# CALCESTRUZZI E PREVENZIONE

Presidente di sessione: dott.ing. Marcello MAURO

Relatore generale: prof.dott. Renato TURRIZIANI

# COMPORTAMENTO A CARICO ASSIALE DI CONGLOMERATI AD ALTA RESISTENZA CONFINATI CON TESSUTO DI FIBRA DI CARBONIO

**Lionello BORTOLOTTI**
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari

**Sergio LAI**
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari

**Silvia CARTA**
Ordine Ingegneri di Cagliari

**Daniela CIREDDU**
Ordine Ingegneri di Cagliari

## SOMMARIO

Nell'articolo sono riportati i risultati sperimentali ottenuti da prove di compressione assiale su cilindri di conglomerato ad alta resistenza, di tipo normale e con aggiunta di fumi di silice, confinati con tessuto di fibra di carbonio reso aderente al conglomerato mediante resine epossidiche. I risultati sono stati utilizzati per verificare il modello analitico formulato per simularne il comportamento a rottura. Viene evidenziato l'ottimo comportamento della associazione dei materiali utilizzati e l'affidabilità del modello teorico proposto.

## SUMMARY

The paper refers on the experimental results coming from axial compression tests on high strength concrete cylinders of normal type and with the addition of silica fume. The cylinders were confined with a tissue of carbonium fiber glued on the concrete with epoxy resin. The results have been utilized to check the analytical model formulated to simulate the failure behaviour. The best performance of the connection of the employed materials and the reliability of the proposed theoretical model are remarked.

## 1. INTRODUZIONE

Il vasto patrimonio delle costruzioni civili, da quello infrastrutturale a quello monumentale, da quello più recente a quello più antico, presenta la necessità di riparazioni e consolidamenti per quella parte colpita da vetustà e da dissesti connessi a cause diverse ovvero di rinforzo per quelle strutture per le quali si impone un cambio di destinazione funzionale o un adeguamento statico proveniente da esigenze di maggiori carichi .
Sono conosciuti i molteplici prodotti per la riparazione costituiti da malte speciali e da rivestimenti a base di resine e quelli di rinforzo strutturale che contemplano, tra i diversi, l'impiego di lamine di carbonio mediante incollaggio con resine speciali oppure di tessuto di fibra di carbonio rese aderenti ai manufatti con dette resine.
Quest'ultimo sistema si presta a molteplici impieghi in virtù della spiccata adattabilità del tessuto di fibra alle diverse forme delle superficie dei manufatti, dovuta al suo esiguo spessore (0.13 mm), e, per esempio, a solai, pareti, cupole e, in generale, a quegli elementi superficiali che sono investiti da sforzi di trazione. A questo riguardo, è noto che una colonna o un pilastro, soggetta prevalentemente a carico assiale, può essere rinforzata introducendo un sistema cerchiante che può essere continuo o discontinuo. Tale confinamento, si sa, produce un aumento della capacità portante della colonna e tale incremento è tanto maggiore quanto più potente è l'apparato di confinamento. Quest'ultimo, esplicando la sua funzione, risulta essere soggetto a

trazione circonferenziale. Si capisce, quindi, come una fasciatura della superficie laterale della colonna, ottenuta con tessuto di fibra di carbonio incollata con resina, realizzi con spessori ridottissimi, una elevata azione confinante, in virtù della elevatissima resistenza a trazione della fibra (3500 Mpa), producendo incrementi di capacità portante tanto più elevati quanto maggiore è il numero di strati di avvolgimento che viene impiegato. Oltre a ciò si consegue una elevata capacità di deformazione assiale della colonna.
Con riferimento a tali aspetti, e anche con l'obbiettivo di fornire un facile metodo di calcolo per tali elementi confinati insieme a quello di verificare l'efficacia del tessuto di fibra, è stata condotta una sperimentazione su cilindri in conglomerato cementizio di due differenti tipi confinati con tale tessuto.

## 2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Il programma sperimentale ha previsto il confezionamento di due tipi di conglomerato:
il primo (tipo 1) con una composizione di tipo tradizionale con il quale si sono conseguite resistenze cubiche fino a 60 Mpa; il secondo (tipo 2) con la medesima composizione, ma con l'aggiunta di fumi di silice in ragione del 20% in peso del cemento, con il quale si sono conseguite resistenze fino a 80 Mpa.
Sono stati confezionati complessivamente, e in parti uguali per ogni tipo di conglomerato, 24 cilindri del diametro di 155 mm, di cui 16 di altezza di 310 mm e 8 di altezza di 465 mm.
Di tali 24 cilindri, 16 di essi, e in parti uguali per i due tipi di conglomerato, sono stati fasciati con tessuto di fibra di carbonio da 1 a 3 strati. Dei quali, 2 sono stati fasciati senza la resina, incollando il tessuto per 5 cm esclusivamente all'inizio e alla fine della fasciatura che era relizzata a 2 strati. Tale soluzione veniva fatta per osservare la diversità di comportamento tra tessuto aderente e non aderente al conglomerato.
I restanti 8 cilindri non sono stati confinati e sono stati utilizzati per determinare la resistenza cilindrica e i moduli di deformazione

## 2. MATERIALI

### 2.1 Conglomerati

Sono stati confezionati due tipi di conglomerato, il primo di caratteristiche ordinarie ed il secondo con aggiunta di fumi di silice. Le principali caratteristiche del mix sono esposte di seguito
Conglomerato di tipo 1
- cemento di classe 42.5: 400 kg/m$^3$
- sabbia: 830 kg/m$^3$
- pietrisco ($d_{max}$=25 mm): 950 kg/m$^3$
- additivo superfluidificante (BV 13, Addiment): 0.9%
-Rapporto Acqua-Cemento A/C: 0.5
- slump: 4 cm

Conglomerato di tipo 2
La stessa composizione del tipo 1 con la differenza di A/C=0.45, slump=6 cm e con aggiunta di fumi di silice in ragione del 20% in peso del cemento.
I getti, sia dei cilindri che dei cubi per le prove integrative, sono stati effettuati in casseri in PVC. Dopo 24 ore dal getto, è avvenuta la sformatura e la maturazione è proseguita per 20 giorni in acqua.

### 2.2 Fibra di carbonio e resina

Il tessuto di fibra di carbonio (Sika Wrap Hex-230C) ha un orientamento unidirezionale delle fibre e possiede le seguenti caratteristiche:
- larghezza del tessuto: 600 mm
- peso del tessuto: 0.230 kg/ m$^2$
- spessore di esercizio del tessuto: 0.13 mm
- resistenza a trazione delle fibre: 3500 Mpa
- modulo elastico: 230000 Mpa
- allungamento a rottura: 1.5%

Il comportamento della fibra è perfettamente elastico fino a rottura.
Il tessuto di fibra è stato reso aderente alla superficie del conglomerato e ai diversi strati di tessuto con una resina epossidica bicomponente tixotropica, e precisamente il Sikadur 330 LVP.

## 3. APPARATO DI PROVA

I diversi provini, e cioè i cubi per la determinazione della resistenza a compressione del conglomerato e per la resistenza a trazione indiretta con prova Brasiliana e i cilindri per la determinazione della resistenza cilindrica del conglomerato confinato e no e del modulo elastico dello stesso, sono stati caricati mediante una pressa della portata di 300 tonnellate.
I carichi sono stati applicati in maniera quasi statica con incrementi di carico regolari nei cui intervalli sono state eseguite misure di deformazione.
In particolare, sono state eseguite misure di deformazione globale, sia longitudinali che trasversali, mediante comparatori centesimali. Sono state effettuate, inoltre, misure locali di deformazione tramite comparatore millesimale Tensotast. Le basi di misura, per queste ultime, erano realizzate con due dischetti di alluminio, punzonati al centro e incollati alla superficie dei manufatti, disposti alla distanza di 20 mm.

## 4. PROVE DI CARICO

### 4.1 Prove di compressione

Nella Tabella 1 sono riportati i risultati delle prove di compressione su cubi e cilindri non confinati e quelle di compressione Brasiliana per la determinazione indiretta della resistenza a trazione.
Nella Tabella 2 sono riportati i risultati dei moduli secanti, misurati localmente e globalmente, su cilindri confinati e no, i moduli tangenti calcolati con l'equazione 5 e i relativi confronti.

### 4.2 Prove di compressione su conglomerato confinato

Il comportamento sotto carico assiale dei cilindri confinati è stato caratterizzato dalla rottura improvvisa del tessuto di fibra di carbonio con proiezione di materiale conglomerato. L'aspetto di tale rottura è illustrato, per alcuni casi, nelle Figure 1-4. Nelle Figure 5-6 sono illustrati i diagrammi carichi-deformazioni assiali relativi ai cilindri confinati e no.
Nella Tabella 3 sono riportati le caratteristiche geometriche e i risultati delle prove sui cilindri confinati e no, e precisamente
- la resistenza cubica e l'età del conglomerato di riferimento;
- lo sforzo di rottura del conglomerato confinato e no;
- il rapporto di tale sforzo alla resistenza cubica;

## 5. MODELLAZIONE ANALITICA FENOMENO

I risultati ottenuti dalle prove sperimentali sui cilindri confinati sono stati confrontati con quelli analitici provenienti da una teoria che è fondata su una schematizzazione a tubo sottile del guscio esterno costituito dal tessuto di fibra di carbonio. Tale tubo si ipotizza soggetto a una pressione interna prodotta dall'espansione del nucleo di conglomerato in seguito all'applicazione del carico assiale.
La condizione di equilibrio di un semi-tubo di lunghezza unitaria conduce all'espressione della pressione interna

$$\sigma_1 = \sigma_f s_f / r \qquad (1)$$

In virtù del comportamento perfettamente elastico della fibra e considerando il conglomerato aderente alla fibra in regime di softening di trazione e considerando altresì la congruenza delle deformazioni dei due materiali si perviene alla espressione

$$\sigma_1 = 2f'_t \, e s_f \beta / r \qquad (2)$$

dove
$\sigma_f$ e $s_f$ = tensione e spessore fibra;
r = raggio del cilindro;
$f'_t$ = resistenza a trazione diretta del conglomerato;
$e = E_f/E_c$ = rapporto tra modulo elastico fibra e modulo tangente all'origine del conglomerato;
$\beta = \varepsilon_t/\varepsilon'_t$ = rapporto tra deformazione di trazione del conglomerato (e della fibra di carbonio) e deformazione di picco in trazione monoassiale, con $\varepsilon'_t = 2f'_t/E_c$. Tale espressione deriva dall'assumere per il ramo ascendente della relazione costitutiva in trazione monoassiale del conglomerato la nota formulazione parabolica.
Per quanto attiene la valutazione della resistenza a trazione diretta del conglomerato e il suo modulo all'origine, questa viene attuata con le seguenti formule sperimentali richiamate in [1]

$$f'_t = f'_c/k \qquad (3)$$

con

$$k = 6.4 + 0.1223 \, f'_c \quad (\text{con } f'_c \text{ in Mpa}) \qquad (4)$$

rapporto tra resistenze a compressione cubica e a trazione [1], essendo $f'_c$ la resistenza cubica del conglomerato;

$$E_c = 10^5 \, f'_c/(48 + 1.733 f'_c) \quad (\text{Mpa}) \qquad (5)$$

modulo tangente all'origine del conglomerato [1], avendo assunto l'unicità del modulo a trazione e a compressione.
Per quanto riguarda il ramo discendente (regime di softening) della relazione costitutiva del conglomerato in trazione monoassiale, viene assunta la formulazione iperbolica [1]

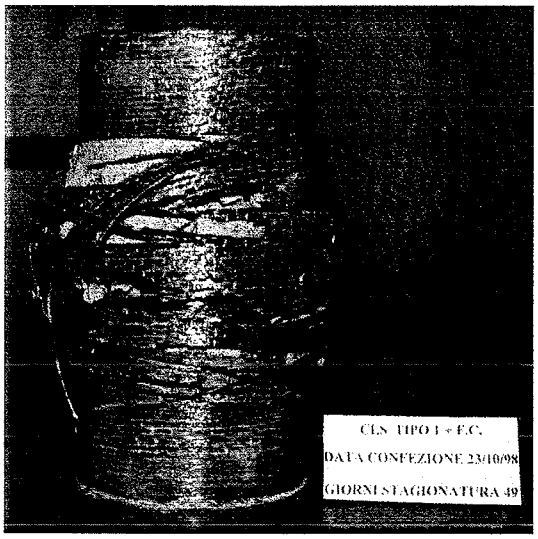
$$\sigma_t = f'_t/\beta \qquad (6)$$

con il significato dei simboli di cui in precedenza.
Il nucleo cilindrico di conglomerato risulta soggetto alla contropressione radiale $\sigma_1$ e alla pressione longitudinale $\sigma_3$ prodotta dal carico assiale. Esso pertanto risulta in uno stato di compressione triassiale ($\sigma_1=\sigma_2$; $\sigma_3$). Assunta come condizione di rottura il seguente criterio alla Coulomb-Mohr modificato [1]

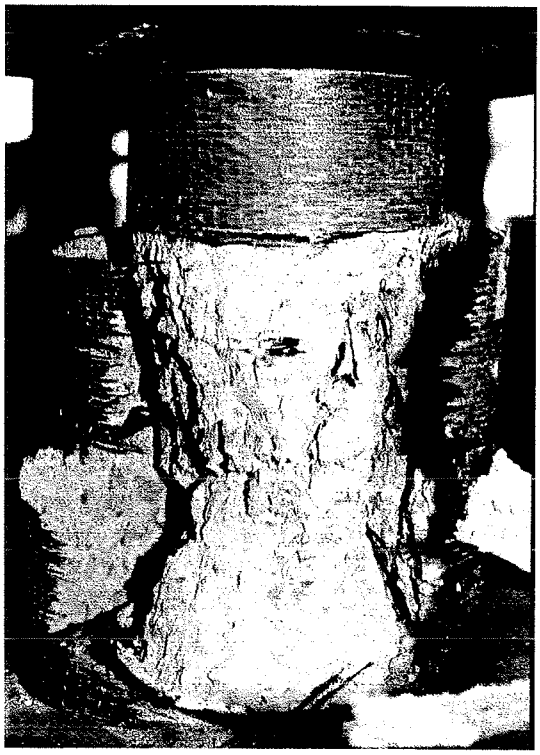
$$\sigma_1(1+\sin\varphi') - \sigma_3(1-\sin\varphi') - 2f'_t = 0 \qquad (7)$$

espresso in termini di componenti principali di sforzo, dove $\varphi'$ è l'angolo di attrito interno del conglomerato, derivabile dall'equazione

$$\arcsin\varphi' = 1 - 2/k \qquad (8)$$

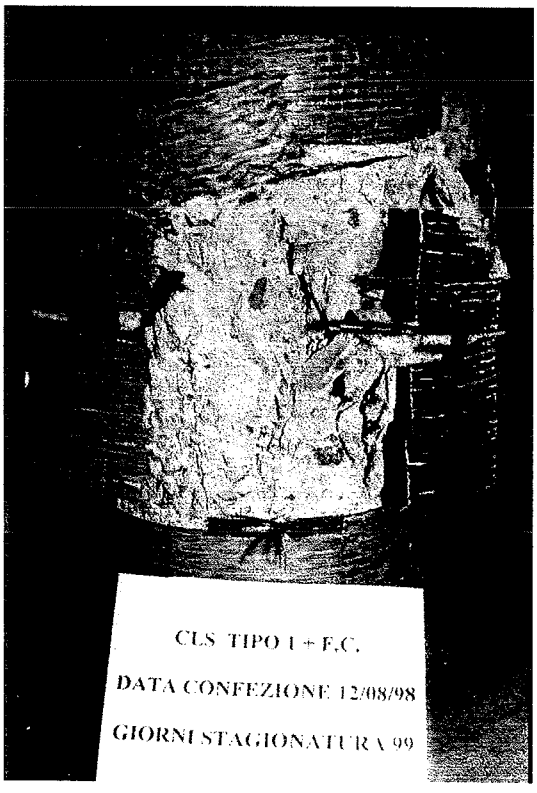



1



2

3




4

Figg. 1-4 Aspetti della rottura di alcuni cilindri di conglomerato confinato con tessuto di fibra di carbonio

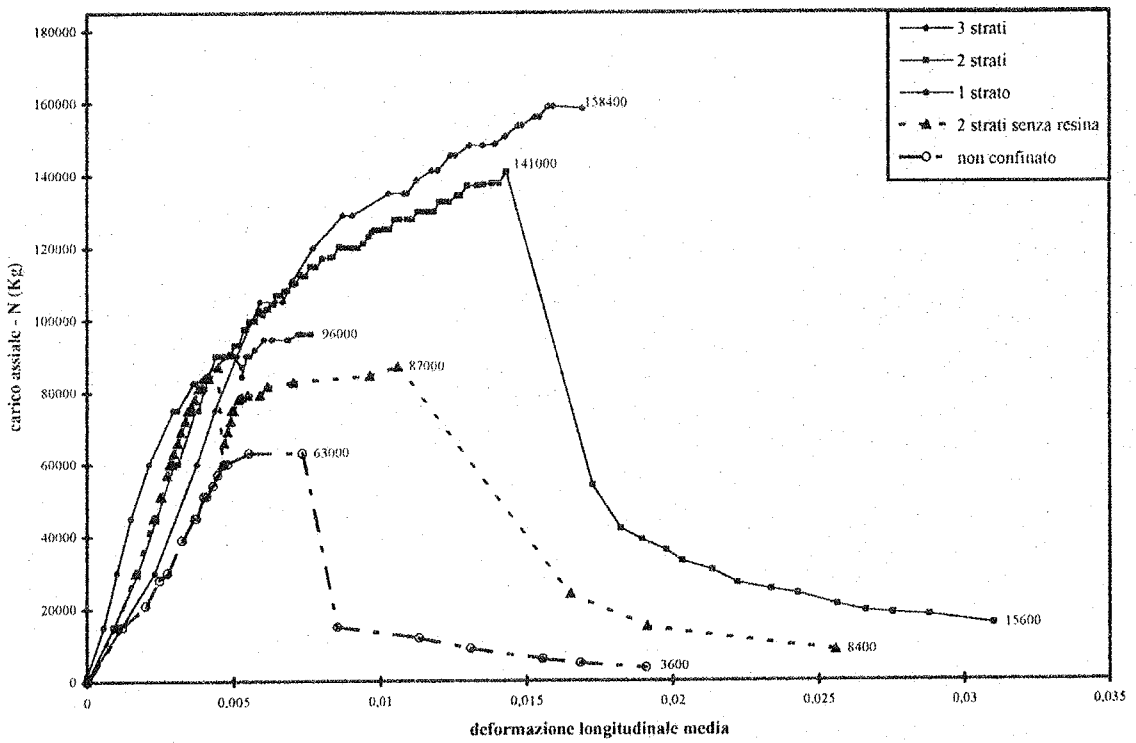



Fig. 5

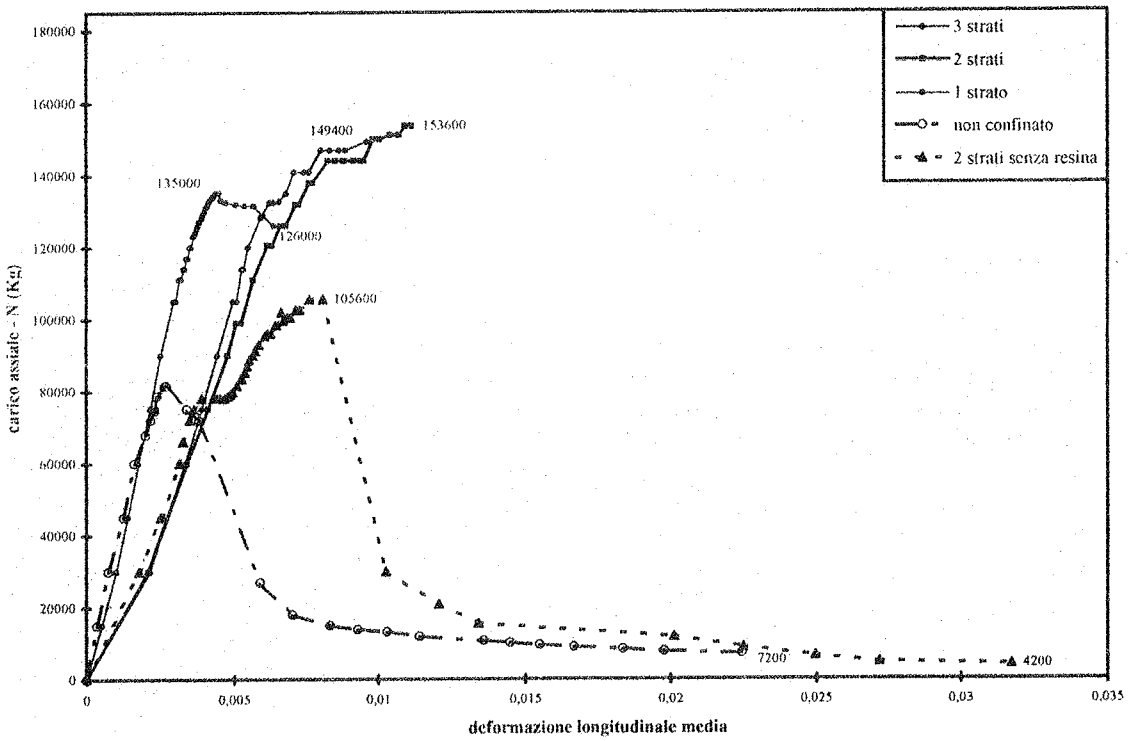



Fig. 6

Figg. 5-6 Diagrammi carichi deformazioni assiali per cilindri di conglomerato tipo 1 e 2 rispettivamente

si ottiene lo sforzo assiale di compressione

$$\sigma_3 = -\sigma_{cc} = \sigma_1(k-1) - f'_c \qquad (9)$$

Essendo $\sigma_1$ di compressione, si deriva

$$\sigma_{cc} = f'_c + 2f'_c e s_f \beta(k-1)/kr \qquad (10)$$

L'espressione mostra che il valore dello sforzo assiale di rottura del conglomerato confinato è superiore alla resistenza cubica ed è tanto maggiore quanto maggiore è lo spessore della fibra impiegato. In tale formula figura anche l'indice di deformazione β del conglomerato periferico che rappresenta il livello di softening in trazione raggiunto al collasso della colonna che coincide con quello del tessuto di fibra. In particolare, i valori β=1 e β=k/2 rappresentano il valore minimo e massimo che si assumono raggiungibili dal conglomerato.
Noto il valore dello sforzo assiale il carico di rottura della colonna sarà

$$N_{cc} = \pi r^2 \sigma_{cc} \qquad (11)$$

Per la determinazione della deformazione assiale della colonna si procede in maniera formalmente analoga a quella seguita per la determinazione dello sforzo assiale servendosi di un procedimento duale del precedente, e cioè introducendo la corrispondenza tra sforzi e deformazioni e tra forze e allungamenti. In particolare si assumerà un criterio duale del precedente dove al posto degli sforzi figureranno le componenti principali di deformazione e al posto della resistenza a trazione la deformazione di picco in trazione monoassiale.
Così procedendo si perviene lla espressione della deformazione assiale

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_c + \pi\varepsilon'_c\beta(k-1)/2k \qquad (12)$$

dove $\varepsilon'_c = \varepsilon'_t/k$ è la deformazione di picco, con riferimento alla relazione costitutiva in compressione monoassiale del conglomerato che, con la solita ipotesi di andamento parabolico del ramo ascendente, vale $\varepsilon'_c = 2f'_c/E_c$.
L'espressione trovata mostra che la deformazione assiale del conglomerato confinato risulta superiore a quella fornita dalla prova a compressione cilindrica del conglomerato ed è tanto maggiore quanto maggiore il livello di softening raggiunto dal conglomerato teso circonferenzialmente.
I risultati sono stati ottenuti seguendo una teoria riportata in [1] dove fu sviluppata per una colonna in conglomerato confinato in maniera discontinua mediante una staffatura o un elica in acciaio. In tale caso il confinamento del nucleo di conglomerato era considerato prodotto dal guscio esterno formato dal conglomerato del copriferro e dall'armatura trasversale. La stessa teoria venne applicata al caso di colonne in cemento armato in cui il copriferro veniva ricostruito mediante l'impiego di malte speciali [2].

## 6. CONFRONTO RISULTATI SPERIMENTALI E CALCOLATI

Nella Tabella 4 sono riportati i valori sperimentali del carico di rottura e della deformazione assiale corrispondente . Sono riportati, inoltre, i valore di carico e di deformazione calcolati secondo le formule provenienti dalla teoria richiamata e i confronti tra valori sperimentali e calcolati, e precisamente
- il carico di rottura sperimentale $N_{max}$;
- il corrispondente valore della deformazione assiale $\varepsilon_{max}$;
- il valore di β derivato dal valore sperimentale $\varepsilon_{max}$;
- il valore del carico di rottura $N_{cc\beta}$ calcolato utilizzando tale valore derivato di β;
-il valore del carico di rottura $N_{cc1}$ calcolato per β=1;
- il valore del carico di rottura $N_{cck/2}$ calcolato per β=k/2;
- i rapporti tra carico sperimentale e carichi calcolati;
- il valore della deformazione assiale $\varepsilon_{cc1}$ calcolata per β=1;
- il rapporto tra deformazione sperimentale e calcolata;
- il rapporto tra deformazione sperimentale e deformazione di picco in compressione monoassiale $\varepsilon'_c$;

## 7. DISCUSSIONE RISULTATI E CONCLUSIONI

Il confronto tra carichi sperimentali e calcolati mostra che, prevalentemente, si ha concordanza con i valori calcolati $N_{cc1}$. Soltanto in due casi, per conglomerato tipo 1 e per tre strati di fibra, si ha concordanza con i valori di $N_{cck/2}$. Ciò significa che il conglomerato teso della superficie esterna dei cilindri acquisisce elevata entità di deformazione producendo una superiore azione di confinamento della fibra conseguendo, quindi, maggiore portanza dell'elemento cilindrico.
Quindi, in termini di previsione del carico di rottura può essere utilizzato il carico calcolato $N_{cc1}$, mentre il carico di servizio andrà commisurato a tale valore con l'introduzione di un adeguato coefficiente di sicurezza che tenga conto della rottura fragile di tali elementi, quando non contengano armature metalliche tradizionali che conferiscano maggiore duttilità complessiva agli elementi stessi.

Il confronto tra il carico sperimentale e quello derivato dal valore sperimentale della deformazione assiale conferma, invece, l'attendibilità del modello analitico proposto.
In conclusione si può affermare che l'impiego del tessuto di fibra di carbonio come confinamento di colonne in conglomerato risulta vantaggioso sia in termini di potenziamento delle capacità portante e deformativa mentre la resina impiegata fornisce una perfetta aderenza con il conglomerato conferendogli anche una protezione aggiuntiva contro gli agenti aggressivi migliorandone la durabilità.

**Tabella 1** Resistenze a trazione brasiliana e confronto con resistenze a trazione derivate dalla resistenza cubica

| No. | Tipo di conglomerato | Età del conglomerato | Resistenza cubica $f'_c$ (MPa) | Resist. a traz. calcolata con Eq.ne 3 $f'_t$ (MPa) | Resistenza a trazione brasiliana $f'_{tb}$ (MPa) | Rapporto $f'_{tb}/f'_t$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 33 | 49.91 | 3.99 | 3.46 | 0.867 |
| 2 | 1 | 40 | 56.71 | 4.25 | 3.29 | 0.774 |
| 3 | 1 | 59 | 62.46 | 4.45 | 3.16 | 0.707 |
| 4 | 1 | 97 | 60.89 | 4.40 | 3.91 | 0.889 |
| 5 | 2 | 33 | 69.25 | 4.66 | 3.33 | 0.715 |
| 6 | 2 | 42 | 70.82 | 4.70 | 3.46 | 0.735 |
| 7 | 2 | 56 | 75.39 | 4.83 | 3.41 | 0.707 |
| 8 | 2 | 82 | 70.56 | 4.70 | 4.37 | 0.931 |
| 9 | 2 | 96 | 78.92 | 4.92 | 3.37 | 0.686 |

**Tabella 2** Moduli secanti sperimentali e moduli tangenti calcolati dalla equazione 5 e relativi confronti

| No. | Tipo di conglom. | Età del conglom. | H/D | No. strati di fibre | Resist. cubica $f'_c$ (MPa) | Modulo secante locale $E_{m1}$ (MPa) | Modulo secante globale $E_{m2}$ (MPa) | Modulo tangente derivato $E_c$ (MPa) | $E_{m1}/E_c$ | $E_{m2}/E_c$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 65 | 2 | - | 53.49 | 27401 | 15043 | 38017 | 0.721 | 0.396 |
| 2 | 2 | 70 | 2 | - | 70.56 | 34631 | 16934 | 41437 | 0.836 | 0.409 |
| 3 | 2 | 71 | 3 | - | 70.56 | 31395 | 21453 | 41437 | 0.758 | 0.518 |
| 4 | 1 | 68 | 2 | 1 | 53.49 | 25880 | 15254 | 38017 | 0.681 | 0.402 |
| 5 | 2 | 69 | 2 | 1 | 70.56 | 29600 | 16308 | 41437 | 0.714 | 0.394 |
| 6 | 1 | 62 | 3 | 2 | 53.49 | 30484 | 30484 | 38017 | 0.802 | 0.802 |
| 7 | 1 | 65 | 2 | 2 | 53.49 | 27703 | 21465 | 38017 | 0.729 | 0.565 |
| 8 | 1 | 68 | 2 | 2 | 53.49 | 33723 | 16923 | 38017 | 0.887 | 0.445 |
| 9 | 2 | 64 | 3 | 2 | 70.56 | 29836 | 17505 | 41437 | 0.720 | 0.422 |
| 10 | 2 | 69 | 2 | 2 | 70.56 | 34305 | 15720 | 41437 | 0.828 | 0.380 |
| 11 | 2 | 69 | 2 | 2 | 70.56 | 35057 | 16404 | 41437 | 0.846 | 0.396 |

**Tabella 3** Caratteristiche dei cilindri di conglomerato semplice e confinato e confronto tra resistenza sperimentale e cubica

| No. | Diametro D (mm) | Altezza H (mm) | H/D | Tipo di conglom. | Età conglom. (giorni) | Resistenza cubica $f'_c$ (MPa) | No. strati confinam. | Spessore confinam. $s_f$ (mm) | Resistenza a compr. $\sigma_{cc}$ (MPa) | Rapporto $\sigma_{cc}/f'_c$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 1 | 155 | 310 | 2 | 1 | 68 | 53.49 | 1 | 0.13 | 54.27 | 1.01 |
| 2 | 155 | 310 | 2 | 1 | 49 | 61.54 | 2 | 0.26 | 73.24 | 1.19 |
| 3 | 155 | 310 | 2 | 1 | 99 | 60.89 | 2 | 0.26 | 66.06 | 1.08 |
| 4 | 155 | 310 | 2 | 1 | 103 | 60.89 | 2 | 0.26 | 67.00 | 1.10 |
| 5 | 155 | 465 | 3 | 1 | 103 | 60.89 | 2 | 0.26 | 69.18 | 1.14 |
| 6* | 155 | 310 | 2 | 1 | 48 | 56.71 | 2 | 0.26 | 45.19 | 0.80 |
| 7 | 155 | 310 | 2 | 1 | 56 | 61.54 | 3 | 0.39 | 82.27 | 1.34 |
| 8 | 155 | 465 | 3 | 1 | 56 | 61.54 | 3 | 0.39 | 86.01 | 1.40 |
| 9 | 155 | 465 | 3 | 2 | 97 | 78.92 | 1 | 0.13 | 70.11 | 0.89 |
| 10 | 155 | 310 | 2 | 2 | 52 | 79.44 | 2 | 0.26 | 79.77 | 1.00 |
| 11 | 155 | 310 | 2 | 2 | 82 | 70.56 | 2 | 0.26 | 75.72 | 1.07 |
| 12 | 155 | 310 | 2 | 2 | 89 | 70.56 | 2 | 0.26 | 77.91 | 1.10 |
| 13 | 155 | 465 | 3 | 2 | 96 | 78.92 | 2 | 0.26 | 74.17 | 0.94 |
| 14* | 155 | 310 | 2 | 2 | 51 | 79.44 | 2 | 0.26 | 54.84 | 0.70 |
| 15 | 155 | 310 | 2 | 2 | 51 | 79.44 | 3 | 0.39 | 77.59 | 0.98 |
| 16 | 155 | 465 | 3 | 2 | 52 | 79.44 | 3 | 0.39 | 87.56 | 1.10 |
| 17 | 155 | 465 | 3 | - | 33 | 49.91 | - | - | 39.89 | 0.80 |
| 18 | 155 | 310 | 2 | - | 41 | 56.71 | - | - | 32.72 | 0.58 |
| 19 | 155 | 465 | 3 | - | 41 | 56.71 | - | - | 37.40 | 0.66 |
| 20 | 155 | 310 | 2 | - | 68 | 53.49 | - | - | 39.33 | 0.74 |
| 21 | 155 | 310 | 2 | - | 44 | 70.82 | - | - | 42.39 | 0.60 |
| 22 | 155 | 465 | 3 | - | 44 | 70.82 | - | - | 56.10 | 0.79 |
| 23 | 155 | 310 | 2 | - | 92 | 78.92 | - | - | 63.88 | 0.81 |
| 24 | 155 | 465 | 3 | - | 92 | 78.92 | - | - | 57.65 | 0.73 |

**Cilindri fasciati con il tessuto ma senza adesivo eccetto che per i lembi estremi di 5 cm*

**Tabella 4.** Valori sperimentali e calcolati di caratteristiche meccaniche dei cilindri confinati e loro confronto

| No. | Carico rottura sperim. $N_{max}$ (MN) | β | Carico deriv. da β $N_{cc\beta}$ (kN) | Carico calcol. $N_{cc1}$ (kN) | Carico calcol. $N_{cck/2}$ (kN) | $\frac{N_{max}}{N_{cc\beta}}$ | $\frac{N_{max}}{N_{cc1}}$ | $\frac{N_{max}}{N_{cck/2}}$ | $10^3 e'_c$ | $10^3 \varepsilon_{max}$ | $10^3 \varepsilon_{cc1}$ | $\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon'_c}$ | $\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_{cc1}}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| 1 | 1.024 | 1.17 | 1.031 | 1.028 | 1.132 | 0.993 | 0.996 | 0.905 | 2.81 | 7.60 | 6.89 | 2.70 | 1.10 |
| 2 | 1.382 | 2.49 | 1.265 | 1.203 | 1.452 | 1.092 | 1.149 | 0.952 | 3.09 | 14.32 | 7.60 | 4.63 | 1.88 |
| 3 | 1.246 | 1.50 | 1.211 | 1.190 | 1.436 | 1.029 | 1.047 | 0.868 | 3.07 | 9.79 | 7.55 | 3.19 | 1.30 |
| 4 | 1.264 | 1.89 | 1.228 | 1.190 | 1.436 | 1.030 | 1.062 | 0.880 | 3.07 | 11.56 | 7.55 | 3.76 | 1.52 |
| 5 | 1.305 | 1.76 | 1.222 | 1.190 | 1.436 | 1.067 | 1.096 | 0.909 | 3.07 | 11.01 | 7.59 | 3.59 | 1.45 |
| 6 | 0.852 | 1.80 | 1.142 | 1.110 | 1.334 | 0.746 | 0.768 | 0.639 | 2.93 | 10.60 | 7.18 | 3.62 | 1.48 |
| 7 | 1.558 | 2.84 | 1.339 | 1.224 | 1.598 | 1.163 | 1.273 | 0.975 | 3.09 | 15.90 | 7.60 | 5.14 | 2.09 |
| 8 | 1.623 | 5.06 | 1.479 | 1.224 | 1.598 | 1.097 | 1.326 | 1.016 | 3.09 | 25.94 | 7.60 | 8.39 | 3.41 |
| 9 | 1.323 | - | - | 1.514 | 1.692 | - | 0.874 | 0.782 | 3.69 | 4.50 | 9.14 | 1.22 | 0.49 |
| 10 | 1.505 | 1.36 | 1.568 | 1.550 | 1.908 | 0.960 | 0.971 | 0.789 | 3.71 | 11.15 | 9.18 | 3.00 | 1.21 |
| 11 | 1.429 | - | - | 1.378 | 1.679 | - | 1.037 | 0.851 | 3.40 | 8.00 | 8.40 | 2.35 | 0.95 |
| 12 | 1.470 | - | - | 1.459 | 1.786 | - | 1.008 | 0.823 | 3.40 | 6.53 | 8.40 | 1.92 | 0.77 |
| 13 | 1.399 | - | - | 1.540 | 1.894 | - | 0.909 | 0.739 | 3.70 | 7.63 | 9.14 | 2.06 | 0.84 |
| 14 | 1.035 | - | - | 1.550 | 1.908 | - | 0.668 | 0.543 | 5.51 | 8.08 | 9.18 | 2.18 | 0.88 |
| 15 | 1.464 | 1.07 | 1.581 | 1.575 | 2.112 | 0.926 | 0.930 | 0.693 | 5.51 | 9.60 | 9.18 | 2.58 | 1.05 |
| 16 | 1.652 | 2.30 | 1.674 | 1.575 | 2.112 | 0.987 | 1.049 | 0.782 | 5.51 | 16.31 | 9.18 | 4.39 | 1.78 |

## 8. RICONOSCIMENTI

Gli Autori ringraziano: la Società **Sika Italia** di **Milano** per i materiali e l'assistenza tecnica fornitaci; le aziende del **Gruppo Buccellato** di **Cagliari** per la collaborazione e l'assistenza tecnica offertaci; la **UNICEM**, sede di **Cagliari**, per l'assistenza e l'ospitalità accordataci.

