di controllo", superato il quale è posto immediatamente a rischio il controllo della produzione stessa. I limiti qui introdotti, sulla scorta della Teoria di Shewart, sono definiti sulla base dello scarto quadratico medio della produzione (σ) e valgono rispettivamente $\pm 2\sigma$ per il limite di allerta e $\pm 3\sigma$ per il limite di controllo.

2.2 Identificazione dei prodotti (classificazione)

La classificazione dei prodotti non può prescindere dalla principale differenziazione tra calcestruzzi a "prestazione garantita" o a "composizione richiesta". Nel primo caso, infatti, il Produttore garantisce le prestazioni (ad esempio quelle individuate dal Progettista: resistenza, lavorabilità, classe di esposizione) che il prodotto avrà se messo in opera correttamente, lasciandosi agibilità operativa per variane la composizione.

Tabella 1: Prescrizioni per la stampa sul Documento di Trasporto per forniture di calcestruzzi a prestazione garantita.

CALCESTRUZZI A PRESTAZIONE GARANTITA	
Classe di resistenza	
Classe di esposizione ambientale	
Classe di contenuto di cloruri	
Dimensione max. dell'aggregato	
Classe di consistenza	
Se richiesto:	
- valore minimo di composizione	
- tipo e classe di resistenza del cemento	
- tipo di additivo e aggiunte	
- proprietà speciali	

Nel secondo caso, ossia per i calcestruzzi a "composizione richiesta", il Produttore garantirà la composizione del

prodotto, eventualmente richiestagli dal Cliente senza fornire alcuna ulteriore garanzia sulle prestazioni ottenibili.

Tabella 2: Prescrizioni per la stampa sul Documento di Trasporto per forniture di calcestruzzi a composizione richiesta.

CALCESTRUZZI A COMPOSIZIONE RICHIESTA
Dettagli sulla composizione - contenuto di cemento - tipo di additivo - rapporto a/c - classe di consistenza - dimensione max dell'aggregato

Sul tema della distinzione tra le due principali tipologie di calcestruzzi, la Norma UNI EN 206-1 si spinge ad identificare con certezza le prescrizioni da riportare sui documenti di consegna per due le diverse tipologie di prodotti (Tabelle 1 e 2). Da queste emerge quanto indicato in precedenza, per i calcestruzzi a "prestazione garantita" i dettagli sulla composizione non sono necessari contrariamente a quanto previsto per quelli a "composizione richiesta".

In questo solco si inseriscono le Norme Tecniche per le Costruzioni che, al paragrafo 11.2.3, laddove prescrivono l'esecuzione di prove preliminari alla realizzazione delle opere, prevedono di verificare la capacità di ottenere le "prestazioni richieste", lasciando quindi una palese preferenza sull'impiego di calcestruzzi a prestazione.

La classificazione secondo le prestazioni principali prevede, quindi, che il Produttore fornisca per il proprio prodotto indicazioni su: resistenza, esposizione ambientale (durabilità) contenuti di cloruri, diametro massimo dell'aggregato e lavorabilità.

Diversamente, per quanto riguarda i prodotti a composizione richiesta la principale prescrizione dovrà essere il dettaglio della composizione, come ad esempio il contenuto di cemento, il tipo di cemento, il rapporto acqua/legnate, la dimensione massima dell'aggregato e, eventualmente, il contenuto di filler.

2.3 Qualificazione dei prodotti

La qualificazione dei prodotti è una procedura che non è soltanto precedente all'immissione sul mercato dei prodotti stessi ma continua nel tempo monitorandone nel tempo le prestazioni e, pertanto, non è per nulla assimilabile alla "valutazione preliminare della resistenza" di cui al paragrafo 11.2.3 delle Norme Tecniche, in precedenza citato.

Per la definizione di queste procedure di qualificazione dei prodotti si trova un utile riferimento sia nella Norma UNI EN 206-1 che nelle Linee Guida per il calcestruzzo preconfezionato. Queste passano necessariamente per l'esecuzione di prove sui prodotti.

Ovviamente, Norme e Linee Guida considerano come prestazione principale la classe di resistenza ma non trascurano di citarne altre.

Attenendosi all'ambito della prestazione di resistenza, la Norma UNI EN 206-1 (paragrafo 8.2) parla propriamente di "conformità" prevedendo una fase di "produzione iniziale", definita come tale sino al raggiungimento di 35 risultati di prova suddivisi in 3 campioni sui primi 50 metri cubi di produzione e successivamente 1 campione ogni 150 metri cubi prodotti (e comunque uno per giorno di produzione) o ogni 200 metri cubi prodotti (e comunque uno per settimana di produzione) a seconda che la produzione avvenga in mancanza o in presenza di una certificazione del processo di produzione (FPC) oppure no. Successivamente ai 35 risultati di campionamento, la Norma UNI definisce anche di una fase di "produzione continua", quindi intendendo su produzioni già avviate e successive ai 50 metri cubi, in cui occorre

monitorare il mantenimento delle prestazioni attraverso l'esecuzione di 1 campione ogni 400 metri cubi prodotti e comunque uno per settimana di produzione.

La norma prevede, quindi, un controllo di tipo statistico sulla produzione al fine di qualificare e mantenere le prestazioni identificate dal Produttore (Tabella 3).

Tabella 3: Prescrizioni per il Produttore circa la frequenza minima di campionamento, secondo due diversi standard, utili per l'implementazione di un sistema di controllo del ciclo produttivo.

UNI EN 206-1:2006 prospetto 13			Linee Guida C. S. LL.PP. prospetto 4
	0 a 50 m ³	superiore ai 50 m ³ ⁽¹⁾	
		con FPC	senza FPC
produzione iniziale ⁽²⁾	3 campioni	1 campione ogni 200 m ³ oppure 2 per ogni settimana di produzione	1 campione ogni 150 m ³ oppure 2 per ogni giorno di produzione
produzione continua ⁽³⁾	/	1 campione ogni 400 m ³ oppure 1 per ogni settimana di produzione	2 cubetti ogni 1000 m ³ prodotti
Note: ⁽¹⁾ Campionamento nel corso della produzione e al massimo 1 ogni 25 m ³ . ⁽²⁾ Fino al raggiungimento di almeno 35 risultati di prelievo. ⁽³⁾ Da impiegarsi al superamento dei 35 risultati di prelievo. Qualora lo scarso tipo "σ" degli ultimi 15 risultati di prelievo superi il valore 1,37σ, per i successivi 35 risultati la frequenza di campionamento deve essere aumentata a quella per la produzione iniziale.			

Il rispetto delle prescrizioni sulla conformità dovrà avvenire verificando per il valore medio (f_{cm}) e per ogni singolo risultato (f_{ci}) che:

$$\begin{aligned} f_{cm} &> f_{ck} + 4 \\ f_{ci} &> f_{ck} - 4 \end{aligned} \quad (1)$$

nel caso in cui il numero di campioni sia pari ad almeno 3, mentre nel caso sia almeno pari a 15 si avrà un controllo di tipo pienamente statistico del tipo:

$$\begin{aligned} f_{cm} &> f_{ck} + 1,48 \cdot \sigma \\ f_{ci} &> f_{ck} - 4 \end{aligned} \quad (2)$$

Dal canto loro, le Linee Guida per il calcestruzzo preconfezionato, nel prospetto 4, riconoscono esplicitamente la necessità di un controllo di tipo statistico sulla produzione e definiscono come compito del Produttore la qualifica del prodotto al fine di "dare evidenza che le proprietà specificate sono ottenute con un margine adeguato dal calcestruzzo proposto" prima di impiegare un prodotto di "nuova formulazione". Inoltre, richiedendo anch'esse il monitoraggio continuo delle prestazioni del prodotto, tra cui naturalmente anche la prestazione di resistenza, indicano l'esecuzione di almeno due cubetti ogni 1000 metri cubi prodotti.

Tutte queste procedure devono necessariamente trovare una loro sintesi in un documento predisposto dal Produttore stesso che rappresenta un vero e proprio "dossier di qualifica" contenente tutte le informazioni necessarie su materie prime, strumentazioni ed anche, volendo, sull'evoluzione temporale delle prestazioni attraverso la già citata carta di controllo di Shewart (Figura 2).

3. IL RUOLO DEL DIRETTORE DI LAVORI

La figura del Direttore dei lavori, prevista sin dagli albori della normativa nazionale in materia di disciplina delle opere in calcestruzzo armato (L. 1086/71), rimane di primaria importanza anche all'interno delle attuali Norme Tecniche. A questi, in concorso con il Costruttore e ciascuno per la parte di

competenza, è affidata la responsabilità della rispondenza dell'opera al progetto, dell'osservanza delle prescrizioni d'esecuzione del progetto stesso, della qualità dei materiali impiegati, nonché, per quanto riguarda gli elementi prefabbricati, della posa in opera (D.P.R. 380/2000 art. 64, comma 5).

In relazione alla qualità dei materiali impiegati, e nel caso di specie del calcestruzzo, il Direttore dei lavori dovrà procedere ai sensi delle Norme Tecniche per le costruzioni all'accettazione dei prodotti mediante l'acquisizione delle certificazioni di qualificazione svolte dal produttore nonché all'esecuzione di eventuali prove di accettazione.

Per questo, il Direttore dei Lavori dovrà procedere all'accettazione del prodotto prima dell'inizio dei lavori e, successivamente, durante l'esecuzione dei lavori stessi.

3.1 Accettazione prima dell'inizio dei lavori

La procedura di accettazione prima dell'inizio dei lavori è in gergo definita come "qualificazione". Dall'esame della normativa vigente fin qui svolto, appare chiaro che il termine non è del tutto appropriato perché fuorviante in quanto finirebbe per attribuire al Direttore dei lavori una responsabilità che non è sua ma del Produttore del materiale.

Infatti, in questo ambito, le Norme Tecniche si limitano a riportare la necessità di eseguire una "valutazione preliminare della resistenza" prima dell'inizio dei getti, al fine di valutare il prodotto che sarà impiegato (paragrafo 11.2.2). La Norma esplicita che tale prodotto andrà verificato attraverso la sua prestazione fondamentale, la resistenza caratteristica (quindi in termini di R_{ck} o di f_{ck}). La Norma in questo modo esplicita un meccanismo di predilezione nei confronti del calcestruzzo a "prestazione garantita".