## 9. BIBLIOGRAFIA

[1] BORTOLOTTI L. - 1994, "Influence of Concrete Ductility on Compressive Strength of Confined Columns", Journal of Materials in Civil Engineering, V. 6, No. 4, pp. 542-563.

[2] BORTOLOTTI L.; LAI S. - 1997, "Comportamento sotto carico assiale di colonne in c.a. confinato consolidate esternamente con malte speciali", Atti delle Giornate AICAP 97, pp. 25-34.

[3] CARTA S., CIREDDU D., 1998, "Comportamento sotto carico assiale di conglomerati normali e ad alta resistenza confinati mediante fibra di carbonio", Tesi di laurea, Anno Accademico 1997-98, Facoltà di Ingegneria, Università di Cagliari.

[4] ARDUINI M., DI TOMMASO A., MANTEGAZZA G. - 1997, "Compositi per la riabilitazione Strutturale", Atti delle Giornate AICAP 97, pp. 229-240.

# COMPORTAMENTO IN COMPRESSIONE DI CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI ALLEGGERITI CON INERTI DI POMICE

**Giuseppe CAMPIONE*, Lidia LA MENDOLA** e Nunzio MIRAGLIA*****
* Dottore di Ricerca, ** Professore Associato, *** Ricercatore
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di PALERMO

## SOMMARIO

Si analizza il comportamento in compressione del calcestruzzo leggero confezionato con inerti di pomice e rinforzato con fibre di acciaio uncinato, anche in presenza di armatura trasversale di confinamento. L'indagine sperimentale condotta è finalizzata a valutare l'influenza del dosaggio di fibre, assunto pari a 0.5, 1 e 2 % in volume di conglomerato, e della percentuale di armatura trasversale, costituita da spirali in acciaio di diametro 4 mm, con passo 25 e 50 mm. I risultati mostrano che l'uso combinato di fibre e armature trasversali consente di incrementare la duttilità del conglomerato leggero strutturale, rendendone possibile l'impiego in zona sismica.

## SUMMARY

The behaviour in compression of ligthweight concrete with aggregate made of pumice stone reinforced by hooked steel fibres, also in presence of transverse confining reinforcement, is analysed. An experimental program was carried out in order to investigate about the influence of: - the volume percentage of fibres, assumed equal to 0.5, 1 and 2%; - the percentage of transverse steel reinforcement consisting of steel spirals, 4 mm of diameter at pitches of 25 and 50 mm. The results show the effectiveness of the combined use of reinforcing fibres and transverse reinforcement, to improve the ductility of the material, which allows use in seismic zones.

## 1. INTRODUZIONE

I calcestruzzi leggeri trovano da tempo impiego, oltre che come materiale non strutturale (ad esempio per la realizzazione di elementi termo e fono isolanti), anche per la realizzazione di strutture o di parti strutturali, specialmente nel campo della prefabbricazione. Infatti il raggiungimento di resistenze adeguate ha consentito di sfruttare a pieno vantaggi legati alla leggerezza del materiale, rispetto al calcestruzzo ordinario, quali la riduzione delle masse sismiche e dei pesi propri in strutture costruite su terreni di scarse caratteristiche meccaniche, e il più agevole movimentaggio di elementi strutturali prefabbricati.

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo con inerti leggeri si differenziano a seconda del tipo di inerte impiegato e del suo peso specifico, all'aumentare del quale aumenta la resistenza del conglomerato mentre diminuiscono le proprietà termiche e acustiche. Questo materiale presenta però la grossa limitazione di possedere scarse capacità dissipative e modesti valori di resistenza residua, requisiti che risultano indispensabili in zona sismica. Tale limitazione può essere superata con l'aggiunta di fibre di rinforzo, casualmente distribuite nel conglomerato, la cui azione benefica si traduce essenzialmente in un minore degrado del materiale, dopo il raggiungimento della resistenza massima [1-9].

Nel presente lavoro si analizza il comportamento in compressione del calcestruzzo leggero strutturale con inerti di pomice, già oggetto di precedenti ricerche [10-12], considerando ora gli effetti di armature trasversali di confinamento e fibre di rinforzo di acciaio uncinato. Tali effetti si rilevano estremamente significativi poichè si traducono in un sostanziale miglioramento delle doti di duttilità del materiale. La ricerca sperimentale condotta è basata su prove di compressione in controllo di spostamento, con analisi della risposta sia per carichi monotoni che per carichi ciclici.

I risultati ottenuti mostrano che l'aggiunta di fibre, oltre a ridurre il campo di deformazioni caratterizzato da comportamemto instabile (rottura fragile), consente un aumento della resistenza residua, della deformazione ultima e della tenacità in compressione.

## 2. CARATTERISTICHE DEL CONGLOMERATO LEGGERO FIBROSO

Il conglomerato cui ci si riferisce nella presente indagine, ha la composizione riportata in Tab. 1 ed è caratterizzato dall'impiego di inerti di pomice che garantiscono doti di leggerezza al composito.

| | |
|---|---|
| Cemento (Ptl 425) | 350 |
| Acqua efficace | 135 |
| Acqua di assorbimento | 70 |
| Pomice pezzatura media (3÷7 mm) | 320 |
| Pomice pezzatura grossa (7÷10 mm) | 170 |
| Sabbia di mare [1] | 170 |
| Sabbia di montagna | 612 |

Tabella 1 Composizione impasto (Kg/m$^3$)

Alla matrice sono state aggiunte fibre di acciaio uncinate del tipo Dramix di lunghezza $L_f$ = 30 mm e diametro $\phi$ = 0.5 mm, con rapporto di aspetto $L_f/\phi$ = 60, distribuite casualmente allo stato fresco. I dosaggi utilizzati sono di 0.5, 1 e 2% del volume di conglomerato, corrispondenti rispettivamente a circa 40, 80, 160 kg/m$^3$. Per consentire una buona lavorabilità dell'impasto si è impiegato additivo fluidificante in quantità pari all'1.5 % del peso di cemento.

Relativamente al tipo di inerte, si osserva che la pomice è una roccia effusiva porosa e leggera con struttura vacuolare a pori chiusi. La pomice impiegata, proveniente dall'isola di Lipari, ha un colore grigio chiaro e si presenta non friabile, dura e ruvida al tatto. Gli inerti di pomice impiegati hanno dimensioni di 3÷7 mm (pezzatura media) e 7÷10 mm (pezzatura grossa). La frazione fine della pomice (0÷3 mm) è stata eliminata e sostituita con sabbia normale al fine di migliorare le caratteristiche meccaniche del conglomerato.

In base alle raccomandazioni AICAP [13] ed ACI [14], valide per calcestruzzi fibrosi con fibre di acciaio, la massima dimensione degli inerti è stata messa in relazione alla lunghezza delle fibre.

Le fibre sono state fornite in placchette contenenti circa dieci fibre singole incollate con un adesivo solubile in acqua, come mostrato in Fig. 1; ciò per ridurne la tendenza ad aggrovigliarsi durante l'impasto: l'adesivo si scioglie in acqua in un minuto circa, facilitando la distribuzione delle singole fibre.

[1] La denominazione "sabbia di mare" indica una sabbia naturale proveniente da cave dislocate in alcune colline sabbiose a ridosso del litorale marino.

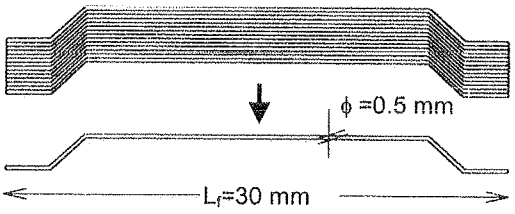



Fig. 1 Placchette di fibre prima del mescolamento

La resistenza minima a trazione delle fibre, indicata dalla ditta produttrice, è di 1115 N/mm$^2$.

Relativamente alle modalità di confezionamento dei provini, si osserva che, prima di preparare l'impasto, gli inerti sono stati tenuti in acqua per un tempo di 30 min, necessario per la loro imbibizione. Quindi si è proceduto nel modo seguente:

- mescolamento dell'inerte grosso con 2/3 dell'acqua prevista, per circa 60 sec;
- aggiunta dell'inerte fine, del cemento, dell'acqua di impasto rimanente e del fluidificante fino ad ottenere una composizione omogenea dell'impasto;
- aggiunta delle fibre fino a completa dispersione nell'impasto;
- confezionamento dei provini cilindrici con pestellatura manuale a strati entro le casseforme e successiva vibrazione su tavolo vibrante al fine di eliminare i vuoti interstiziali e l' acqua di bleeding;
- stagionatura per 28 giorni in camera ad umidità controllata del 90% e temperatura di 20°C.

Per il conglomerato confezionato in assenza di fibre si è rilevato un peso per unità di volume allo stato indurito $\rho$ = 1800 kg/m$^3$, che risulta più elevato rispetto a quello alla base di precedenti studi condotti dagli autori [10-12] (1600 kg/m$^3$) e pertanto con migliori prestazioni: si riscontra un incremento del valore di resistenza a compressione di circa il 20% e del modulo di elasticità di circa il 10%.

## 3. RISULTATI SPERIMENTALI DELLE PROVE SUL CONGLOMERATO FIBROSO

Le prove di compressione sono state eseguite su campioni cilindrici di diametro pari a 100 mm e altezza 200 mm, secondo le indicazioni delle norme UNI 6130 [15], utilizzando una pressa idraulica dotata di snodo sferico e operante in controllo di spostamento, con velocità di avvicinamento delle testate pari a 0.2 mm/min. Le tensioni sono state calcolate come rapporto tra il valore registrato dalla cella di carico e l'area trasversale nominale del provino.

Per la valutazione delle deformazioni sono stati disposti sul provino tre trasduttori a 120° in pianta e su una base di misura pari a 140 mm, escludendo le zone in prossimità dei vincoli, come si può rilevare dalla Foto 1. Il valore medio delle tre letture in rapporto alla base di misura ha fornito l'ascissa delle curve tensione-deformazione.

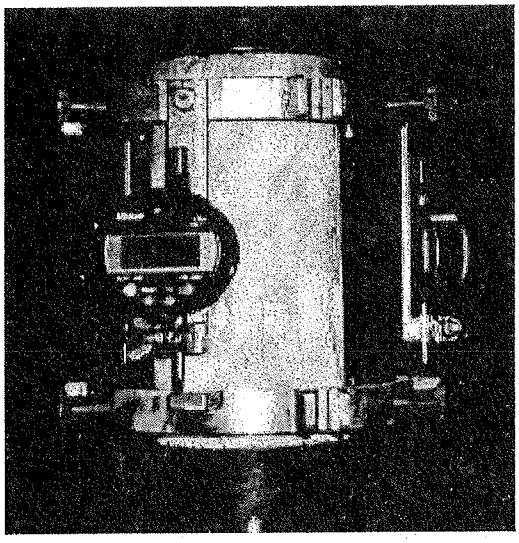


Foto 1 - Strumentazione per il rilievo delle deformazioni assiali

### 3. 1 Prove monotone

Sono state condotte tre prove su cilindri confezionati in assenza di fibre e tre prove per ogni tipologia di conglomerato fibroso con dosaggio in volume $V_f$ pari a 0.5, 1 e 2% rispettivamente.

In Fig. 2 sono riportati i risultati ottenuti: ogni diagramma contiene le tre curve e la curva media; dal confronto emerge la bassa dispersione dei risultati.

Le curve mostrano che l'aggiunta di fibre produce sensibili miglioramenti in termini di duttilità, poichè risultano sensibili gli incrementi della resistenza residua misurata nel ramo softening, e della deformazione corrispondente al picco di tensione [16].

In Tab. 2 sono riportati i valori delle grandezze più significative dei campioni provati, dedotti dai risultati medi per ogni tipologia, con il seguente significato dei simboli:

- $f'_c$ = resistenza cilindrica a compressione a 28 gg.;
- $\varepsilon_0$ = deformazione corrispondente alla massima tensione $f'_c$;
- $E_c$ = modulo di elasticità tangente;
- $E_{sec}$ = $f'_c / \varepsilon_0$ = modulo di elasticità secante;
- $I_t$ = indice di tenacità, calcolato come rapporto tra l'energia associata al conglomerato fibroso e quella relativa al conglomerato senza fibre, valutate entrambe fino ad un valore convenzionale di deformazione [1, 5], assunto pari a 1.5%.

I valori di Tab. 2 consentono una più dettagliata analisi delle modifiche delle caratteristiche meccaniche al crescere del dosaggio di fibre. Si osserva:

- una lieve diminuzione di resistenza dovuta ad una maggiore quantità di aria inglobata durante l'impasto, a causa della minore lavorabilità, e un aumento della deformazione corrispondente alla tensione massima; entrambi fenomeni già riscontrati in letteratura per conglomerati normali e ad alta resistenza [1-5];
- una riduzione del modulo di elasticità tangente; il valore relativo al solo conglomerato è prossimo a quello fornito dall'Eurocodice 2 [17]: $E_c = 9500\,(f'_c + 8)^{1/3}\,(\rho/2400)^2$ (MPa);
- un aumento dell'indice di tenacità.

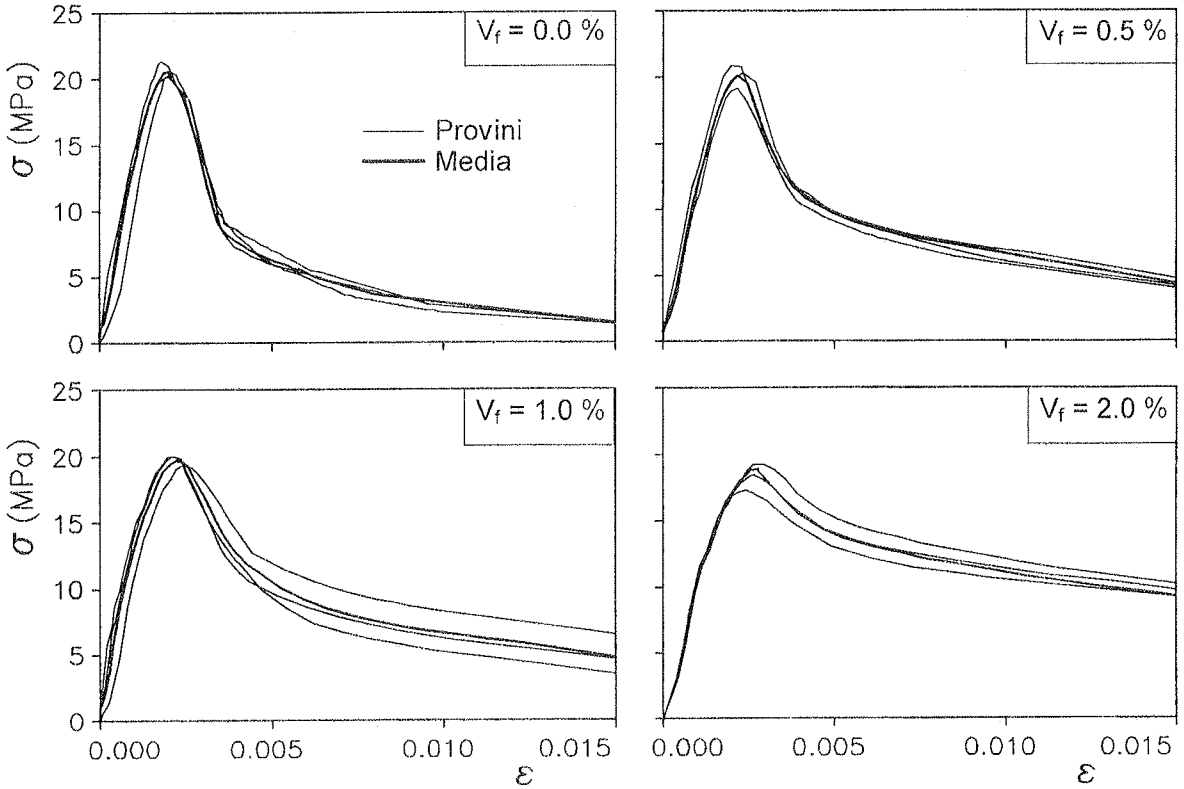



Fig. 2 Curve tensione deformazione al variare del dosaggio di fibre

| $V_f$ (%) | $f_c$ (MPa) | $\varepsilon_0 x10^3$ | $E_c$ (MPa) | $E_{sec}$ (MPa) | $I_t$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.0 | 20.60 | 2.00 | 15213 | 10300 | 1 |
| 0.5 | 20.12 | 2.16 | 14421 | 9315 | 1.31 |
| 1.0 | 19.73 | 2.22 | 13616 | 8887 | 1.40 |
| 2.0 | 18.46 | 2.67 | 13362 | 6914 | 1.89 |

Tabella 2 Valori caratteristici dei conglomerati

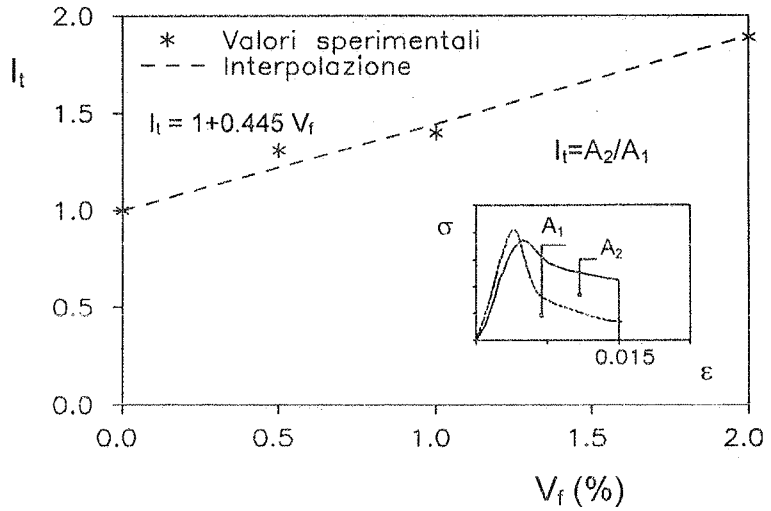



Fig. 3 Indice di tenacità in funzione del volume di fibre

Dal diagramma di Fig. 3 si rileva che i valori di $I_t$ ottenuti sono bene interpretati da un andamento lineare crescente con $V_f$, secondo la legge riportata nello stesso diagramma.

Una tale interpretazione è già stata proposta per calcestruzzi ordinari in presenza di fibre di carbonio [1] e per calcestruzzi ad alta resistenza con fibre metalliche uncinate [5].

### 3. 2 Prove cicliche

In Fig. 4 sono riportati alcuni dei risultati delle prove cicliche. Si sono effettuati cicli di scarico e ricarico sia nel ramo ascendente che in quello discendente della curva inviluppo, scegliendo i punti di scarico a livelli crescenti di deformazione al fine di evidenziare l'evolversi del degrado al diminuire della resistenza.

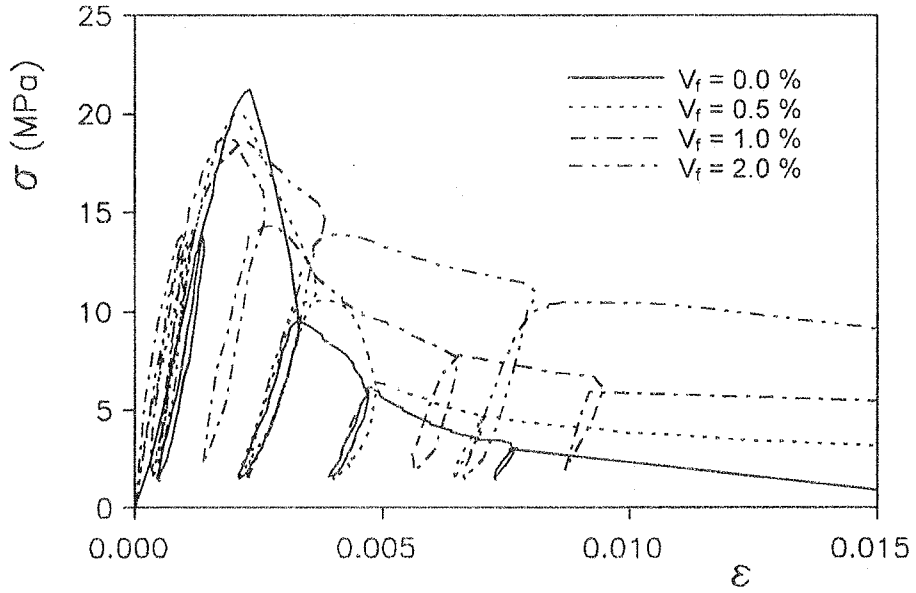



Fig. 4 Risposta ciclica al variare del dosaggio di fibre

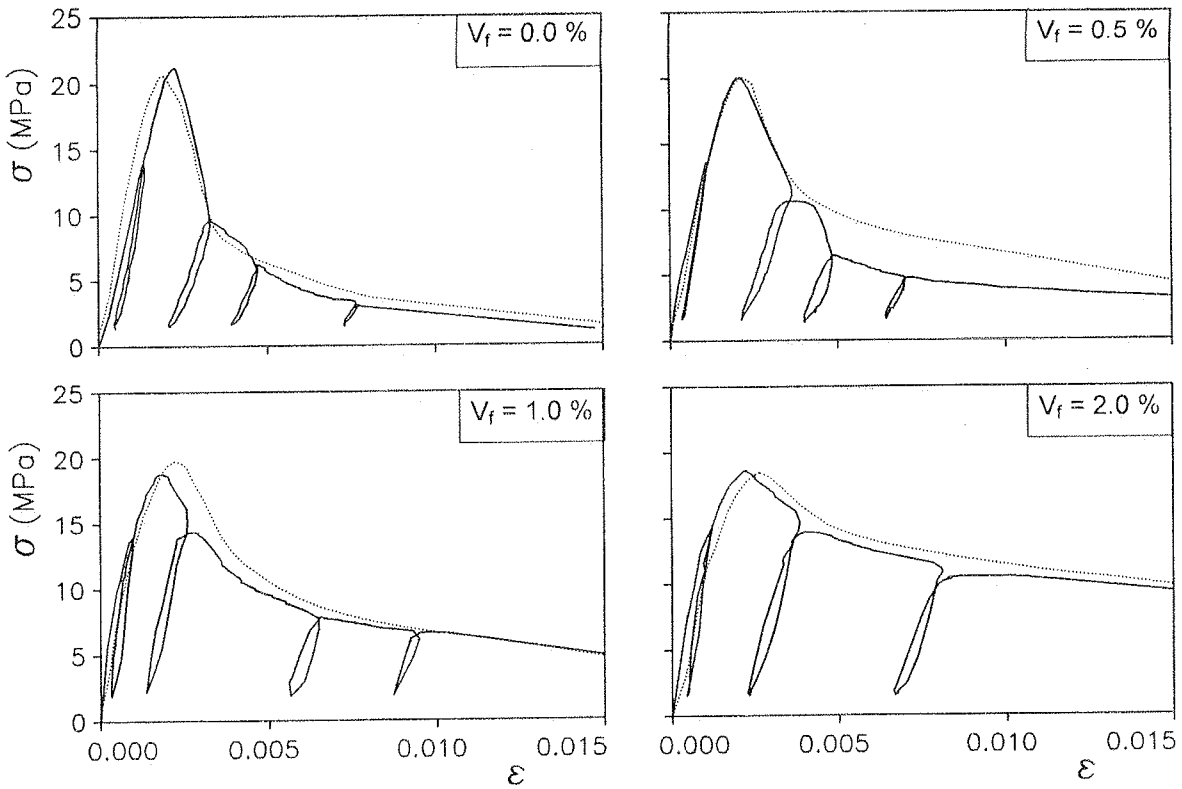



Fig. 5 Confronto tra l'inviluppo ciclico e la curva monotona

Per una migliore leggibilità delle curve si è riportato per il ramo ascendente un solo ciclo.

Si osserva che nel caso di solo conglomerato si ha un rapido degrado di resistenza e una scarsa attitudine a dissipare energia in presenza di azioni cicliche.

Il confronto tra le curve mostra che all'aumento della percentuale di fibre corrisponde:

- una maggiore capacità di dissipazione di energia (maggiore area racchiusa dai cicli di scarico e ricarico);
- un minore degrado del materiale (minore riduzione della pendenza dei fusi al progredire delle deformazioni).

In Fig. 5 è inoltre mostrato che, per i casi considerati, l'inviluppo della risposta ciclica è molto prossimo alla curva monotona, indicata in tratteggio.

### 3. 3 Modalità di rottura

La rottura dei provini in assenza di fibre si manifesta in modo fragile con piani di frattura paralleli alla direzione del carico e fratture passanti attraverso gli inerti. La presenza di fibre in percentuale crescente rende il processo di rottura più duttile, caratterizzato da piani di frattura inclinati rispetto alla direzione del carico, permettendo così una maggiore dissipazione di energia. Dalla Foto 2 si può rilevare il quadro fessurativo dei campioni in condizioni ultime in presenza e in assenza di fibre.

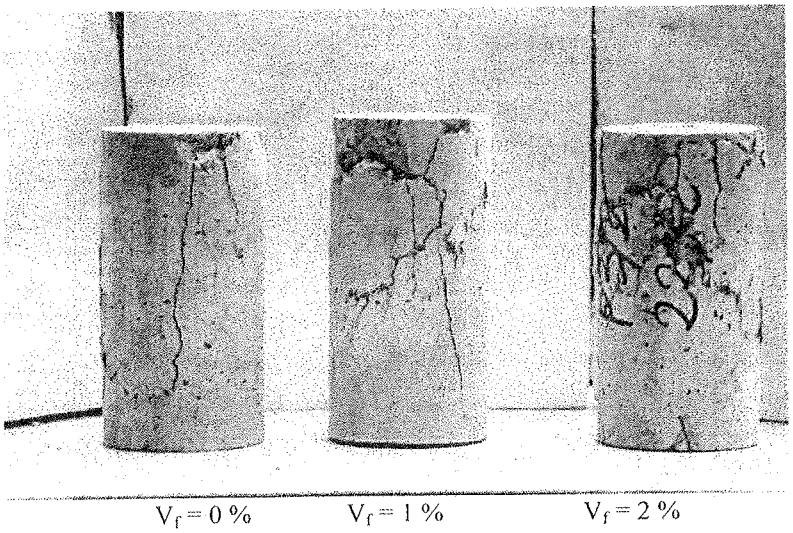



Foto 2 - Modalità di rottura dei provini di conglomerato con e senza fibre

La Foto 3 mostra una delle due parti di un provino di conglomerato fibrorinforzato dopo il distacco conseguente alle condizioni ultime: risulta evidente la notevole azione di cucitura svolta dalle fibre.

Foto 3 - Condizioni alla rottura di un provino fibroso ($V_f = 1\%$)

## 4. RISULTATI SPERIMENTALI DELLE PROVE SUL CONGLOMERATO FIBROSO CONFINATO CON SPIRALI

Per valutare l'azione di confinamento dovuta alla presenza di armature trasversali sul calcestruzzo fibroso si sono condotte prove analoghe a quelle finora descritte, ma considerando cilindri confinati con spirale di acciaio in tondo liscio di 4 mm di diametro, caratterizzato dal legame costitutivo mostrato in Fig. 6.

Le spirali, con due diversi passi s = 25 e 50 mm, e con diametro esterno 85 mm, forniscono tensione massima di confinamento $\sigma = 2f_yA_s/(ds)$ rispettivamente pari a 6.45 e 3.22 MPa (si è assunto convenzionalmente $f_y = 520$ MPa). Le corrispondenti percentuali volumetriche di armatura trasversale, $\rho_s = 4A_s/(ds)$, sono pari rispettivamente a 2.48 e 1.24 % (la simbologia è quella di Fig. 6).

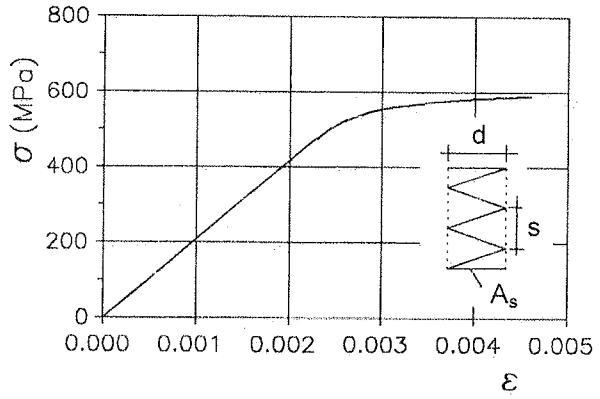



Fig. 6 Legame costitutivo dell'acciaio delle spirali

### 4. 1 Prove monotone

In Fig. 7 sono riportate le curve tensione-deformazione ottenute dalla media dei risultati relativi a tre provini confezionati con conglomerato in assenza di fibre e con conglomerato fibroso con $V_f = 1$ e 2 % (i risultati relativi a $V_f = 0.5\%$ non sono riportati in quanto non si discostano significativamente da quelli relativi a $V_f = 1\%$). Anche in questo caso si è rilevata una dispersione minima attorno ai valori medi.

Ogni diagramma contiene i risultati relativi alle due diverse percentuali volumetriche di armatura trasversale e gli analoghi risultati ottenuti in assenza di spirale (curve di Fig. 2). Come prevedibile, la presenza delle spirali comporta un sensibile aumento di resistenza e conferisce al materiale una maggiore duttilità (minore pendenza del ramo post-picco).

L'incremento di resistenza a compressione dovuta alle spirali nel calcestruzzo leggero in assenza di fibre risulta inferiore rispetto a quello che si avrebbe per il calcestruzzo ordinario di pari resistenza, calcolato con le espressioni proposte in letteratura. Questo fenomeno, già rilevato in [18], è dovuto alla minore espansione laterale del calcestruzzo leggero e quindi alla minore pressione di contenimento esercitata dalle spirali.

Per consentire una più dettagliata analisi in Tab. 3 sono riportati i valori più significativi relativi alle curve di Fig. 7 al fine di evidenziare l'effetto di confinamento dovuto all'azione combinata dell'armatura trasversale e delle fibre di rinforzo.

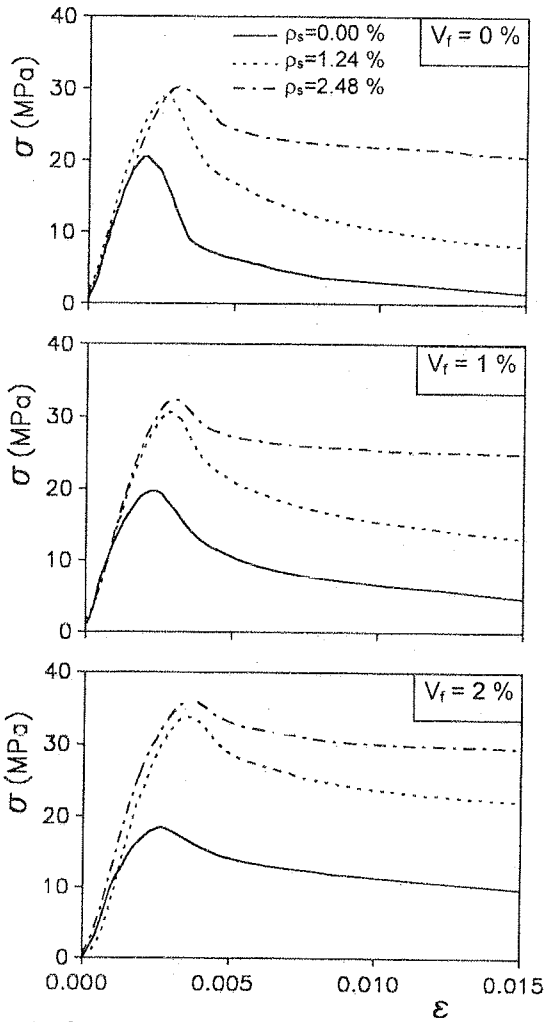



Fig. 7 Curve tensione-deformazione al variare del dosaggio di fibre e della percentuale di armatura trasversale

In particolare, si osserva che al crescere del livello di confinamento si verifica:

- un incremento del valore di picco $f'_c$ e del corrispondente valore di deformazione $\varepsilon_0$;
- un aumento della deformazione corrispondente al valore di tensione pari a 0.85 $f'_c$ (indicata con $\varepsilon_{0.85}$);
- un aumento dell'indice di tenacità, inteso come rapporto tra l'area sottesa dalla curva in esame e quella relativa al solo conglomerato, sempre con riferimento al limite convenzionale di deformazione pari all' 1.5%.

L'aumento di $\varepsilon_{0.85}$ in rapporto a $\varepsilon_0$ e quello di $I_t$ sono indice di maggiori doti di duttilità sia in termini di deformazione che di energia.

I valori dell'indice di tenacità $I_t$ al variare di $V_f$, per i due valori di percentuale volumetrica di armatura trasversale considerati, sono riportati in Fig. 8, dove per consentire un immediato confronto con i valori ottenuti in assenza di spirali, sono rappresentati anche i valori di Fig. 3. Si osserva che, anche in questo caso, i risultati sono bene interpretati da una legge lineare. Questo diagramma consente di affermare che è possibile raggiungere un equivalente prestazione in termini di tenacità riducendo la percentuale di armatura trasversale e aggiungendo una adeguata quantità di fibre. Questa possibilità è messa in evidenza, per i casi esaminati, dalle curve mostrate in Fig. 9, dove si confronta la risposta del calcestruzzo senza fibre e confinato con spirale a passo 25 mm, e quella del calcestruzzo in cui si è dimezzata l'armatura di confinamento (passo 50 mm) e si sono introdotte fibre di rinforzo con dosaggio $V_f$ = 2%. I risultati mostrano un analogo livello di confinamento nei due casi.

| $V_f$ (%) | $\rho_s$ (%) | $f'_c$ (MPa) | $\varepsilon_0 x10^3$ | $\varepsilon_{0.85} x10^3$ | $I_t$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1.24 | 28.84 | 2.52 | 3.33 | 2.11 |
| | 2.48 | 30.23 | 3.03 | 4.47 | 3.34 |
| 1 | 1.24 | 30.68 | 2.95 | 3.67 | 2.68 |
| | 2.48 | 32.38 | 2.93 | 4.80 | 3.79 |
| 2 | 1.24 | 33.84 | 3.53 | 5.01 | 3.47 |
| | 2.48 | 35.95 | 3.63 | 8.43 | 4.37 |

Tabella 3 Valori caratteristici del calcestruzzo confinato

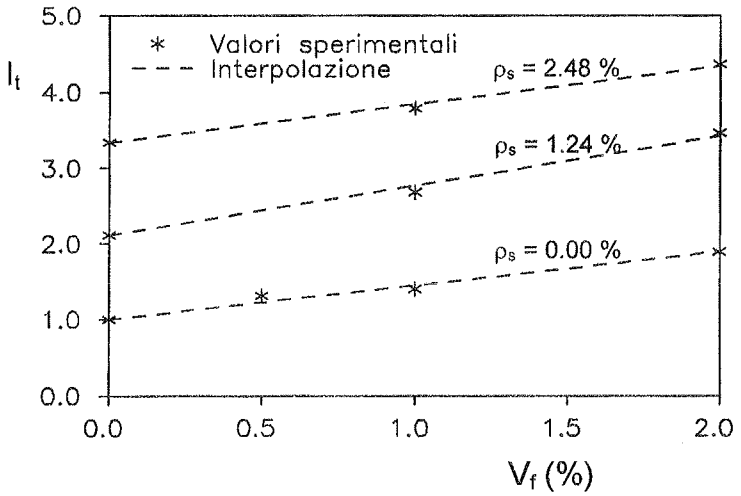



Fig. 8 Indice di tenacità al variare del volume di fibre per fissati valori di percentuale di armatura trasversale

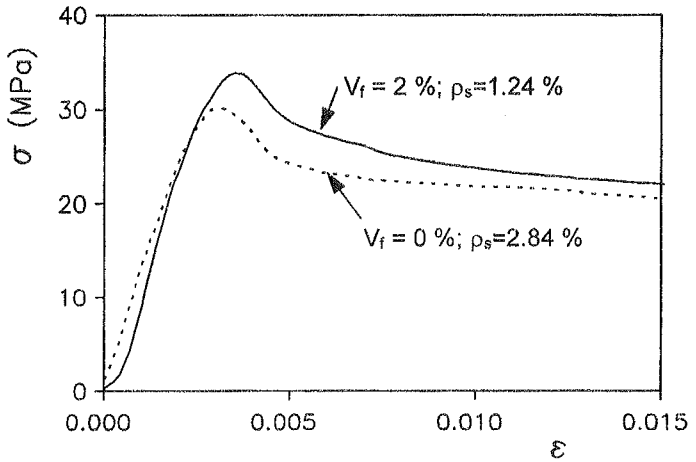



Fig. 9 Effetto di confinamento dovuto alle fibre e alle spirali

## 4. 2 Prove cicliche

Con le stesse modalità adottate per le prove cicliche presentate e commentate al paragrafo 3.2, si sono condotte le prove su cilindri confezionati con calcestruzzo con dosaggi di fibre $V_f$ = 0, 1, 2%, e confinati con spirali a passo 25 e 50 mm.

In Fig.10 sono riportati alcuni dei risultati ottenuti; ogni diagramma contiene una curva ciclica e la relativa curva media monotona (curve di Fig. 7). L'effetto combinato delle fibre di rinforzo e dell'armatura trasversale conferisce al materiale le proprietà necessarie per ottenere buone prestazioni sotto azioni cicliche (minore degrado e maggiore attitudine a dissipare energia). Anche in questo caso è opportuno confrontare le curve per $\rho_s$ = 2.48%, $V_f$ = 0% e $\rho_s$ = 1.24%, $V_f$ = 2%: i cicli presentano caratteristiche simili confermando che anche in campo ciclico possono raggiungersi uguali prestazioni diminuendo l'armatura trasversale di confinamento e introducendo fibre di rinforzo con adeguato dosaggio.

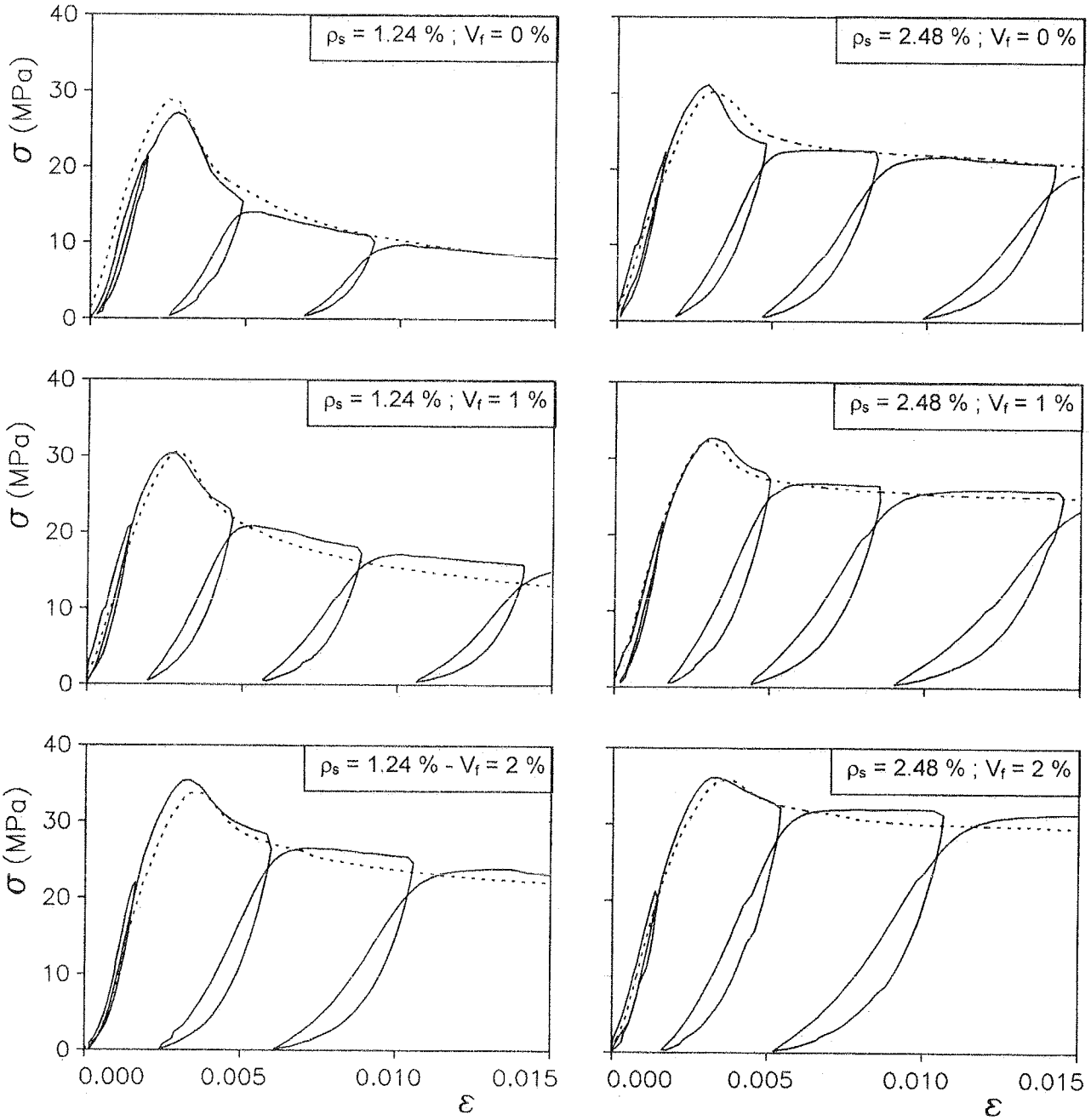



Fig. 10 Risposta ciclica al variare del dosaggio di fibre e della percentuale volumetrica di armatura trasversale

### 4. 3 Modalità di rottura

La rottura dei provini in presenza di spirali ed in assenza di fibre si manifesta con piani di frattura inclinati e compresi all'interno del passo delle spirali come mostrato dalla Foto 4.

La scarsa resistenza degli inerti, la natura fragile del conglomerato alleggerito e le condizioni di aderenza con le spire non consentono, a differenza di quanto rilevato nei calcestruzzi ad alta resistenza [4], di attivare la rottura delle spire. Ne consegue che il meccanismo di rottura è legato solo alla formazione di piani di frattura contrastati dall'azione di ingranamento degli inerti e dall'attrito che si mobilita in funzione del livello di sforzo normale raggiunto.

Si osserva inoltre che l'espulsione del ricoprimento delle spirali avviene prima che si raggiunga la resistenza massima.

La presenza di fibre, in percentuale crescente, consente di modificare questo meccanismo di rottura: il provino si mantiene pressocchè integro fino alla rottura e, superato tale stadio, si attiva un meccanismo resistente legato allo sfilamento delle fibre che interagiscono con l'azione di confinamento esercitata dalla spire; il meccanismo di rottura risulta pertanto più dissipativo.

### 5. CONCLUSIONI

Le prove sperimentali di compressione su campioni di calcestruzzo fibrorinforzato alleggerito con inerti di pomice hanno consentito di valutare il miglioramento delle caratteristiche meccaniche prodotto dalla presenza di fibre e di armatura trasversale di confinamento.

L'indagine, condotta per carichi monotoni e ciclici, ha mostrato che il calcestruzzo leggero strutturale, caratterizzato da un comportamento fragile e dalla scarsa capacità di dissipare energia, può acquisire doti di duttilità necessarie per un suo possibile impiego in zona sismica attraverso l'uso combinato di fibre di rinforzo e di armatura di confinamento. In particolare si ottiene un incremento della tensione di picco e della corrispondente deformazione, una minore pendenza del ramo post-picco, un minore degrado dei cicli di scarico e ricarico effettuati a deformazioni crescenti e una maggiore dissipazione di energia anche sotto azioni cicliche.

Si è inoltre rilevata la possibilità di ottenere un prefissato livello di confinamento del calcestruzzo mediante un bilanciamento del dosaggio di fibre e della percentuale volumetrica di armatura trasversale. In tal modo, riducendo l'armatura trasversale e incrementando la presenza di fibre, si risolve il problema dell'addensamento della staffatura nelle parti strutturali in cui è richiesta una maggiore dissipazione di energia.

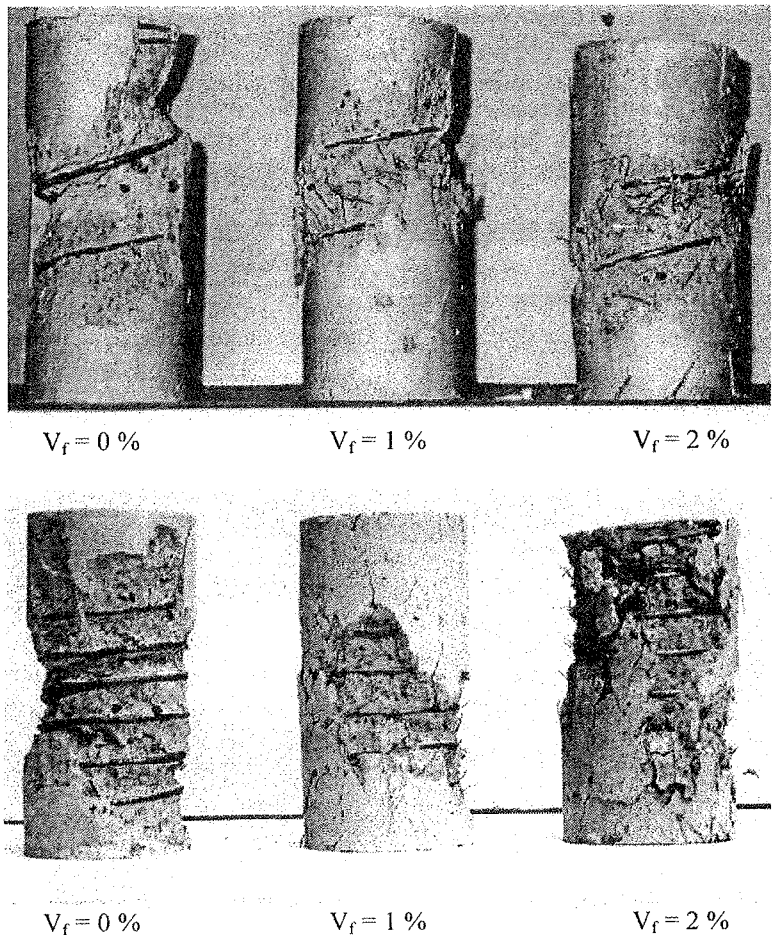



Foto 4 - Modalità di rottura dei provini di conglomerato con spirali
a) passo 50 mm; b) passo 25 mm

**Bibliografia**


[1] Zingone G., La Mendola L., Campione G. (1995), Comportamento ciclico di sezioni pressoinflesse in c.a. rinforzato con fibre di carbonio, Materiali speciali per le costruzioni, Progetto Coordinato CNR 1994-96, Atti della Giornata di Studio 7 marzo 96, Venezia, pp. 47-53.

[2] Zingone G., Campione G., La Mendola L. (1997), Comportamento ciclico di travi inflesse in cemento armato fibrorinforzato ad alta resistenza, Atti del 8° Convegno Nazionale, L'Ingegneria Sismica in Italia, vol. 1, Taormina, pp. 167-174.

[3] Campione G., La Mendola L., Zingone G. (1999), Shear resistant mechanisms of high strength fibre reinforced concrete, in Earthquake Resistant Engineering Structures II, WIT Press, pp. 23-32.

[4] Campione G., Mindess S., Zingone G. (1999), Compressive stress-strain behavior of normal and high-strength carbon-fiber concrete reinforced with steel spirals, ACI Materials Journal, vol. 96, n. 1, pp. 27-34.

[5] Hsu L.S., Hsu C.T.T. (1994), Stress-strain behavior of steel-fiber high-strength concrete under compression, ACI Structural Journal, vol. 91, n. 4, pp. 448-457.

[6] Rio A. (1989), Calcestruzzi leggeri rinforzati come materiale strutturale, Atti delle Giornate AICAP 1989, Materiali e tecniche speciali nella realizzazione di opere in c.a. e c.a.p., Napoli, pp. 291-302.

[7] Diotallevi P.P., Zarri F. (1989), Calcestruzzi leggeri fibrorinforzati - Indagini sperimentali per la derminazione delle caratteristiche meccaniche e confronti con calcestruzzi ordinari, Atti delle Giornate AICAP 1989, Materiali e tecniche speciali nella realizzazione di opere in c.a. e c.a.p., Napoli, pp. 173-188.

[8] Balaguru P., Foden A. (1996), Properties of fiber reinforced structural lightweight concrete, ACI Structural Journal, vol. 93, n. 1, pp. 62-77.

[9] Gao J.M., Sun W., Morino K. (1997), Mechanical properties of steel fiber-reinforced, high strength, lightweight concrete, Cement and concrete composities, vol. 19, n. 4, pp. 307-313.

[10] Failla A., Mancuso P., Miraglia N., Ruisi V. (1982), Indagine teorico-sperimentale sui calcestruzzi leggeri confezionati con inerti di pomice, L'Industria Italiana del Cemento, n. 3, pp. 197-204.

[11] Mancuso P., Miraglia N., Ruisi V. (1983), I problemi del ritiro e dell'aderenza nei calcestruzzi leggeri confezionati con inerti di pomice, L'Industria Italiana del Cemento, n. 10, pp. 653-656.

[12] Arici M., Miraglia N. (1989), Comportamento a flessione e taglio di elementi strutturali lineari in calcestruzzo leggero con inerti di pomice, Atti delle Giornate AICAP 1989, Materiali e tecniche speciali nella realizzazione di opere in c.a. e c.a.p., Napoli, pp. 5-16.

[13] Raccomandazioni tecniche AICAP per l'impiego del conglomerato cementizio rinforzato con fibre metalliche (Aggiornamento 1990), allegato a L'Industria Italiana del Cemento, n. 11, 1990, pp. 5-9.

[14] ACI Committe 544, Measurement of properties of fiber reinforced concrete, ACI Materials Journal, vol. 85, n. 6, 1988, pp. 583-593.

[15] Norme UNI 6130, Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica, Forme e dimensioni dei provini - Parte I.

[16] ACI Committe 544, Design considerations for steel fiber reinforced concrete, ACI Structural Journal, vol. 85, n. 5, 1988, pp. 563-580.

[17] Eurocodice 2, Progettazione delle strutture di calcestruzzo (UNI ENV 1992-1-1), Commissione "Ingegneria Strutturale", Milano.

[18] Nuti C., Pinto P.E. (1994), Impiego del calcestruzzo strutturale in zone sismiche, L'Industria Italiana del Cemento, n. 7-8, pp. 516-528.

# IMPIEGO DI CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI NEI COMPONENTI STRUTTURALI ESPOSTI AD AZIONI IMPULSIVE

**Enzo CARTAPATI**
Ricercatore confermato
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica. Università di Roma "La Sapienza"

**Annibale Luigi MATERAZZI**
Associato di Progetto di Strutture
Dipartimento di Ingegneria delle Acque e delle Strutture. Università di Perugia

**Nicola NISTICÒ**
Ricercatore
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica. Università di Roma "La Sapienza"

**Salvatore PERNO**
Funzionario tecnico
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica. Università di Roma "La Sapienza"

## SOMMARIO

Nell'ambito di una ricerca sperimentale sul comportamento all'urto di componenti di conglomerato cementizio fibroso, vengono presentati i primi risultati relativi a piastre confezionate utilizzando fibre di poliacrilonitrile. Le azioni impulsive vengono conferite mediante un pendolo balistico e la risposta delle piastre viene rilevata mediante una schiera di accelerometri. Le analisi condotte confermano l'effetto favorevole dell'aggiunta delle fibre.

## SUMMARY

In the general frame of a research on the impact behavior of structural concrete components, the first results relating to plates made up with polyacrilonitrile (PAN) fiber concrete are reported. Impact forces are given by means of a ballistic pendulum and the plate response is observed using an array of accelerometers. The analyses confirmed the favorable effect due to fiber addition.

## 1. INTRODUZIONE

Durante il corso della loro vita di servizio numerosi componenti strutturali sono sottoposti ad azioni impulsive. Basti ricordare, ad esempio, le barriere paramassi, le barriere autostradali, gli impalcati dei ponti, le opere di difesa dei porti, le condizioni accidentali di varo di molti componenti prefabbricati.

Nonostante il fatto che le azioni impulsive siano quelle che condizionano la progettazione di tali strutture, la Normativa tecnica italiana sulle azioni non fornisce indicazioni specifiche in merito, precisando però che il livello delle azioni di progetto corrispondenti può essere definito per mezzo di azioni nominali e rimandando ad accertamenti specifici la modellazione rigorosa di tali azioni.

A sua volta il progetto dei componenti strutturali esposti alle azioni suddette richiede un adeguato livello della tenacità del materiale, il cui ruolo, nei fenomeni impulsivi, è ben evidenziato dai metodi della Meccanica della Frattura.

Poiché l'aumento della resistenza a compressione di un calcestruzzo non favorisce la tenacità, già da tempo si è fatto ricorso all'impiego di fibre di vario tipo per conciliare le due esigenze predette [1,2].

Allo scopo di contribuire al perfezionamento delle conoscenze sulla risposta dei componenti strutturali sottoposti ad azioni impulsive, è stato attivato da tempo uno specifico programma di ricerca presso le Università di Roma "La Sapienza" e Perugia [3,4,5,6,7,8].

Tale ricerca si inquadra nella tradizione di studio dei problemi relativi al comportamento in servizio delle strutture sotto azioni dinamiche, le cui origini possono farsi risalire alle indagini sperimentali sul comportamento a fatica di componenti in c.a.p. – traverse ferroviarie e travi – intraprese a suo tempo dal Prof. C. Cestelli Guidi presso l'allora Istituto di Scienza della Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Roma.

Nella presente nota vengono in particolare presentati i risultati di prove d'urto eseguite su piastre quadrate realizzate con conglomerato rinforzato con fibre sintetiche di poliacrilonitrile. Naturalmente il loro comportamento è stato confrontato con quello di analoghe piastre di conglomerato privo di fibre. E' stato comunque previsto anche l'impiego di un'armatura convenzionale in rete elettrosaldata.

A differenza degli studi precedenti, nei quali l'azione d'urto veniva conferita secondo la tecnica del 'drop weight test', nella presente ricerca viene utilizzata una disposizione sperimentale perfezionata, basata sulla tecnica del pendolo balistico, la quale consente di localizzare con maggiore precisione l'impatto e rendere riproducibile la prova.

L'intensità e l'evoluzione temporale dell'azione dinamica conferita viene rilevata in tempo reale mediante una cella di carico interposta tra la piastra e la massa battente. La risposta dinamica viene invece osservata mediante una schiera di accelerometri opportunamente disposti sulla piastra stessa.

Particolare attenzione viene dedicata alla valutazione del danneggiamento progressivo, correlandolo con l'energia dissipata negli urti e con le modificazioni subite dalle caratteristiche dinamiche delle piastre, dedotte da apposite indagini condotte con la tecnica del martello strumentato.

La osservazione delle modificazioni dei parametri modali delle piastre, conseguenti al danneggiamento prodotto dagli urti ripetuti, consente di porre in relazione il danneggiamento con il contenuto di fibre per il tramite di funzioni di danno che forniscono utili indicazioni sulla scelta del dosaggio delle fibre.

## 2. IL RUOLO DELLA TENACITÀ DEL CALCESTRUZZO NEL COMPORTAMENTO ALLE AZIONI IMPULSIVE

Il parametro rilevante ai fini dello studio del comportamento del conglomerato cementizio alle azioni impulsive è la sua resistenza a trazione e l'andamento del ramo cadente del diagramma $\sigma$-$\delta$ dopo il picco di resistenza massima [9].

Le prove sperimentali, condotte il regime di trazione semplice in campo statico, mostrano che passando da un conglomerato realizzato con inerti leggeri (LC) ad uno normale (NC) e quindi ad un conglomerato addizionato con fibre (FRC), la resistenza a trazione di picco presenta variazioni contenute, mentre si osserva un miglioramento progressivo della resistenza post-picco, nel senso che la pendenza del ramo cadente diminuisce [10] (vedi fig. 1).

Tale miglioramento è sensibile al valore del contenuto di fibre ed alla loro qualità e migliora con essi. Poiché l'area sottesa dal diagramma $\sigma$-$\delta$ può essere posta in relazione con l'energia di frattura $G_f$ (tenacità) del materiale, tale proprietà appare la più idonea a descrivere in modo quantitativo il miglioramento delle proprietà del calcestruzzo conseguente all'aggiunta di fibre all'impasto [11].

Una interpretazione semplice e convincente dei fenomeni fisici alla base del legame tra energia di frattura e comportamento in trazione dei materiali fragili, quali il conglomerato cementizio e le rocce è fornita dal modello di Hillerborg [12], che applica i metodi della Meccanica della Frattura Non-lineare.

Il modello teorico proposto da Hillerborg nel 1976, sotto molti aspetti simile a quello precedentemente sviluppato da Barenblatt [13], prevede che una fessura preesistente si propaghi quando la tensione di trazione al suo apice raggiunge il valore della resistenza a trazione monoassiale del materiale (vedi fig. 2).

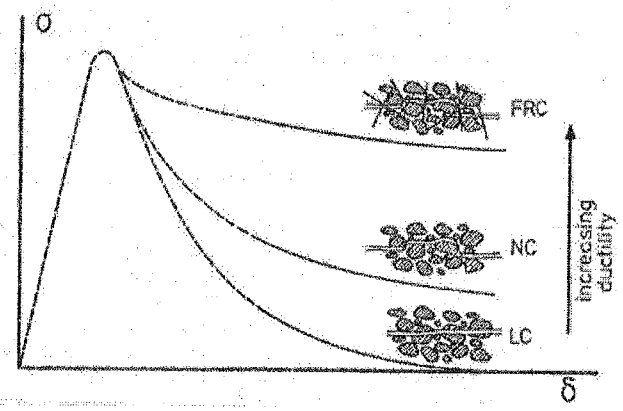



FIG. 1 – Resistenza a trazione del calcestruzzo con e senza fibre (da [10]).

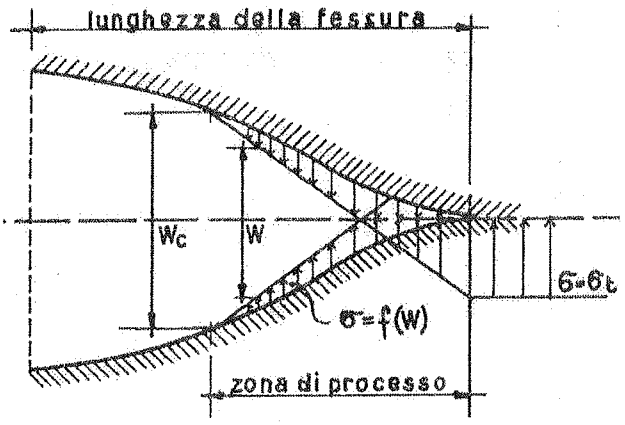



FIG. 2 – Stato tensionale all'apice di una fessura.

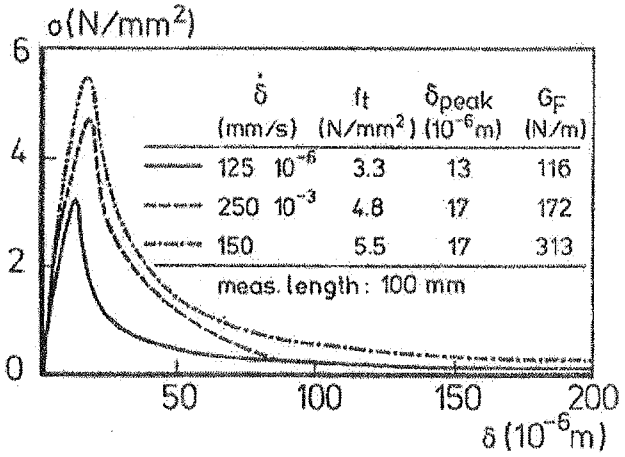



FIG. 3 – Relazioni tra velocità di deformazione, resistenza a trazione, energia di frattura (da [10]).

Quando la lesione si apre, la tensione non si annulla improvvisamente, ma decresce con gradualità all'aumentare dell'apertura w della lesione secondo una legge determinabile sperimentalmente.

Quando l'apertura w raggiunge il valore $w_c$, la tensione di trazione trasmessa attraverso la fessura si annulla. Per quella parte della fessura in cui $w < w_c$, definita dall'Autore "fictitious crack", la lesione corrisponde, in realtà, ad una zona microfessurata attraverso la quale possono essere trasmesse, mediante meccanismi fisici diversi, forze di trazione.

La quantità di energia necessaria per allargare la superficie unitaria della fessura fino all'apertura $w_c$ (ed oltre) è proprio:

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma dw$$

e corrisponde all'area della superficie sottesa dalla curva σ-w. Tale osservazione precisa il ruolo di $G_f$ nel comportamento post-picco del conglomerato teso e delinea la procedura sperimentale per la sua determinazione.

Come già preannunciato, l'aggiunta al conglomerato di fibre (siano esse di acciaio, di materie sintetiche o anche vegetali) aumenta il valore della energia di frattura. Alla luce del modello di Hillerborg tale comportamento è di semplice interpretazione: le fibre che attraversano ortogonalmente le fessure si oppongono alla apertura ulteriore delle stesse mediante la propria resistenza a trazione, esercitando una sorta di "cucitura" dell'apice. Tale resistenza può essere immaginata distribuita su tutto il materiale cementizio, attribuendo ad esso un valore di $G_f$ opportunamente incrementato e comunque misurabile per via sperimentale con procedura analoga a quella impiegata per il conglomerato privo di fibre.

Passando dalle azioni statiche a quelle impulsive si osserva un ulteriore effetto, che complica ulteriormente la modellazione del materiale: la forma del diagramma σ-δ dipende dalla velocità di applicazione del carico e di conseguenza anche $G_f$ risulta dipendente dalla velocità (vedi fig. 3).

Sotto azioni di breve durata, cioè, le fessure, pur trovandosi nelle condizioni per potersi propagare, non riescono, per ragioni di tempo, ad aprirsi prima che l'azione impulsiva si sia esaurita.

Peraltro le osservazioni formulate circa la interpretazione del ruolo di $G_f$ continuano a valere.

## 3. PROGRAMMA DELLA RICERCA

### 3.1 Geometria dei provini, materiali e casi considerati

Sulla base dei risultati della sperimentazione pilota presentata in [8], sono state predisposte, come provini, piastre quadrate di conglomerato cementizio aventi lato 60 cm e spessore 4 cm, armate con una rete di acciaio elettrosaldata ϕ 5 a maglia quadrata 15x15 cm (fig. 4). La resistenza caratteristica di progetto del conglomerato cementizio è di 40 N/mm$^2$, mentre quella dell'acciaio è pari a 440 N/mm$^2$.

Per quanto riguarda le fibre, è stato previsto l'impiego di fibre di acciaio (SF), di polipropilene (PLP), di poliacrilonitrile (PAN) e di una miscela di fibre di acciaio e di polipropilene. E' stato inoltre considerato, come riferimento, il comportamento all'urto di piastre di conglomerato armato prive di fibre.

Per quanto riguarda i quantitativi di fibra sono stati considerati i seguenti valori: 0.0, 0.2, 0.4, 0.8 % in volume. Il valore 0.0 % corrisponde, naturalmente, al caso di calcestruzzo privo di fibre.

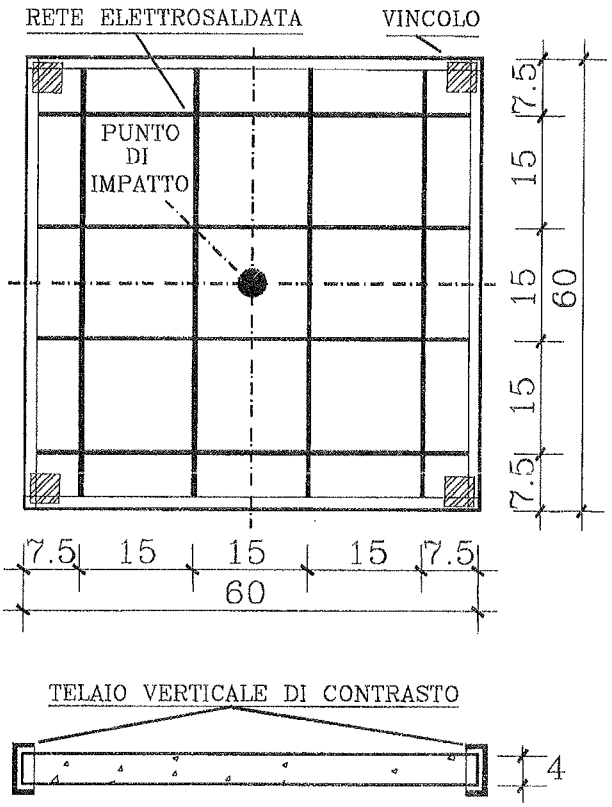



FIG. 4 – Geometria dei provini (misure in cm).

TABELLA I – Programma generale delle indagini sperimentali (numero di provini).

| Materiale | % fibre | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 0.0 | 0.2 | 0.4 | 0.8 |
| CLS | 15 | | | |
| CLS + SF | | 15 | 15 | 15 |
| CLS + PLP | | 15 | 15 | 15 |
| CLS + PAN | | 15 | 15 | 15 |
| CLS + SF + PLP | | 15 | 15 | 15 |

Per ciascun caso è prevista la realizzazione e la rottura di 15 provini (vedi Tab. I).

Pertanto il programma generale delle indagini prevede l'impiego di 15 x 13 = 195 piastre.

### 3.2 Metodologia di prova

Le prove d'urto vengono eseguite utilizzando la disposizione sperimentale rappresentata in fig. 5.

Le azioni d'urto vengono conferite mediante un pendolo balistico costituito da una massa battente metallica sospesa per mezzo di quattro cavi lunghi l=200 cm che la mantengono in posizione orizzontale durante la corsa fino al punto d'impatto, situato in corrispondenza del centro delle piastre.

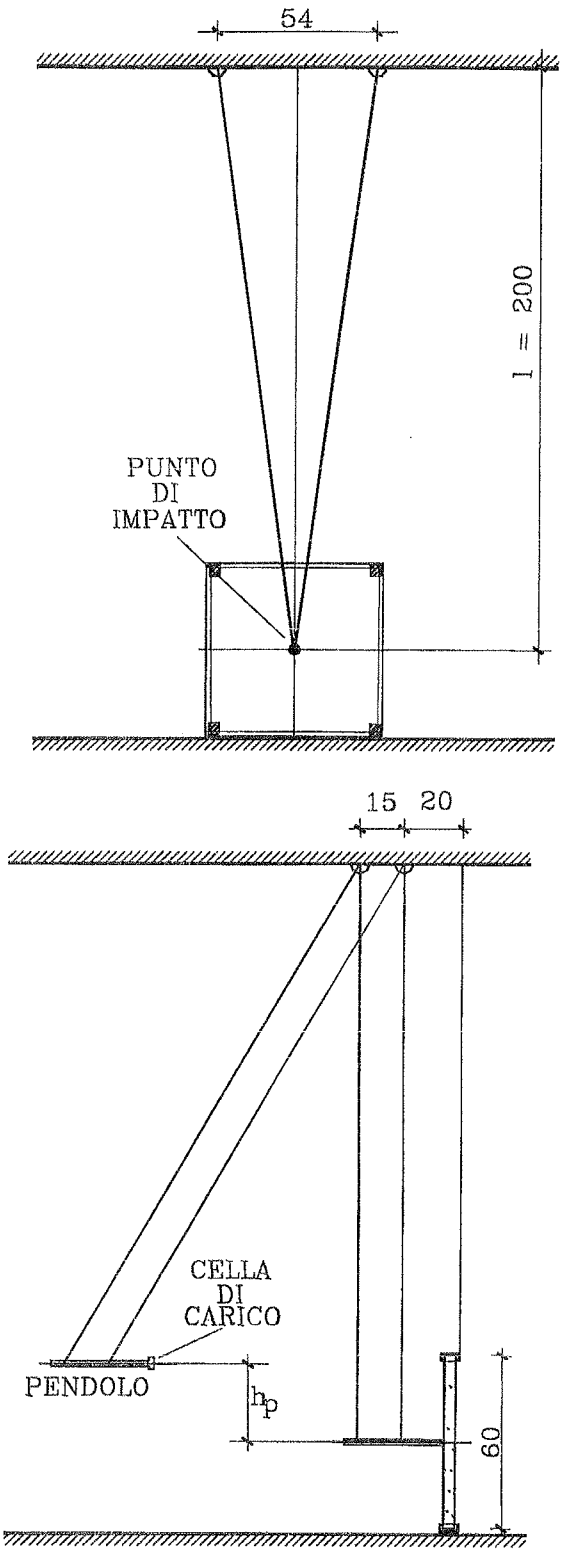



FIG. 5 – Disposizione sperimentale utilizzata per le prove d'urto. In alto è rappresentata la vista frontale, in basso la vista laterale del pendolo balistico (misure in cm).

I provini sono sostenuti da un apposito telaio di contrasto, realizzato in acciaio, che li mantiene in posizione verticale ed è ancorato al pavimento del laboratorio in modo adeguato al fine di impedire spostamenti orizzontali delle piastre durante lo svolgimento delle prove.

L'appoggio tra i provini ed il telaio è previsto in corrispondenza dei quattro spigoli.

La scelta di questa modalità di vincolo è stata dettata dall'esigenza di rendere il più possibile ispezionabile, durante il corso delle prove, la faccia posteriore delle piastre.

Nell'ambito di ciascuna serie di provini sono stati considerati due valori dell'altezza di caduta $h_p$ e due valori della massa battente $m_b$.