A questo punto, però, il Direttore dei lavori per assolvere alle prescrizioni di Norma potrebbe percorrere due strade: procedere all'esecuzione di prove preliminari oppure potrebbe decidere di accettare il prodotto sulla base del "dossier di qualifica" che è nella responsabilità del Produttore.

La prima strada è la più nota e praticata ma la meno ricca d'informazioni. Questo perché tali prove sono il risultato univoco di una misurazione in un dato istante, con determinate materie prime e determinate condizioni ambientali.

Diversamente, l'accettazione del "dossier di qualifica" presentato dal Produttore comporta l'acquisizione di una popolazione statistica di risultati decisamente più ricca di informazioni tra le quali la variazione nel tempo delle prestazioni permettendo di valutare la stabilità del ciclo produttivo del materiale che si sta accettando.

3.2 Accettazione in corso di fornitura

Questa fase si articola essenzialmente nei cosiddetti controlli di accettazione. Questi possono essere di tipo A e di tipo B. (NTC08 paragrafi 11.2.2 e 11.2.5).

In aggiunta a tutto quanto appena esposto, il Direttore dei lavori con l'attuale normativa ha uno strumento ulteriore che può aumentare la confidenza nei risultati dei suoi controlli: il controllo del ciclo produttivo implementato dal fornitore del calcestruzzo. Queste procedure, validate da organismi certificatori terzi, permettono, se raffrontate ai risultati del controllo di accettazione, di rafforzarne i risultati o di individuare responsabilità del Produttore o del Costruttore, rispettivamente per carenze del prodotto o di messa in opera. Questo fornisce indubbiamente validi spunti anche per la risoluzione dei contenziosi.

4. IL RUOLO DEL COLLAUDATORE

Nel capitolo 9 delle NTC 2008, si dichiara l'obbligo del collaudo in corso d'opera e finale dal momento che "le opere non possono essere messe in esercizio prima dell'effettuazione del collaudo statico" e si evidenzia che "il

collaudo riguarda il giudizio sul comportamento e le prestazioni delle parti dell'opera che svolgono funzione portante [...], tranne casi particolari, il collaudo va eseguito in corso d'opera, quando vengono posti in opera elementi strutturali non più ispezionabili, controllabili e collaudabili a seguito del costruire della costruzione".

Dalla Legge n.°1086/71 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica", "Legge n.°64/74 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e "D.P.R.6/6/2011 n.°380 – Testo Unico delle disposizioni legislative regolamentari in materia edilizia", emerge che tra gli adempimenti del Collaudatore rientrano le attività di controllo e di esame (tra le quali: "[...]controllare quanto prescritto in materia dalla normativa in essere;[...] ispezionare l'opera nelle varie fasi costruttive con particolare riguardo alle opere strutturali più importanti; ... esaminare i certificati dalle prove sui materiali e [...] dai controlli in stabilimento e nel ciclo produttivo;controllare i verbali ed i risultati delle eventuali prove di carico fatte eseguire dalla DdL; [...] esaminare il progetto dell'opera [...]; esaminare le indagini eseguite nelle fasi di progettazione ed esecuzione) le quali sono potenzialmente integrabili con "accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche utili" ai fini della "[...]collaudabilità delle opere".

Pertanto, stando alle norme cogenti, il Collaudatore può a sua discrezione eseguire prove di carico e prove sui materiali in opera, essendo esse a sua discrezione poiché da compiersi "ove ritenute necessarie" (NTC 2008). Per gli autori appare inammissibile sottoscrivere un certificato di collaudo strutturale senza aver compiuto le necessarie indagini e prove specie se le strutture da collaudare caratterizzano un edificio strategico o particolarmente rappresentativo, per forma e geometria, per soluzione strutturale adottata (ad esempio se in struttura portante in calcestruzzo fibro-rinforzato, soluzione perseguita in alcuni importanti interventi di riqualificazione) o anche per ardite soluzioni architettoniche (ad esempio importanti sbalzi, dell'ordine di 3 metri).

Tra l'altro, per i casi appena citati, si ritiene che debbano essere valutate le prestazioni dell'edificio, sia attraverso una accurata campagna di prove sulle strutture, sia eseguendo le prove di carico statico sui solai, nonché approfondendo il comportamento strutturale con analisi e controlli di tipo dinamico (ad esempio prove "snap back" sui solai) ad integrazione di quelli statici. Addirittura, nel caso del collaudo di un alto edificio, risulta fondamentale eseguire prove di laboratorio su carote di calcestruzzo attea determinare il valore del modulo elastico (parametro fondamentale per la risposta della struttura sotto vento e sisma) e prove di caratterizzazione dinamica per la stima dei modi di vibrare (i cui valori debbono essere confrontati con quelli ottenuti nel modello numerico ad elementi finiti (FEM) "as built".

Quindi, si ritiene che su qualsiasi edificio da collaudare, le indagini sul calcestruzzo in situ si configurano come una necessaria attività del collaudatore al fine di assicurare "[...] la perfetta stabilità e sicurezza delle strutture e da evitare qualsiasi pericolo per la pubblica incolumità" (dalla n.°1086/71)per quanto la normativa non lo obblighi a predisporre una limitandosi ad indicare che tale campagna venga effettuata "[...]quando si renda necessario valutare a posteriori le proprietà di un calcestruzzo precedentemente messo in opera" procedendo "[...]ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso una serie di prove sia distruttive che non distruttive" da non "intendersi sostitutive dei controlli di accettazione"(da §11.2.6 NTC).

Le principali normative volontaristiche alle quali riferirsi la normativa cogente indica "UNI EN 12504:1-2002,UNI EN 12504-2:2001,UNI EN 12504-3:2005,UNI EN 12504-4:2005 e Linee Guida pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale

Consiglio Superiore LL.PP.”, ma sarebbe bene confrontarsi anche con quanto riportato nella letteratura di riferimento ed alla UNI EN 13791, in specie per quanto riguarda l'interpretazione, l'eventuale correzione e la correlazione dei risultati derivanti dalle prove (non distruttive e distruttive).

5. PROVE SUL CALCESTRUZZO INDURITO

5.1 Prove non distruttive

Tra le prove non distruttive, la più immediata è quella sclerometrica, la quale si basa sulla misura dell'indice di rimbalzo dello sclerometro; l'indice è influenzato principalmente dalle condizioni locali del punto d'impatto (umidità del calcestruzzo in superficie, presenza di uno strato superficiale carbonato), dalla inclinazione dello strumento rispetto alla verticale e dalla tipologia (dimensioni e natura) degli aggregati. Pertanto, per la prova sclerometrica si dovrebbe eseguire un opportuno numero di battute all'interno della zona di misura (griglia da tracciare nell'intorno del punto considerato), facendo attenzione a mantenere lo sclerometro perpendicolarmente all'elemento strutturale (se ciò non accadesse perché non fosse possibile bisognerebbe segnare l'angolo d'inclinazione ed in base ad esso modificare il valore ottenuto). Eseguite le misure è importante calcolare il valore medio degli indici di rimbalzo N e decidere o meno se accettare il risultato il quale potrebbe essere potenzialmente valido se (perché è a discrezione del collaudatore) almeno l'80% dei valori non è “distante” dal valore medio per più di 6 unità.

Una seconda tipologia di prova è la cosiddetta sonica, la quale si basa sulla misura della velocità di propagazione di onde elastiche nel calcestruzzo. La velocità viene determinata come rapporto tra la distanza trasmettitore/ricevitore ed il tempo impiegato a percorrerla. Anche in questo caso bisogna tenere in conto che la prova è influenzata dal contenuto d'umidità, dalla composizione della miscela e dal grado di maturazione. Ma, soprattutto, è bene ricordare che la stima della velocità è influenzata in maniera importante dalla presenza di eventuali vuoti e/o fessure interne, i quali aumentano la distanza trasmettitore/ricevitore, e dalla possibile presenza di armature, le quali dovranno essere preventivamente localizzate tramite pachometro. Pertanto, per la prova sonica (individuata la zona di misura, pulita la superficie e posizionati i punti di misura) le misure dovrebbero essere eseguite in numero opportuno (ad es., n.10 per ogni zona, verificando l'omogeneità dei valori di velocità ($\Delta v_{\max} = 200 \div 300$ m/s) e quindi il valore medio della velocità. Si ritiene che la prova sarebbe da ripetere se la velocità di trasmissione v risultasse $v > 4800$ m/s oppure $v < 2500$ m/s, con v calcolabile secondo la seguente relazione:

$$v = l / [T - (T_1 - T_0)], \quad (3)$$

ove: l rappresenta la lunghezza della base di misura, T rappresenta il tempo di propagazione trasmettitore-ricevitore; T_1 è il tempo di percorrenza del prisma metallico di taratura e T_0 è il tempo di percorrenza del prisma secondo il fabbricatore.

Una terza tipologia di prova è la sonda Windsor, la quale si basa sulla misura della profondità di penetrazione nel calcestruzzo di un'asta d'acciaio (sonda) da infiggere nel calcestruzzo con energia prestabilita. La prova è influenzata in particolare modo dalla durezza e dalla resistenza degli aggregati, ma anche dalla scabrezza e dalla carbonatazione della superficie dell'elemento. Pertanto, per la prova con sonda Windsor, individuata la zona e scelti i punti d'infissione (previo controllo pachometrico), dovrebbero eseguirsi almeno n.3 colpi (perpendicolarmente alla superficie “piana” di calcestruzzo attorno alla sonda) e misurata la lunghezza della sonda fuoriuscente dal calcestruzzo.

Successivamente, calcolata la differenza Δ_{M-m} tra il valore massimo ed il minimo, ricordando che il risultato della prova potrebbe essere potenzialmente accettabile se $\Delta_{M-m} < 8$ mm; in caso ciò non si verificasse ($\Delta_{M-m} > 8$ mm) si dovrebbe ripetere una quarta infissione il cui risultato, se rispetta il citato criterio d'accettabilità di Δ_{M-m} , sostituisce il valore più distante dalla media (altrimenti si dovrebbe ripetere l'intera prova in una zona adiacente).

5.2 Prove distruttive

Le prove distruttive su campioni (di forma cilindrica) provenienti di carote estratte dal calcestruzzo rappresentano il metodo d'indagine più diretto ed affidabile. Per l'estrazione dei campioni si utilizza l'apposita macchina carotatrice dotata di corona diamantata; tale macchina, durante l'estrazione, dovrebbe essere ben ancorata in modo che, avanzando nell'estrazione, non vi siano forti vibrazioni sulla macchina le quali porterebbero a rovinare il campione. Infatti, i campioni di calcestruzzo dovrebbero avere un diametro costante ed un asse rettilineo, infatti se ciò non si verificasse si avrebbe un apparente decremento della resistenza meccanica (ancor più marcato nel caso in cui la carota è prelevata perpendicolarmente a quella del getto).

Le norme volontaristiche che trattano le avvertenze relative ai campioni ed alle modalità di prova sono la UNI EN 12390-1÷3 e la UNI EN 12504-1; da esse e dalla letteratura di riferimento si ricorda che, per operare nel miglior modo possibile e ricondursi al potenziale valore caratteristico sarebbe meglio che il diametro delle carote sia superiore di almeno tre volte al diametro massimo degli inerti (e mai minore a 100 mm). Ciò perché, essendo la resistenza legata al rapporto D/d (con D pari al diametro della carota e d pari alla dimensione massima dell'inerte), se esso diminuisce si avrebbe un aumento della dispersione dei risultati (dovuto alla distribuzione casuale degli inerti); tra l'altro, alcuni piccoli inerti, o frammenti di essi, potrebbero distaccarsi dalla superficie laterale indebolendo la sezione della carota in maniera più marcata tanto più il suo diametro è contenuto.

Nelle precedenti norme ed in letteratura si riporta anche che nei campioni non devono essere contenuti spezzoni d'armatura quali alterano i risultati della prova a rottura per diversi motivi. Tra essi si ricorda che le carote con spezzoni disposti nella direzione di compressione non offrono risultati attendibili e che, allo stesso tempo, carote con spezzoni di armatura in direzione ortogonale alla compressione subiscono una diminuzione (difficilmente quantificabile) nella stima della resistenza misurata; inoltre, il rapporto altezza/diametro (H/D) dei provini dovrebbe essere pari a 2 (o comunque, potrebbero essere prelevati campioni aventi $H/D=3$ e, scartando eventuali parti contenenti barre qualora le zone di prelievo fossero piuttosto “congestionate”, si arriverebbe ad $H/D = 2$ rettificando, anche, le superfici su cui applicare il carico), le prove di compressione dovrebbero essere eseguite su provini umidi ed effettuate su campioni dei quali si è preventivamente verificata la planarità e l'ortogonalità delle superfici d'appoggio.

Un parametro da considerare nella stima della resistenza è l'età del calcestruzzo, cioè il suo grado di maturazione. In merito, si può fare riferimento alle curve rappresentanti l'incremento della resistenza in funzione dell'età del getto. Le curve sono descritte dalla seguente relazione:

$$f_c(28) / f_c(t) = \exp \{s \cdot [(28/t)^{0.5} - 1]\}, \quad (4)$$

dove $f_c(28)$ = resistenza del calcestruzzo al 28° giorno; $f_c(t)$ = resistenza del calcestruzzo nel tempo; $s = 0.2$, per cementi di classe CEM42.5R, 52.5N, 52.5R; $s = 0.25$, per cementi di classe CEM 32.5R, 42.5N; $s = 0.38$, per cementi di classe CEM 32.5 N. Tale curva, è importante, non può essere

usata in maniera retroattiva per giustificare una non conformità a 28 giorni.

5.3 Calibratura tra le prove non distruttive e distruttive

I risultati delle prove non distruttive e distruttive (queste ultime da intendersi come prove per determinare la resistenza allo schiacciamento, R_c) possono essere combinati in modo opportuno al fine d'individuare il valore potenziale della resistenza in sito. Per la calibratura delle prove non distruttive sulla base dei risultati delle prove di schiacciamento si hanno le seguenti relazioni (nelle quali i coefficienti a e b sono calibrati da prove su carote di riferimento ed R_c indica la resistenza a compressione):

- per la sclerometrica, $R_c = a \cdot Nb$, dove: N = indice di rimbalzo;
- per la Sonica, $R_c = a \cdot \exp bV$, dove: V = velocità di propagazione;
- per la Windsor, $R_c = a + bL$, dove: L = profondità d'infissione.

Stanzialmente, la resistenza del calcestruzzo può essere desunta da ogni tipo di prova (se svolta singolarmente) o dalla combinazione delle diverse tipologie di prove. In questo ultimo caso la resistenza a compressione, in base alla combinazione fra le prove prescelte, può essere funzione dell'indice di rimbalzo, della velocità ultrasonica e/o della lunghezza esposta della sonda Windsor. Per esempio, effettuando le combinazioni I), II) e III) definite come segue:

- I) Sclerometro + Sonica + Windsor (pedici: Sc, S, W);
- II) Sclerometro + Sonica (pedici: Sc e S, anche detta in inglese SonReb);
- III) Windsor (pedice: W).

I valori che si ottengono possono essere combinati secondo le seguenti relazioni:

- per I) $R_c (Sc-S-W) = a_1 \cdot I_{mm}^{b_1} \cdot V_{1s}^{c_1} \cdot L_e^{d_1}$;
- per II) $R_c (Sc-S) = a_2 \cdot I_{mm}^{b_2} \cdot V_{1s}^{c_2}$;
- per III) $R_c (W) = a_3 + d_3 \cdot L_e$;

nelle quali: R_c = resistenza del calcestruzzo; $a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, c_1, c_2, d_1$ e d_3 sono le costanti oggetto di calibratura, stimabili col metodo della regressione lineare multivariata (minimizzazione dell'errore ai minimi quadrati); I_{mm} = indice di rimbalzo sclerometrico; V_{1s} = velocità ultrasonica longitudinale; L_e = lunghezza esposta della sonda Windsor. Tra l'altro si ricorda che in letteratura si possono trovare i valori delle suddette costanti, ad esempio nel caso di prove sclerometriche e Sonreb possono aversi:

$$R_c (Sc-S) = a_2 \cdot I_{mm}^{b_2} \cdot V_{1s}^{c_2} \quad (5)$$

nella quel ponendo: $a_2 = \alpha \cdot \delta$ (con α = indice di taratura e δ = modulo di Poisson); I_{mm} valore medio degli indici di rimbalzo e V = velocità ultrasonica di attraversamento, si ritrovano le seguenti formulazioni:

$$R_c (Sc-S) = \alpha \cdot 7.695 \cdot 10^{-10} \cdot I_{mm}^{1.450} \cdot V_{1s}^{2.58} \quad (\text{Rilem, '93});$$

$$R_c (Sc-S) = \alpha \cdot 6.693 \cdot 10^{-7} \cdot I_{mm}^{1.246} \cdot V_{1s}^{1.85} \quad (\text{Gasparik, '92});$$

$$R_c (Sc-S) = \alpha \cdot 9.964 \cdot 10^{-9} \cdot I_{mm}^{1.058} \cdot V_{1s}^{2.44} \quad (\text{Di Leo Pascale, '94})$$

Il limite di tali formulazioni risiederebbe nel valore dell'indice di taratura α ; tale limite è stato risolto dai rispettivi autori basandosi sui risultati sperimentali provenienti da

numerose prove di carotaggio e di tipo sclerometrico-Sonreb, ricalcolando il valore α invertendo le formule da loro rispettivamente proposte (vedesi anche letteratura di riferimento). E' quindi possibile combinare i due metodi (sclerometro e Sonica) utilizzando curve dette di "iso-resistenza", ricavate per un calcestruzzo definito standard e descritte dalle due sottostanti relazioni:

- $R_c (Sc-S) = 7.695 \cdot 10^{-10} \cdot I_{mm}^{1.450} \cdot V_{1s}^{2.58}$,
(con R_c in [daN/cm²] e V in [m/s]);
- $R_c (Sc-S) = 0.0286 \cdot I_{mm}^{1.246} \cdot V_{1s}^{1.85}$,
(con R_c in [N/mm²] e V in [km/s]);
- $R_c (Sc-S) = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot I_{mm}^{1.058} \cdot V_{1s}^{2.446}$,
(con R_c in [N/mm²] e V in [m/s]),

Tenendo conto delle possibili correlazioni sopra esposte il collaudatore dovrebbe tenere conto che i risultati delle prove in situ possono tra loro differire essendo influenzati proprio dalla natura stessa del getto. Cioè, a causa di alcuni fattori determinanti (età del materiale, densità, carbonatazione superficiale del getto, dimensione degli inerti, durezza degli inerti, etc.), è necessario calibrare le suddette costanti in base alle prove di schiacciamento sulle corrispondenti carote. Ad esempio, per un'area di prova siano eseguiti carotaggi ed ottenuti n.º3 provini (C_1, C_2 e C_3). Per ognuno di essi si eseguano: le prove sclerometriche, ottenendo gli indici I_{mm1}, I_{mm2} ed I_{mm3} , le prove Soniche, ottenendo le velocità V_1, V_2 e V_3 e le prove di schiacciamento, ottenendo le resistenze (R_{C1}, R_{C2} ed R_{C3}). Ricordando la relazione che lega le tre suddette prove per C_1, C_2 e C_3 si ha il seguente sistema nelle tre incognite a_1, b_1 e c_1 :

$$R_{C1} = a_1 \cdot I_{mm1}^{b_1} \cdot V_{11}^{c_1}$$

$$R_{C2} = a_1 \cdot I_{mm2}^{b_1} \cdot V_{21}^{c_1}$$

$$R_{C3} = a_1 \cdot I_{mm3}^{b_1} \cdot V_{31}^{c_1}$$

il quale può essere riscritto con il seguente cambiamento di variabili:

$$R_c' = a_1' + b_1 \cdot I_{mm}' + c_1 \cdot V' \quad (6)$$

nel quale $R_c' = \ln(R_c)$; $I_{mm}' = \ln(I_{mm})$; $V' = \ln(V)$; $a_1' = \ln(a_1)$. Da esso si ottiene il seguente sistema lineare

$$R_{C1}' \quad 1 \quad I_{mm1}' \quad V_1' \quad a_1'$$

$$R_{C2}' \quad = \quad 1 \quad I_{mm2}' \quad V_2' \quad b_1$$

$$R_{C3}' \quad 1 \quad I_{mm3}' \quad V_3' \quad c_1$$

ove è possibile determinare i coefficienti $a_1 = \exp a_1'$, b_1 e c_1 .

Tale determinazione è però non unica, quindi è necessario stimarli attraverso la tecnica di minimizzazione dell'errore secondo il principio dei minimi quadrati (nel caso di sclerometro + Sonica + Windsor si procede con lo stesso metodo sulla base di quattro parametri).