Tenuto conto che ciascuna serie è composta di 15 provini, per ciascuno degli accoppiamenti massa battente-altezza di caduta, denominati nel seguito per comodità 'modalità di caduta', vengono sottoposti a prova 5 provini uguali.

I dettagli in proposito sono riportati in Tab. II.

TABELLA II – Valori dell'altezza di caduta, della massa battente e della energia conferita ad ogni urto.

| Modalità di caduta | $h_c$ [m] | $m_b$ [kg] | W [Nm] |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.50 | 2.00 | 9.81 |
| 2 | 1.00 | 2.00 | 19.62 |
| 3 | 0.50 | 4.00 | 19.62 |

Lo svolgimento delle prove avviene secondo la procedura seguente.

Dopo aver installato sul pendolo la massa battente corrispondente alla modalità di rottura desiderata, il pendolo viene allontanato dalla posizione verticale dell'angolo necessario a realizzare l'altezza di caduta richiesta.

Quindi, dopo aver attivato il sistema di acquisizione dei segnali, il pendolo viene rilasciato con velocità iniziale nulla e si verifica l'urto contro la piastra.

Particolare attenzione viene prestata affinché il pendolo, dopo aver rimbalzato contro il punto di impatto, non urti di nuovo, falsando così i risultati delle misure con ulteriori urti.

Dopo aver interrotto l'acquisizione delle grandezze dinamiche associate all'urto, si procede quindi ai rilievi visivi e fotografici sulla piastra colpita e quindi alla esecuzione di indagini microsismiche mediante il martello strumentato.

La procedura viene ripetuta più volte, eseguendo più prove d'urto successive, fino alla rottura completa della piastra.

## 3.3 Strumentazione impiegata

### 3.3.1 Osservazione del fenomeno d'urto

Al fine di analizzare nel modo più completo il comportamento dei provini durante lo svolgimento dei fenomeni d'urto è stata messa a punto una strumentazione di misura comprendente le seguenti attrezzature:

- una cella di carico piezoelettrica, modello PCB200B20, applicata alla massa battente del pendolo balistico, al fine di acquisire la storia temporale della forza impulsiva (canale 6);
- una schiera di cinque accelerometri piezoelettrici modello PCB303A, di cui uno applicato sul bordo della piastra (canale 1), tre sulla diagonale della piastra, dal lato in cui è applicata l'azione d'urto (canali 2, 3 e 4) ed uno sull'altra diagonale piastre, in posizione simmetrica rispetto all'accelerometro 2 (canale 5) (vedi fig. 6).

Gli strumenti sopra detti sono governati da un elaboratore elettronico dedicato, in grado di acquisire i dati da loro rilevati con una frequenza di campionamento di 100 kHz per canale. Tale valore consente di rilevare fedelmente il contenuto in frequenza dei segnali in uscita dai sensori almeno fino a 10 kHz.

La scelta della frequenza di campionamento è stata guidata dai risultati della sperimentazione precedente [8] che ha mostrato come, nel caso in esame, il fenomeno dell'urto si evolva in tempi brevissimi, inferiori al millesimo di secondo.

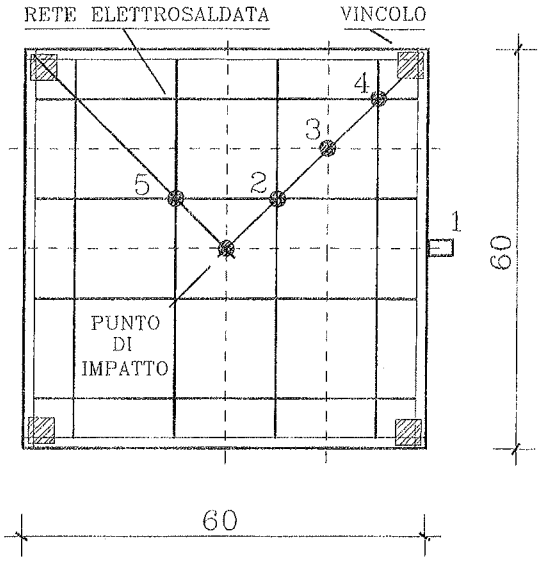



FIG. 6 – Schema della disposizione degli accelerometri (canali da 2 a 6).

### 3.3.2 Identificazione delle caratteristiche delle piastre dopo l'urto

In aggiunta alla strumentazione descritta è stato utilizzato un martello strumentato modello PCB086C03 per la generazione delle onde elastiche all'interno dei provini. Il martello è dotato di una cella di carico piezoelettrica che fornisce in uscita l'andamento temporale della azione applicata. L'acquisizione della risposta viene effettuata parte della attrezzatura precedentemente descritta, ed in particolare gli accelerometri relativi ai canali 1, 2 e 5.

Dopo ogni singolo urto viene misurato il tempo necessario alla propagazione delle onde elastiche tra il punto di emissione e quello di ricezione, e viene eseguita un'analisi modale sperimentale che conduce alla determinazione delle frequenze naturali e delle deformate modali della piastra.

## 4. PRIMI RISULTATI DELLE INDAGINI SPERIMENTALI

### 4.1 Premessa

Nella presente comunicazione vengono presentati i primi risultati relativi alle piastre prive di fibre ed a quelle realizzate con calcestruzzo addizionato con fibre di poliacrilonitrile. Delle 15 piastre previste per ciascuno dei corrispondenti 4 quantitativi di fibre (0.0, 0.2, 0.4 e 0.8 %) sono state sottoposte a prova le prime 4, per un totale di 16 piastre. Come altezza di caduta è stato fissato il valore di 1 m, con una massa battente di 2 Kg.

In tutte le prove effettuate la rottura non si è verificata per flessione, ma per punzonamento delle piastre, confermando così la validità della scelta di disporre nelle piastre un'armatura ordinaria proprio per evitare tale tipo indesiderato di collasso. In fig. 7 è riportato, a titolo di esempio, l'aspetto di una piastra al termine della prova.

### 4.2 Numero di colpi a rottura

Nella Tabella III è riportata una prima sintesi dei risultati ottenuti: per ciascuna serie di prove è riportato il valore corrispondente della resistenza caratteristica del materiale, il contenuto di fibre ed i valori dei numeri di colpi necessari a produrre la prima fessura e la perforazione della piastra.

Si può notare che l'aggiunta delle fibre peggiora il valore della resistenza a compressione, conseguenza della maggiore quantità d'acqua necessaria per mantenere lavorabile l'impasto. Si osservi che i valori dei numeri dei colpi non sono interi in quanto ottenuti facendo la media sulle quattro piastre di ciascuna serie.

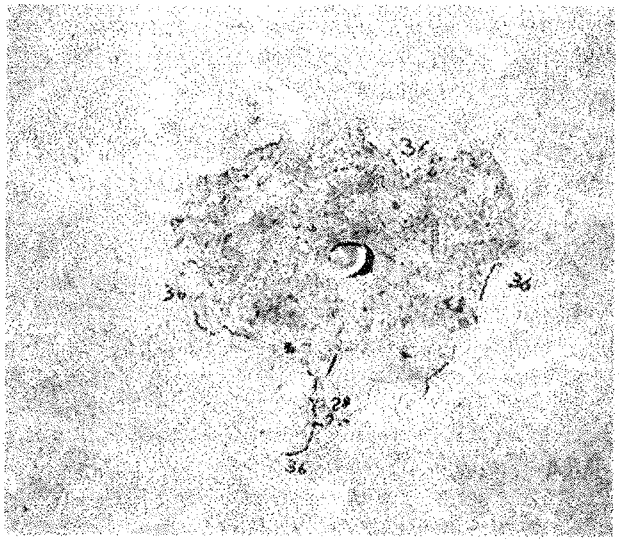


FIG. 7 – Aspetto della piastra 4.A dopo la rottura.

TABELLA III – Risultati delle prove d'urto.

| Serie | Rc [N/mm$^2$] | Contenuto di fibre | Colpi a fessurazione | Colpi a rottura |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 49.8 | 0.00 % | 3.00 | 18.70 |
| 2 | 37.8 | 0.20 % | 3.25 | 26.50 |
| 3 | 35.0 | 0.40 % | 3.30 | 29.25 |
| 4 | 31.5 | 0.80 % | 6.75 | 39.25 |

E' possibile osservare l'effetto favorevole dovuto all'aggiunta di fibre in entrambi i parametri associati al comportamento all'urto. In particolare la comparsa delle prime fessure, che è correlata alla resistenza a trazione per flessione, migliora praticamente solo per il quantitativo più elevato di fibre, mentre il numero di colpi a rottura, che dipende essenzialmente dalla tenacità del materiale, è fortemente influenzato dal contenuto di fibre.

### 4.3 Evoluzione temporale dei fenomeni d'urto

In Fig. 8 è rappresentato l'andamento della evoluzione temporale dell'azione d'urto inferta dal pendolo balistico, con riferimento al caso di una delle 4 piastre realizzate con conglomerato privo di fibre.

L'intensità massima della forza, misurata mediante la cella di carico installata sull'elemento battente del martello, è pari a 51.71 KN e la sua durata, estremamente breve, è di 0.54 millesimi di secondo. Tali dati sono di particolare interesse per la progettazione di componenti strutturali di questo tipo.

Le oscillazioni smorzate che si notano dopo l'esaurimento dell'azione impulsiva, corrispondono alle vibrazioni naturali della massa battente che si verificano dopo il rimbalzo e durante la traiettoria di ritorno.

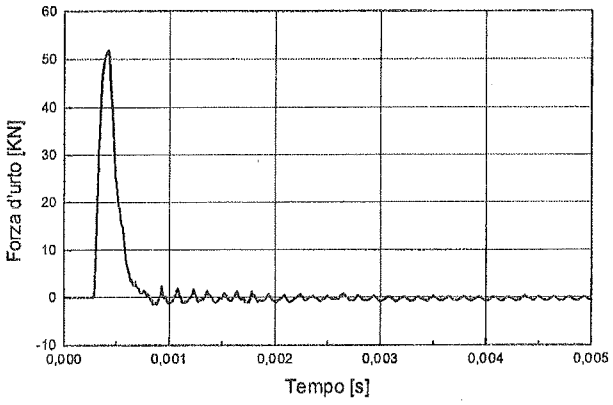



FIG. 8 – Storia temporale dell'azione d'urto nel caso di una piastra priva di fibre (piastra 1.A).

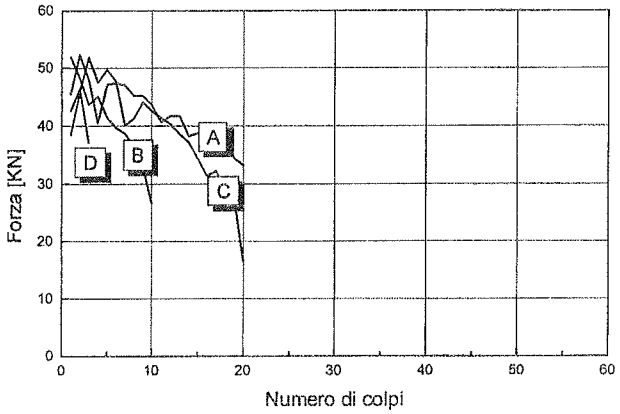



FIG. 9 – Evoluzione della forza d'urto con il numero di colpi (Serie 1 - contenuto di fibre: 0.0 %).

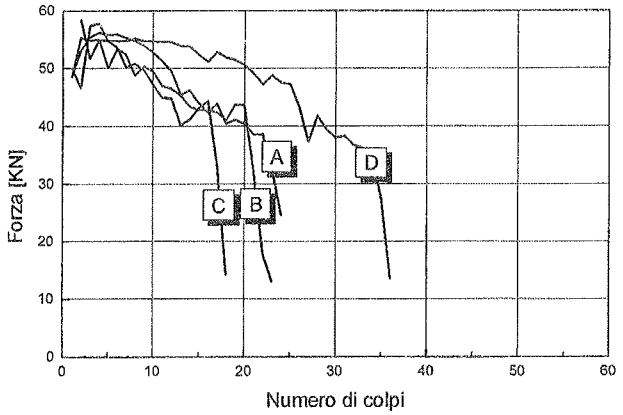



FIG. 10 – Evoluzione della forza d'urto con il numero di colpi (Serie 2 - contenuto di fibre: 0.2 %).

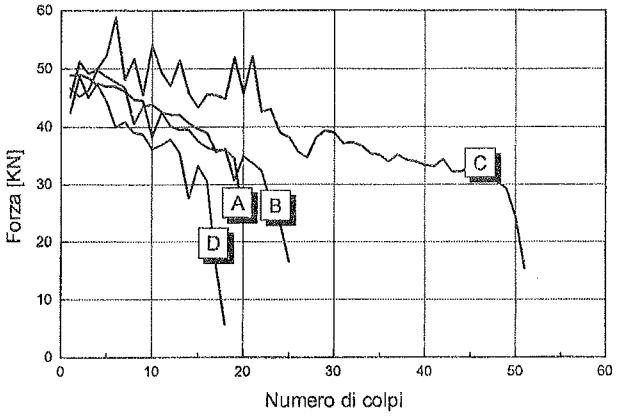



FIG. 11 – Evoluzione della forza d'urto con il numero di colpi (Serie 3 - contenuto di fibre: 0.4 %).

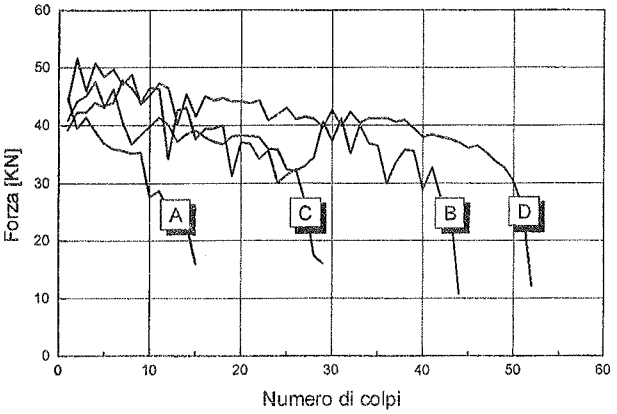



FIG. 12 – Evoluzione della forza d'urto con il numero di colpi (Serie 4 - contenuto di fibre: 0.8 %).

Nelle successive figure 9, 10, 11 e 12 è riportato il valore massimo della forza d'urto al variare del numero di colpi.

E' possibile vedere che l'intensità massima dell'azione d'urto diminuisce all'aumentare del numero dei colpi, in conseguenza della progressiva riduzione di rigidezza locale delle piastre. Ugualmente l'effetto positivo dell'aggiunta di fibre nell'aumentare il numero dei colpi necessario a perforare le piastre è chiaramente visibile. Si osserva peraltro una considerevole dispersione dei risultati sperimentali, dispersione che tende ad aumentare con il contenuto di fibre.

La risposta all'azione d'urto è osservata, come detto, mediante una schiera di accelerometri. A titolo di esempio si riporta in fig. 13 l'andamento della storia temporale dell'accelerazione misurata in corrispondenza del punto di misura/canale n° 2 nel corso del primo urto per la stessa piastra priva di fibre di fig. 8.

Si nota che il valore assoluto dell'accelerazione è di circa 100 g.

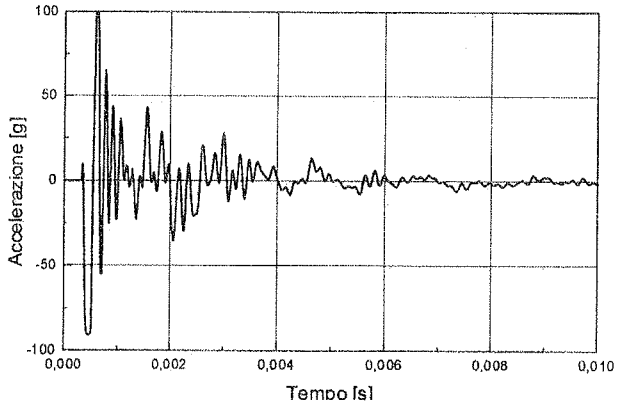



FIG. 13 – Storia temporale dell'azione d'urto nel caso di una piastra priva di fibre (piastra 1.A).

### 4.4 Identificazione delle caratteristiche dinamiche delle piastre mediante il martello strumentato

Le storie della risposta alle azioni impulsive conferite con il martello strumentato sono state sottoposte ad analisi spettrale allo scopo di individuare le frequenze proprie di vibrazione e le forme modali delle piastre nel corso del processo di danneggiamento.

Una selezione dei risultati delle analisi modali sperimentali, è riportata in figura 14.

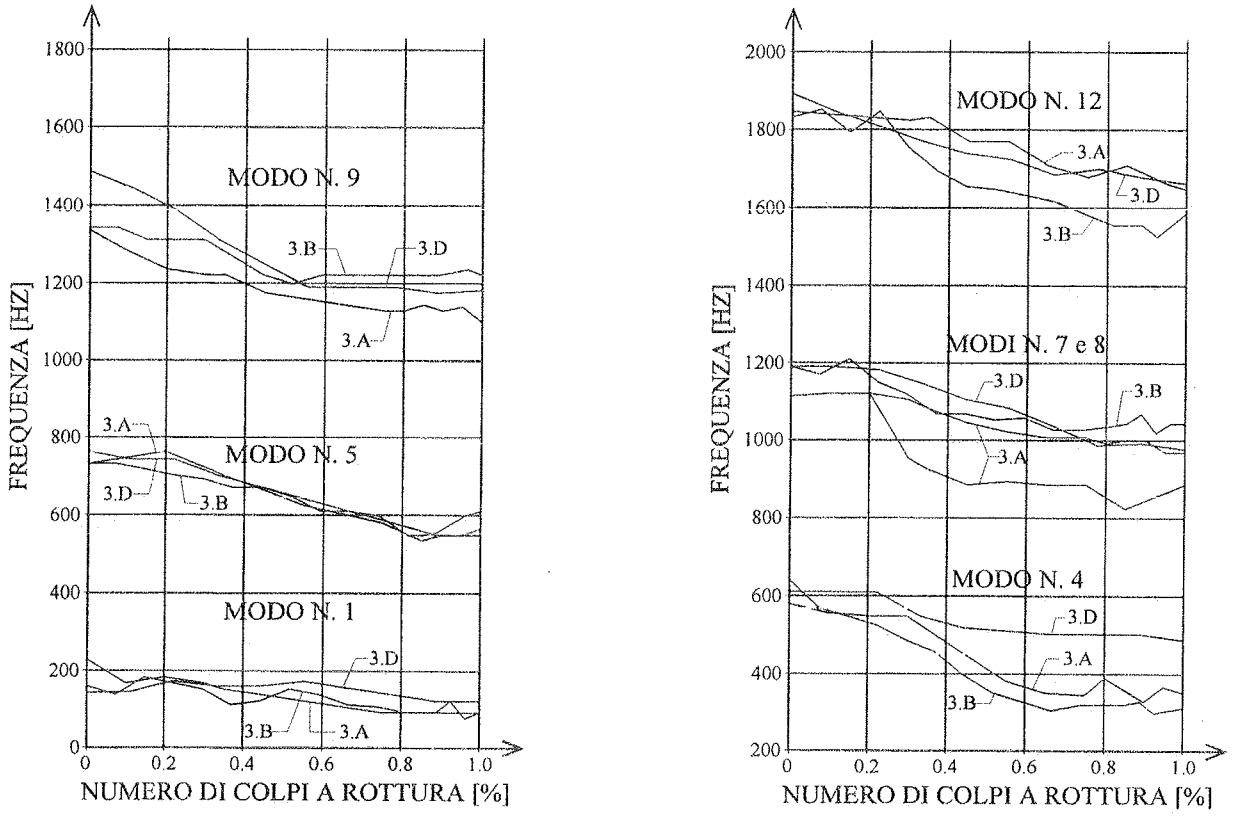



FIG. 14 – Decadimento di frequenza per le piastre della serie 3 (contenuto di fibre: 0.40 %).

I essa è rappresentata la diminuzione delle frequenze naturali di vibrazione delle piastre dovuta agli urti. Essa si riferisce alle piastre 3.A, 3.B e 3.D appartenenti alla serie 3 (contenuto di fibre 0.40 %).

I disegni sono stati normalizzati, esprimendo il numero di colpi come percentuale del numero che produce la rottura, allo scopo di meglio paragonare risultati provenienti da piastre diverse.

Per facilità di lettura i diagrammi relativi ai 12 modi di vibrazione considerati sono stati suddivisi in tre figure, allo scopo di evitare sovrapposizioni di linee.

E' interessante notare che in alcuni casi, si verifica una biforcazione in corrispondenza dei modi simmetrici (modi n° 7-8 e 10-11), in conseguenza dello sviluppo di una forma di danneggiamento non-simmetrico.

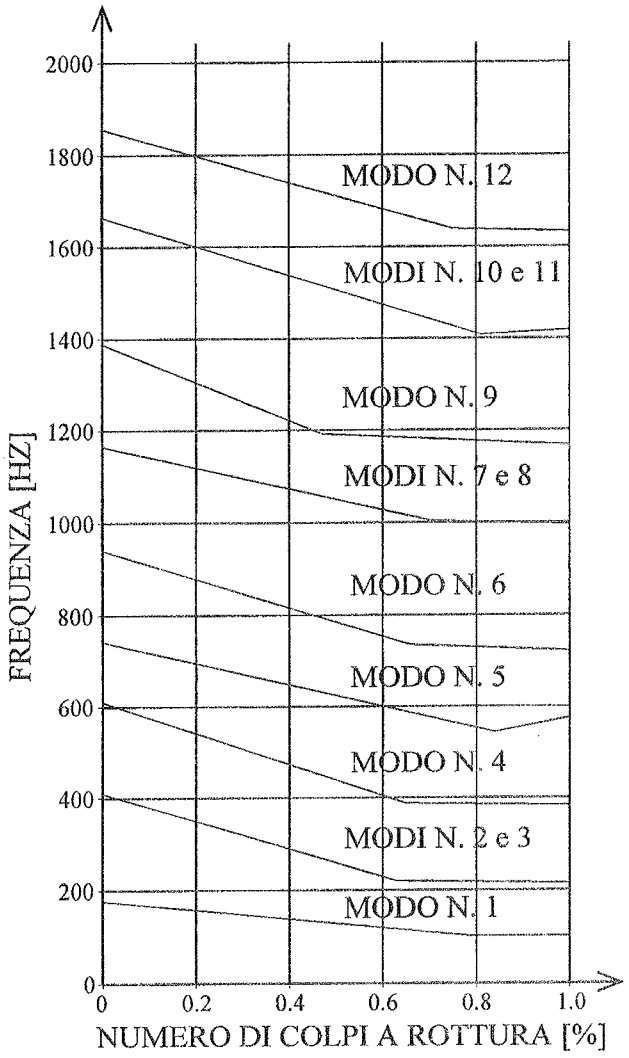



FIG. 15 – Modello della relazione fra frequenze proprie e numero di colpi per le piastre della serie n° 3 (0.4 % di contenuto di fibre).

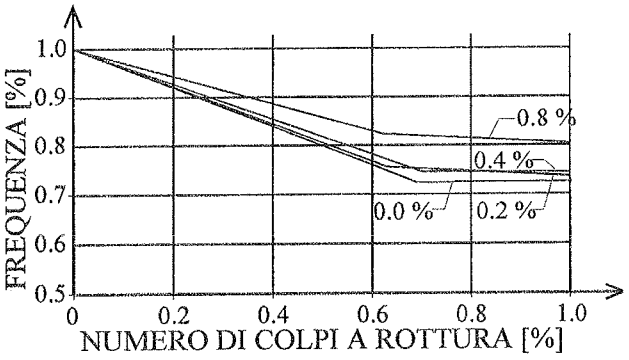



FIG. 16 – Modello che pone in relazione il contenuto di fibre con il danneggiamento normalizzato delle piastre.

L'esame dei risultati di fig. 14 suggerisce inoltre di esprimere il decadimento delle frequenze di vibrazione mediante una legge di danno semplificata composta di due tratti lineari: i corrispondenti parametri caratteristici sono le pendenze dei due segmenti e la posizione del punto di ginocchio.

Calibrando i dati necessari sulla base dei risultati dell'analisi modale sperimentale, si sono ottenuti diagrammi del tipo di quelli riportati in fig. 15, che si riferiscono alla serie di piastre n° 3 (0.4 % di contenuto di fibre).

Rappresentando la riduzione di frequenza in forma adimensionale, un unico grafico può essere utilizzato per rappresentare i risultati delle indagini di identificazione modale di tutte le piastre (vedi fig. 16).

## 5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Nel quadro più ampio di una ricerca sperimentale sulla resistenza all'urto di componenti di cemento armato addizionati e non di fibre, sono stati presentati i risultati di una prima fase della ricerca dedicata allo studio del conglomerato confezionato con fibre di poliacrilonitrile (P.A.N.).

I risultati ottenuti hanno confermato il favorevole effetto dell'aggiunta di fibre di P.A.N. sulla resistenza all'urto, confermando anche per questo tipo di fibre ciò che si era già riscontrato in occasione delle sperimentazioni precedenti, condotte utilizzando fibre di acciaio e di polipropilene [3,4,5].

Viceversa si è osservato che la resistenza flessionale viene solo leggermente modificata dall'aggiunta di fibre, ad eccezione delle percentuali volumetriche più elevate.

E' stata impiegata una tecnica sperimentale perfezionata, basata sull'impiego di un pendolo balistico, che consente di raggiungere una elevata precisione nella localizzazione del punto di applicazione

delle azioni d'urto e sull'adozione di un sistema per la acquisizione della storia delle azioni d'urto e della correlativa risposta.

E' stata inoltre applicata una tecnica di identificazione del danneggiamento meccanico prodotto dall'urto basata sulla osservazione delle modificazioni subite dai parametri modali delle piastre, condotta mediante l'impiego del martello strumentato.

Le grandezze misurate si sono dimostrate utili allo scopo di sviluppare un modello numerico di continuo danneggiato, da impiegare in indagini numeriche di simulazione del fenomeno dell'urto.

Inoltre gli indici di danno considerati - in particolare quello basato sulla evoluzione dei parametri modali - sono risultati idonei a descrivere efficacemente il processo di danneggiamento e quindi si prestano ad essere utilizzati nell'ambito di modelli alternativi semplificati.

**BIBLIOGRAFIA**


[1] A.I.C.A.P. (1990), Raccomandazioni tecniche A.I.C.A.P. per l'impiego del conglomerato cementizio rinforzato con fibre metalliche, Roma.

[2] A.I.C.A.P. (1992), Raccomandazioni tecniche A.I.C.A.P. per l'impiego del conglomerato cementizio rinforzato con fibre di polietilene, o di polipropilene, o di poliacrilonitrile, o di poliammide (nylon), Roma.

[3] FRANCO L.; MATERAZZI A.L.; NOLI A.; RADOGNA E.F., *Impact response of fiber-reinforced concrete elements in the marine environment*, Atti del 2. Congresso AIOM, Napoli, 15-16-17 novembre 1989.

[4] CALAMANI S.; CARTAPATI, E.; RADOGNA E.F., *Influenza dell'aggiunta di fibre di polipropilene nel conglomerato cementizio per l'impiego in elementi prefabbricati*, Atti delle Giornate AICAP '89, Napoli, 4-6 maggio 1989.

[5] CALAMANI, S., CARTAPATI, E. & MATERAZZI A.L., *Impact behavior of polypropylene-fiber-reinforced concrete plates.*, ECF 8, Turin, 1990.

[6] RADOGNA E.F., CARTAPATI E. , MATERAZZI A.L., *Piastre di conglomerato cementizio rinforzato con fibre "morbide" sottoposte ad azioni impulsive: problemi di modellazione e verifiche sperimentali*, Giornate AICAP '91, Spoleto, 16-18 maggio 1991.

[7] FRANCO L.; MATERAZZI A.L.; NOLI A.; RADOGNA E.F., *Safety and durability of R.C. marine structures subjected to impact and dynamyc loads*, Atti del 3. Congresso AIOM, Genova, 7-8-9 luglio 1992.

[8] CARTAPATI E.; MATERAZZI A.L.; RADOGNA E.F., *Risposta dinamica e danneggiamento di piastre di conglomerato cementizio fibroso esposte ad azioni d'urto*, Atti delle Giornate AICAP '97, Roma, 23-25 ottobre 1997.

[9] C.E.B., *Concrete structures under impact and impulsive loading*, Bull. d'Information n° 187, August 1988.

[10] HORDIJK D.A., van MIER J.G.M., REINHARDT H.W.; *Material properties*, in Fracture mechanics of concrete structures, L. Elfgren Ed., Rilem Report, Chapman and Hall, 1989.

[11] CARPINTERI A., CERIONI R., IORI I., (1996), Analisi del comportamento di calcestruzzi fibrorinforzati mediante la meccanica della frattura, Studi e Ricerche, Vol. 17, pp. 283-299.

[12] HILLERBORG, A., MODEER, M., PETERSSON, P.E.; *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, Cement and concrete research, Vol. 6, 1976.

[13] BARENBLATT, G.I., *The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture*, Advances in applied mechanics, Vol. 7, Academic Press, 1962.

# UNA FORMULAZIONE INCREMENTALE PER LA VALUTAZIONE DELLE DEFORMAZIONI DIFFERITE NEL CALCESTRUZZO

**Claudio CECCOLI[1], Claudio MAZZOTTI[2] e Marco SAVOIA[3]**

[1]Professore Ordinario, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART-Tecnica delle Costruzioni, Bologna
[2]Dottorando, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART - Tecnica delle Costruzioni, Bologna
[3]Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università di Parma, Parma

## SOMMARIO

Nella presente memoria viene proposta una formulazione di tipo incrementale per problemi di viscoelasticità lineare. L'invecchiamento viene modellato in modo analogo a quanto proposto nella teoria della solidificazione di Bazant, con alcune sostanziali modifiche per prevedere deformazioni differite di entità finita a tempo infinito in problemi di viscosità. La funzione di rilassamento viene sviluppata in serie di Dirichlet ed è stato elaborato un algoritmo di integrazione nel tempo di tipo esponenziale. Per la taratura del modello sono state utilizzate le curve di rilassamento del CEB Model Code. Vengono quindi risolti alcuni problemi di viscosità anche nel caso di cicli di carico e scarico.

## SUMMARY

An incremental formulation for linear viscoelasticity problems is developed. Ageing is included in the framework of Bazant' solidification theory, rewritten in order to predict finite values for delayed deformations at infinite time in creep problems. Relaxation function is expanded in terms of Dirichlet series and an exponential algorithm is developed for time integration. CEB relaxation curves are used to obtain material parameters of the proposed model. Some creep problems are solved, including loading and unloading cases.

## 1. INTRODUZIONE

Per molte tipologie strutturali in calcestruzzo armato, una stima corretta dell'evoluzione delle deformazioni nel tempo, dovute a fenomeni di ritiro e di viscosità, è necessaria al fine della valutazione del comportamento a lungo termine. Infatti, sebbene, come si assume usualmente, le deformazioni differite non influenzino in modo significativo la resistenza ultima (perlomeno per bassi livelli di carico), possono compromettere la funzionalità della struttura sotto carichi di esercizio nonché la sua durabilità, in quanto solitamente associate ad una evoluzione del quadro fessurativo [1]. Per questi motivi risulta importante disporre di strumenti per la valutazione delle deformazioni differite che siano sufficientemente precisi e nello stesso tempo semplici da poter essere utilizzati nella pratica progettuale corrente.

Questo tema è stato approfondito dal gruppo di studio "Danneggiamento per deformazione differita" della Commissione C.N.R. per lo studio delle norme relative alle costruzioni in c.a./c.a.p., il cui obbiettivo finale è quello di valutare come le deformazioni differite (per ritiro e per viscosità) possano influenzare la sicurezza delle strutture soprattutto in presenza di elevati stati tensionali. Il gruppo di studio ha innanzitutto condotto analisi comparate dei principali modelli proposti in letteratura per la valutazione delle deformazioni viscose nell'ambito della viscoelasticità lineare (CEB [2], ACI [3], modelli di Bazant [4, 5]). E' stata sottolineata la grande complessità del problema, anche limitandosi al campo lineare, a causa dell'elevato numero di parametri meccanici e fisici che influenzano il fenomeno (temperatura, umidità, forma del provino, miscela del calcestruzzo, ecc.). Inoltre, la grande dispersione dei risultati

sperimentali riportati in letteratura (sono stati presi in considerazione i risultati di circa 600 prove sperimentali raccolti in [6]), non consente a tutt'oggi di trarre conclusioni circa la maggiore attendibilità delle due formulazioni usuamente utilizzate (modelli CEB e ACI), che presentano significative differenze tra loro, a partire dal numero di parametri utilizzati per la definizione della funzioni di viscosità. Ad esempio, oltre ai classici parametri utilizzati dal modello CEB (resistenza, superficie specifica, temperatura ed umidità), il modello ACI prevede che sia assegnata anche la composizione del calcestruzzo (contenuto di cemento, rapporti acqua/cemento ed inerti/cemento). Interessanti osservazioni a tale riguardo sono riportate in [7], [8].

Il problema della valutazione delle deformazioni viscose diviene ancora più complesso in condizioni ambientali variabili nel tempo. Infatti, anche la suddivisione delle deformazioni viscose nei due contributi[1] di *basic creep* e di *drying creep* [9], [10], sebbene consenta sicuramente una migliore interpolazione dei risultati di prove sperimentali condotte in condizioni ambientali controllate, tuttavia conduce a modellazioni assai complesse che non sono state recepite al momento dalle normative tecniche.

Nella presente memoria viene presentata una formulazione di tipo incrementale basata sullo sviluppo in serie di Dirichlet della funzione di rilassamento utilizzando come base un insieme di nuclei di forma degenere. L'invecchiamento nel tempo del calcestruzzo viene modellato nel contesto della teoria della solidificazione proposta da Bazant [11], [12]. La formulazione sviluppata non richiede la memorizzazione delle deformazioni della precedente storia di carico, aspetto importante nella prospettiva di una implementazione numerica in un codice per l'analisi strutturale. Per lo stesso motivo, è stato effettuato lo sviluppo in serie della funzione di rilassamento anziché quella di viscosità come inizialmente proposto da Bazant. In un codice agli elementi finiti, infatti, le variabili sono necessariamente di tipo cinematico e le tensioni sono ricavate in funzione delle deformazioni. Inoltre, come si mostrerà nel seguito, le equazioni differenziali risolventi sono del primo ordine anziché del secondo, con indubbi vantaggi dal punto di vista computazionale.

E' stato quindi sviluppato un algoritmo di integrazione nel tempo di tipo esponenziale per la risoluzione di problemi con assegnata una generica storia di carico o di deformazione. Esso consente di utilizzare intervalli temporali di ampiezza molto diversi al fine di cogliere sia il comportamento a breve termine (cioè dell'ordine di grandezza dei giorni a partire dal momento di inizio di applicazione del carico) che a lungo termine (anni), senza incorrere in problemi di instabilità numerica.

Infine, la taratura del modello viene condotta facendo uso delle curve di rilassamento del CEB, curve che la presente formulazione è in grado di ripercorrere fedelmente per calcestruzzi caricati sia in giovane età che a tempi lunghi. La formulazione incrementale viene quindi utilizzata per studiare problemi di viscosità (carico assegnato costante nel tempo) ed i risultati ottenuti appaiono in ottimo accordo con quelli del CEB. Infine, vengono valutate le deformazioni residue a seguito dell'applicazione e successiva rimozione del carico.

E' da segnalare infine che, sebbene ristretta al momento al solo campo lineare, la formulazione proposta è di tipo incrementale e non si basa sul principio di sovrapposizione degli effetti. Essa rappresenta quindi il punto di partenza per una estensione, attualmente allo studio, oltre il campo lineare [13], cioè per stati tensionali superiori al valore di $0.4\,f_c$ tradizionalmente considerato come limite superiore per l'applicabilità della teoria della viscoelasticità lineare. Per stati tensionali elevati, infatti, la deformazione differita si accompagna al progredire di un diffuso stato di danneggiamento, con conseguente riduzione di rigidezza, e risulta decisamente superiore a quella prevista da formulazioni di tipo lineare [9].