5.4 Accettazione dei risultati di prova

I controlli di accettazione vengono fatti al termine della campagna di prove non distruttive e distruttive. In base all'estensione delle opere da collaudare è necessario una procedura nella quale il primo passo potrebbe essere accumulare gli elementi da accertare per mix design, resistenza caratteristica attesa, tipologia. Sulla base dei risultati acquisiti dalle prove non distruttive e da quelle distruttive (da condurre preferibilmente presso un Laboratorio Materiali Ufficiale anziché autorizzato), per ciascuna delle aree omogenee individuate, si hanno valori

delle resistenza in situ, eventualmente da correggere, e/o combinare effettuando un'indagine più completa sul materiale. Per quanto concerne le correzioni sui valori delle prove distruttive (a schiacciamento), il collaudatore potrebbe conteggiare i seguenti coefficienti correttivi:

- di forma, $c_1 = 1 + 0.25 (H/D) - 1 < 1.25$, dove H=altezza provino, d = diametro;
- disturbo, $c_2 = 1/0.85$ (oppure 1/0.94 da ACI);
- maturazione, $c_3 = \exp \{s \cdot [(28/g)^{0.5} - 1]\}$, dove g = età del cls in giorni;

per i quali il coefficiente correttivo c_t totale è il prodotto dei tre precedenti, cioè $c_t = c_1 \cdot c_2 \cdot c_3$, e quindi il valore della resistenza corretta in termini di resistenza cubica è $R_{c,rott}^*$ data dalla $R_{c,corr}^* = c_t \cdot R_{c,rott}$, dove $R_{c,rott}$ è il valore proveniente dalla prova a schiacciamento in laboratorio. Inoltre potrebbe essere conteggiato anche il coefficiente di riduzione per massa volumica (c_4), definito come segue. Essendo g i gradi percentuali di riduzione di massa e p% la perdita percentuale di resistenza, si calcola il prodotto $c\% = g \cdot p\%$ cui corrisponde la perdita totale di resistenza (con $p=5 \div 8$), da cui $c_4 = 1/(1-x)$. Ad esempio, qualora si riscontri che il valore della massa volumica è 2320 kg/m³ anziché 2400 kg/m³ si ha che:

$$g = 1 - (2320/2400) = 0.33 \text{ da cui } 3.3\%, \quad (7)$$

$$\text{cioè} \quad x\% = 3.3 \cdot 6.5 = 21.45 \% \quad (8)$$

$$\text{e perciò:} \quad c_4 = 1/(1-0.2145) = 1.27. \quad (9)$$

Quindi, definiti i coefficienti correttivi, ogni singolo valore di resistenza allo schiacciamento relativo alle carote prelevate in situ (f_c^*) può essere corretto come segue, ottenendo un valore $f_{c,corr}^*$:

$$[1/(1-x)] \cdot c_1 \cdot (1/0.85) \cdot f_c^* = f_{c,corr}^* \quad (10)$$

ove:

- (1/0.85) tiene conto del disturbo per carotaggio
- [1/(1-x)] tiene conto della massa volumica
- c_1 tiene conto della forma del provino.

Correggendo tutti i singoli valori f_c^* , si giunge al valore medio potenzialmente corretto ed al valore minimo potenzialmente corretto; tali valori (medio e minimo) vengono quindi utilizzati nel controllo di accettazione (in riferimento al D.M. 2008 od alla UNI 13791. Quanto descritto vale nel caso in cui si voglia fare riferimento alle sole prove distruttive.

Per quanto concerne la combinazione delle prove si osservi che, ad esempio, nelle prove combinate Sonica + sclerometro, si considerano parametri legati a caratteristiche diverse del materiale, con una mutua correzione. Con la prova Sonica la velocità di propagazione è legata alla densità ed all'elasticità, nella prova sclerometrica l'indice è legato alla durezza superficiale. Per di più, il grado di umidità e quello di maturazione del calcestruzzo influenzano la velocità di propagazione nella prova Sonica con un effetto opposto rispetto a quanto accade per la prova sclerometrica, quindi: la combinazione dei due metodi diminuisce alcune inefficienze dei singoli metodi. Infine, combinando prove distruttive e non distruttive, secondo le combinazioni già citate (I, II e III), i valori che si ottengono vanno combinati come segue:

$$\text{per I) } R_{c, (Sc-S-W)} = a_1 \cdot I_{rm}^{b_1} \cdot V_{1,s}^{c_1} \cdot L_e^{d_1};$$

$$\text{per II) } R_{c, (Sc-S)} = a_2 \cdot I_{rm}^{b_2} \cdot V_{1,s}^{c_2};$$

$$\text{per III) } R_c (W) = a_3 + d_3 \cdot L_e;$$

ove la ben nota simbologia.

Stabilito quindi il valore potenzialmente più valido (che è a discrezione del Collaudatore) vengono eseguiti i controlli di accettazione facendo riferimento che, secondo il punto 11.2.6 del D.M. 2008, "[...] è accettabile un valore medio della resistenza strutturale, misurata con tecniche opportune ... e trasformata in resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto".

Il collaudatore potrebbe fare riferimento alle norme cogenti o a quelle volontaristiche. Ad esempio, Per la UNI EN 13791 valgono i seguenti approcci A e B, (nelle cui relazioni l'apice * significa in situ).

Nell'Approccio A la resistenza caratteristica in situ è il valore minore tra:

$$f_{ck}^* = f_{c,m}^* - 1.48 \cdot s \quad (11)$$

$$f_{ck}^* = f_{c,min}^* + 4;$$

dove: f_{ck}^* = resistenza cilindrica caratteristica, desunta dalle prove in situ; $f_{c,m}^*$ = resistenza cilindrica media, desunta dalle prove in situ; $f_{c,min}^*$ = resistenza cilindrica minima, desunta dalle prove in situ e s = scarto quadratico medio;

Nell'Approccio B la resistenza caratteristica in situ è il valore minore tra:

$$f_{ck}^* = f_{c,m}^* - k \quad (12)$$

$$f_{ck}^* = f_{c,min}^* + 4;$$

dove k dipende dal numero delle prove.

Secondo le Linee Guida del Consiglio Superiore dei LL.PP. vale il seguente approccio (dove l'apice * significa in situ). Il valore della resistenza cilindrica caratteristica in situ è il minimo tra le due seguenti relazioni (n. di prove, $n \geq 15$):

$$f_{ck}^* = f_{c,m}^* - 1.48 \cdot s \quad (13)$$

$$f_{ck}^* = f_{c,min}^* + 4;$$

oppure, per n compreso tra 4 e 14, si considera il minimo tra le relazioni:

$$f_{ck}^* = f_{c,m}^* - k \quad (14)$$

$$f_{ck}^* = f_{c,min}^* + 4.$$

con i valori di k forniti dalle stesse Linee Guida.

Calcolato quindi il valore della f_{ck}^* , il controllo di accettazione prevede che:

$$f_{ck}^* \geq f_{ck, cont} (= 0.85 \cdot f_{ck, prog} = 0.85 \cdot 0.83 R_{c, prog}), \quad (15)$$

dove: $f_{ck, cont}$ = resistenza cilindrica di controllo e $f_{ck, prog}$ = resistenza cilindrica caratteristica, dalle specifiche di progetto; $R_{c, prog}$ = resistenza cubica caratteristica, dalle specifiche di progetto.

5.5 Controlli incrociati Collaudatore e Progettista

Nel caso di nuove realizzazioni o d'interventi di riabilitazione dell'esistente è importante che il progettista ed il collaudatore eseguano alcuni controlli congiuntamente. In entrambi i casi, infatti, la dispersione dei risultati deve essere il più possibile contenuta e presentare una sola moda. Ciò spesso non si verifica né nelle nuove realizzazioni, specialmente se molto estese, né in interventi di riabilitazione.

Nel primo caso la dispersione testimonia la bontà delle forniture (ad un minore dispersione, o minore scarto quadratico corrisponde una migliore fornitura) nel caso in cui, come detto, le opere siano particolarmente estese (magari per tali opere potrebbero esserci una fornitura direttamente in cantiere ed una esterna ad esso). Nel secondo caso, invece, una significativa dispersione costringe il progettista (ma anche il

collaudatore) a cautelarsi considerando il calcestruzzo in situ di una classe più scadente rispetto a quella che magari potrebbe essere (tra l'altro con l'utilizzo dei coefficienti indicati nella Circolare n.°617/2009 circa i Livelli di Confidenza).

Al fine di ritrovarsi con una dispersione tale da influire sul progetto stesso è fondamentale osservare nelle prove tutte le avvertenze discusse nei precedenti paragrafi. I controlli incrociati potrebbero essere fatti anche assieme alla Direzione dei Lavori poiché il collaudatore potrebbe far eseguire le prove su parti strutturali dalle quali la Direzione dei Lavori, per legge, ha fatto prelevare in fase di getto i cubetti (dei quali sono note, tramite prove, tutte le caratteristiche meccaniche).

Il controllo della costanza della fornitura potrebbe essere eseguito osservando, oltre alla Normale, anche altre distribuzioni. Ad esempio, osservando la distribuzione Weibull ed adottando diversi stimatori (massima verosomiglianza, corrispondenza dei momenti, minimi quadrati) verificando quindi la "bontà" della distribuzione scelta attraverso differenti tests di buon adattamento (ad esempio: Kolmogrov-Smirnov, Anderson-Darling, Carmen-Von Mises). Si veda l'esempio di seguito ove per tre diversi mix design per la medesima classe di calcestruzzo, $R_{ck,d} = 55$ MPa, si hanno 25 carote con i rispettivi risultati a schiacciamento raggruppati in classi di ampiezza adeguata. Scelta la di Weibull, si stimino i parametri mediante il metodo della massima verosomiglianza (massima probabilità di estrarre il campione in esame) e si esegua il test di buon adattamento, ad esempio Andersen-Darling (valido per verificare l'adattamento di un campione ad una distribuzione quando la forma delle code è rilevante, soglia al 5% per rigetto dell'ipotesi iniziale). Nel caso in esame, l'evento è meglio descritto dalla Weibull rispetto alla Normale, pertanto il valore di controllo, pari a 47 MPa, deve essere confrontato col frattile risultante dalla Weibull (57 MPa), anziché col frattile risultante dalla normale (59 MPa).

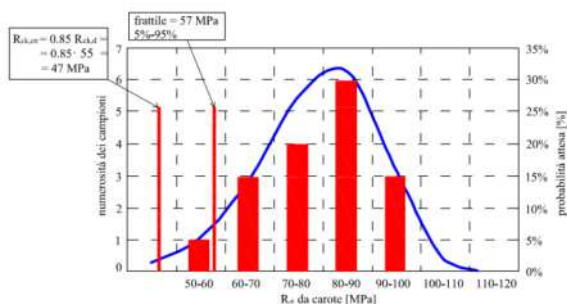


Fig. 3 - distribuzione di Weibull, adattamento all'evento (fonte: attività di collaudo del dott. ing. S. Sgambati)

Infine, oltre che prove per la determinazione della resistenza dovrebbero essere condotte prove per la determinazione del modulo elastico, grandezza necessaria per la determinazione del comportamento strutturale sotto sisma e vento (specie se si tratta di un alto edificio). Se dalle prove di modulo risultasse un valore minore di quello di progetto, da valutare secondo il punto 11.2.10.3 del D.M. 2008, dovrebbero essere condotte dal progettista nuove analisi FEM utilizzando il valore delle prove. La normativa di riferimento è: per il modulo secante a compressione, la UNI 6556; per il modulo elastico dinamico, la UNI EN 12504 - 4.

Tra l'altro, con riferimento al quadro normativo internazionale, si ricorda che il valore del modulo elastico calcolato con la normativa italiana è maggiore rispetto a quello ottenibile con la normativa anglosassone (BSI).

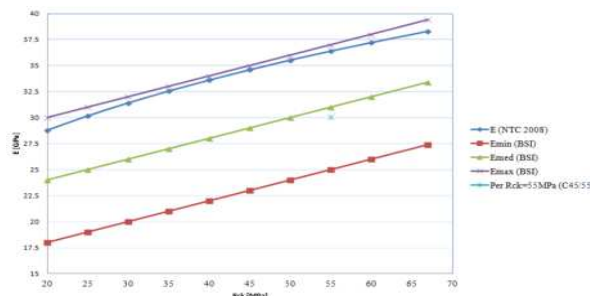


Fig. 4 - valutazione del modulo elastico per NTC e BSI (fonte: attività di collaudo del dott. ing. G. Cozzaglio)

Si veda la riguardo la Figura 4 nella quale si riproduce quanto ottenuto in uno studio condotto per un nuovo alto edificio di Milano nel 2011, per il quale le BSI 8110-2 hanno fornito, per un calcestruzzo avente resistenza cubica a compressione id 55 MPa, valori di modulo simili a quelli ottenuti con le prove di Laboratorio.

6. CONCLUSIONI

Le norme vigenti in materia di prestazioni ed accettazione dei materiali da costruzione rappresentano un tema di particolare interesse per i diversi professionisti che si trovano a dover sovrintendere alla costruzione di una nuova opera.

Nella memoria questo argomento è stato trattato con riferimento al materiale calcestruzzo, vista il suo fondamentale impiego sul mercato italiano, considerandone gli aspetti legati alle fasi di selezione del prodotto, di accettazione, di controllo delle procedure di posa in opera e della successiva verifica di esecuzione a regola d'arte. Infatti, durante la costruzione di un'opera, sono diverse le figure che partecipano con precise responsabilità alla definizione della conformità dei materiali, secondo un filo logico che emerge chiaramente attraverso un'attenta lettura dei disposti normativi e che la memoria cercato di chiarire.

Inoltre, sono state descritte anche le principali tipologie di prove ed alcune procedure di confronto che il Collaudatore potrebbe decidere di svolgere in una campagna di accertamento delle qualità del calcestruzzo in situ.

BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni e Circolare n.°617/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008;
- [2] UNI EN 206-1:2006;
- [3] UNI EN 13791:2008;
- [4] Linee Guida del Consiglio Superiore dei LL.PP. sul calcestruzzo preconfezionato, 2003;
- [5] BSI 8110 2 – Structural use of concrete;
- [6] Malhotra V.M., Carino N.J., CRC Handbook on nondestructive testing of Concrete;
- [7] Romeu J.L. - Empirical assesment of Weibull distribution;
- [8] Romeu J.L., Greithleil C. - A practical guide to statistical analysis of material property data;
- [9] Anderson-Darling: A goodness of fit test for small samples assumptions, vol.10 n.° 5 Selected topics in assurance related technologies;
- [10] De Lucia T., Miranda M., Basile A., Formisano A. - Confronto teorico-sperimentale per il calcolo della resistenza in situ dei calcestruzzi: primi risultati.

CRITICITA' DELLE PROCEDURE VALUTATIVE INERENTI LA STIMA DELLA RESISTENZA IN SITU MEDIANTE PROVE DISTRUTTIVE

Giuseppina Uva, Francesco Porco, Andrea Fiore

Dipartimento DICATECh, Politecnico di Bari

SOMMARIO

La valutazione della sicurezza delle strutture esistenti in c.a., secondo il moderno approccio normativo, si fonda su specifiche indagini volte a caratterizzare principalmente lo stato in cui versano i materiali costituenti. Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in situ ed in particolar modo la sua resistenza a compressione, influenzano in modo determinante il comportamento, sia dei singoli elementi strutturali, sia dell'intero sistema globale. I carotaggi forniscono informazioni significative in tal senso, ma richiedono l'elaborazione delle resistenze misurate per tenere conto dei numerosi fattori, intrinseci alle modalità di esecuzione della prova, che le differenziano dagli effettivi valori in situ. La letteratura tecnica-scientifica e diversi riferimenti normativi, forniscono numerose formulazioni per elaborare le singole resistenze misurate sulle carote, molte delle quali hanno trovato larga applicazione, seppur la Normativa Tecnica Italiana non fornisca alcuna specifica indicazione su quale utilizzare nel percorso conoscitivo strutturale. Il presente lavoro, raccoglie i risultati di una analisi comparativa delle principali formulazioni analitiche per la stima della resistenza in situ a partire dai valori misurati sulle carote, evidenziando il carattere particolarmente dispersivo dettato dalle numerose variabili coinvolte nel processo valutativo. Il fine dello studio, naturale conseguenza dei risultati, è far emergere alcune criticità nella stima della resistenza in situ del calcestruzzo indotta da una evidente zona d'ombra dell'apparato normativo vigente sull'argomento.

CRITICAL POINTS ABOUT THE EVALUATION OF IN-SITU RESISTANCES BY DESTRUCTIVE TESTING

SUMMARY

Safety assessment of existing RC structures, according to the modern regulatory approach is based on specific investigations to characterize mainly the constituent materials. The mechanical characteristics of the in-situ concrete and its compressive strength, have a decisive influence on the behaviour, both of the individual structural elements, both of the whole global system. The core drilling provides significant information to that effect, but require processing of the measured resistances to take into account several intrinsic factors due to the mode of execution of the test. These factors lead to obtain resistance values which differ from the actual in situ values. The scientific literature and technical rules, provide numerous formulations for numerical processing the resistance values measured from concrete cores. Some relations have found wide application, although the Italian Technical rule does not provide specific indication about which to use in the knowledge phase. This work presents results of comparative analysis of the main analytical formulations for assessing the in-situ resistance from the values measured on concrete cores, highlighting their feature dispersive caused by many variables involved in the assessment procedure. Purpose of the study is to emphasize some problems in estimating the in-situ concrete strength deriving by the lack of specific indications from technical standards in force that about this issue present an evident shadow zone.

1. INTRODUZIONE

La rilevante debolezza del patrimonio esistente in cemento armato è da alcuni anni sotto la luce dei riflettori non solo degli addetti ai lavori ma anche da mass media. L'incipiente degrado dei materiali, spesso avanzanti in organismi strutturali che sono privi di dettagli antisismici perché frutto di progettazioni conformi a normative di obsoleta impostazione, hanno dato un notevole impulso all'esecuzione delle verifiche statiche e sismiche.

Per gli edifici in cemento armato uno dei parametri essenziali per una corretta valutazione del grado di sicurezza di una struttura è la resistenza a compressione del calcestruzzo. La resistenza può essere stimata eseguendo indagini diagnostiche che prevedono il prelievo e lo schiacciamento di campioni cilindrici, e/o prove non distruttive basate sulla misurazione di grandezze fisiche

correlate alla grandezza di interesse attraverso relazioni analitiche ricavate empiricamente. Il limite dei metodi non distruttivi consiste ovviamente nella difficoltà di correlare grandezze apparentemente distanti dalle proprietà meccaniche del materiale con le resistenze effettive. L'opinabilità è da ricercare il più delle volte nella sistematica applicazione di formulazioni presenti in letteratura che sono costruite su campionamenti di calcestruzzo non rappresentativi di quello effettivamente presente e oggetto di analisi. Le Norme Tecniche per le Costruzioni [1], sulla consapevolezza della scarsa affidabilità dei metodi non distruttivi utilizzati singolarmente per giungere ad una definizione diretta della resistenza del conglomerato, prevedono che *“la misura delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si ottenga mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura”*; limitando quindi, l'uso dei

metodi indiretti non distruttivi, alla calibrazione dei risultati ottenuti con le indagini distruttive dirette.

La resistenza misurata sulle carote cilindriche prelevate in situ risente di numerosi fattori che la differenziano da quella di un equivalente provino standard (cubo o cilindro avente dimensione da norma) o da quella del calcestruzzo in opera. Tra i fattori si distinguono le modalità di preparazione e stagionatura della carota, la posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale, la presenza di armature, la forma delle carote e il disturbo conseguente alle operazioni di estrazione. Questi possono alterare la misurazione della resistenza a compressione tanto da generare una rilevante discrepanza dai valori progettuali, che indirizzerebbe verso la necessità di sottoporre la struttura a valutazione della sicurezza nei confronti dei carichi antropici in virtù del "significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali" (§ 8.3 delle NTC2008), con il rischio di dover dichiarare l'opera "fuori servizio". Soprattutto per gli edifici esistenti progettati a resistere ai soli carichi verticali un esito negativo delle verifiche di sicurezza, nei confronti delle azioni controllate dall'uomo, comporta l'adozione di provvedimenti atti a garantire un uso conforme ai criteri delle norme. In tal senso la Circolare n.617 [2] chiarisce che relativamente ai provvedimenti essi "sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante". Detti provvedimenti sono "necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo". Le implicazioni a seguito di una valutazione non corretta della resistenza, desunta dai campioni estratti in situ, sono quindi evidenti.