## 2. TEORIA LINEARE DELLA VISCOELASTICITÀ: FUNZIONI DI VISCOSITÀ E DI RILASSAMENTO

Nelle formulazioni viscoelastiche lineari, le relazioni costitutive sono esprimibili nella forma di integrali di Volterra del tipo:

$$\varepsilon(t) = \int_{t'}^{t} J(t,\tau)\mathrm{d}\sigma(\tau) + \varepsilon^0(t) \qquad (1)$$

$$\sigma(t) = \int_{t'}^{t} R(t,\tau)\left[\mathrm{d}\varepsilon(\tau) - \mathrm{d}\varepsilon^0(\tau)\right] \qquad (2)$$

dove $t'$ è l'istante iniziale, $t$ l'istante corrente, $\sigma(\tau)$ e $\varepsilon(\tau)$ rappresentano rispettivamente nelle due equazioni la legge di tensione e di deformazione assegnate, $\varepsilon^0(\tau)$ è la componente di deformazione indipendente dalla tensione applicata (per ritiro, variazioni termiche, ecc.), men-

[1] Convenzionalmente la deformazione viscosa viene usualmente suddivisa in due contributi. Il primo, chiamato *basic creep*, rappresenta la deformazione del materiale ipotizzato in condizioni di umidità e temperatura costanti durante l'applicazione del carico, pari a valori standard di riferimento. Il secondo, detto *drying creep*, evidenzia l'influenza che la variazione di tali parametri ha sulla deformazione viscosa. Il fenomeno del drying creep è stato investigato principalmente in una serie di studi condotti da Bazant.

tre i nuclei degli operatori integrali $J(t, t')$ e $R(t, t')$ sono le funzioni di viscosità e di rilassamento. Per un materiale con caratteristiche di invecchiamento quale il calcestruzzo, queste ultime dipendono non solo dal tempo trascorso $t-\tau$ ma anche dall'età $\tau$ del calcestruzzo al momento dell'applicazione del generico incremento di carico.

Ad esempio, il modello CEB-FIP riportato nel Model Code 1990 [2] definisce la seguente funzione di rilassamento:

$$J(t,t') = \frac{1}{E_c(t')} + \frac{\phi(t,t')}{E_{ci}} \tag{3}$$

dove $E_{ci}$ è il modulo di elasticità a 28 giorni di maturazione, $E_c(t')$ è il modulo di elasticità all'istante di caricamento $t'$ (variabile a causa dell'invecchiamento) ed infine $\phi(t,t')$ rappresenta il coefficiente di viscosità, anch'esso funzione dell'età del calcestruzzo.

In presenza di storie di carico o di deformazione generiche, le (1), (2) ammettono soluzione in forma chiusa solo per funzioni di viscosità o di rilassamento molto semplici, sicuramente non nel caso della funzione proposta dal modello CEB e riportata nella (3). In genere è pertanto necessario ricorrere a tecniche di integrazione o algoritmi numerici al fine di risolvere un problema generale di viscoelasticità. Le tecniche più comunemente adottate sono brevemente descritte nel seguito.

**- Metodi di integrazione al passo**

Il metodo più diretto consiste nell'integrazione al passo dell'equazione (1) o (2), suddividendo il tempo in incrementi di ampiezza finita e approssimando l'integrale di convoluzione con una somma di incrementi finiti. Il legame costitutivo è quindi così riconducibile ad una forma algebrica di tipo incrementale. Tuttavia, per calcolare il generico incremento di tensione (o di deformazione) risulta necessario memorizzare l'intera storia tensionale o deformativa dall'inizio del caricamento, aspetto che rende la soluzione sovente proibitiva nel caso di sistemi strutturali complessi.

**- Metodi algebrizzati**

Da un punto di vista applicativo, i metodi algebrizzati [14], [15] (metodi EM, AS, AAEM) affrontano la risoluzione delle equazioni integrali di Volterra in forma approssimata, riconducendo la (1) ad una forma quasi-elastica del tipo:

$$\Delta\varepsilon = \frac{1}{E''}\Delta\sigma + \Delta\varepsilon'', \tag{4}$$

ove si è posto

$$\Delta\varepsilon'' = \sigma(t')\frac{\phi(t,t')}{E(t')} + \Delta\varepsilon^0 \tag{5}$$

$\Delta\varepsilon = \varepsilon(t) - \varepsilon(t')$, $\Delta\varepsilon^0 = \varepsilon^0(t) - \varepsilon^0(t')$. Inoltre, $E''$ è il modulo elastico efficace, definito dalla relazione:

$$E'' = \frac{E(t')}{1 + \chi(t,t')\phi(t,t')} \tag{6}$$

con $\chi(t,t')$ che rappresenta il cosiddetto coefficiente di invecchiamento. I vari metodi algebrici si differenziano per le ipotesi semplificative introdotte per la valutazione del coefficiente di invecchiamento. In genere, tali metodi consentono di calcolare con sufficiente approssimazione le deformazioni viscose in presenza di storie di carico o di deformazione che subiscono variazioni nel tempo limitate. Per dettagli si veda [15].

**- Metodi basati su sviluppi in serie di Dirichlet**

Soluzioni accurate senza la necessità di memorizzare l'intera storia di carico possono essere ottenute utilizzando sviluppi in serie di Dirichlet della funzione di viscosità o di rilassamento. Questa procedura consente di trasformare la formulazione integrale (1) o (2) in una serie di equazioni differenziali lineari in funzione di opportune variabili di stato (si veda per dettagli il paragrafo seguente). In presenza di invecchiamento, è necessario definire i parametri del materiale corrispondenti ai vari termini dello sviluppo in serie come funzioni del tempo, da determinarsi a partire da risultanze di tipo sperimentale. Tali parametri sono i moduli elastici $E_\mu(t)$ ed i coefficienti di viscosità $\eta_\mu(t)$, con $\mu=1,\ldots,N$, e $N$ che indica il numero di termini usati nello sviluppo.

E' immediato dimostrare che effettuare lo sviluppo in serie di Dirichlet della funzione di viscosità (o di rilassamento) conduce ad una formulazione del tutto analoga a quella di un modello di tipo reologico costituito da una catena di unità di Kelvin poste in serie (o di unità di Maxwell poste in parallelo), con parametri meccanici dipendenti dal tempo.

Tuttavia, malgrado il problema possa apparire chiaro da un punto di vista concettuale, la determinazione numerica di tali funzioni può risultare molto difficoltosa in quanto il sistema algebrico che si ottiene ricercando i valori di tali parametri con tecniche di interpolazione (tipo minimi quadrati) a partire da risultati sperimentali è mal posto[2] nel senso della teoria dell'approssimazione. Esso richiederebbe accorgimenti particolari già nel caso

[2] Un sistema lineare è mal posto quando i coefficienti che vi compaiono possono differire tra loro di molti ordini di grandezza. Il caso in esame è di questo tipo in quanto lo sviluppo in serie di Dirichlet è uno sviluppo in serie di esponenziali, con esponenti che differiscono tra loro di almeno 7-8 ordini di grandezza per cogliere sia il comportamento a breve termine (ore) che a lungo termine (decine di anni).

di interpolazione con coefficienti costanti. Nel caso in cui i parametri siano anche funzioni del tempo, sarebbe necessario innanzitutto definire a priori il tipo di dipendenza dal tempo in funzione di altri parametri incogniti in numero adeguato. Per tale strada, tuttavia, è spesso difficile ottenere soluzioni accettabili. Infatti, qualora il problema dell'interpolazione sia mal posto, piccole variazioni dei dati sperimentali possono causare grandi variazioni nelle funzioni interpolanti, in quanto insiemi molto differenti di funzioni $E_\mu(t)$, $\eta_\mu(t)$ possono dare origine a funzioni di viscosità molto simili tra loro per tempi paragonabili a quelli cui fanno riferimento le prove sperimentali utilizzate (raramente superiori ai due anni). Tuttavia, in questo caso le previsioni per tempi più lunghi possono essere completamente differenti e, in alcuni casi, anche fisicamente inaccettabili. Inoltre, alcune funzioni possono assumere valori negativi in certi intervalli di tempo (anche se il valore complessivo della funzione di viscosità assume valori accettabili), un comportamento non ammissibile dal punto di vista termodinamico.

Per tutti questi motivi (tenendo in conto anche la grande dispersione dei risultati sperimentali a disposizione, come mostrato nel paragrafo 5), appare sicuramente preferibile utilizzare formulazioni che, traendo origine da considerazioni di tipo meccanico, consentono di semplificare in modo significativo il problema. Si inserisce in questo contesto la metodologia che viene qui proposta, riconducibile, per quanto riguarda la modellazione dell'invecchiamento, alla teoria della solidificazione proposta da Bazant.

## 3. LA TEORIA DELLA SOLIDIFICAZIONE

La teoria della solidificazione, proposta da Bazant nel 1977 e sviluppata negli anni successivi, propone di interpretare l'invecchiamento del calcestruzzo come un processo di solidificazione di un materiale base a comportamento costitutivo viscoelastico lineare non invecchiante. Il processo di solidificazione viene descritto dal punto di vista matematico come aumento della frazione di volume $v(t)$ di materiale solidificato (con $0 \le v(t) \le 1$ se l'origine del tempo è assunta al momento della presa del getto) e quindi in grado di sopportare carico, le cui caratteristiche meccaniche sono assunte costanti nel tempo [16]. Pertanto, la dipendenza temporale delle proprietà meccaniche del calcestruzzo viene considerata come conseguenza della variazione della composizione dello stesso. Tale formulazione ha un'interessante interpretazione di tipo micromeccanico: l'invecchiamento del calcestruzzo viene visto come aumento della frazione di calcestruzzo in grado di sopportare carico, ove per i singoli costituenti (aggregati e cemento solidificato) viene ipotizzato un comportamento costitutivo non invecchiante. Poiché i legami chimici nel cemento idratato continuano a formarsi anche anni dopo l'inizio della presa del calcestruzzo, è ragionevole assumere che il processo di solidificazione, e di conseguenza l'invecchiamento, possa proseguire anche per anni.

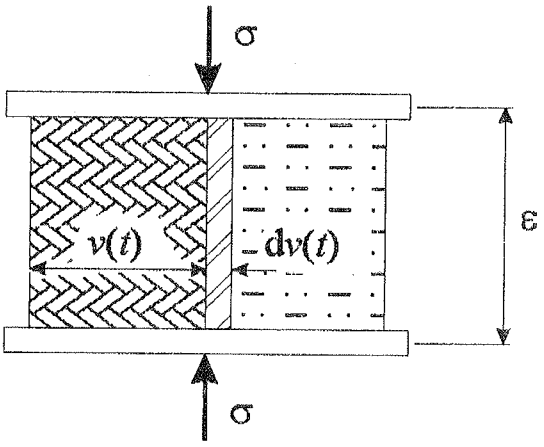



Figura 1: Modello meccanico alla base della teoria della solidificazione di Bazant.

Con riferimento alla Figura 1, il volume elementare $dv(t)$ che solidifica all'istante $t$ viene considerato come una frazione di volume infinitesima che si deposita sul materiale già solidificato in precedenza. Si ipotizza che la solidificazione avvenga *in parallelo* rispetto alle modalità di applicazione del carico, così che tutto il materiale, solidificato in tempi differenti, è sottoposto alla medesima deformazione, coincidente con quella totale macroscopica. Inoltre, all'atto della solidificazione la frazione di volume considerata $dv(t)$ passa direttamente da una fase in cui non può sopportare carico ad una in cui è pienamente in grado di sopportarlo. La generica frazione di volume già solidificato sarà quindi soggetta ad una micro tensione, indicata con $\sigma_g$, che è nulla per la frazione solidificata al tempo $t$ così come per tutto il materiale non ancora solidificato e massima per quello che ha solidificato per prima.

L'equazione di equilibrio al tempo $t$ si scrive pertanto:

$$\sigma(t) = \int_0^t \sigma_g(v(\tau),t)\,\mathrm{d}\,v(\tau)\,. \tag{7}$$

Assumendo che la porzione di materiale solidificata abbia comportamento viscoelastico lineare non invecchiante, si può dunque scrivere:

$$\sigma_g[v(t'),t] = \int_{\tau=t'}^{t} \Psi(t-\tau)\,\mathrm{d}\varepsilon(\tau)\,, \tag{8}$$

dove $\Psi(t-\tau)$ rappresenta la funzione di rilassamento microscopico (cioè definita a livello di frazione di volume solidificata e quindi a comportamento non invecchiante) e il limite di integrazione inferiore sta ad indicare che solo la deformazione avvenuta dopo l'istante di solidificazione $t'$ provoca variazione dello stato tensionale.

Sostituendo la (8) nella (7) e integrando opportunamente, si ottiene infine l'equazione:

$$\sigma(t) = \int_{\tau=0}^{t} \Psi(t-\tau)\nu(\tau)\mathrm{d}\varepsilon(\tau) \qquad (9)$$

da cui, per confronto con l'equazione (1), si deduce che la funzione di rilassamento macroscopica (cioè definita a livello di tensione e deformazione totali) può essere espressa come prodotto di una funzione dell'istante di applicazione del carico $t'$ e di una funzione della durata di tale carico, cioè $t-t'$, secondo l'espressione:

$$R(t,t') = \nu(t')\Psi(t-t') \,. \qquad (10)$$

Per ottenere una formulazione differenziale, alla base di ogni procedimento numerico di integrazione, è necessario sviluppare la funzione di rilassamento microscopico in serie di Dirichlet. Limitandosi ai primi $N$ termini dello sviluppo, si scrive:

$$\Psi(t-t') = \sum_{\mu=1}^{N} E_\mu \mathrm{e}^{-(t-t')/\tau_\mu} \,. \qquad (11)$$

Nella (11), $\tau_\mu$ ($\mu=1,\ldots,N$) rappresentano i tempi di ritardo della legge temporale utilizzata. Tale relazione, sostituita nella (9), consente di scrivere la tensione applicata nella forma:

$$\sigma(t) = \sum_{\mu=1}^{N} \sigma_\mu(t) \,, \qquad (12)$$

dove $\sigma_\mu(t)$, la generica variabile di stato, è soluzione dell'equazione differenziale del primo ordine:

$$\dot{\sigma}_\mu(t) + \frac{\sigma_\mu(t)}{\tau_\mu} = E_\mu \nu(t)\dot{\varepsilon}(t) \qquad (\mu=1,\ldots,N), \qquad (13)$$

che, risolta, fornisce:

$$\sigma_\mu(t) = E_\mu \int_{t'=0}^{t} \mathrm{e}^{-(t-t')/\tau_\mu} \nu(t')\,\mathrm{d}\varepsilon(t') \quad (\mu=1,\ldots,N). \qquad (14)$$

E' immediato verificare che le (12), (13) corrispondono alle equazioni che governano una catena di $N$ unità di Maxwell poste in parallelo con rigidezza delle molle e coefficiente di viscosità definiti dalle leggi (vedi Figura 2):

$$E_\mu(t) = E_\mu \nu(t) \,; \quad \eta_\mu(t) = \tau_\mu E_\mu(t) = \tau_\mu E_\mu \nu(t) \,. \qquad (15)$$

Si noti che la dipendenza dal tempo di tutti i parametri di rigidezza e dei coefficienti di viscosità è espressa, secondo la (15), da un'unica legge $\nu(t)$.

La caratteristica che tutte le proprietà meccaniche (definite a livello di unità di Maxwell) varino nel tempo proporzionalmente ad un'unica legge $\nu(t)$ assegnata a priori consente di superare tutti gli inconvenienti degli sviluppi in serie di Dirichlet così come descritti nel paragrafo precedente. Infatti, è ora sufficiente adottare una funzione di invecchiamento positiva e monotona crescente ed imporre la positività di tutte le costanti $E_\mu$. Pertanto, la tecnica di identificazione dei parametri risulta per tale modello decisamente semplificata.

## 4. IL MODELLO PROPOSTO

L'ipotesi che l'invecchiamento dipenda da un solo processo di solidificazione conduce talvolta a risultati non sufficientemente accurati. Bazant ha mostrato, ad esempio, che con una sola legge di solidificazione è difficile cogliere il comportamento a lungo termine di un calcestruzzo caricato pochi giorni dopo la presa [11]. Inoltre, è facile verificare che, nella sua forma originaria, la teoria della solidificazione di Bazant fornisce funzioni di viscosità che prevedono deformazioni illimitate a tempo infinito. Infatti, quando l'intero processo di solidificazione si è concluso e tutti i parametri di rigidezza e di viscosità hanno raggiunto il loro valore finale, il comportamento è governato dallo smorzatore con tempo di ritardo più lungo. Questo comportamento è perfettamente compatibile con il modello di viscosità proposto dall'ACI, ma in contrasto con l'ipotesi del modello del CEB di deformazioni viscose finite a tempo infinito. Pertanto, per riuscire a cogliere questo comportamento asintotico, nella presente formulazione il modello è stato modificato come descritto nel seguito.

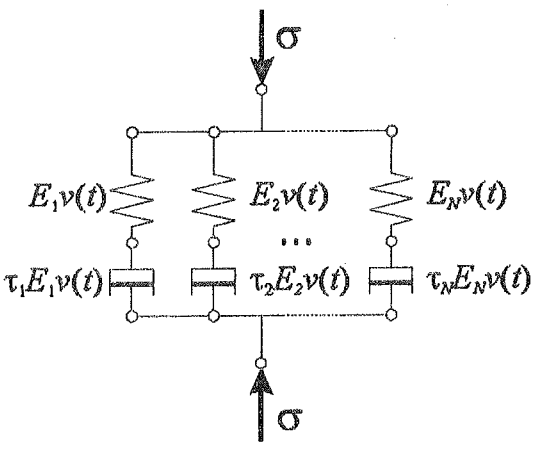



Figura 2: Catena di unità di Maxwell equivalente al modello di viscoelasticità con invecchiamento della teoria della solidificazione di Bazant.

E' possibile innanzitutto generalizzare l'approccio descritto in precedenza introducendo diversi processi di solidificazione (governati da leggi temporali tra loro indipendenti), adottando una differente funzione del tempo per ogni singola variabile di stato che compare nello sviluppo di Dirichlet.

Ad esempio, sviluppando in serie la funzione di rilassamento, la (9) va riscritta nella forma seguente:

$$\sigma_\mu(t) = \int_{\tau=0}^{t} \Psi_\mu(t-\tau)\, v_\mu(\tau)\, d\varepsilon(\tau)\,. \qquad (16)$$

Arrestando infine lo sviluppo in serie di Dirichlet della $\Psi_\mu(t-\tau)$ al primo termine (cfr. equazione (11)), la legge che esprime la tensione totale $\sigma(t)$ è riscrivibile nella forma (12), dove ora le $\sigma_\mu(t)$ sono soluzione delle equazioni differenziali lineari:

$$\dot{\sigma}_\mu(t) + \frac{\sigma_\mu(t)}{\tau_\mu} = E_\mu v_\mu(t)\, \dot{\varepsilon}(t) \qquad (\mu=1,\ldots,N). \qquad (17)$$

Tale procedimento, ineccepibile dal punto di vista teorico, ha anche una interessante giustificazione di tipo micromeccanico. Infatti, le porosità presenti nel calcestruzzo sono di dimensioni tra loro differenti, per cui il trasporto di massa, ed il conseguente progredire dell'invecchiamento, procedono con velocità assai diverse a seconda che interessino porosità di piccole e di grandi dimensioni. Ad ogni classe di porosità è quindi possibile, almeno da un punto di vista concettuale, associare un processo di solidificazione con velocità differente. In questo caso è chiaro che le funzioni di solidificazione perdono in parte il significato originario e, ad esempio, non saranno più funzioni variabili tra 0 e 1.

L'impiego di un numero elevato di processi di solidificazione ripropone tuttavia i problemi di identificazione dei parametri meccanici discussi in precedenza.

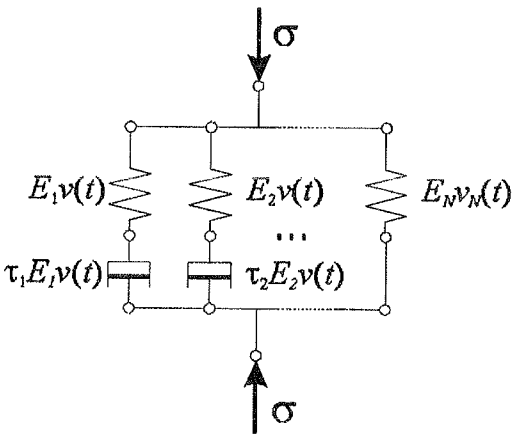



Figura 3: Catena di unità di Maxwell equivalente al modello proposto dagli autori.

Nel presente modello è stata quindi utilizzata una catena di Maxwell costituita da $N-1$ elementi completi ed uno ($l'N$-esimo) degenere, cioè con viscosità nulla, posti in parallelo (vedi Figura 3). Sono state inoltre utilizzate due leggi di solidificazione, la prima, $v(t)$, comune a tutti gli elementi non degeneri, l'ultima, $v_N(t)$, per l'elemento degenere, la cui rigidezza è quindi descritta dalla legge $E_N(t) = v_N(t)\, E_N$ .

Pertanto, a tempo infinito e quindi a processo di solidificazione concluso, il comportamento è governato dal parametro di rigidezza $E_N$ ed ammette pertanto deformazioni finite a tempo infinito in accordo con quanto assunto dal CEB Model Code.

## 5. ALGORITMO NUMERICO ESPONENZIALE PER L'INTEGRAZIONE NEL TEMPO

Il vantaggio di operare con formulazioni differenziali del tipo (13) anziché integrali come la (2) risiede nel fatto che non è necessario memorizzare l'intera storia tensionale dell'elemento o, in problemi più complessi, della struttura bensì è sufficiente memorizzare l'ultimo valore delle variabili di stato prima del passo temporale (finito) successivo.

Tuttavia, in problemi di viscoelasticità non è possibile adottare i classici metodi di integrazione al passo (Eulero, Runge-Kutta, etc...) che richiedono ampiezze degli intervalli temporali poco variabili da passo a passo e comunque molto piccoli. Tali metodi richiedono infatti intervalli di ampiezza inferiore al più piccolo tempo di rilassamento impiegato (pertanto dell'ordine di grandezza di pochi secondi), un'ampiezza incompatibile con gli intervalli temporali di interesse nei problemi di viscoelasticità (decine di anni).

Per ovviare a questi problemi è necessario utilizzare algoritmi ad hoc, quali, ad esempio, il cosiddetto *algoritmo esponenziale*, inizialmente proposto in [17] e sviluppato per problemi di viscoelasticità con invecchiamento in [18]. Tale algoritmo consente di utilizzare intervalli temporali di ampiezza variabile senza manifestare problemi di instabilità numerica. Per $\Delta t$ tendente a zero si dimostra che l'algoritmo esponenziale diventa equivalente al metodo delle differenze centrali e converge alla soluzione con la stessa velocità.

L'algoritmo esponenziale è stato utilizzato nel presente lavoro per la risoluzione di problemi di viscoelasticità affrontati secondo il modello presentato nel paragrafo 4. L'idea alla base dell'algoritmo è quella di utilizzare, all'interno del generico passo temporale, l'integrale esatto dell'equazione differenziale (13), ottenuto assumendo che il secondo termine dell'equazione rimanga costante all'interno del passo.

L'intervallo di tempo su cui si intende valutare le deformazioni differite viene suddiviso in $N$ intervalli temporali $\Delta t_r = t_r - t_{r-1}$ ($r$=1, 2,..., $N$), individuati da altrettanti istanti temporali $t_0,\ldots, t_N$.

Moltiplicando la (13) per la funzione:

$$f_\mu(t) = e^{\int_{t_{r-1}}^{t} \frac{dt'}{\tau_\mu}}, \tag{18}$$

il termine a primo membro può essere semplificato nella maniera seguente:

$$\frac{\partial}{\partial t}\left[\sigma_\mu(t) e^{f_\mu(t)}\right] = E_\mu \nu_\mu(t) \dot{\varepsilon}(t) e^{f_\mu(t)}. \tag{19}$$

Integrando quindi la (19) sull'intervallo temporale generico e portando a secondo membro tutte le grandezze note in quanto determinate al passo precedente, si ottiene l'espressione al tempo $t$ della $\mu$-esima variabile di stato nella forma

$$\sigma_\mu(t) = e^{-f_\mu(t)}\left[\sigma_{\mu_{r-1}} + \int_{t_{r-1}}^{t} E_\mu \nu_\mu(t') e^{-f_\mu(t')} d\varepsilon(t')\right], \tag{20}$$

dove $\sigma_{\mu_{r-1}}$ rappresenta il valore assunto dalla variabile stessa al passo temporale precedente.

Le quantità che compaiono nell'integrale a secondo membro possono essere considerate costanti sul generico intervallo temporale in due casi: *a)* per intervalli di tempo sufficientemente piccoli; *b)* per piccole variazioni delle funzioni di invecchiamento $\nu_\mu(t)$. Se risulta verificata almeno uno dei due requisiti e ponendo $t = t_r$, è possibile calcolare in forma chiusa l'integrale a secondo membro della (20) ottenendo la seguente relazione:

$$\sigma_{\mu,r} = \sigma_{\mu,r-1} e^{-\frac{\Delta t_r}{\tau_\mu}} + E_\mu \nu_{\mu,r-1/2} \lambda_{\mu,r} \Delta\varepsilon_r, \tag{21}$$

in cui

$$\lambda_{\mu,r} = (1 - e^{-\frac{\Delta t_r}{\tau_\mu}}) \frac{\tau_\mu}{\Delta t_r}, \tag{22}$$

e $\nu_{\mu,r-1/2}$ rappresenta la media dalla generica funzione di invecchiamento tra i due valori assunti agli estremi dell'intervallo temporale:

$$\nu_{\mu,r-1/2} = \tfrac{1}{2}\left(\nu_{\mu,r-1} + \nu_{\mu,r}\right). \tag{23}$$

Sostituendo la (21) nella (12) è possibile ottenere una formulazione pseudo-elastica incrementale del tipo:

$$\Delta\varepsilon_r = \frac{1}{E_r''} \Delta\sigma_r + \Delta\varepsilon_r'', \tag{24}$$

in cui

$$E_r'' = \sum_{\mu=1}^{N} \lambda_{\mu,r} E_\mu \nu_{\mu,r-1/2}, \tag{25}$$

$$\Delta\varepsilon_r'' = \frac{1}{E_r''} \sum_{\mu=1}^{N} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t_r}{\tau_\mu}}\right) \sigma_{\mu,r-1}. \tag{26}$$

Ad un generico istante $t_r$, l'algoritmo di integrazione numerica consiste quindi nel ricavare il modulo di elasticità pseudo-elastico $E_r''$ e la deformazione $\Delta\varepsilon_r''$ sulla base delle tensioni note al tempo $t_{r-1}$, risolvere il problema con una relazione di tipo elastico utilizzando la (24), ed infine ottenere gli incrementi di deformazione $\Delta\varepsilon_r$ da utilizzarsi per calcolare i valori aggiornati delle variabili di stato $\sigma_{\mu,r}$.

L'errore che si commette è legato alla validità di almeno una delle due ipotesi che si utilizzano per ottenere l'integrale in forma chiusa a secondo membro della (20). Tale procedura consente quindi di utilizzare intervalli temporali di ampiezza anche molto diversi tra loro, ed in particolare molto piccoli nelle prime fasi del caricamento (in quanto invecchiamento e deformazioni viscose progrediscono rapidamente) e molto più lunghi quando il fenomeno dell'invecchiamento si è ormai esaurito.

## 6. TARATURA DEL MODELLO

Il problema della taratura di un modello teorico di previsione del comportamento differito dei calcestruzzi richiede innanzitutto la scelta di un set di dati sperimentali da impiegare in un processo di interpolazione tipo minimi quadrati. Questo problema è reso difficile dalla grande dispersione dei risultati sperimentali disponibili, che peraltro coprono solamente intervalli temporali di massimo due o tre anni [9]. In questo panorama e con l'obbiettivo di mettere a punto uno strumento di calcolo coerente con i riferimenti normativi, sono stati utilizzati per la taratura non già dei singoli dati sperimentali, bensì le previsioni formulate dal Model Code 90 [2], che rappresenta la sintesi di molti dei risultati delle oltre 600 serie di prove sperimentali riportati nel Data Base Rilem [6].

Per la taratura del modello proposto devono essere definite due categorie distinte di parametri, riguardanti le proprietà reologiche delle unità di Maxwell (rigidezze e tempi di ritardo) e le leggi di solidificazione.

Per quanto riguarda i primi, volere determinare entrambi i tipi di parametri tramite interpolazione di dati (sperimentali o derivati da leggi tipo CEB) dà origine ad un problema di interpolazione fortemente malcondizionato. Una valida alternativa consiste nello stabilire a

priori i tempi di ritardo, che Bazant [19] suggerisce di scegliere regolarmente equispaziati nella scala logaritmica dei tempi. In altri termini è necessario assegnare un tempo di ritardo per ogni decade temporale (ad esempio 3 , 30, 300, 3000 giorni, etc.) ed in modo tale da coprire l'intero intervallo temporale da investigare. Ad ogni tempi di ritardo è quindi associata un'unità di Maxwell. Indicati con $\tau_1$ e $\tau_{N-1}$ i tempi di ritardo più piccolo e più grande, sono da ritenersi infatti attendibili le previsioni relative all'intervallo temporale $2\tau_1 < t < \tau_{N-1}/3$, a partire dall'istante di caricamento. Nella taratura del presente modello, sono state utilizzate sette unità di Maxwell (più l'unità degenere), con tempi di ritardo variabili da 0.003 a 3000 giorni.

Per quanto riguarda invece le due leggi di solidificazione, è stata utilizzata la legge di evoluzione temporale del modulo di elasticità longitudinale del calcestruzzo proposta dal Model Code 90 [2]:

$$v(t) = \sqrt{e^{s_1\left(1-\sqrt{28/t}\right)}}, \quad v_N(t) = \sqrt{e^{s_N\left(1-\sqrt{28/t}\right)}} \tag{27}$$

dove $s_1$, $s_N$ sono due parametri da determinarsi ed il tempo è espresso in giorni. Tale legge differisce in modo sostanziale da quella proposta da Bazant [11]:

$$v(t) = \frac{1}{(\lambda_0 / t)^m + \alpha} \tag{28}$$

calibrata per essere utilizzata in ambito ACI. Si sottolinea in questa sede l'importanza della scelta di leggi di solidificazione che siano coerenti con il tipo di comportamento che si intende ottenere.

La taratura del presente modello è stata quindi condotta sulla base di dati desunti dalle leggi di rilassamento proposte dal CEB, con una procedura di interpolazione ai minimi quadrati a partire da circa 40 dati per ogni curva nell'intervallo 7 - 100000 giorni. La procedura richiede la preventiva definizione di parametri quali resistenza caratteristica a compressione, umidità e perimetro bagnato, per i quali sono stati scelti valori di norma ($R_{ck}=30\,N/mm^2$, $H=50\%$, $2A/u<100$ mm, $T=$ 20°C). I risultati dell'interpolazione sono riportati in Figura 4, per tempi di inizio rilassamento variabili tra 7 e 730 giorni. Si osservi che il modello proposto consente di interpolare efficacemente i dati CEB anche nel caso di comportamenti a lungo termine di calcestruzzi caricati nei primi giorni, problema nel quale l'invecchiamento assume un ruolo significativo.

## 7. ESEMPI NUMERICI

Allo scopo di verificare la versatilità della formulazione proposta, sono stati risolti alcuni problemi di

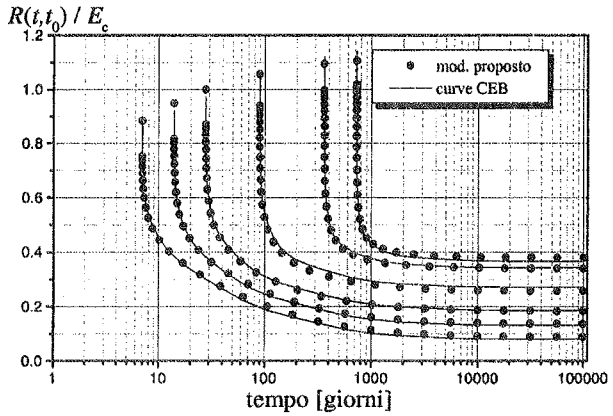



Figura 4: Confronto tra le curve di rilassamento del CEB e quelle ottenute con il modello proposto.

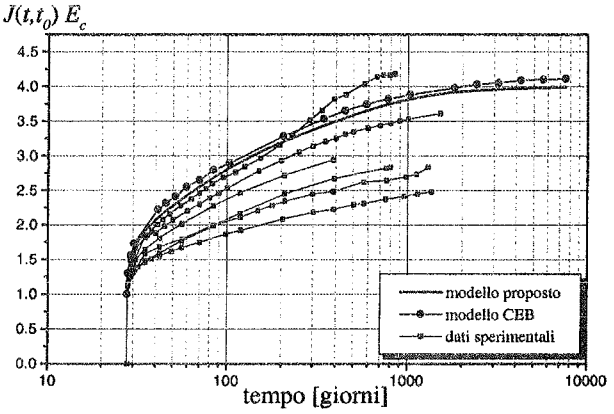



Figura 5: Confronto tra le curve di viscosità a 28 giorni del CEB, quelle ottenute con il modello proposto e i dati sperimentali ricavati dal Data Base Rilem.

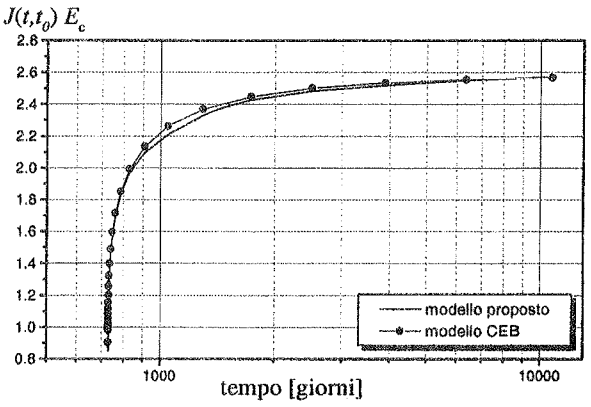



Figura 6: Confronto tra le curve di viscosità a 730 giorni del CEB ed ottenute con il modello proposto.

viscosità ed i risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti con il modello del CEB.

### 7.1 Curve di viscosità a differenti tempi di caricamento

E' stato dapprima considerato il caso di una tensione $\sigma$ applicata al tempo $t$ dal momento della presa del getto (classico problema di creep).

In Figura 5 sono riportati i risultati nel caso di un caricamento a 28 giorni, confrontati con sei serie di risultati sperimentali ricavate dal Data Base Rilem [6], i cui parametri riguardanti le caratteristiche dei calcestruzzi sono compatibili con quelli del problema in esame.

Si può notare innanzitutto che il modello proposto consente di ripercorrere fedelmente i risultati del CEB, considerato come termine di paragone in quanto utilizzato per la taratura dei parametri costitutivi. Ad esempio, l'errore a 10000 giorni è inferiore al 5%. Tale errore è sicuramente accettabile, soprattutto se confrontato con l'elevata dispersione dei risultati sperimentali pure riportati in figura. Si noti inoltre come i dati sperimentali coprano tempi non superiori ai tre anni, e pertanto non possano utilizzati da soli per la taratura di un modello al quale sia richiesto non solo di interpolare prefissati insiemi di dati, bensì di essere anche predittivo e, spesso, in situazioni più complesse. In questo secondo caso risulta pertanto ragionevole, come anche sottolineato da Bazant [12], basarsi piuttosto su leggi che, pur se sempre da confermare per mezzo di confronti con risultati sperimentali, siano basate su ipotesi scaturite da considerazioni di tipo fisico-meccanico. Proprio in questa ottica è stato scelto, come già sottolineato, di effettuare nel presente studio la taratura sulla base delle curve di rilassamento del CEB.