Malgrado tale scenario, il tecnico è lasciato dall'attuale apparato normativo a dover scegliere tra numerosissime formulazioni proposte in letteratura per trasformare il valore misurato sulla carota in valore di resistenza in situ. Il presente lavoro mette a confronto alcune tra le formulazioni più utilizzate disponibili in letteratura e indicate da alcuni documenti normativi esteri, con la finalità di evidenziare, da un punto di vista meramente statistico, eventuali distanze significative tra i risultati ottenibili. L'analisi è compiuta su una popolazione statistica costituita dalle resistenze misurate sulle carote prelevate da 16 edifici scolastici della Provincia di Foggia nell'ambito di uno studio di vulnerabilità sismica condotti su scala territoriale in virtù della convenzione stipulata tra Politecnico di Bari e Autorità di Bacino della Regione Puglia [3].

2. LA STIMA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN SITU

2.1 Indagini distruttive: carotaggi

La prova di compressione uniassiale consente di ricavare la resistenza cilindrica a compressione della carota di calcestruzzo prelevata in situ. Il valore ottenuto è fortemente influenzato dai numerosi fattori strettamente correlati alla modalità esecutiva della prova, tra i quali:

- dimensioni e forma delle carote;
- posizione del prelievo sull'elemento strutturale ed in relazione alla direzione del getto;
- presenza di barre o di altre inclusioni;
- disturbo conseguente alle operazioni di prelievo (ed in misura ridotta, anche il disturbo arrecato nelle successive operazioni di preparazione eseguite per ottenere un provino idoneo per l'esecuzione della prova).
- modalità di conservazione della carota.

Questi fattori differenziano in misura più o meno

accentuata la resistenza ottenuta dai carotaggi f_c dalla effettiva resistenza a compressione in situ f_{core} .

Il documento guida concernenti le modalità di esecuzione della prova e l'elaborazione dei risultati ottenuti sono le ACI 214.4R-03[4], BS n.1881[5]. Questi documenti prendono come riferimento la resistenza a compressione misurata su una carota "standard", ovvero avente una snellezza $\lambda (=H/D$ con H e D , rispettivamente, altezza e diametro del campione cilindrico) pari a 2 ed un diametro $D=100mm$. È possibile, comunque, prelevare campioni aventi dimensioni non standard purché il valore della relativa resistenza $f_{c,nst}$ venga riportato, attraverso opportuni coefficienti correttivi, ad una resistenza associata ad un campione equivalente di dimensioni standard. In linea generale, Bartlett and MacGregor [6] hanno definito una formulazione generale per la stima della resistenza in situ partendo da un valore misurato su un campione non standard e tenendo conto dei fattori influenzanti su indicati mediante appositi coefficienti correttivi.

$$f_{core} = F_{mc} F_d (F_{H/D} F_{dia} F_r f_{c,nst}) \quad (1)$$

dove $F_{H/D}$, F_{dia} ed F_r sono rispettivamente i coefficienti correttivi che tengono conto degli effetti dovuti alla variabilità di λ , D ed alla presenza di barre di armature all'interno della carota (detti fattori "interni" o "di forma"). F_{mc} ed F_d invece, sono fattori correttivi per tenere conto, rispettivamente, delle modalità di conservazione dei provini nelle fasi che precedono la prova a compressione e del danno arrecato al campione durante le operazioni di estrazione (fattori "passivi").

2.2 Formulazioni analitiche: stato dell'arte

A causa delle incertezze legate ai fattori perturbativi definiti in precedenza, nel corso degli anni sono state proposte diverse formulazioni analitiche mediante le quali a partire dal valore della resistenza della carota f_c è possibile determinare la resistenza a compressione in situ f_{core} .

Due tra le più note sono state proposte rispettivamente dalla British Standard [5] e dalla Concrete Society [7]. Entrambe le relazioni introducono coefficienti correttivi per tenere conto, della geometria della carota (indicato nel prosieguo con la sigla $F_{H/D}$ per agevolare la comparazione tra le formulazioni descritte) e della direzione di estrazione rispetto alla direzione del getto. Entrambe le formulazioni sono esprimibili mediante l'Eq. (2):

$$f_{core} = \frac{K}{(1,5 + \frac{1}{\lambda})} f_c \quad (2)$$

dove K , secondo la British Standard, assume valore 2.5 e 2.3, rispettivamente, per estrazione perpendicolare e parallela al getto. Per la Concrete Society, invece, il coefficiente assume valori più bassi e rispettivamente pari a 2 e 1.84.

L'approccio alla base dell'Eq.(2) consiste nell'adeguare il valore della resistenza misurata sulla carota al valore indotto da una campione sempre di forma cilindrica ma di dimensioni standard. Tuttavia, l'impianto globale risulta obsoleto per la necessità di variare il valore misurato in funzione della direzione di estrazione rispetto al getto, negli ultimi anni abbandonato per la diffusione delle indagini non distruttive che consentono di scegliere in modo adeguato i punti da indagare.

Di concezione moderna, la norma ACI 214.4R-03 [4] compatta in un'unica espressione l'Eq. (1) trascurando gli effetti dovuti alla presenza di spezzoni d'armatura nella carota suggerendo, per i diversi fattori correttivi, i valori contenuti nella norma ASTM C42-90 [9] e le indicazioni contenute nei diversi studi di Bartlett & MacGregor [10,11]. In particolare, la relazione proposta dal documento normativo, tarata di carote aventi diametro pari a 100mm, è data dalla Eq. (3).

$$f_{core} = F_{mc} F_d F_{H/D} F_{dia} f_c \quad (3)$$

In particolare, i valori suggeriti per i diversi parametri sono:

- $F_{H/D}$ è valutabile mediante l'Eq (4) nella quale α è pari a $4.3 \cdot 10^{-4} \text{ mm}^2/\text{N}$ e β assume i valori $0.130, 0.117, 0.144$ rispettivamente per provino non trattato, immerso in acqua per 48h e conservato in area secca.
$$F_{H/D} = 1 - (\beta - \alpha f_{core})(2 - \lambda)^2 \quad (4)$$
- F_{dia} è pari a $1.06, 1.00$ e 0.98 , rispettivamente, per diametri di $50\text{mm}, 100\text{mm}$ e 150mm .
- F_{mc} assume valori diversi a seconda del trattamento del provino prima dell'esecuzione della prova uniaxiale a compressione. Nello specifico pari a $0.98, 1.00$ e 1.09 , rispettivamente, per provino in condizioni asciutte, senza trattamenti rispetto al prelievo e immerso in acqua per 48h.
- F_d è pari a 1.06 , che equivale, ovvero, ad incrementare la resistenza della carota del 6%.

La relazione descritta rappresenta un'estensione di una formulazione precedente proposta dalla Federal Emergency Management Agency [12]. Questa si distingue dalla (3) per l'introduzione del fattore correttivo che annulla la variazione di resistenza dovuta alla presenza di armatura all'interno della carota. Tale contributo sostituisce il coefficiente correttivo F_{mc} privilegiando così un fattore perturbativo interno ad un fattore passivo. In particolare:

$$f_{core} = F_{H/D} F_{dia} F_r F_d f_c \quad (5)$$

dove, i fattori F_{dia} ed F_d assumono gli stessi valori indicati dalle ACI, mentre il fattore valutante l'influenza della snellezza λ della carota, $F_{H/D}$, è dato dalla legge quadratica espressa dall' Eq. (6):

$$F_{H/D} = -0,1 \left(\frac{H}{D}\right)^2 + 0,45 \left(\frac{H}{D}\right) + 0,5 \quad (6)$$

Sebbene uno studio di Loo et al.[13] evidenzi come la presenza di barre di armatura in campioni di piccolo diametro produca effetti del tutto trascurabili ($F_r=1$), al contrario di quanto riscontrato per campioni standard, le Fema forniscono valori correttivi qualora la carota contenga spezzoni di armatura. F_r assume un valore unitario in assenza di barre, pari ad 1.08 in presenza di una sola barra di armatura, mentre 1.13 in presenza di due o più barre.

In questa piccola *overview* è doveroso affiancare a formulazioni proposte da documenti normativi anche relazioni derivanti dalla comunità scientifica. In rappresentanza delle diverse proposte disponibili è da evidenziare la relazione presentata da Masi [14], di seguito riportata.

$$f_{core} = C_{H/D} C_{dia} C_a C_d f_c \quad (7)$$

La relazione, espressa con una nomenclatura diversa (uso della sigla C rispetto alla F per i coefficienti correttivi), presenta un impianto concettualmente simile alla (5), con gli unici caratteri fortemente distintivi individuabili nella valutazione del coefficiente di forma e del coefficiente relativo al disturbo arrecato nella fase di estrazione. In particolare, il primo è valutabile attraverso l'espressione fornita dalle British Standard, ovvero:

$$C_{H/D} = \frac{2}{(1,5 + \frac{D}{H})} \quad (8)$$

Il secondo non è dato da un valore costante come evidenziato in precedenza, ma diventa un coefficiente dipendente dal valore di resistenza misurato sulla carota. L'assunto deriva dall'ipotesi di considerare un effetto di rimaneggiamento tanto maggiore quanto minore è la resistenza del calcestruzzo in situ. A tal fine l'autore, in pieno accordo con le indicazioni tracciate da Collepari [15] suggerisce di assumere un valore del coefficiente pari ad $1,20$ per $f_c < 20\text{Mpa}$ e di $1,10$ per $f_c > 20\text{Mpa}$. Occorre evidenziare che sebbene il carotaggio sia ritenuto il metodo più affidabile per stimare la resistenza del calcestruzzo di strutture esistenti essa

può risultare sostanzialmente dal valore in situ. Il disturbo arrecato alla carota durante le operazioni di estrazione portano a sottostimare la resistenza rispetto al valore effettivamente presente in situ. Diversi studi forniscono coefficienti correttivi per eliminare questa tendenza a ricavare resistenze minori delle effettive, alcuni dei quali in linea con Masi (Donaggio [16] propone un valore pari ad 1.1 per $f_c > 20\text{MPa}$) altri correlano la riduzione di resistenza a parametri diversi dalla mera resistenza della carota. Uva et al. [17] utilizzano un approccio basato sulla correlazione tra le resistenze in situ e il grado di compattazione dei provini prelevati durante le fasi di getto, mostrando come gli effetti indotti dal danneggiamento (in presenza di degrado del materiale) inducono riduzioni della resistenza fino al 40% in corrispondenza della massima compattazione in opera.

Recentemente Pucinotti [20] ha proposto una formulazione che affianca a fattori correttivi di concezione moderna (come ad esempio F_d) fattori di vecchia concezione basati sulla direzione di estrazione rispetto alla direzione del getto. La relazione, proposta per la valutazione della resistenza in situ di un intero campionamento, si presenta nella seguente forma in relazione ad un singola carota:

$$f_{core} = \alpha_2 C_{H/D} C_{dia} C_d f_c \quad (9)$$

dove $C_{H/D}$, C_{dia} e C_d assumono gli stessi valori definiti da Masi, mentre α_2 è un coefficiente dipendente dalla direzione di perforazione, pari a 1.15 per direzioni ortogonali alla direzione del getto e 1.05 per perforazioni parallele.

3. CASO DI STUDIO

3.1 Descrizione

L'obbligatorietà da parte dell'Ente titolare dell'immobile di valutare la vulnerabilità dell'edificio, sancita in Italia a partire dal 2003 e meglio esplicitata dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, ha sensibilizzato gli operatori del settore ad un maggiore approfondimento delle metodologie finalizzate alle verifiche di sicurezza con riferimento alle indicazioni delle vigenti normative in materia. In questo contesto, il Politecnico di Bari e l'Autorità di Bacino della Regione Puglia hanno stipulato una convenzione per valutare la vulnerabilità sismica degli edifici scolastici della Provincia di Foggia. Nell'ambito della convenzione, sono state redatte le "Linee Guida per la valutazione della sicurezza di edifici pubblici con strutture in c.a. o in muratura" fornite ai Tecnici incaricati di svolgere le verifiche di sicurezza, come strumento contenente le indicazioni metodologiche per la redazione della documentazione richiesta.

Le verifiche di sicurezza sono attualmente in corso e i risultati raccolti nel presente documento sono relativi solo ad un primo campione costituito da 16 edifici scolastici in c.a. Le strutture analizzate sono dislocate sull'intero territorio provinciale di Foggia (Fig. 1) che posizionato sul versante adriatico meridionale, ricade in una zona di media intensità sismica. In particolare, la sismicità dell'area, espressa in termini di "accelerazione massima orizzontale al sito - ag", è compresa tra il limite inferiore di $0.173g$ e quello superiore di $0.253g$.



Figura 1 - Ubicazione degli edifici scolastici oggetto di studio nell'ambito del territorio Foggiano

3.2 Risultati delle indagini distruttive

La popolazione di dati utilizzata per il presente studio, è costituita dai valori di resistenza desunti dalle prove a compressione uniaxiali condotte sulle carote prelevate dai 16 edifici scolastici nell'ambito dei percorsi conoscitivi finalizzati alla caratterizzazione meccanica dei materiali in opera. Le resistenze sono relative a carote aventi diametro compreso tra 69mm e 98mm e snellezza λ tra 1 e 2. L'intera popolazione consta di 194 valori di resistenza, provenienti per il 64,9% da carote estratte da pilastri e per il restante 35,1% da travi di fondazione ed elevazione. I dati sono complessivamente descritti attraverso i valori di alcune grandezze statistiche, suddivisi in Tabella 1 in relazione all'intera popolazione ed ai singoli sotto-insiemi individuanti i 16 edifici considerati singolarmente. In dettaglio, la tabella contiene il valore medio delle resistenze in situ μ , la deviazione standard σ , il coefficiente di variazione CV . I valori modesti delle resistenze medie relativi ad alcuni edifici sono in linea con il deficit riscontrato in termini di vulnerabilità sismica, permettendo così di ritenere, il forte decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali, una delle cause responsabili della scarsa sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.

Tabella 1 - Parametri statistici dei dati relativi al caso di studio considerato

Edificio	μ MPa	σ MPa	CV	A MPa
tutti i dati	22.10	10.68	0.48	50.79
n. 1	19.20	2.84	0.15	7.41
n. 2	37.08	4.02	0.11	11.52
n. 3	42.24	10.89	0.26	33.17
n. 4	17.16	3.23	0.19	9.30
n. 5	13.36	7.12	0.53	20.70
n. 6	14.22	4.16	0.29	13.90
n. 7	27.07	4.17	0.15	15.30
n. 8	14.88	4.36	0.29	13.70
n. 9	16.17	5.63	0.35	24.80
n. 10	27.36	9.87	0.36	32.90
n. 11	11.13	3.24	0.29	12.50
n. 12	28.94	4.85	0.17	14.54
n. 13	28.81	5.77	0.20	19.14
n. 14	12.10	3.12	0.26	11.01
n. 15	21.29	6.39	0.30	18.52
n. 16	20.55	5.30	0.26	14.70

Per tutti gli edifici (ad eccezione del n.2) il coefficiente di variazione CV è al di sopra del limite indicato dalle norme FEMA356 [18] (pari a 0.14) e pertanto non sarebbe consentito l'utilizzo del valore medio delle resistenze nell'ambito delle verifiche di sicurezza. D'altra parte bisogna considerare che i

dati raccolti sono relativi solo ai carotaggi e non contengono valori correlati con le prove non distruttive a cui si ricorre per integrare le distruttive e ottenere informazioni sul grado di omogeneità del materiale. È comunque da non trascurare l'aspetto legato alla dispersione dei dati che è un ulteriore fattore da considerare nell'ambito delle verifiche di sicurezza degli edifici esistenti [19].

La distribuzione delle resistenze dell'intero campionamento in termini di frequenza relativa è mostrata in Fig. 2. Il valore medio delle resistenze (pari a 22.10 MPa) ricade nell'intervallo successivo a quello contenente il valore della "mediana" (15MPa - 20MPa) relativa alla distribuzione sperimentale dei dati. In virtù di ciò, i dati risultano maggiormente addensati a destra del valore medio la distribuzione riscontrata è asimmetrica con valore di picco in corrispondenza di bassi valori di resistenza.

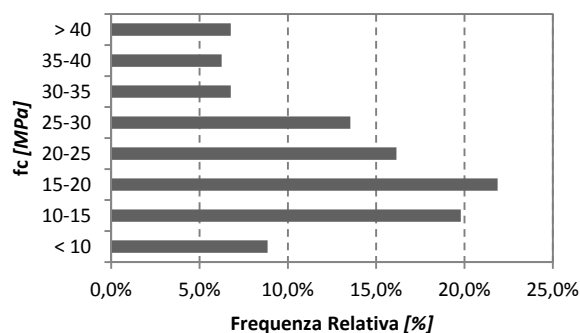


Figura 2 - Frequenze relative dell'intero campionamento

4. RISULTATI

4.1 Comparazione statistica delle resistenze in situ

Con l'ausilio dei dati a disposizione è stata eseguita una comparazione statistica delle resistenze in situ valutate con le formulazioni descritte al paragrafo 2.2. Dai certificati emessi dai laboratori incaricati dell'esecuzione dei carotaggi, emerge che lo stato di conservazione delle carote è lo stesso delle condizioni esterne di prelievo. Inoltre, non sono stati riscontrati spezzoni di armatura all'interno dei campioni cilindrici estratti. Per tali circostanze i relativi fattori correttivi considerati all'interno delle formulazioni di approccio moderno (Fema, ACI, Masi, Pucinotti) sono stati assunti unitari.

Per ciascuna delle formulazioni descritte nello stato dell'arte è stato valutato il valore medio delle resistenti in situ. Tali valori sono stati confrontati con i valori medi delle resistenze derivanti dalla prova a compressione (riportati in Tabella 1), valutando le differenze in termini percentuali (Tabella 2).

Dalla comparazione si evince come trattando le resistenze delle carote secondo le relazioni fornite dalla British Standard e dalla Concrete Society (espresse secondo l'Eq. 2) si ottenga un'alterazione del valore medio sull'intero campionamento completamente discordante. La British tende a sovrastimare il valore medio, mentre in antitesi la Concrete Society ha la tendenza a sottostimare la grandezza. Questo si riscontra anche sui singoli edifici ed in alcuni casi è anche particolarmente accentuato (edificio n.5). È interessante osservare il diffuso decremento della resistenza media in situ per tutte le formulazioni considerate. Tale circostanza è imputabile principalmente al coefficiente correttivo dipendente dalla snellezza della carota (F_{HD} o C_{HD}) che risulta su tutte le carote ≤ 1 ed arriva ad assumere il valore minimo di 0.63 nel caso della relazione proposta da Pucinotti.

In analogia sono state comparate le ampiezze dei singoli campionamenti e della popolazione complessiva con i rispettivi valori riscontrati sulle resistenze delle carote (Tabella 3).

Tabella 2 - Comparazione in termini percentuali tra i valori medi delle resistenze in situ

Edificio	μ	British	Concrete	ACI	Fema	Masi	Pucinotti
tutti	22.1	3%	-18%	-3%	-6%	-5%	-1%
1	19.2	-1%	-21%	-7%	-10%	-8%	0%
2	37.0	0%	-20%	-3%	-7%	-9%	-2%
3	42.2	0%	-20%	-3%	-7%	-9%	-2%
4	17.1	25%	0%	9%	9%	22%	-11%
5	13.3	5%	-16%	-1%	-3%	2%	2%
6	14.2	1%	-19%	-6%	-9%	-4%	4%
7	27.0	0%	-20%	-5%	-8%	-9%	-2%
8	14.8	0%	-20%	-6%	-9%	-5%	3%
9	16.1	0%	-20%	-4%	-7%	-4%	4%
10	27.3	0%	-20%	-4%	-7%	-8%	0%
11	11.1	1%	-19%	-4%	-6%	0%	8%
12	28.9	1%	-19%	-3%	-6%	-8%	-1%
13	28.8	1%	-19%	-3%	-7%	-8%	-2%
14	12.1	1%	-19%	-3%	-6%	0%	8%
15	21.2	18%	-6%	5%	4%	9%	-11%
16	20.5	25%	0%	8%	8%	16%	-14%

Tabella 3 - Comparazione in termini percentuali delle ampiezze dei campionamenti

Edificio	A	British	Concrete	ACI	Fema	Masi	Pucinotti
tutti	50.8	0%	-20%	-2%	-7%	-10%	-2%
1	7.4	-6%	-25%	-10%	-15%	-35%	-27%
2	11.5	0%	-20%	-1%	-7%	-9%	-2%
3	33.1	0%	-20%	-1%	-7%	-9%	-2%
4	9.3	25%	0%	9%	9%	-2%	-28%
5	20.7	0%	-20%	-3%	-7%	-10%	-3%
6	13.9	0%	-20%	-5%	-9%	-16%	-9%
7	15.3	0%	-20%	-7%	-12%	-24%	-18%
8	13.7	0%	-20%	-5%	-9%	-18%	-11%
9	24.8	0%	-20%	-3%	-7%	-11%	-4%
10	32.9	0%	-20%	-2%	-7%	-14%	-6%
11	12.5	2%	-19%	-2%	-6%	1%	8%
12	14.5	1%	-20%	-2%	-7%	-9%	-2%
13	19.1	1%	-20%	-2%	-7%	-9%	-2%
14	11.0	1%	-19%	-3%	-7%	0%	7%
15	18.5	25%	0%	8%	8%	5%	-21%
16	14.7	25%	0%	8%	8%	2%	-24%

Osservando i dati riportati in Tabella 3 risulta evidente come l'uso delle formulazioni considerate, ad eccezione della relazione fornita dalla British Standard, tendano a diminuire l'ampiezza del generico campionamento. Addirittura con la formula della Concrete Society per bene 11 edifici l'ampiezza delle resistenze si riduce di una quantità maggiore di 1/5.