In Figura 6 è stato effettuato il confronto tra le curve di viscosità per un caricamento a 730 giorni di maturazione. I risultati in questo caso sono ancora migliori che nel caso precedente, il quanto all'epoca del caricamento l'invecchiamento del calcestruzzo può essere considerato praticamente esaurito.

### 7.2 Deformazioni residue a seguito di un ciclo di carico e scarico

Sono state valutate le deformazioni residue (cioè a tempo infinito) di un provino di calcestruzzo soggetto ad un prefissato stato tensionale $\sigma$ tra i tempi $t_0$ e $t_1$. I risultati sono riportati in Figura 7. Come è logico aspettarsi, la figura evidenzia deformazioni residue più elevate al crescere dell'intervallo di tempo in cui perdura il carico e, a parità di durata, per tempi di maturazione ridotti al momento del caricamento.

La figura mostra inoltre che gli andamenti previsti dal CEB e dalla formulazione incrementale proposta sono tra loro in ottimo accordo (con errori sempre inferiori al 10%) e praticamente coincidenti se il caricamento è avvenuto quando l'invecchiamento del calcestruzzo è quasi esaurito.

Si osserva tuttavia che questo confronto, sebbene consenta di verificare l'accuratezza dei risultati forniti dal modello proposto, ha una valenza in verità abbastanza limitata all'atto pratico. E' infatti riconosciuto che assumere l'ipotesi di linearità del legame costitutivo può portare a sovrastimare in modo significativo il recupero della deformazione in problemi in cui avviene uno scarico, inteso come diminuzione del livello di deformazione [9]. In questi casi, una predizione accurata richiede necessariamente l'introduzione di un legame viscoelastico non lineare.

## CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stata presentata una formulazione incrementale, nell'ambito della viscoelasticità lineare. per il calcolo delle deformazioni differite in elementi in calcestruzzo. Il problema dell'invecchiamento viene affrontato nel contesto della teoria della solidificazione di Bazant. La formulazione proposta si basa sullo sviluppo in serie di Dirichlet della funzione di rilassamento, in quanto più idonea per una implementazione in un codice ad elementi finiti per l'analisi strutturale. Essa prevede l'uso di un numero finito di elementi reologici alla Maxwell posti in parallelo unitamente ad un elemento degenere (la sola rigidezza), al fine di ottenere un valore finito delle deformazioni differite a tempo infinito in problemi di viscosità, come previsto dal modello CEB. L'integrazione nel tempo viene effettuata per mezzo di un algoritmo di tipo esponenziale.

La taratura dei parametri del modello è stata effettuata utilizzando le curve di rilassamento del CEB. E' stato mostrato come il modello proposto sia in grado di fornire risultati in ottimo accordo con le previsioni del modello CEB in problemi di viscosità (a carico costante) o nella valutazione delle deformazioni residue a seguito di un ciclo di carico e scarico.

Poiché la formulazione sviluppata non si basa sul principio di sovrapposizione degli effetti bensì è di tipo incrementale, costituisce un valido punto di partenza per la messa a punto di modelli di tipo non lineare (attualmente allo studio) per l'analisi degli effetti delle deformazioni differite sull'evoluzione del danneggiamento per stati tensionali elevati e persistenti nel tempo.

**RINGRAZIAMENTI**

Questo studio è stato svolto con il contributo del C.N.R. nell'ambito del progetto strategico "Sicurezza e qualità nelle costruzioni civili e meccaniche", tema "Durabilità inerente a danneggiamento per deformazioni differite" e del MURST - Fondi 60%. Si ringrazia inoltre il Prof. M. A. Chiorino che ha messo a disposizione degli autori il Data Base Rilem [6] ed il Prof. A. Tralli per le proficue discussioni sul tema.

**BIBLIOGRAFIA**

[1] FAVRE R. et al. – 1997, *Dimensionnement des Structures en Beton – Aptitude au Service el Elements de Structures*, Presses Politechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.

[2] CEB-FIP Model Code – 1990, Final draft, *CEB Bullettin N°* 203,204,205.

[3] ACI, Committee 209 – 1992, *Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*, ACI 209R-92.

[4] BAZANT, Z.P. – 1975, Theory of creep and shrinkage in concrete structures: a précis of recent developments, *Mechanics Today*, Vol. **2**, Pergamon Press, New York, NY, 1-93.

[5] BAZANT, Z.P. e CHERN, J.C. – 1985, Log-double power law for concrete creep, *ACI Journal*, **82**, 665-675.

[6] RILEM TC 107, Subcommittee 5 – 1998, Data Base on creep and shrinkage, Rilem Draft Report.

[7] CHIORINO, M.A., DEZI, L., GARA, F. e LACIDOGNA, G. – 1998, Recenti modelli di viscosità per l'analisi di strutture in calcestruzzo, *Convegno CTE*, Padova, pp. 143-155.

[8] CHIORINO, M.A. e LACIDOGNA, G. – 1998, General unified approach for creep analysis of concrete structures – design aids for different creep code-type models, *ACI Workshop on creep and shrinkage of concrete*, Paris.

[9] BAZANT, Z.P. – 1988, *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*, J. Wiley and Sons, New York, NY.

[10] BAZANT, Z.P., KIM, J.K. e PANULA, L. – 1991, Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete, *Materials and Structures*, **24**, 327-345; 409-421; (1992), **25**, 21-28; 84-94; 219-223.

[11] BAZANT, Z.P. e PRASANNAN, S. – 1989, Solidification theory for concrete creep. I: Formulation; II: Verification and application. *J.Eng. Mech. ASCE*, **115**, 1691-1703, 1704-1725.

[12] CAROL, I. e BAZANT, Z.P. – 1993, Viscoelasticity with ageing caused by solidification on nonageing constituent. *J.Eng. Mech. ASCE*, **119**, 2252-2268.

[13] SAVOIA M. e MAZZOTTI, C. – 1998, Danneggiamento per deformazione differita, Rapporto interno della *Commissione CNR per lo studio delle norme relative alle costruzioni in c.a./c.a.p.*

[14] GILBERT, R.I. – 1988, *Time Effects in Concrete Structures*, Elsevier, Amsterdam.

[15] MOLA, F. – 1991, Metodi di analisi di strutture in c.a. e c.a.p. a comportamento elastoviscoso lineare. *Studi e Ricerche*, **3**, 251-284.

[16] BAZANT, Z.P. – 1977, Viscoelasticity of solidifying porous material - concrete, *J. Eng. Mech. Div. ASCE*, **103**, 1049-1067.

[17] ZIENKIEWICZ, O.C. e WATSON, M. – 1966, Some creep effects in stress analysis with particular references to concrete pressure vessels, *Nucl. Eng. Design*, No. **4**.

[18] BAZANT, Z.P. – 1971, Numerically stable algorithm with increasing time steps for integral-type ageing creep, *Proc. Ist Int. Conf. on Struct. Mech. in Reactor Technology*, Berlin, **3**, Paper H2/3.

[19] BAZANT, Z.P. e WU, S.T. – 1974, Rate-type creep law of aging concrete based on Maxwell chain, *Materials and Structures*, **7**, 45-60.

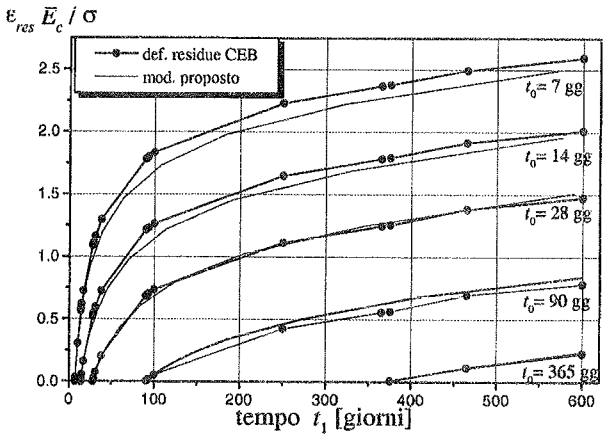



Figura 7: Deformazioni residue a seguito di un ciclo di carico al tempo $t_0$ e scarico al tempo $t_1$: confronto tra le previsioni del modello CEB e quelle ottenute con la formulazione proposta.

# CARATTERISTICHE MECCANICHE E DI ADERENZA AL CALCESTRUZZO DI BARRE DI ARMATURA IN ACCIAIO ZINCATO

**Alberto FRANCHI[1], Romeo FRATESI[2], Giacomo MORICONI[2], Giovanni A. PLIZZARI[3]**

[1] Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Via Leonardo da Vinci, 20133 Milano
[2] Dipartimento di Scienze dei Materiali e della Terra, Università di Ancona, Via Brecce Bianche, 60131 Ancona
[3] Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Brescia, Via Branze 38, 25123 Brescia

## SOMMARIO

Nel lavoro vengono presentati i risultati di una ampia indagine atta a determinare l'eventuale variazione della resistenza meccanica di barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo Tempcore in seguito al trattamento di zincatura.

Un'indagine altrettanto estesa è stata condotta per studiare l'influenza della zincatura sull'aderenza delle barre di armatura al calcestruzzo. A tal fine sono state effettuate prove di estrazione sia con barre lisce che nervate e prove di *beam-test*, utilizzando sia barre zincate, che di acciaio nero come riferimento. I risultati ottenuti evidenziano la pratica ininfluenza del trattamento termico dovuto alla zincatura sulle caratteristiche meccaniche dell'acciaio e il positivo ruolo giocato dal rivestimento di zinco nei confronti dell'aderenza con il calcestruzzo.

## SUMMARY

In this paper the experimental results of an extensive research to determine possible change of the mechanical strength of ribbed steel bars for concrete reinforcement, due to the galvanization process, are discussed.

A detailed study to determine the influence of steel galvanization on the bond stress between concrete and reinforcing bars was also carried out. With this aim, pull-out tests and beam-tests were performed on both smooth and ribbed bars, by using bare steel bars were as reference. The results show no practical influence of the heat treatment due to the galvanization process on the mechanical strength of the steel rebars and the positive role played by the zinc coating on the adherence between galvanized rebars and concrete.

## 1. INTRODUZIONE

I limiti di durabilità delle opere in calcestruzzo armato hanno determinato un notevole impulso alla ricerca, consentendo di raggiungere un adeguato livello nello sviluppo delle conoscenze sulle proprietà di questo materiale [1]. Si può quindi sicuramente affermare che l'attuale livello di conoscenza raggiunto nella tecnologia del calcestruzzo, correttamente applicata, è tale da consentire la progettazione della vita media di una struttura in calcestruzzo armato; il maggior limite alla durabilità di tali strutture è attualmente costituito dalla corrosione delle armature. Nonostante questo aspetto sia stato ormai ampiamente studiato e documentato [2], esso ancor oggi costituisce la forma sicuramente più insidiosa di danneggiamento strutturale che condiziona la durabilità di un'opera in calcestruzzo armato. Quando, poi, l'aspetto economico, attraverso una contrazione dei tempi di costruzione e la riduzione della qualità dei materiali, condiziona la corretta esecuzione del lavoro, allora la durabilità di una struttura può risultare compromessa anche in ambienti non particolarmente aggressivi.

Le soluzioni correntemente proposte per aumentare la resistenza alla corrosione delle armature sono costituite da rivestimenti protettivi della superficie del calcestruzzo o delle barre di armatura, dalla protezione catodica o dall'impiego di acciaio inossidabile. Anche se è evidente che ciascuna di queste soluzioni aumenta il costo iniziale della struttura, sarebbe errato limitarsi a quest'ultima considerazione, in quanto è necessario riferirsi al costo totale della struttura nell'arco della sua vita, considerando quindi anche i costi di eventuali (per quanto prevedibili) interventi manutentivi, per valutare correttamente e complessivamente l'economicità delle scelte progettuali iniziali.

Fra i possibili accorgimenti per migliorare la resistenza alla corrosione delle armature nel calcestruzzo, recentemente è stato preso in maggior considerazione l'utilizzo di barre d'armatura zincate.

Ciò è dovuto al loro costo moderato rispetto ad altri sistemi di protezione preventiva ed al fatto che i rivestimenti delle barre a base di resine polimeriche hanno dato esiti anche molto negativi in presenza di calcestruzzo contaminato da cloruri [3].

Le ragioni per le quali l'utilizzo di barre zincate incrementa la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato risiedono nel fatto che lo zinco all'interno del calcestruzzo si passiva e, al contrario di quanto accade per l'acciaio non zincato, mantiene la sua passività anche quando la pasta di cemento subisce un abbassamento del pH (pH < 11) a causa della carbonatazione o quando il tenore di ioni cloruro supera quello considerato critico per l'acciaio. Riguardo alla concentrazione critica di cloruri all'interfaccia fra armatura zincata e calcestruzzo, necessaria per innescare la corrosione delle armature zincate, non esistono dati assoluti, poiché questo valore dipende da fattori difficilmente standardizzabili, come la microstruttura porosa del calcestruzzo, l'alcalinità della soluzione contenuta nei pori, l'equilibrio termoigrometrico del calcestruzzo con l'ambiente, etc. Tuttavia, prove sperimentali condotte nelle stesse condizioni ambientali indicano che tale concentrazione di soglia in cloruri risulta essere circa 3 volte superiore a quella che provoca l'innesco della corrosione sulle armature di acciaio non zincato [4]. Il ritardo nella corrosione dell'acciaio, nel caso di armature zincate, comunque, non dipende solo dal maggior tempo necessario affinchè le specie aggressive raggiungano i valori critici sulle armature, ma anche dal fatto che lo zinco, pur corrodendosi, esplica la sua funzione protettiva nei confronti dell'acciaio sottostante. In questo periodo, contrariamente a quanto accade alle armature di acciaio non rivestito, i prodotti di corrosione dello zinco non provocano danneggiamenti meccanici al calcestruzzo circostante, non essendo prodotti espansivi (a meno di concentrazioni elevatissime di cloruro). Al contrario, i prodotti di corrosione dello zinco, sigillando i pori ed eventuali microfessurazioni nell'intorno dell'armatura, rallentano la velocità di corrosione. Inoltre, durante questo periodo, lo zinco esercita anche una protezione catodica sull'acciaio che viene progressivamente scoperto dalla graduale corrosione del rivestimento.

Le buone prestazioni dell'acciaio zincato sono state riscontrate in pratica su molte strutture costruite soprattutto in Australia, nelle Bermude, negli USA ed in Europa [5, 6].

Nonostante i risultati positivi riportati nella letteratura tecnica relativa all'utilizzo dell'acciaio zincato in strutture reali, esistono ancora alcune perplessità per un impiego estensivo di tale materiale.

Fra i vari aspetti che generano dubbi relativamente all'utilizzo delle armature zincate, soprattutto da parte dei progettisti, si possono citare:

- la variazione della resistenza meccanica dell'acciaio dovuta al trattamento termico subito dallo stesso durante il processo di zincatura,
- la perdita di aderenza fra le barre zincate e il calcestruzzo rispetto alle barre non trattate, causata dalla produzione di idrogeno gassoso durante l'indurimento del calcestruzzo e dalla possibile variazione della geometria delle nervature; questo secondo aspetto è molto legato allo spessore del rivestimento di zinco.

Scopo del presente lavoro è stato quello di indagare sulla eventuale variazione di resistenza meccanica di barre in acciaio ad aderenza migliorata di tipo Tempcore, zincate in un normale bagno di zincatura, alla temperatura di 445°C. Inoltre, mediante prove di *pull-out* e *beam-test* si è voluto indagare sul ruolo giocato dal rivestimento di zinco nei confronti dell'aderenza delle barre al calcestruzzo.

## 2. MATERIALI

### 2.1 Acciaio

Sono stati utilizzati due tipi di acciaio:

- Fe 430 sotto forma di barre cilindriche lisce ($\phi$ = 16 mm, L = 55 cm) per una parte delle prove di estrazione.
- Acciaio ad aderenza migliorata tipo Tempcore B500 laminato a caldo, di diverso diametro, per prove di resistenza meccanica, estrazione e *beam-test*. Quest'ultimo tipo di acciaio è stato caratterizzato anche dal punto di vista chimico, microstrutturale e della microdurezza al fine di valutare eventuali variazioni indotte dal processo di zincatura. In particolare è stato scelto un acciaio con un contenuto di Si = 0.17% e P = 0.008%, particolarmente idoneo quindi alla zincatura.

### 2.2 Zinco

Per la zincatura a caldo delle barre (T = 445°C) è stata utilizzata una lega di zinco tipica dei comuni bagni di zincatura commerciale, la cui composizione è riportata nella Tab. 1.

Tab. 1 – Composizione chimica del bagno di zincatura

| Al% | Cd% | Cu% | Fe% | Ni% | Pb% | Sn% |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.002 | 0.01 | 0.03 | 0.022 | 0.002 | 1.10 | 0.08 |

Il rivestimento di zinco delle barre utilizzate nella sperimentazione è stato controllato in modo da evitare spessori eccessivi di ricoprimento che potessero modificare la geometria delle nervature.

### 2.3 Soluzione passivante

Per passivare parte delle barre zincate è stata utilizzata una soluzione di cromato di sodio, con le

modalità indicate dalla normativa ASTM A 767/A 767/M-90.

**2.4 Cemento**

Sono stati utilizzati due tipi di cemento, entrambi ad elevato contenuto di alcali, così da verificare l'effettivo comportamento del rivestimento di zinco in un ambiente molto alcalino, considerato critico per l'aderenza dell'acciaio zincato al calcestruzzo.

- Per le prove di estrazione con barre lisce è stato utilizzato un cemento portland CEM I 52.5R con contenuto di alcali totali pari a 1.11 e alcali solubili pari a 0.83 (espressi come $Na_2O$%).
- Per le prove di estrazione con barre nervate e di *beam-test* è stato utilizzato un cemento portland al calcare CEM II/A-L 42.5R con contenuto di alcali totali pari a 1.04 e alcali solubili pari a 0.76 (espressi come $Na_2O$%).

**2.5 Aggregati**

Per il confezionamento dei calcestruzzi utilizzati per le varie prove sono stati impiegati aggregati silicei, di forma tondeggiante e con un diametro massimo pari a 15 mm, la cui distribuzione granulometrica è riportata in Tab. 2.

Tab. 2 – Distribuzione granulometrica degli aggregati impiegati per la confezione dei calcestruzzi.

| Diametro (mm) | Peso (Kg) | Percentuale (%) |
|---|---|---|
| 0.00-0.35 | 27.5 | 14.0 |
| 0.35-0.45 | 4.1 | 2.1 |
| 0.45-0.60 | 5.3 | 2.7 |
| 0.60-1.50 | 23.1 | 11.8 |
| 1.50-2.50 | 18.2 | 9.3 |
| 2.50-3.50 | 21.6 | 11.0 |
| 4.00-6.00 | 23.1 | 11.8 |
| 7.00-12.0 | 36.7 | 18.7 |
| 10.0-15.0 | 36.5 | 18.6 |
| Totale | 196.1 | 100 |

**2.6 Calcestruzzi**

Con i materiali sopra descritti sono stati confezionati due tipi di calcestruzzo secondo le indicazioni delle normative utilizzate per le relative prove. In particolare, la composizione e le principali caratteristiche del calcestruzzo fresco utilizzato per le prove di estrazione su barre lisce sono riportate in Tab. 3.

Tabella 3 – Composizione e caratteristiche del calcestruzzo utilizzato per le prove di estrazione con barre lisce.

| Aggregati [kg/m$^3$] | Acqua [l/m$^3$] | Cemento [kg/m$^3$] | a/c | Slump [mm] | $f_{c,cub28}$ [MPa] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1990 | 179 | 270 | 0.66 | 60 | 37.6 |

I provini per le prove di estrazione ed i beam test sulle barre nervate sono state effettuate impiegando la composizione del calcestruzzo richiesta dalla normativa CNR-UNI 10020 (1971), le cui principali caratteristiche sono riportate in Tab. 4.

Tabella 4 – Composizione e caratteristiche del calcestruzzo utilizzato per le prove di *beam-test* su barre nervate.

| Aggregati [kg/m$^3$] | Acqua [l/m$^3$] | Cemento [kg/m$^3$] | a/c | Slump [mm] | $f_{c,cub28}$ [MPa] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1960 | 165 | 250 | 0.66 | 55 | 27.5 |

Nelle Tabb. 3 e 4 è anche riportato il valore della resistenza a compressione determinata su cubetti dopo 28 giorni di maturazione ($f_{c,cub28}$).

Le prove di compressione sono state effettuate seguendo le indicazioni della norma UNI 6132/72.

## 3. APPARECCHIATURE DI PROVA

Le prove meccaniche di trazione sulle barre di acciaio zincato e non, così come quelle di estrazione con barre nervate, sono state eseguite mediante una macchina di prova servocontrollata Instron 2714 con elettronica 8500 plus; per le prove di estrazione con barre lisce è stata utilizzata una macchina servocontrollata Metrocom U160C.

Le prove di microdurezza sull'acciaio sono state eseguite mediante microdurometro Leitz con penetratore Vickers e carico di 200 g.

## 4. MODALITÀ DI PROVA

**4.1 Caratterizzazione chimico-fisica dei materiali**

L'acciaio tipo Tempcore è stato caratterizzato oltre che dal punto di vista meccanico, anche dal punto di vista chimico, microstrutturale e della microdurezza. In particolare, le prove di trazione e le misure di microdurezza sono state ripetute per barre zincate con diversi tempi di immersione nel bagno di zinco a 445°C.

La caratterizzazione microstrutturale e della microdurezza è stata eseguita su sezioni trasversali delle barre che, dopo apposita lappatura, lucidatura ed attacco metallografico, sono state osservate con l'ausilio di un microscopio ottico.

Mediante microscopia ottica è stato anche misurato lo spessore e caratterizzata la microstruttura del rivestimento di zinco sulle barre nervate.

**4.2 Prove di trazione**

Le prove di resistenza meccanica sono state effettuate sia su barre nervate tradizionali (non zincate) che su barre zincate con diametro di 10, 12, 16, 20 e 24

mm. Le barre con lo stesso diametro erano provenienti dalla stesa colata.

Per la misura degli allungamenti sono stati utilizzati quattro trasduttori di spostamento induttivi con una precisione di 1 μm, nel rispetto della normativa che prevede che l'estensimetro debba permettere determinazioni a meno di 0.055% della lunghezza di base. I cinque supporti sono stati posizionati in maniera simmetrica a partire dalla mezzeria della barra, a 80 mm di distanza l'uno dall'altro, in tal modo si sono individuati quattro tratti che ricoprono una lunghezza totale di 320 mm (Fig. 1). Le barre avevano una lunghezza totale imposta dalla normativa, per la quale la distanza netta fra gli afferraggi non deve essere inferiore a 15ϕ+2L, avendo indicato con ϕ il diametro della barra e con L la lunghezza della zona in cui viene misurata la deformazione dopo rottura (assunta pari a 160 mm nella presente sperimentazione).

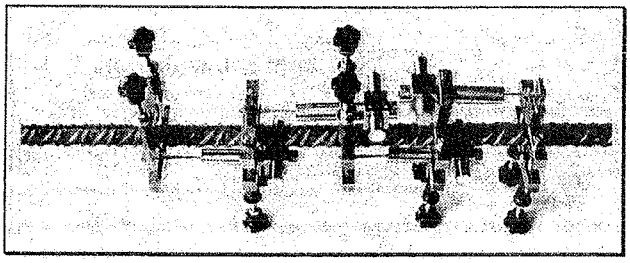


Fig. 1 – Barra strumentata per la prova di trazione.

### 4.3 Prove di aderenza

Una buona aderenza tra l'armatura ed il calcestruzzo è essenziale per il buon funzionamento delle strutture in calcestruzzo armato. Nel caso delle armature zincate, nonostante esistano delle opinioni discordanti, la valutazione dei dati riportati in bibliografia porta a concludere che, per barre lisce, la resistenza dell'aderenza dell'acciaio zincato varia e può diventare fino al 50% superiore di quella di barre simili non zincate [7, 8].

Durante il processo di zincatura delle barre ad aderenza migliorata, attualmente utilizzate per la realizzazione delle strutture in calcestruzzo armato, si può verificare che parte dello zinco si deposita, per coesione, fra le nervature diminuendone l'altezza, e conseguentemente l'indice di aderenza ($I_R$; M.LL.PP., 1996).

Per effettuare un'indagine completa sull'aderenza acciaio zincato/calcestruzzo, le prove di aderenza sono state effettuate sia su barre lisce, per verificare l'adesione chimica acciaio-calcestruzzo, che su barre ad aderenza migliorata per osservare l'interazione meccanica tra i due materiali. Le prove effettuate sono descritte nel seguito.

#### 4.3.1 Prove di estrazione su barre lisce

Le prove di aderenza fra barre lisce e calcestruzzo sono state eseguite su una barra ancorata in un cubo di calcestruzzo di lato 20 cm, estratta da una estremità mediante l'applicazione di una forza di trazione. All'estremità libera è applicato un trasduttore di spostamento per misurare lo scorrimento fra barra e calcestruzzo. Il carico è stato incrementato fino ad annullare completamente l'aderenza fra barra ed il calcestruzzo. Le prove sono state effettuate su barre di acciaio tradizionale, acciaio zincato e acciaio zincato e cromatato. Le prove sono iniziate dopo 60 giorni di stagionatura all'aria dei provini di calcestruzzo e quindi sono state ripetute ad intervalli di circa 3 mesi mantenendo il calcestruzzo in contatto con una soluzione aggressiva al 3% di cloruro di sodio. Per ogni tipologia di barra inglobata e per ogni prova, sono stati utilizzati tre provini uguali.

#### 4.3.2 *Beam-test* su barre ad aderenza migliorata

Le prove di aderenza su barre ad aderenza migliorata sono state inizialmente condotte utilizzando il *Beam-test* previsto dalla CNR UNI 10020 (1971). Tali prove sono state condotte su barre zincate, zincate e passivate mediante cromatazione e su barre di acciaio tradizionali. I diametri delle barre utilizzate erano di 12, 16 e 24 mm; le barre con lo stesso diametro, zincate e non, erano tutte provenienti dalla stessa colata. L'armatura integrativa del provino prevista dalla normativa era costituita da acciaio non zincato.

#### 4.3.3 Prove di estrazione su barre con nervature

Il comportamento strutturale degli ancoraggi è fortemente influenzato dalla spinta radiale delle nervature e dall'azione di contenimento presente lungo la barra [9]. Il trattamento di zincatura a caldo, cambiando sia morfologicamente che chimicamente la barra, può influenzare tale forza radiale e la formazione di fessure da spacco longitudinali [10].

Il *Beam-test* richiesto dalla Normativa Italiana prevede l'utilizzo di provini di trave con una percentuale di armatura trasversale molto superiore a quella normalmente usata nella pratica progettuale, necessaria anche per evitare il collasso per taglio prima del collasso per aderenza [11]. Allo scopo di simulare una situazione più vicina alla realtà, studiando il comportamento di una barra nella zona d'influenza di una singola staffa, sono state effettuate prove di estrazione a contenimento controllato [12]. Infatti, le prove di estrazione sono spesso influenzate dall'azione di contenimento che si ottiene per l'attrito fra la superficie dei provini a contatto con le piastre di contrasto che, al contrario dell'azione di contenimento dovuta all'armatura trasversale ed al calcestruzzo, è legata solamente alla prova sperimentale e non è presente in barra ancorata in una struttura reale. Allo

scopo di ottenere risultati più significativi, le prove sono state eseguite utilizzando un banco che consente la libera apertura della fessura da spacco principale [13], attraverso un contrasto costituito da due piastre separate lungo il piano della fessura stessa (Fig. 2). Tale sistema garantisce l'esclusiva dipendenza dell'aderenza dal contenimento delle staffe e del calcestruzzo, escludendo qualsiasi altra azione non valutabile.

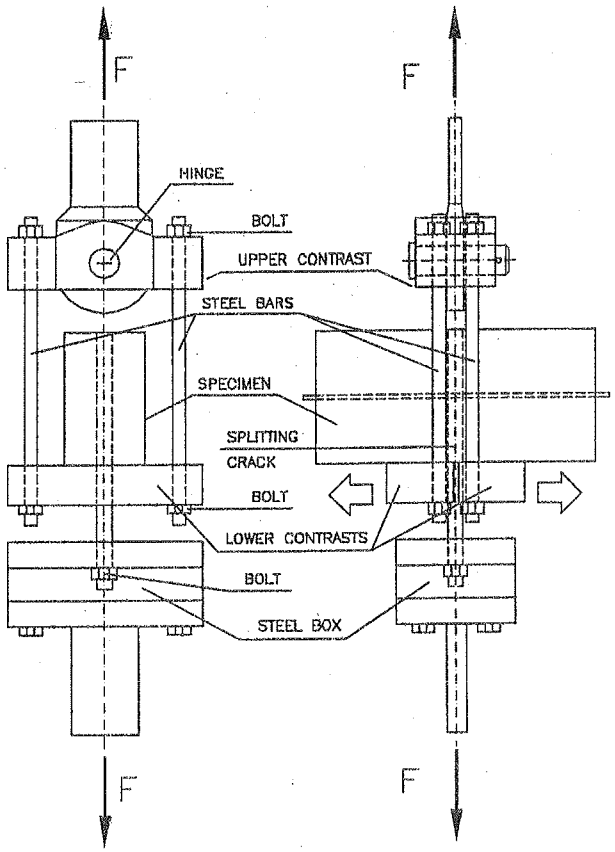



Fig. 2 – Banco per l'esecuzione di prove di estrazione con libera apertura della fessura principale da spacco.

Le prove di estrazione sono state eseguite su provini con barre aventi diametro di 16, 20 e 24 mm, con armature trasversali di diverso diametro.

L'armatura trasversale è costituita due barre di acciaio non zincato disposte perpendicolarmente al piano AA della fessura principale da spacco. (Fig. 3).

Quando si progettano ancoraggi di armature ad aderenza migliorata, si deve fare riferimento a due parametri particolarmente significativi [12]. Il primo è l'*Indice di Contenimento delle Staffe*, definito come:

$$\Omega = \frac{A_{st}}{A_p} = \frac{n_{st}\ A_{st}}{n_p \phi_p \Delta z}$$

dove $n_p$ e $\phi_p$ sono rispettivamente il numero e il diametro delle barre principali; e $n_{st}$ e $A_{st}$ sono rispettivamente il numero e l'area delle staffe nella zona di influenza $\Delta z$ di una staffa. Il secondo è l'*Indice di Contenimento del Calcestruzzo*, definito come:

$$B = \frac{(b - n_p \phi_p)}{n_p \phi_p}$$

dove b è la larghezza della trave.

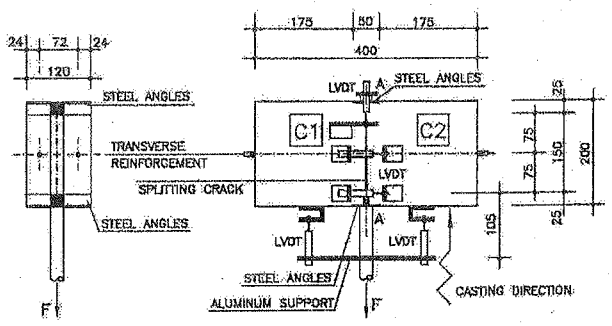



Fig. 3 – Provino utilizzato per le prove di estrazione con libera apertura della fessura principale da spacco su una barra $\phi$24, con indicata la strumentazione utilizzata la misura degli spostamenti.

La Tab. 5 riporta le caratteristiche geometriche dei provini, i due indici di contenimento ed il rapporto tra la lunghezza di ancoraggio ($l_b$) ed il diametro dell'armatura ancorata.

Tabella 5 – Caratteristiche geometriche dei provini utilizzati per le prove di estrazione su barre ad aderenza migliorata.

| $\phi_p$ [mm] | $\Delta z$ [mm] | b [mm] | $\phi_{st}$ [mm] | $\Omega$ | B | $l_b/\phi_p$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 16 | 120 | 80 | 6 | 0.027 | 4 | 7.5 |
| 20 | 160 | 100 | 8 | 0.031 | 4 | 8 |
| 24 | 200 | 120 | 5 | 0.008 | 4 | 8.3 |
| 24 | 200 | 120 | 6 | 0.012 | 4 | 8.3 |
| 24 | 200 | 120 | 8 | 0.021 | 4 | 8.3 |
| 24 | 200 | 120 | 10 | 0.033 | 4 | 8.3 |

Durante le prove è stato rilevato il carico, misurato dalla cella di carico della macchina di prova, e lo scorrimento fra acciaio e calcestruzzo sia all'estremo caricato che all'estremo scarico della barra, l'apertura della fessura da spacco (valutata in corrispondenza dell'armatura trasversale) per mezzo di trasduttori di spostamento induttivi (LVDT) applicati sui provini. La presenza di estensimetri elettrici sulle staffe dei provini con armature di 24 mm di diametro ha consentito di misurare la tensione nelle armature trasversali (Fig. 3).

## 5. RISULTATI SPERIMENTALI

### 5.1 Caratterizzazione delle barre nervate

La Fig. 4 mostra la sezione trasversale di una barra di acciaio tipo Tempcore utilizzata (ϕ=20 mm), in cui è possibile notare la differenza di microstruttura fra il cuore e la parte esterna della barra stessa. Ciò è dovuto al trattamento di bonifica superficiale che subisce la barra subito dopo la laminazione a caldo. La microstruttura interna è costituita da ferrite e perlite, mentre quella esterna è martensite rinvenuta che contribuisce a conferire una maggiore resistenza meccanica all'acciaio.

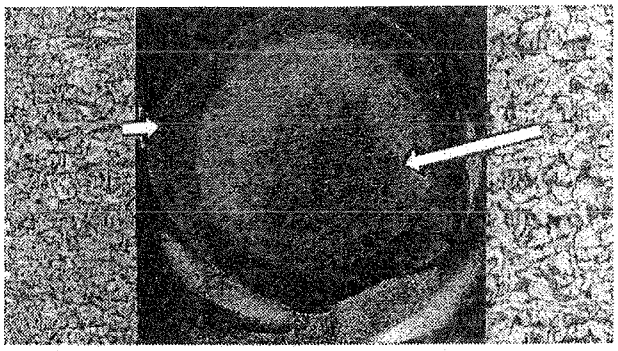


Figura 4 – Sezione di una barra di acciaio Tempcore (ϕ20) dopo attacco metallografico; in evidenza la struttura martensitica (esterna) e ferritico-perlitica (interna).

Le mappature di microdurezza effettuate su tre barre di acciaio (ϕ=20 mm) di cui due zincate a tempi di immersione rispettivamente di 3 minuti e di 10 minuti sono riportate in Fig. 5. Tale figura mette in evidenza che solo il trattamento di zincatura della durata di 10 minuti modifica leggermente la microdurezza della sola parte esterna della barra, variazione che tuttavia, come si noterà più avanti, non influisce sui valori della resistenza meccanica determinati con la prova di trazione.

La morfologia e la microstruttura del rivestimento di zinco ottenuta su una barra di diametro di 12 mm per un tempo di immersione nel bagno di zincatura di 3 minuti, è riportata nella Fig. 6. Sono evidenti nella parte interna del rivestimento i composti intermetallici Zn-Fe formati dalla reazione fra zinco e ferro durante il processo di zincatura e la fase di zinco puro esterna. Per gli eventuali effetti della zincatura sull'aderenza delle barre zincate al calcestruzzo è importante notare, nella stessa figura, come lo zinco tenda a riempire le gole dalla parte bassa delle nervature modificando leggermente la geometria delle nervature stesse. Come detto precedentemente, questo è uno degli argomenti che di solito vengono messi in discussione quando si parla di aderenza delle armature zincate con il calcestruzzo.