4.2 Ulteriori considerazioni sulle formulazioni disponibili

La caratterizzazione meccanica dei materiali è un passaggio importante nell'ambito del processo conoscitivo di un fabbricato esistente. Questa passa attraverso l'adozione di una delle formulazioni disponibili analizzate finora. La scelta di una formula piuttosto che un'altra è dettata più dall'esperienza e abitudine del tecnico incaricato che da un

effettivo vantaggio nella stima delle classi omogenee di materiale. È interessante quindi quantificare le variazioni delle principali grandezze statistiche conseguenti all'utilizzo di una delle formulazioni tra quelle a disposizione. A tal fine si ipotizza di considerare come formulazione di riferimento, la relazione proposta dalle Fema 274 (Eq. 5) e di calcolare le variazioni della resistenza media μ , della deviazione standard σ e del coefficiente di variazione CV delle resistenze in situ dei singoli edifici scolastici. In virtù di tale assunzione, valutando le differenze percentuali tra la resistenza media in situ ed il rispettivo valore ottenuto con le Fema, sono state riscontrate per molti campionamenti variazioni superiori al 10% (Fig. 3). Per l'immobile n.16 l'uso della relazione di Pucinotti comporta variazioni percentuali di circa il 20% dalla Fema. Comparando la media delle variazioni misurate per ciascuna scuola (Fig. 4) confermano quanto già evidenziato, ovvero che le relazioni proposte dalla British Standard e dalla Concrete Society comportino variazioni che in media sono dell'ordine del 10% su 16 edifici.

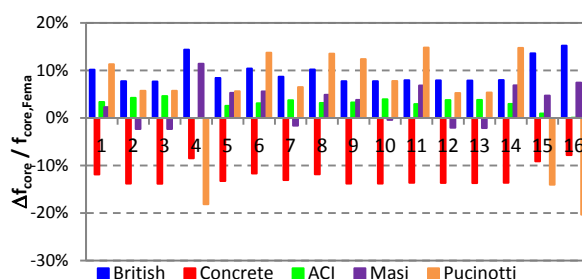


Figura 3 - Variazioni percentuali delle resistenze medie calcolate con formulazioni di letteratura e valutate mediante relazione Fema

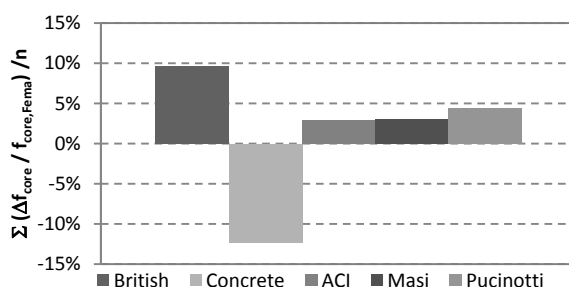


Figura 4 - Media delle variazioni percentuali delle resistenze medie calcolate con formulazioni di letteratura e valutate mediante relazione Fema

L'uso di relazioni di impianto moderno (ACI, Masi e Pucinotti) comportano variazioni percentuali minori del 5%.

Un giudizio meramente qualitativo del grado di omogeneità del calcestruzzo in situ, può essere fornito dal Coefficiente di variazione CV, che se al di sotto di 0.14 (Fema 356), rappresenta un segnale della possibile concomitanza di più classi omogenee di materiali. Misurando la variazione in termini percentuali tra il CV riscontrato con le diverse formulazioni analizzate e lo stesso valutato con la relazione Fema, si evincono differenze contenute ma comunque molto significative. Quantificando le variazioni su riscontrate su tutti i 16 campionamenti (Fig. 5) è evidente come a differenza delle grandezze osservate in precedenza, l'uso della British Standard e della Concrete Society sia del tutto indifferente in termini di CV.

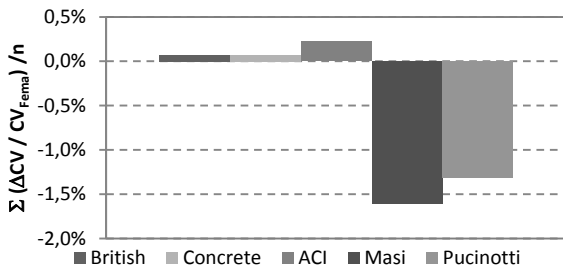


Figura 5 - Media delle variazioni percentuali tra coefficienti di variazione calcolati con formulazioni di letteratura e valutato mediante relazione Fema

Invece, l'uso della formulazione di Masi, limitatamente ai 16 campionamenti oggetto di studio, tende a fornire coefficienti di variazioni più bassi rispetto alla formulazione Fema274. Tale tendenza è favorevole ai fini del rispetto della limitazione indicata dalla norma Fema356, l'unica che affronta la problematica fornendo un limite analitico oltre il quale ritenere eccessiva la dispersione numerica dei dati.

5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro confronta diverse formulazioni per la stima della resistenza in situ del calcestruzzo partendo dai valori ricavati per mezzo di prove distruttive. L'ampio campionamento costituito dai carotaggi compiuti su 16 edifici scolastici della Provincia di Foggia, ha permesso di eseguire una comparazione in termini statistici.

I risultati evidenziano come l'assunzione di una formulazione piuttosto che un'altra possa produrre una variazione di circa $\pm 15\%$ del valore della resistenza media in situ. Anche le ampiezze dei singoli campionamenti, inizialmente costituite dai valori grezzi ottenuti dalle prove a compressione, subiscono una riduzione che raggiunge anche il 20% una volta oggetto di elaborazione numerica mediante una delle formulazioni considerate. Tale conseguenza, se pur in misura ridotta, si riscontra in termini di coefficiente di variazione, confermando la tendenza manifestata da tutte le formulazioni di addensare le resistenze in un intervallo di piccola ampiezza.

In conclusione risulta evidente che nell'ambito delle verifiche di sicurezza delle strutture esistenti, la fase riguardante la stima della resistenza in situ è caratterizzata da una intrinseca incertezza derivante dall'adozione di una relazione numerica tra le tante disponibili. Occorre soffermarsi che la variabilità dei parametri statistici potrebbe esporre la generica struttura al rischio di avere verifiche di sicurezza soddisfacenti o meno a seconda della formulazione adottata per elaborare i risultati delle prove distruttive. La riduzione del 20% del valore medio della resistenza, riscontrata per alcuni campionamenti, adottando una formulazione diversa da quella di riferimento, insieme all'ulteriore decremento dovuto al fattore di confidenza ed eventualmente al coefficiente parziale del materiale, condiziona in modo inequivocabile la verifica di sicurezza, aprendo verso la possibilità di inibire il normale uso. Per ridurre al minimo tale eventualità, è indubbia la necessità, ed imprescindibile l'esigenza, di usufruire di indagini integrative di tipo non distruttivo, non solo per individuare eventuali eterogeneità di materiale, sinonimo di differenti classi di resistenza concomitanti in opera, ma principalmente per incrementare i singoli campionamenti, così da diminuire la dispersione dei valori di resistenza.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – (2008), DM 14/01/08: “Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30. 2008.
- [2] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – (2009), Circolare 2 febbraio 2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- [4] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - (2003), ACI 214.4R-03, Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. Detroit. Michigan.
- [5] BS 1881 - (1983), Testing Concrete. Method for determination of the compressive strength of concrete cores. British Standard.
- [6] BARTLETT, F.M., MACGREGOR, J.G. - (1999), Variation of in-place concrete strength. ACI Materials Journal 96(2):261-70.
- [7] CONCRETE SOCIETY TECHNICAL REPORT N. 11 - (1976), Concrete core testing for strength, Concrete Society, London.
- [9] ASTM Committee C-9 - (1992), Standard test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete (ASTM C42-90). Annual Book of ASTM Standards. vol. 04.02. American Society for Testing and materials. Philadelphia. PA.
- [10] BARTLETT, F.M., MACGREGOR, J.G. - (1994), Effect of core diameter on concrete core strengths. ACI Materials Journal, 91(5): 460-470.
- [11] BARTLETT, F.M., MACGREGOR, J.G. - (1994), Effect of core length to diameter ratio on concrete core strength. ACI Materials Journal, 91(4): 339-348.
- [12] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY - (1997), NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 274, Washington D.C.
- [13] LOO, Y.H., TAN, C.W., TAM, C.T. - (1989), Effects of embedded reinforcement on the measured strength of concrete cylinders. Magazine of Concrete Research, 41(146): 11-18.
- [14] MASI, A. - (2005), La stima del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive. Il giornale delle prove non distruttive, n.1-2005.
- [15] COLLEPARDI, M. - (2002), Il nuovo calcestruzzo (seconda edizione), Edizioni Tintoretto, 2002.
- [16] DONAGGIO, E. - (1994), Manuale del calcestruzzo armato, Zanichelli Editore.
- [17] UVA, G., PORCO, F., FIORE, A. MEZZINA, M. - (2013), Proposal of a methodology of in-situ concrete tests and improving the estimate of the compressive strength Construction and Building Materials, 38(1):72-83.
- [18] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 356 - (2000), Prestandard for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Reston. Va.
- [19] FIORE, A., PORCO, F., UVA, G. AND MEZZINA, M. - (2013), On the dispersion of data collected by in situ diagnostic of the existing concrete, Construction and Building Materials, 47: 208-217.
- [20] PUCINOTTI, R. - (2013), Assessment of in situ characteristic concrete strength, Construction and Building Materials, 44: 63-73.