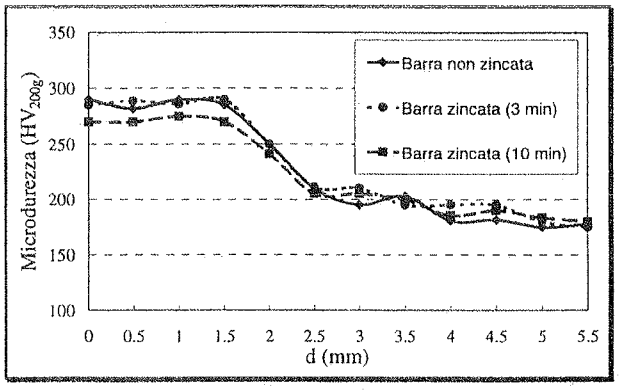



Figura 5 – Profilo dei valori di microdurezza, a partire dalla superficie esterna verso il cuore di barre (ϕ20) non zincate e zincate a diversi tempi di immersione.

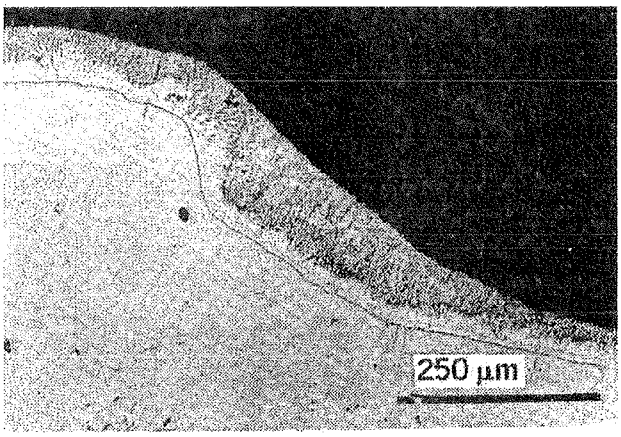



Figura 6 – Microstruttura del rivestimento di zinco in corrispondenza della base di una nervatura su una barra con diametro di 12 mm.

La Fig. 7 mostra, come esempio, le curve tipiche sforzo-deformazione ricavate dalla trazione delle barre con diametro ϕ=16 mm, sia dell'acciaio tal quale (Black) sia zincato, con tre tempi di permanenza nel bagno di zincatura.

Nella Tab. 6 sono riportati i valori medi della tensione di snervamento ($f_y$),della tensione di rottura ($f_t$) e dell'allungamento percentuale a rottura ($A_{gt}$) per tutte le barre testate.

Considerando che nel processo di zincatura difficilmente si eccede sul tempo di immersione delle barre oltre i 10 minuti, dall'analisi dei risultati si evince come il trattamento termico dell'acciaio dovuto al processo di zincatura non modifichi le caratteristiche meccaniche ad aderenza migliorata tipo Tempcore. Infatti in molti casi la tensione di snervamento delle barre zincate risulta coincidente con i valori delle corrispondenti barre non zincate e comunque anche dove si riscontrano delle differenze di tensione di

snervamento o di rottura, queste rientrano nella normale dispersione dei risultati sperimentali che si rilevano nelle prove di trazione. La tensione di snervamento rimane sempre e comunque superiore al minimo richiesto dalla Normativa Italiana per l'acciaio FeB44K (M.LL.PP., 1996).

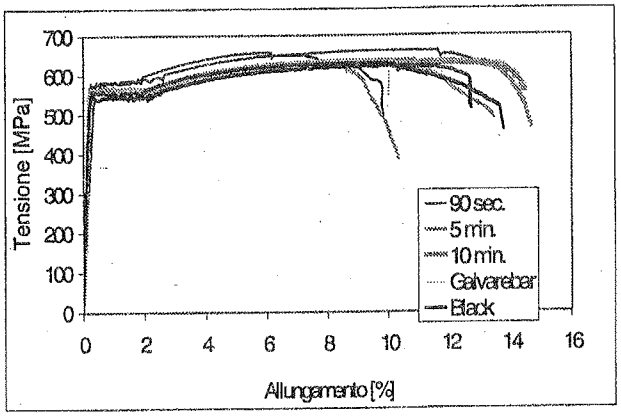



Figura 7 – Curve tensione-deformazione per barre di acciaio Tempcore, ϕ16, non zincate e zincate a diversi tempi di immersione.

Tabella 6 – Medie, su due determinazioni, delle tensioni di snervamento, di rottura e dell'allungamento a rottura di barre nervate sottoposte a prove di trazione diretta.

| Diam. | Zincatura | $f_y$ | $f_t$ | $f_t/f_y$ | $A_{gt}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| [mm] | [min.] | [MPa] | [MPa] | | [%] |
| 10 | 0 | 580 | 665 | 1.15 | 9.87 |
| | 1.5 | 546 | 638 | 1.17 | 10.17 |
| | 5 | 560 | 644 | 1.15 | 6.61 |
| | 10 | 565 | 653 | 1.16 | 7.87 |
| 12 | 0 | 537 | 614 | 1.14 | 7.32 |
| | 1.5 | 587 | 672 | 1.14 | 8.31 |
| | 5 | 586 | 675 | 1.15 | 9.19 |
| | 10 | 586 | 668 | 1.14 | 7.12 |
| 16 | 0 | 551 | 624 | 1.13 | 13.25 |
| | 1.5 | 557 | 631 | 1.13 | 12.18 |
| | 5 | 558 | 629 | 1.13 | 11.89 |
| | 10 | 562 | 633 | 1.13 | 14.55 |
| 20 | 0 | 545 | 635 | 1.17 | 13.42 |
| | 1.5 | 548 | 645 | 1.18 | 13.81 |
| | 5 | 550 | 644 | 1.17 | 14.42 |
| | 10 | 551 | 645 | 1.17 | 16.39 |
| 24 | 0 | 538 | 622 | 1.16 | 15.56 |
| | 1.5 | 549 | 615 | 1.12 | 10.23 |
| | 5 | 527 | 604 | 1.15 | 12.10 |

**5.2 Prove di estrazione su barre lisce**

La Fig. 8 mostra la media, su tre prove, dello sforzo di aderenza delle barre di acciaio zincato, zincato cromatato e acciaio non ricoperto, in funzione dello scorrimento acciaio-calcestruzzo delle barre stesse. I valori più alti dello sforzo di aderenza (dopo 2 mesi di stagionatura del calcestruzzo) sono stati registrati per le barre zincate, mentre valori intermedi sono stati ottenuti per le barre di acciaio non zincato. I valori massimi della resistenza dell'aderenza sono riportati, in Fig. 9, in funzione del tempo di esposizione dei provini in condizione di parziale immersione in soluzione di cloruri.

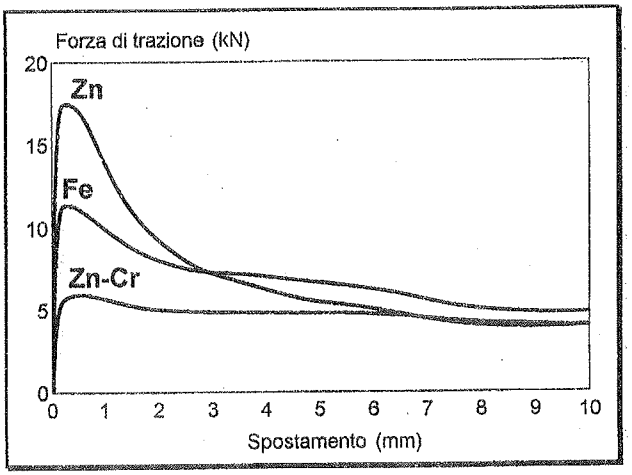



Figura 8 – Sforzo di aderenza in funzione dello scorrimento relativo rilevato su barre lisce di acciaio zincato, zincato cromatato e acciaio non ricoperto, dopo 60 giorni di stagionatura all'aria.

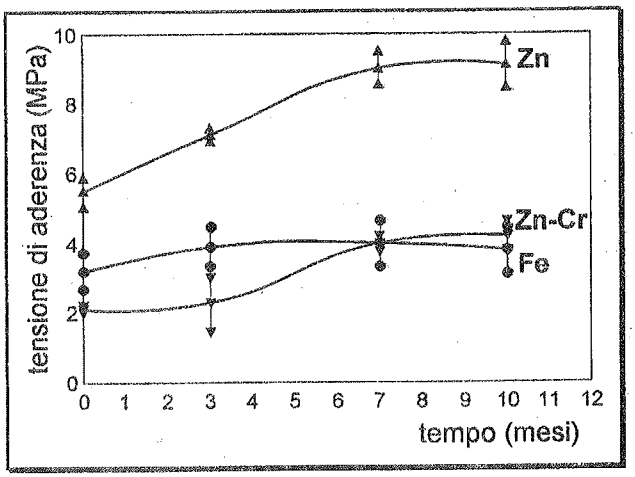



Figura 9 – Sforzo di aderenza massimo registrato per ogni campione di barra liscia in funzione del tempo di parziale immersione in soluzione di cloruri.

Durante i dieci mesi di parziale immersione nella soluzione al 3% di cloruri è stato osservato un incremento dell'aderenza per tutti i tipi di barra, la variazione è comunque diversa a seconda per i diversi

tipi di barra. La resistenza dell'aderenza delle barre zincate rimane comunque sempre molto più elevata rispetto agli altri due tipi di barra, anche dopo l'esposizione in ambiente aggressivo.

Dopo rottura di alcuni provini sono stati osservati dei frammenti di pasta di cemento aderente alla superficie dello zinco, mentre le superfici delle barre di acciaio e quelle di acciaio zincato cromatato erano pulite, a riprova che il film di cromato non si è deteriorato in contatto con il calcestruzzo. Il significato della maggiore aderenza fra barre zincate e calcestruzzo sta nel fatto che lo zinco durante la fase di indurimento del calcestruzzo reagisce con la calce d'idrolisi, ed i suoi prodotti di reazione, non espansivi, penetrano nei pori della pasta di cemento densificando la zona di transizione fra zinco e calcestruzzo. Così questi prodotti contribuiscono a sigillare i pori ed i microvuoti nella zona interfacciale causando la formazione di ponti tra il metallo e il calcestruzzo, come già riportato in letteratura [14]. Questa interpretazione è supportata dall'aumento della resistenza dell'aderenza nel tempo delle barre zincate e cromatate (Fig. 9). Infatti, inizialmente il valore è il più basso fra tutti e tre i tipi di barre a causa dello strato passivante che inibisce la corrosione dello zinco ma poi, man mano che il film di cromati viene distrutto, lo zinco viene attaccato e la tensione di aderenza incrementa.

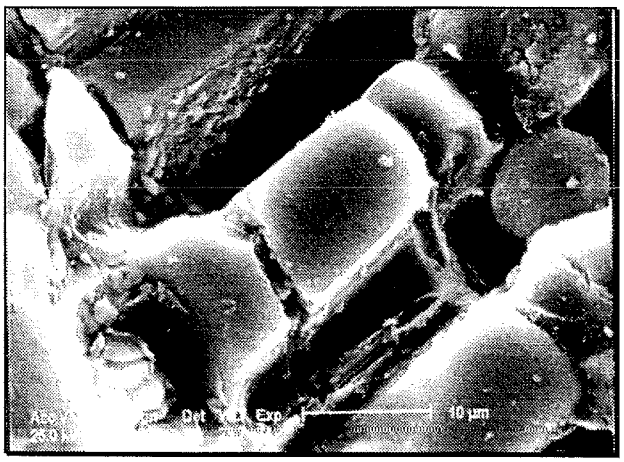


Figura 10 – Cristalli di idrossizincato di calcio formati all'interfaccia barra zincata/calcestruzzo.

L'osservazione al microscopio elettronico di sezioni di calcestruzzo contenenti barre zincate dopo rottura dei campioni di calcestruzzo hanno evidenziato effettivamente una densificazione della zona interfacciale fra zinco e calcestruzzo. L'analisi EDX ha dimostrato che la pasta di cemento che circonda la barra zincata è permeata da prodotti di reazione dello zinco per una certa profondità e un'analisi a maggiori ingrandimenti nelle zone interfacciali, dove lo zinco risulta leggermente attaccato, permette di rilevare la formazione di cristalli di calcioidrossizincato perpendicolari alla superficie della barra (Fig. 10).

La presenza di questi cristalli che crescono all'interno delle porosità del calcestruzzo e che agiscono come ponti tra il metallo e il calcestruzzo stesso, confermano il meccanismo ipotizzato per spiegare l'incremento dell'aderenza fra barre zincate ed il calcestruzzo.

### 5.3 *Beam-test* su barre ad aderenza migliorata

Un tipico diagramma dello sforzo di aderenza medio ($\tau_d$), ipotizzato uniformemente distribuito lungo il tratto ancorato, in funzione dello scorrimento dell'estremo libero, ottenuto da una prova su una barra con diametro 24 mm, è mostrato in Fig. 11. Si può notare che non esistono sostanziali differenze tra le barre zincate, quelle non trattate e le zincate passivate. Lo stesso comportamento è stato osservato dalle prove su barre con diametro di 12 e 16 mm.

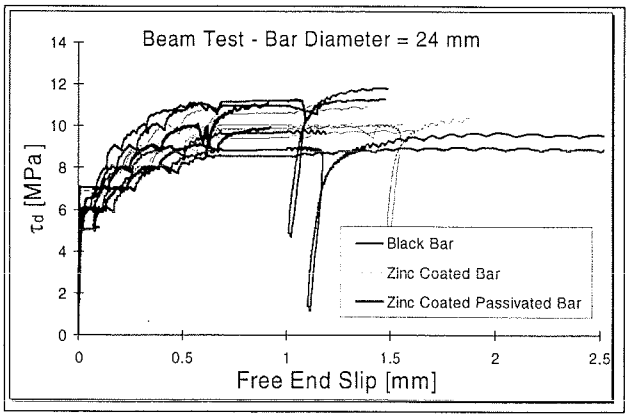



Figura 11 – Diagramma dello sforzo di aderenza ($\tau_d$) in funzione dello scorrimento dell'estremo libero della barra.

La norma CNR UNI 10020 (1971) richiede di rapportare la tensione di aderenza ad una resistenza nominale del calcestruzzo di 27 MPa. Nel diagramma di Fig. 12 sono rappresentati i valori della resistenza dell'aderenza normalizzati in funzione del diametro della barra, relativo a tutti i provini testati. La normativa indica con $\tau_m$ la media delle tensioni di aderenza corrispondenti a scorrimenti di 0.01, 00.1 e 1 mm dell'estremo libero della barra. Nella stessa figura sono riportati, per i diversi diametri della barra, i valori minimi richiesti dalla normativa. Si può notare come i risultati sperimentali ottenuti dalle barre zincate siano vicini ai valori ottenuti dalle barre non ricoperte, e come tutti i valori siano superiori a quelli minimi richiesti dalla normativa.

La Normativa Italiana (M.LL.PP., 1996) prevede anche la verifica della geometria delle nervature

attraverso la determinazione dell'Indice di Aderenza ($I_R$); tale indice, che influenza notevolmente l'aderenza di una barra nervata, diventa ancor più significativo nel caso di acciaio zincato in quanto, come precedentemente evidenziato, il processo di zincatura può modificare la geometria delle nervature e ridurre l'indice di aderenza (Fig. 6).

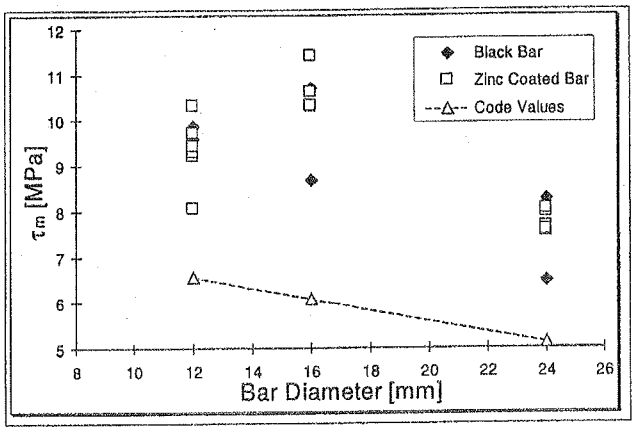



Figura 12 – Diagramma della resistenza media $\tau_m$ con i valori minimi richiesti dalla normativa CNR UNI 10020 (1971).

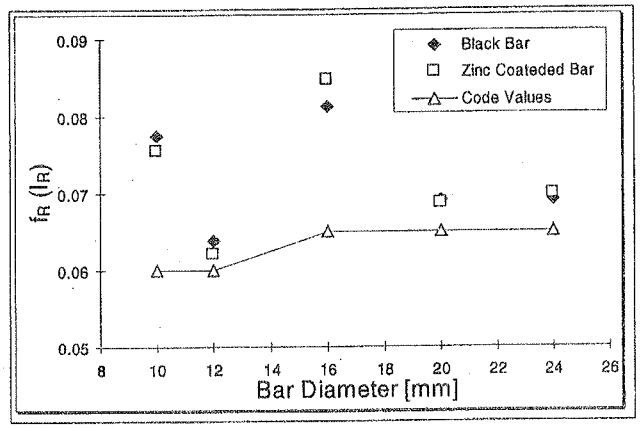



Figura 13 – Diagramma dei valori di $I_R$.in funzione del diametro della barra.

Nel diagramma di Fig. 13 vengono rappresentati il valore dell'indice di aderenza in funzione del diametro della barra misurato su barre di diverso diametro zincate e non. Si può notare che il valore del valore dell'indice di aderenza misurato sulle diverse barre di acciaio zincato è molto simile a quello misurato sulle barre non zincate, tant'è che la differenza tra le due rientra nella normale variazione che si verifica tra i diversi punti di una stessa barra. E' evidente, anche in questo caso, come tutti i valori siano risultati superiori ai minimi imposti dalla Normativa Italiana.

**5.4 Prove di estrazione su barre nervate**

La Fig. 14 mostra un tipico diagramma dello sforzo di aderenza in funzione dello scorrimento dell'estremo caricato del provino con una barra di diametro 24 mm e con due armature trasversali da 5 mm. La Fig. 15 mostra, per lo stesso provino e relativamente alla fase iniziale della prova, l'apertura della fessura da spacco sempre in funzione dello scorrimento della barra. I risultati ottenuti dai diversi provini non hanno evidenziato sostanziali differenze tra le barre zincate e quelle non zincate, sia per lo sforzo di aderenza che per l'apertura della fessura da spacco.

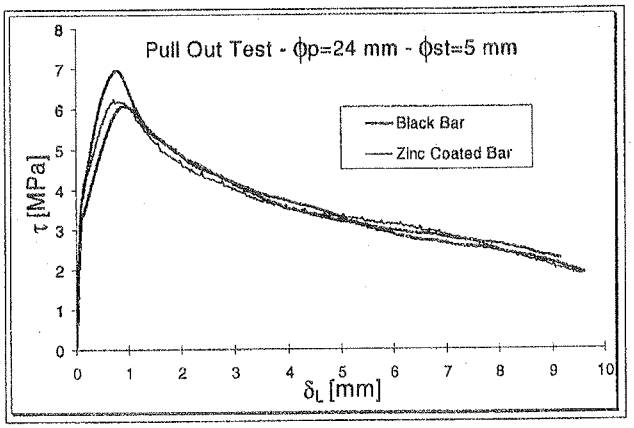



Figura 14 – Diagramma dello sforzo di aderenza in funzione dello scorrimento dell'estremo caricato dei provini con barre ϕ24 e armatura trasversale ϕ5.

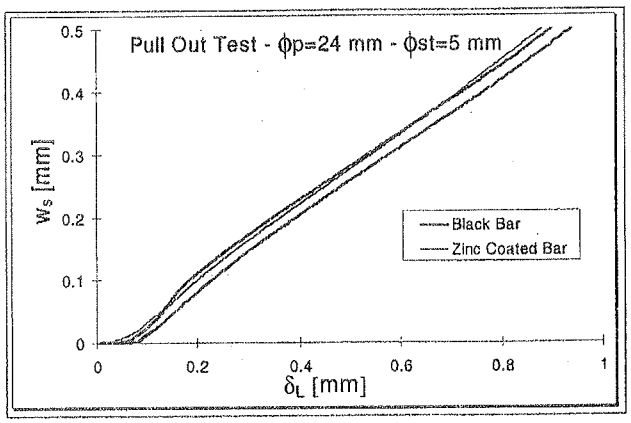



Figura 15 – Diagramma dell'apertura della fessura da spacco in funzione dello scorrimento dell'estremo caricato nella parte iniziale della prova.

Nel diagramma di Fig. 16 è rappresentata la resistenza allo sfilamento misurata su tutti i provini, in funzione dell'indice di contenimento delle staffe (Ω). Si può notare che tale resistenza aumenta con l'indice di contenimento delle staffe, senza evidenziare però differenze sostanziali tra i valori ottenuti dalle barre zincate e dalle barre non ricoperte.

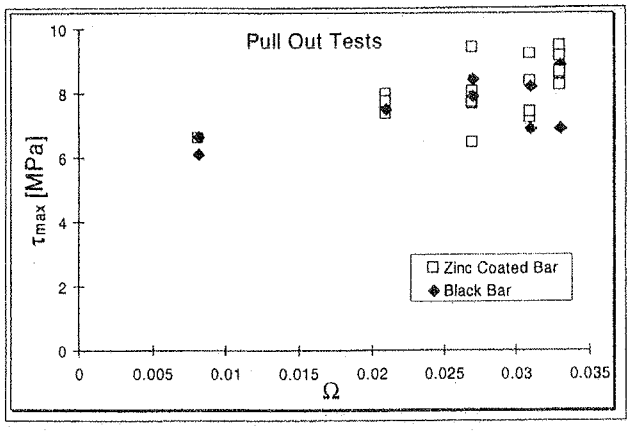



Figura 16 – Diagramma del massimo sforzo di aderenza in funzione dell'indice di contenimento delle staffe tra barre zincate e barre non ricoperte.

## 6. CONCLUSIONI

La resistenza a trazione di una barra Tempcore ricoperta di zinco, anche con una permanenza di 10 minuti nel bagno di zinco, non viene modificata dal trattamento termico necessario per l'applicazione del rivestimento.

L'aderenza tra barra liscia e calcestruzzo, dovuta soprattutto all'interazione chimico-fisica fra materiale metallico e pasta cementizia, migliora in presenza di un rivestimento di zinco. L'aderenza di una barra nervata, dovuta soprattutto all'interazione meccanica fra tra le nervature ed il calcestruzzo circostante, non viene modificata dalla presenza del rivestimento di zinco se il suo spessore è tale da modificare solo leggermente l'altezza delle nervature, condizione necessaria anche ad evitare il distacco del rivestimento in fase di piegatura delle barre.

## 7. BIBLIOGRAFIA

[1] M.Collepardi - 1991, "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", III Ed., Hoepli, Milano.

[2] P.Pedeferri – 1991, "Corrosione e protezione di strutture metalliche e in cemento armato negli ambienti naturali", Edizioni CLUP, Milano.

[3] A.A.Segues – 1995, "An Update on Corrosion Processes and Field Performance of Epoxy-Coated Reinforcing Steel", Annual Report of COST 509 Workshop, Sevilla.

[4] S.R.Yeomans – 1994, "Performance of Black, Galvanized, and Epoxy-Coated Reinforcing Steel in Chloride-Contamined Concrete", *Corrosion*, 50(1), 72-81.

[5] D.Stark – 1984, "Measurements Techniques and Evaluation of Galvanized Reinforcing Steel in Concrete Structures in Bermuda", ASTM-STP 713, 132-141.

[6] CEB (Comité Euro-International du Béton) – 1992, "Protection Systems for Reinforcement", Bulletin d'Information N.211.

[7] D.A.Lewis – 1962, "Some Aspects of the Corrosion of Steel in Concrete", South Africa CSIR National Bldg. Res. Inst. R.D., Vol.24, n.XIII, 1, 547-555.

[8] B.Bresler, I.Cornet – 1964, "Galvanized Steel Reinforcement in Concrete", Proc. 7th Congress of the International Association of Bridge and Structural Engineers, Rio de Janeiro.

[9] E.Giuriani, G.A.Plizzari, C.Schumm - 1991, "Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete on Bond", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 117(1), pp. 1-18.

[10] R.Tepfers – 1973, "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars", Chalmers University of Technology, Publ. 73/2, Goteborg.

[11] G.A.Plizzari, A.Franchi – 1996, "Le prove di aderenza nelle normative nazionali di alcuni paesi europei", Technical Report N.5.4, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Brescia.

[12] E.Giuriani, G.A.Plizzari - 1985, "Legami locali dell'aderenza in presenza di fessure di splitting", *Studi e Ricerche*, Scuola di specializzazione per le costruzioni in c.a., Politecnico di Milano, Vol. 7, 57-118.

[13] G.A.Plizzari, M.A.Deldossi, S.Massimo – 1998, "Transverse reinforcement effects on anchored deformed bars.", *Magazine of Concrete Research*, **50**(2), 161-177.

[14] R.Fratesi, G.Moriconi, L.Coppola – 1996, "The Influence of Steel Galvanization on Rebars Behaviour in Concrete", in Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction, SCI, The Royal Society of Chemistry, Cambridge, 630-641.

## RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano gli ingegneri. Riccardo Canini, Enrico Guardini e Nausicaa Sartori per l'aiuto fornito nella conduzione delle prove di laboratorio e le elaborazioni numeriche. Si ringrazino anche i tecnici del Laboratorio Pietro Pisa dell'Università di Brescia e quelli del Laboratorio di Prove Materiali e Strutture dell'Università di Ancona per l'assistenza fornita nella preparazione dei provini e nella conduzione delle prove sperimentali.

La ricerca sperimentale per la caratterizzazione meccanica e l'aderenza dell'acciaio zincato è stata finanziata dalla Società Galvarebar S.p.A.

# L'EFFETTO DELLA VARIAZIONE DELL'ACQUA D'IMPASTO SULLA DURABILITA' DEL CALCESTRUZZO

**Rabinder KHURANA, Roberto GOTTARDO**
Ingegneri
MAC Modern Advanced Concrete
Treviso

**SOMMARIO**

L'impiego del calcestruzzo ha una diffusione mondiale. Le sue proprietà sono influenzate dalla qualità dei componenti, la cura nella messa in opera, la stagionatura e l'eventuale aggressione ambientale. Il fattore primario per la durabilià è il rapporto acqua cemento. L'acqua aggiunta all'impasto deve garantire una adeguata lavorabilità al getto, anche dopo lunghi tempi di trasporto. Acqua aggiunta in cantiere per ristabilire la lavorabilità pregiudica fortemente la durabilità. Questo articolo esamina i parametri della durabilità seguendo il modello numerico CTE ed i benefici ottenuti con l'impiego di superfluidificanti a base di eteri carbossilici che consentono un lungo mantenimento della fluidità.

**SUMMARY**

Concrete structures have a word wide diffusion. Its properties are influenced by the quality of its components, the care taken during placing, curing and the environment aggressions to which it will be subjected. The prime factor for the durability is the water cement ratio. Enough water should be added to the mix to ensure adequate workability at the discharge point even after long transport haul time. If water is added at site to compensate for the slump loss, it will have a strong negative effect on the durability. This article examines the durability factors according to the CTE Numerical Model and the benefits obtainable with the use of carboxylic ether base superplasticizers which allow a long slump-retention.

## 1. CAPITOLO PRIMO

Esistono approcci diversi al problema della durabilità delle strutture, che prendono in considerazione altri aspetti dell'opera; tra questi sembra interessante quello proposto dal CTE (Collegio dei Tecnici per l'Edilizia) per il capitolo "Durabilità" del CEB-FIP Model Code 1990, nel quale viene suggerito un metodo per la progettazione di strutture in cemento armato o cemento armato precompresso con una vita di servizio pari a quella prefissata in fase progettuale. La vita di servizio (Ts) di una struttura è il periodo durante il quale si prevede che la struttura stessa mantenga un adeguato livello di sicurezza e di funzionalità, senza richiedere oneri imprevisti per la sua manutenzione e riparazione.

La capacità delle strutture in calcestruzzo di soddisfare i requisiti di durabilità viene valutata mediante:

- la definizione delle condizioni ambientali;
- le prescrizioni progettuali per i materiali e le strutture;
- le prescrizioni per l'esecuzione ed i controlli.

Per le costruzioni industriali, tra le quali rientrano le strutture impermeabili contenenti liquidi, la vita prevista di servizio è assunta pari a 30 anni, mentre le strutture di fondazione, a qualsiasi tipo di costruzione appartengano, devono essere progettate per almeno 50 anni di vita utile. Il documento CTE suggerisce di considerare le seguenti azioni aggressive:

- alta presenza di acqua o di umidità;
- acque dilavanti;

- ambiente marino;
- effetti di gelo-disgelo;
- emanazioni chimiche.

Gli effetti meccanici derivanti da un forte stato tensionale nel materiale sono tenuti in considerazione attraverso la verifica dei relativi stati limite di esercizio, come quello, ad esempio, del massimo stato di compressione nei confronti della progressiva propagazione della microfessurazione del calcestruzzo.

La resistenza all'abrasione viene, invece, assicurata mediante l'uso di appositi indurenti superficiali.

La presenza di acqua o di umidità è il fattore di primaria importanza, direttamente connesso con alcune reazioni chimiche, che favorisce il flusso di altre sostanza aggressive nelle strutture e che determina la loro penetrazione all'interno delle porosità del calcestruzzo. L'acqua e l'umidità possono portare ai seguenti processi di degrado delle strutture:

- la corrosione delle armature e degli acciai da precompressione, con conseguente distacco del copriferro;
- il dilavamento del calcestruzzo, che in presenza di $C0_2$ provoca la dissoluzione della calce d'idrolisi e, quindi, la carbonatazione;
- il disgregazione del calcestruzzo per effetto di acque solfatiche a contatto diretto;
- la corrosione dell'acciaio e il deterioramento del calcestruzzo per effetto di un'alta concentrazione di cloruri per strutture immerse in acqua di mare, soprattutto nelle zone di bagnasciuga;
- la disgregazione del calcestruzzo per effetto dei cicli di gelo-disgelo, eventualmente incrementato dalla presenza di sali disgelanti;
- la disgregazione del calcestruzzo per altri attacchi chimici causati da sostanze aggressive solide, liquide o gassose, eventualmente favoriti dalla presenza di umidità.

## 2. PRESTAZIONI DELLE STRUTTURE AI FINI DELLA DURABILITÀ

Le prestazioni delle strutture nei riguardi della durabilità dipendono dallo stato di servizio degli elementi strutturali, i quali, a loro volta, dipendono dal livello delle tensioni di trazione nel calcestruzzo.
Gli stati di servizio si distinguono in:

- stato teso fessurato, in cui, sotto una combinazione rara di carichi, la massima tensione di trazione nel calcestruzzo supera la resistenza caratteristica $\beta \cdot f_{ctk}$;
- stato teso non fessurato, in cui, sotto la condizione sopra precisata, la massima trazione, anche se rilevante, non supera il valore caratteristico della resistenza $\beta \cdot f_{ctk}$ del calcestruzzo;
- stato compresso, in cui, sotto la combinazione rara più sfavorevole di carichi, il massimo valore della tensione di trazione nel calcestruzzo non supera il valore ammissibile $\sigma ct = \beta \cdot f_{ctk} / \gamma$ , dove $\gamma = 2.5\ \gamma c$

Il valore di $\beta$ è pari a 1 nel caso di una distribuzione costante delle tensioni di trazione, mentre e pari a 1.6 se riferito al valore estremo di una distribuzione flessionale triangolare di trazioni.

Anche il tipo di finitura superficiale degli elementi va considerato nelle prestazioni delle strutture distinguendo i seguenti casi:

- elementi con superficie a faccia vista, senza nessuna protezione;
- rivestimento corrente, come intonaco o piastrellatura;
- rivestimento speciale, con funzioni protettive come le barriere impermeabili (pitture anti carbonatazione, eventualmente con caratteristiche di elasticità, impregnanti idrorepellenti, pitture epossidiche).

### 2.1 Aspetti esecutivi

Il tipo di posa delle armature metalliche all'interno di un'elemento strutturale può consentire differenti tolleranze nei riguardi del copriferro, influenzando in tal modo uno dei parametri della durabilità:

- posizionamento libero delle armature, non utilizzando alcun dispositivo distanziatore per i tradizionali getti in opera;
- posizionamento controllato delle armature, utilizzando appositi dispositivi distanziatori distribuiti almeno in numero di 4 al m2 di cassaforma.

Il tipo di stagionatura dei getti è strettamente correlato alla qualità finale del calcestruzzo indurito, specialmente nelle zone superficiali.

Si possono distinguere i seguenti tipi di trattamento dei getti:

- trattamento aperto dei getti, coperti con teli bagnati o spruzzati d'acqua o con stagionanti;
- trattamento protetto, attraverso una completa copertura dei getti con teli di plastica;
- trattamento termico, attraverso una maturazione controllata a vapore;

Per quanto riguarda gli ambienti di maturazione nei quali la struttura viene a trovarsi, si possono distinguere:

- ambiente protetto, senza diretto soleggiamento, senza vento e con umidità dell'aria non inferiore all'80%;
- ambiente medio, con moderato soleggiamento, o con leggero vento, o con umidità dell'aria compresa tra il 50 e l'80%;
- ambiente severo, con forte soleggiamento, o con forte vento, o con umidità dell'aria inferiore al 50%

Nessun getto deve essere eseguito a temperature ambiente molto basse a meno che non venga assicurata tramite accorgimenti particolari una temperatura del calcestruzzo fresco sopra i 5°C al momento del getto o l'uso di additivi acceleranti antigelo.

Dopo la rimozione delle cassaforme è richiesto un accurato controllo per verificare la riuscita del getto per la sua accettazione o per il rifacimento.

Eventuali riparazioni localizzate possono essere eseguite in quelle zone del getto che potrebbero presentare porosità o vespai, al fine di ripristinare la continuità superficiale, impiegando malte cementizie premiscelate a ritiro compensato, eventualmente a presa rapida. L'intensità delle azioni aggressive è correlata alle classi di esposizione riportata nella UNI 9858.

## 2.2 Criteri di progetto

La verifica della capacità di durabilità di una struttura viene eseguita definendo un indice convenzionale calcolato (Tc) per mezzo di una formula standard nella quale i diversi parametri rappresentativi sono introdotti come fattori parziali. Tale indice convenzionale calcolato non deve essere inferiore alla vita prevista di servizio per una particolare struttura:

$$Tc \geq Ts$$

Tale calcolo va riferito all'elemento più sfavorevole della struttura. Normalmente in un edificio vengono distinte 4 parti omogenee:

- l'insieme degli elementi interni;
- l'insieme degli elementi di facciata;
- l'insieme delle strutture interrate, che comprende le fondazioni ed altri elementi interrati della struttura;
- l'insieme degli elementi secondari, che comprende le opere di completamento tipo i cornicioni, i parapetti o altre strutture non portanti.

Per ogni parte della costruzione deve essere elaborata la formula standard:

$$T_c = T_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 \cdot \alpha_8$$
$$= T_c = 100 \cdot \prod \alpha_i$$

dove $T_0$ è la vita limite convenzionale assunta pari a 100 anni, mentre gli alfa sono i coefficienti parziali che tengono conto dei diversi parametri della durabilità.

## 2.3 Tabelle dei coefficienti parziali

a) Contenuto d'acqua

Il coefficiente $\alpha_1$ è funzione del rapporto acqua cemento della miscela di calcestruzzo

| a/c | < 0.45 | 0.46-0.50 | 0.51-0.55 | 0.56-0.60 | > 0.60 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha_1$ | 1 | 0.95 | 0.90 | 0.80 | 0.70 |

Tabella 1: valori di $\alpha$l

b) Lavorabilità

Il coefficiente $\alpha_2$ è in funzione della consistenza della miscela di calcestruzzo allo stato fresco, valutata mediante l'abbassamento al cono di Abrams in cm

| slump | <4 cm | 5-8 cm | 9-12 cm | >12 cm | "V" |
|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha_2$ | 0.80 | 0.90 | 0.95 | 1 | 1 |

Tabella 2: valori di $\alpha$2

c) Resistenza meccanica

Il coefficiente $\alpha_3$ si riferisce alla classe di resistenza meccanica del calcestruzzo (Rck):

| CLASSE | C16 | C20 | C25 | C30 | > C35 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha_3$ | 0.75 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1 |

Tabella 3: valori di $\alpha_3$

d) Maturazione
Il coefficiente $\alpha_4$ si riferisce al tipo di trattamento e alle condizioni ambientali durante la maturazione del calcestruzzo:

| Trattamento | Ambiente severo | Ambiente medio | Ambiente protetto |
|---|---|---|---|
| Aperto | 0.70 | 0.85 | 0.95 |
| Protetto | 0.85 | 0.95 | 1 |
| Termico | 0.95 | 0.95 | 0.95 |

Tabella 4: valori di $\alpha_5$

e) Struttura
Il coefficiente $\alpha_5$ è funzione dello stato di servizio degli elementi strutturali e del grado superficiale di finitura:

| Stato servizio | Finitura a vista | Finitura corrente | Finitura speciale |
|---|---|---|---|
| Fessurato | 0.85 | 0.95 | 1 |
| Non fessurato | 0.85 | 1 | 1 |
| Compresso | 1 | 1 | 1 |

Tabella 5: valori di $\alpha_5$ per classi di esposizione 1 e 2 (ambiente coperto)

| Stato servizio | Finitura a vista | Finitura corrente | Finitura speciale |
|---|---|---|---|
| Fessurato | 0.70 | 0.85 | 0.95 |
| Non fessurato | 0.85 | 0.95 | 1 |
| Compresso | 0.95 | 1 | 1 |

Tabella 6: valori di $\alpha_5$ per classi di esposizione 2a (ambiente scoperto) e 2b (ambiente coperto)

| Stato servizio | Finitura a vista | Finitura corrente | Finitura speciale |
|---|---|---|---|
| Fessurato | 0.55 | 0.75 | 0.90 |
| Non fessurato | 0.75 | 0.90 | 1 |
| Compresso | 0.90 | 1 | 1 |

Tabella 7: valori di $\alpha_5$ per classi di esposizione 2b (ambiente scoperto), 3, 4, 5

f) Copriferro
Il coefficiente $\alpha_6$ dipende dai valori di progetto del copriferro $c$ incrementati di varie quantità rispetto al valore minimo $c'$ adottato per i diversi tipi di armatura.

| $c - c'$ | 0 | 5 | > 10 |
|---|---|---|---|
| $\alpha_6$ | 0.90 | 0.95 | 1 |

Tabella 8: valori di $\alpha_6$

g) Esposizione
Il coefficiente $\alpha_7$ tiene conto degli effetti derivanti dalle condizioni ambientali:

| classe | 1 | 2 | 3 | 4 | 5a | 5b | 5c |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\alpha_7$ | 1 | 0.95 | 0.90 | 0.85 | 0.80 | 0.70 | 0.60 |

Tabella 9: valori di $\alpha_7$

h) Speciale
Il coefficiente $\alpha_8$ dipende da particolari situazioni strutturali:

A. ogni altra situazione
B. elementi in calcestruzzo precompresso con cavi interni post-tesi non iniettati e con protezione di grasso
C. elementi in calcestruzzo precompresso con cavi post-tesi iniettati con malta a pressione
D. calcestruzzo precompresso con cavi pretesi aventi parti in guaina
E. elementi con inserti metallici protetti da semplice intonaco superficiale.

| Situazione | 1, 2a (coperto) | 2a (scoperto) 2b (coperto) | 2b (scoperto), 3,4,5 |
|---|---|---|---|
| A | 1 | 1 | 1 |
| B | 0.90 | 0.85 | 0.75 |
| C | 0.95 | 0.90 | 0.85 |
| D | 0.95 | 0.90 | 0.80 |
| E | 1 | 0.95 | 0.85 |

Tabella 10: valori di $\alpha_8$

Per la struttura considerata, deve essere assunto il valore più sfavorevole. In ogni caso, per strutture durabili, le parti terminali di testata dei cavi pretesi devono essere protette con un rivestimento adeguato mediante applicazione di resine protettive o materiali elastomerici.

**2.4 Responsabilità e competenze per garantire la durabilità**

L'intero processo di progettazione, di esecuzione e di utilizzazione delle strutture durabili consegue dal

competente intervento di 4 parti, ad ognuna delle quali competono le corrispondenti responsabilità:

- la proprietà, nella veste di committenza, deve consapevolmente definire le sue richieste per gli aspetti tecnici, funzionali e finanziari, scegliendo implicitamente o esplicitamente i requisiti di durabilità della costruzione;
- il progettista è incaricato dell'elaborazione dei documenti di progetto, con il dimensionamento delle strutture, le specifiche per la loro esecuzione e l'eventuale programma di manutenzione, allo scopo di soddisfare i requisiti di cui sopra;
- l'impresa esecutrice fornisce, per mezzo del suo personale, le conoscenze e le capacità richieste per la costruzione, provvedendo al necessario equipaggiamento ed ai materiali, e conducendo l'esecuzione dei lavori in conformità alle direttive progettuali e alle istruzioni del Direttore dei Lavori;
- il Direttore dei Lavori assicura il controllo per una esecuzione conforme e corretta, raccogliendo le documentazioni sui materiali, sulle prove e sulle verifiche, dando le opportune istruzioni per ogni necessità ed assistendo all'accettazione dell'opera;
- la committenza, in veste di utilizzatore della costruzione durante la vita di servizio, ha la responsabilità della conservazione dell'integrità strutturale, assicurando un corretto impiego della costruzione in osservanza ai limiti di carico, e garantendo una buona efficienza delle opere di completamento e degli impianti, con un'opportuna regolazione delle eventuali installazioni protettive o dei sistemi di monitoraggio, provvedendo all'applicazione del programma corrente di manutenzione e ad ogni altra necessaria riparazione.

## 3. L'EFFETTO DELL'ACQUA AGGIUNTA SULLA DURABILITA' DEL CALCESTRUZZO

Nel modello numerico proposto dal CTE (Collegio dei Tecnici per l'Edilizia) per il capitolo "Durabilità" del CEB-FIP Model Code 1990, viene identificato un parametro temporale denominato "tempo convenzionale Te", che comparato con la vita prevista per un definita struttura ne consente di affermare o meno, la teorica durabilità.

$$Tc \geq Ts_{\text{prevista}}$$

In particolare il tempo convenzionale Te, risulta essere composto come già visto, da otto coefficienti $Tc_i^i$ (i = 1, ...,8) in funzione:

- del contenuto d'acqua ($\alpha_1$)
- della consistenza ($\alpha_2$) della resistenza a compressione ($\alpha_3$)
- di altri fattori legati alla classe di esposizione ambientale, alla progettazione, posa in opera e stagionatura.

Isolando i coefficienti $\alpha i$ (i = 1, 2, 3) che possono essere modificati nel processo di confezionamento, trasporto e posa in opera del calcestruzzo e fissando invece gli $\alpha i$ (i = 4, 5, 6, 7, 8) dipendenti da fattori di altra natura, risultano particolarmente illuminanti le riflessioni che emergono da una semplice simulazione numerica.

Si supponga infatti di progettare e confezionare un calcestruzzo con un cemento tipo CEM II AL 32.5R (UNI EN 197), diametro massimo degli aggregati di 20 mm e di consistenza classe S4.

La struttura sia ubicata in ambiente moderatamente aggressivo quale ad esempio una strada urbana densamente trafficata (classe di esposizione ambientale 5b secondo UNI 9858).

Con un semplice esercizio di mix design è possibile realizzare il detto calcestruzzo con 380 kg/m$^3$ di cemento e con l'impiego di superfluidificante, il rapporto acqua cemento = 0.50.

A partire da tale composizione è possibile quantificare in termini numerici l'effetto di eventuali aggiunte d'acqua (ritempera) durante il trasporto e/o posa in opera, rese necessarie dalla graduale perdita di lavorabilità (nella fattispecie da consistenza S4 a S3) che può insorgere per effetto di fattori quali ad esempio temperatura, velocità di rotazione della betoniera e tempo. Calcolando poi per ogni ritempra il tempo convenzionale Tc è possibile confrontarne la variazione rispetto al valore iniziale.

Siano infatti $Tc_i$, $Tc_i^{i}$, $Tc_i^{ii}$, $Tc_i^{iii}$ $Tc_i^{iv}$ i valori del tempo convenzionale rispettivamente iniziale, dopo la prima, seconda, terza e quarta ritempera.

Consultando le tabelle degli $\alpha i$ si ricavano i valori di Tci al confezionamento e dopo le successive ritempere.

Consultando le tabelle degli $\alpha i$ si ricava:

Al confezionamento

$$Tc = 100\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i = 100 \cdot 0.95 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i$$

DOPO LA PRIMA RITEMPERA, dovuta alla prima perdita di lavorabilità (da S4 a S3), varia $\alpha 1$ (da 0.95 a 0.90) mentre non viene modificata significativamente la classe di resistenza ($\alpha 3$) né ovviamente la classe di consistenza ( da S4 a S3 e di nuovo a S4).

$$Tc_i^{I} = 100 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i = 100 \cdot 0.90 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i$$

$$Tc_i^{I} \cong 95\% \cdot Tc_i$$

ALLA SECONDA RITEMPERA (da S3 ad S4) varia sia $\alpha 1$ (da 0.90 a 0.80) che la resistenza compressione che dai 35 MPa iniziali si sposta verosimilmente ai 30 MPa ($\alpha 2$ da 1 a 0.95).

$$Tc_i^{II} = 100 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i = 100 \cdot 0.80 \cdot 1 \cdot 0.95 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i$$

$$Tc_i^{II} \cong 84\% \cdot Tc_i$$

DOPO LA TERZA RITEMPERA (da S3 ad S4), analogamente al punto 1 varia $\alpha 1$ (da 0.80 a 0.70) ma non varia significativamente la resistenza a compressione ($\alpha 3$ invariato).

$$Tc_i^{III} = 100 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i = 100 \cdot 0.70 \cdot 1 \cdot 0.95 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i$$

$$Tc_i^{III} \cong 70\% \cdot Tc_i$$

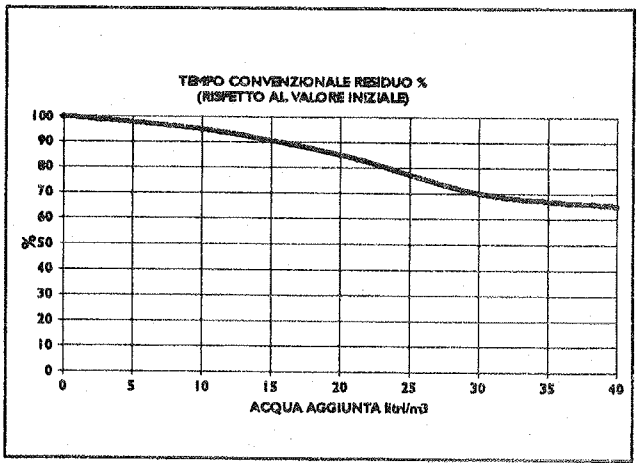



Fig. 1 Variazione %, rispetto al valore iniziale, del tempo convenzionale in funzione delle aggiunte d'acqua progressive che si possono verificare nella vita allo stato fresco del calcestruzzo preconfezionato

ALLA QUARTA RITEMPERA[1] (da S3 a S4) segue una ulteriore riduzione della resistenza a compressione ($\alpha 3$ da 0.95 a 0.90).

$$Tc_i = 100 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i = 100 \cdot 0.70 \cdot 1 \cdot 0.90 \cdot \prod_{i=4}^{8} \alpha_i$$

$$Tc_i^{IV} \cong 66\% \cdot Tc_i$$

## 4. CALCOLO DELLA DURABILITÀ ED EFFETTO DELLA RITEMPRA (AGGIUNTA D'ACQUA): CASO TIPICO

Riprendendo in esame il calcestruzzo di cui al punto sopra, diamo ora un respiro numerico (anni) al concetto di durabilità esplicitando tutti gli $\alpha i$ (i = 1, .., 8).

Sia esso infatti:

- confezionato con un cemento di tipo CEM 32.5 R IIAL
- immerso come già detto nella classe di esposizione ambientale chimicamente aggressivo 5b, rapporto a/c = 0.50 ($\alpha 1$= 0.95)
- di consistenza S4 ($\alpha 2$ = 1)
- di classe C35 MPa ($\alpha 3$ = 1)
- soggetto ad un trattamento protetto in un ambiente medio ($\alpha 4$ = 0.95)
- finito a vista in uno stato di servizio non fessurato ($\alpha 5$ = 0.75)
- con un valore del copriferro c-c' > 10 mm ($\alpha 6$ = 1)
- immerso, come già detto, nella classe di esposizione ambientale 5b ($\alpha 7$ = 0.70)
- nella situazione "speciale" A ($\alpha 8$ = 1)

Risulti infine da considerazione di carattere economico, ingegneristico e funzionale destinato ad una vita di servizio per un periodo di 30 anni (Ts = 30 anni). Tale struttura sarà quindi definita durevole se il tempo convenzionale risulterà essere maggiore o uguale alla vita di servizio prevista.

Dal calcolo del Tc risulta:

$$T_c = T_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 \cdot \alpha_8$$

$$Tc = 100 \cdot 0.95 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.95 \cdot 0.75 \cdot 1 \cdot 0.70 \cdot 1 \cong 50 \text{ anni}$$

$$Tc \geq Ts_{\,prevista}$$

1 $\alpha 1$ ha già raggiunto il valore massimo previsto dalla relativa tabella.

*"Quindi tale struttura si può definire durabile"*

Tuttavia se durante la vita allo stato fresco si verificano rispettivamente:

- una graduale e non gradita perdita della lavorabilità;
- la conseguente ritempera

la condizione di durabilità potenziale può essere seriamente pregiudicata.

Infatti come già ampiamente dimostrato dal modello del CTE sono sufficienti 40 litri/m$^3$ per far passare un calcestruzzo durevole secondo UNI 9858 dalla condizione di Durabilità alla condizione di Non Durabilità.

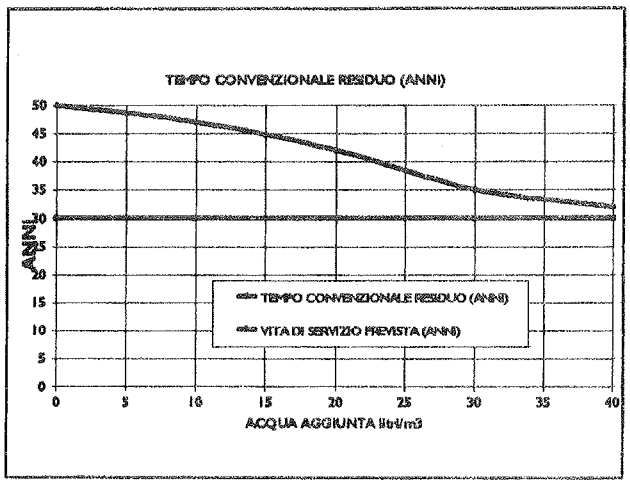



Fig. 2 Variazione rispetto al valore iniziale, del tempo convenzionale in funzione delle aggiunte d'acqua progressive che si possono verificare nella vita allo stato fresco del calcestruzzo preconfezionato.

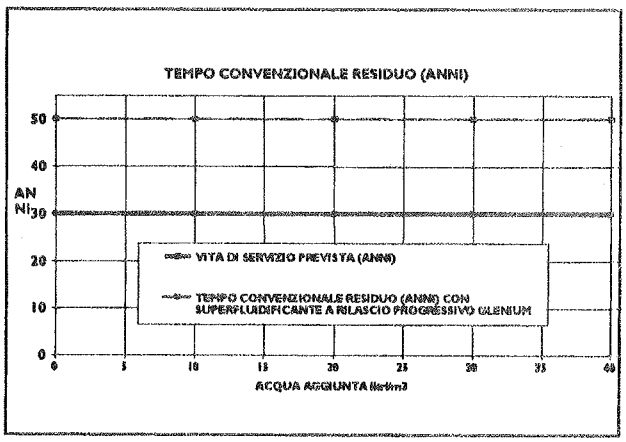



Fig. 3 Con l'utilizzo di additivi superfluidificanti a rilascio progressivo tipo Glenium 21/27 l'aggiunta d'acqua non è più necessaria e quindi anche il tempo convenzionale Tc rimane costante.

La figura 2 dimostra come viene mantenuta inalterata la vita convenzionale della struttura quando, grazie ai superfluidificanti a rilascio progressivo, non è necessaria l'aggiunta dell'acqua, per ripristinare la perdita della lavorabilità.

## 5. CONCLUSIONI

Essendo il calcestruzzo materiale nobile e di grande importanza come l'acciaio per i lavori futuri, credo si possa affermare quanto citato dalla ("CARTA DEL CALCESTRUZZO"):

"La scelta dei materiali qualificati è presupposto essenziale per conferire qualità all'intero processo delle costruzioni. Il calcestruzzo deve contribuire ad assicurare alle opere adeguati livelli di sicurezza, integrità e resistenza alle azioni aggressive ambientali.

Se non si impiega calcestruzzo di qualità, cioè durabile, non è possibile garantire e mantenere le prestazioni e il valore delle costruzioni nel tempo.
Per raggiungere l'obiettivo della qualità è necessario che:

- le richieste della committenza facciano esplicito riferimento alla qualità e alla durabilità del calcestruzzo, nel riconoscimento del valore che l'opera acquisisce;
- le norme della progettazione delle strutture e per la produzione, la posa in opera e il controllo del calcestruzzo siano cogenti e conformi, anche nel nostro Paese, al livello di prestazioni richiesto in ambito europeo;
- le specifiche di progetto assumano come fondamento, oltre alla sicurezza, la durabilità delle opere e prevedano l'impiego di calcestruzzi in grado di fornire le prestazioni richieste;
- la produzione del calcestruzzo, a partire dalla sua formulazione, secondo i requisiti propri delle diverse classi ambientali, segua modalità tali da garantire la conformità del prodotto alle specifiche di progetto;
- la posa in opera e la stagionatura del calcestruzzo avvengano nell'osservanza delle prescrizioni progettuali;
- i controlli del calcestruzzo, in tutte le fasi del processo produttivo, consentano una reale verifica della rispondenza alle norme.

## 6. BIBLIOGRAFIA

[1] V.ALUNNO ROSSETTI, E. SIVIERO, 1996, "La durabilità secondo UNI 9858", Report per conferenze, MAC SpA

[2] R. GOTTARDO, 1996, "Costruire per 100 anni: GLENIUM: L'effetto della ritempera sulla durabilità del calcestruzzo", Conferenza MAC S.p.A presso Villa Condulmer Mogliano Veneto (TV).

# INDAGINE SPERIMENTALE SULL'EVOLUZIONE DELLO STATO FESSURATIVO IN PROVINI DI CALCESTRUZZO COMPRESSI CON TECNICHE OTTICHE (ESPI)

**Claudio MAZZOTTI[1], Marco SAVOIA[2], Ezio CADONI[3], Andrea PEDRETTI[3]**

[1]Dottorando, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART - Tecnica delle Costruzioni, Bologna
[2] Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università di Parma, Parma
[3] Ingegnere, Istituto Meccanica dei Materiali (IMM), Grancia-Lugano, Svizzera

**SOMMARIO**

Si presentano i risultati di un'indagine sperimentale effettuata con la tecnica ESPI sull'evoluzione dello stato fessurativo in provini di calcestruzzo compressi. Gli obbiettivi principali dello studio riguardano la determinazione di parametri necessari alla taratura di un modello di danno per il calcestruzzo ed in particolare: *a)* la variazione del coefficiente di Poisson apparente con il livello di carico; *b)* il comportamento del provino soggetto a cicli di carico e scarico.

**SUMMARY**

The results of experimental tests carried out with ESPI technique at the IMM Laboratory in Lugano on the cracking pattern of concrete specimens subject to axial loading are presented. The main objectives of this study are the estimate of quantities required for the definition of damage models for concrete such as: *a)* the variation of Poisson coefficient with loading; *b)* the behaviour of concrete specimens subject to loading and unloading cycles.

## 1. INTRODUZIONE

Il decadimento delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo soggetto a compressione a livelli di carico superiori al 40/50 per cento di quello di rottura è causato dalla nucleazione e progressivo sviluppo di un diffuso stato fessurativo, il cui innesco è riconducibile alla presenza di microfessure, soprattutto all'interfaccia tra cemento ed inerti, già nelle fasi di presa del getto a causa del fenomeno del ritiro. Il conseguente degrado di rigidezza è ben riproducibile alla scala macroscopica ricorrendo a modelli della meccanica del danneggiamento. Questi modelli sintetizzano in uno o più indici di danno (a seconda della complessità del modello) i fenomeni di degrado, di natura discreta, che avvengono all'interno del conglomerato con il progredire dello stato fessurativo. Poiché gli indici di danno sono variabili interne del modello (e quindi non direttamente misurabili sperimentalmente), una campagna sperimentale rivolta alla validazione di un modello di danno che debba essere anche predittivo per situazioni tensionali differenti da quelle di prova richiede necessariamente l'esecuzione di tipi differenti di misure. Ad esempio, la taratura con prove convenzionali consente di definire leggi di danno corrette in presenza di caricamento monoassiale. Tuttavia, per stati tensionali più complessi, è necessario verificare le ipotesi sull'evoluzione del quadro fessurativo, non rilevabile con prove convenzionali, che sono alla base di ogni formulazione di danno.

Nella presente memoria si riportano i risultati di una campagna sperimentale su provini di calcestruzzo portati a rottura in compressione, utilizzando la tecnica di rilevamento ottico denominata ESPI (Electronic Speckle Pattern Interferometry). Tale procedura si basa sul rilievo delle frange di interferenza che si formano quando due fasci di luce coerente (*laser*) incidono sulla superficie del provino [1]. Predisponendo adeguatamente il set-up ottico, è possibile rilevare separatamente i campi di ciascuna delle tre componenti di spostamento. Preventivamente, le immagini ottenute devono essere elaborate al fine di eliminare rumori di fondo e migliorare il contrasto. Una procedura che assicura tali obbiettivi è quella del *phase shifting* [2], che consente la va-

lutazione degli spostamenti con la precisione del micron.

Nel presente studio, è stata osservata con l'ESPI l'evoluzione del campo fessurativo-deformativo del calcestruzzo durante prove di compressione monoassiale. In particolare, l'indagine sperimentale ha avuto due obbiettivi principali: è stata indagata innanzitutto la variazione del coefficiente di Poisson apparente con il livello di carico. Tale coefficiente riveste una particolare importanza in molti modelli che fanno dipendere il danneggiamento dalle deformazioni positive [3]. Successivamente, è stato analizzato il comportamento in presenza di cicli di carico e scarico correlando valori deformativi medi, ricavati con misure tradizionali, con l'evoluzione del danneggiamento del materiale, rilevato con l'ESPI.

## 2. LA TECNICA *ESPI*

La tecnica ESPI (Electronic Speckle Pattern Interferometry) è una tecnica interferometrica moderna, non-distruttiva, che, utilizzando l'effetto *speckle* che si forma su superfici otticamente ruvide e sofisticati sistemi video-elettronici per l'acquisizione e l'elaborazione dell'immagine, rende possibile eseguire misurazioni di spostamento di elevata precisione. Contrariamente a quanto avveniva con le tecniche olografiche, che richiedevano lo sviluppo delle emulsioni fotografiche per ottenere le immagini e successivamente elaborare i risultati, l'ESPI permette una notevole flessibilità di utilizzo, fornisce risultati in tempo reale e non richiede condizioni di estrema stabilità ambientale [4].

Il risparmio nel tempo di elaborazione delle immagini viene in parte pagato con una diminuzione della risoluzione spaziale delle telecamere digitali rispetto ai supporti fotografici. Tuttavia, la velocità di sviluppo delle tecnologie elettroniche prospetta per il prossimo futuro telecamere digitali ad altissima risoluzione, paragonabile a quella dei supporti tradizionali.

Il principio fisico su cui si basa l'ESPI è quello dell'interferenza ottica che si genera quando due distinti fasci di luce *coerente* diffusa (luce laser) vengono fatti incidere su una *superficie otticamente ruvida*[1]. La luce riflessa dall'oggetto illuminato è caratterizzata da una distribuzione spaziale casuale di intensità che si manifesta con un aspetto granulare, gli *speckle*, che si formano in quanto ogni piccola rugosità della superficie illuminata riflette parte della luce ricevuta, diventando essa stessa una sorgente di onde sferiche luminose. A causa della coerenza della luce laser, il raggio riflesso da un punto interferisce con quelli emessi da tutti gli altri punti della superficie. Il fronte d'onda risultante avrà quindi un'ampiezza $u_1$ ed una fase $\psi_1$ variabili da punto a punto in maniera casuale e sinteticamente rappresentabili come:

$$U_1 = u_1 e^{i\psi_1} . \tag{1}$$

A seconda del grado di interferenza, l'immagine visibile avrà speckle a luminosità variabile dal nero (interferenza negativa) al bianco (interferenza positiva). La distribuzione degli speckle è casuale perché la ruvidità della superficie altera in modo casuale la fase della luce da un punto all'altro. In maniera deterministica non è possibile definire le dimensioni degli speckle; tuttavia, pensando come dimensione media la distanza tra due punti la cui luminosità non è correlata, metodi statistici conducono a definire la loro ampiezza come [1]:

$$b_o = 1.22 \frac{\lambda z}{L} \tag{2}$$

dove $\lambda$ è la lunghezza d'onda del raggio incidente, $L$ è la dimensione trasversale della superficie riflettente e $z$ è la distanza di questa dal piano in cui si formano le frange. Se queste frange sono osservate attraverso una lente, la dimensione degli speckle diventa:

$$b_s = 1.22(1+M)\lambda \frac{s}{a} \tag{3}$$

dove $s$, $a$ sono rispettivamente il diametro, la distanza focale e l'apertura numerica della lente, mentre $M$ è l'ingrandimento.

Utilizzando due raggi laser incidenti sulla superficie, le due distribuzioni di speckle si sovrappongono dando origine ad un distribuzione risultante la cui intensità luminosa $I$ varia secondo l'espressione:

$$I = I_1 + I_2 + \sqrt{I_1 I_2} \cos\Psi , \tag{4}$$

dove $I_1$ e $I_2$ sono relative ai singoli raggi e $\Psi$ è la differenza di fase $\psi_1$-$\psi_2$. L'immagine finale viene acquisita attraverso una telecamera digitale posta di fronte alla superficie da rilevare.

Qualsiasi alterazione della superficie illuminata (durante l'esecuzione della prova di carico) modifica la distribuzione degli speckle; sottraendo due di queste distribuzioni si ottengono delle frange di interferenza che consentono di individuare quantitativamente il campo degli spostamenti assoluti sulla superficie osservata. A seconda del set-up ottico che si utilizza, l'ESPI consente di misurare campi di spostamento in ognuna delle tre direzioni, cioè $d_x$ e $d_y$ sul piano del provino (analisi

[1] . Una superficie è detta otticamente ruvida quando il suo profilo presenta variazioni di altezza dello stesso ordine o maggiori della lunghezza d'onda della luce coerente con cui viene illuminata; un fascio di luce è detto coerente quando i pacchetti di onde forniti dalla sorgente luminosa hanno tutti la medesima fase.

*in-plane*), oppure lo spostamento $d_z$ ortogonale (analisi *out-of-plane*).

### 2.1 Analisi in plane

In questo studio è stata misurata la componente orizzontale di spostamento $d_x$. Il provino di calcestruzzo viene illuminato da due fronti d'onda provenienti da due direzioni con inclinazioni uguali ed opposte rispetto alla normale alla superficie. La telecamera CCD è posta sulll'asse ortogonale alla superficie (vedi Figura 1).

Il cambiamento di fase relativo tra i due fasci diffusi dall'oggetto dipende dal solo spostamento in direzione orizzontale ed è dato dalla relazione:

$$\Delta\Psi = \frac{4\pi}{\lambda} d_x \sin\theta \,. \tag{5}$$

## 3. DESCRIZIONE DELL'APPARATO SPERIMENTALE

La parte sperimentale della ricerca è stata sviluppata presso il laboratorio di meccanica sperimentale dell'Istituto Meccanica dei Materiali (IMM) di Lugano. Il laboratorio dispone di una tavola olografica [5] di dimensioni pari a 20m×5m e 0.50 m di spessore. La tavola è costituita da un lastra di calcestruzzo armato precompresso, di 1.2 MN di peso, sostenuto da un sistema pneumatico che consente di isolare la tavola dalle vibrazioni esterne. Il sistema permette di eseguire prove meccaniche su modelli anche in scala reale con pesi fino a 100 KN.

Il set-up ottico utilizzato (Figura 1) è costituito da:

- un laser *Verdi™ Diode-Pumped Laser* (Coherent) avente una lunghezza d'onda di 532 nm ed una potenza continua in uscita da 200 mW a 5500 mW che permette misure su superfici fino ad alcuni $m^2$ con risoluzioni anche dell'ordine di 0.1 μm;
- un beam splitter per separare in due fasci di luce coerenti il fascio laser originario;
- uno specchio, necessario per indirizzare la luce sul provino, munito di dispositivo piezoelettrico che consente spostamenti dell'ordine di frazioni della lunghezza d'onda della luce laser. Tale sistema è necessario per eseguire la tecnica di *phase-shifting* descritta nel paragrafo seguente.
- due filtri spaziali composti da un microscopio e da un *pinhole* per filtrare ed espandere il fronte d'onda in modo da creare due onde sferiche ed eliminare i rumori ottici esterni.
- una telecamera CCD a matrice attiva che fornisce immagini di 512×512 pixels.

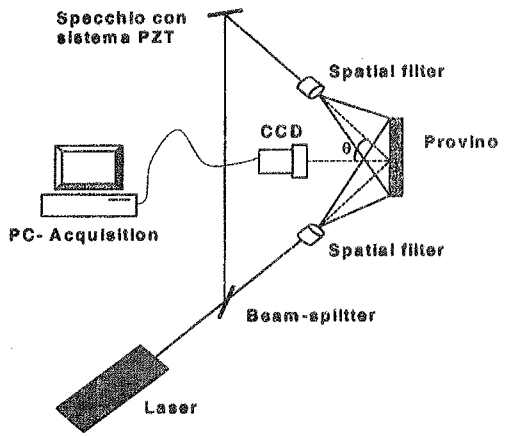



Figura 1: Set-up ottico utilizzato per analisi in-plane e misura degli spostamenti orizzontali.

La sensibilità del sistema ottico per un set-up in-plane si misura valutando lo spostamento $d$ dei punti della superficie che corrisponde alla formazione di una frangia di interferenza, ottenibile dalla (5) ponendo $\Delta\Psi=2\pi$:

$$d = \frac{\lambda}{2 \cdot \sin\theta} \tag{6}$$

dove θ è l'angolo di incidenza del fascio di luce. Nel set-up utilizzato, $\lambda = 532$ nm, $\theta = 45°$, per una sensibilità pari a $d = 0.376$ μm.

Durante le prove si è analizzata una porzione di superficie del provino di dimensioni 80×80 $mm^2$ circa.

## 4. TECNICHE PER L'ELABORAZIONE DELLE IMMAGINI

### 4.1 Il *Phase-Shifting*

La necessità di ottenere risultati con un elevato livello di precisione ha richiesto l'uso della tecnica del phase-shifting. Infatti, le frange ottenute per semplice sottrazione di immagini speckle offrono un contrasto massimo del 16% circa, rendendo difficili le elaborazioni necessarie per ottenere risultati di tipo quantitativo.

L'equazione (4) può essere riscritta come:

$$I(x,y) = I_0(x,y) + I_M(x,y) \cdot \cos\Psi(x,y) \,, \tag{7}$$

dove $I$ è l'intensità luminosa in ogni punto dell'immagine acquisita, $I_0$ è l'intensità media e $I_M$ è la modulazione di ogni pixel al variare della fase Ψ. Poiché l'unica grandezza misurabile in ogni punto è l'intensità totale $I$ mentre le altre ($I_0$, $I_M$, Ψ) sono incognite, per ottenere la fase Ψ da utilizzare nella (5) sono necessarie

almeno 3 equazioni relative ad altrettante misurazioni di intensità. Nel set-up utilizzato è stato utilizzato un algoritmo a 4 immagini in quanto offre una maggiore qualità ed è meno sensibile ad errori dovuti alla decorrelazione delle immagini. Prima dell'acquisizione di ogni immagine viene introdotto un sfasamento di uno dei due raggi incidenti modificando il percorso ottico di una quantità corrispondente ad una fase di $\pi/2$. Dalle quattro immagini si ottiene quindi il seguente sistema lineare:

$$I_i = I_0 + I_M \cdot \cos(\Psi + \alpha_i), \quad i = 1,2,3,4 \tag{8}$$

con $\alpha_1 = 0$ e $\alpha_{i+1} = \alpha_i + \pi/2$ $(i = 2,3,4)$, dal quale è possibile ottenere la fase nella forma:

$$\tan\Psi = \frac{\sin\Psi}{\cos\Psi} = \frac{I_1 - I_3}{I_4 - I_2}. \tag{9}$$

Il risultato è una mappa di fase che fornisce la fase con cui i due raggi interferiscono tra loro in ogni punto dell'immagine. Ripetendo l'acquisizione di 4 immagini dopo un certo intervallo di carico e ricalcolando una seconda mappa di fase, è possibile risalire allo spostamento di tutti i punti sostituendo nella (5) la differenza di fase $\Psi_2 - \Psi_1$.

### 4.2 Una tecnica di filtraggio delle immagini

Essendo il campo di speckle una sorgente di rumore per definizione, un filtraggio opportuno può migliorare notevolmente la qualità delle immagini. Dovendo mantenere le discontinuità di intensità presenti nelle immagini (che segnalano ad esempio la presenza di fratture), un filtro classico (media dei pixel su un'area di $m \times n$ pixel, con $m$, $n$ tra 5 e 15) applicato direttamente sulla mappa di fase elimina il rumore ma sfuma il taglio netto delle frange. Tuttavia, lo stesso filtro applicato però singolarmente al numeratore e denominatore della (9), elimina efficacemente il rumore conservando intatta la suddetta proprietà. La (9) può quindi essere così trasformata:

$$\tan(\Psi) = \frac{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{m} I_1(i,j) - I_3(i,j)}{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{m} I_4(i,j) - I_2(i,j)} \tag{10}$$

Utilizzando inoltre la modulazione dei singoli pixel $I_M$, si può predisporre un filtro ancora migliore. Infatti, un pixel con modulazione pressochè nulla ha sofferto di decorrelazione e quindi non apporta informazioni alla costruzione della mappa di fase. Al contrario, uno con elevato $I_M$ è molto rappresentativo. Si è quindi elaborato un filtro basato sulla media ponderata delle intensità, con peso $I_M$:

$$\tan(\Psi) = \frac{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{m} I_M(i,j)\cdot[I_1(i,j) - I_3(i,j)]}{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{m} I_M(i,j)\cdot[I_4(i,j) - I_2(i,j)]}, \tag{11}$$

dove $I_M = \frac{1}{2}\sqrt{(I_1 - I_3)^2 + (I_4 - I_2)^2}$.

Il filtraggio delle immagini ha consentito di ottenere immagini con una distribuzione di frange nitida e contrastata, come mostrato, ad esempio, in Figura 12.

## 5. MODELLI DI DANNEGGIAMENTO PER IL CALCESTRUZZO

Gli approcci moderni per la modellazione del comportamento non lineare del calcestruzzo ricorrono alla teoria del danneggiamento per la descrizione della non linearità del materiale ad elevati livelli tensionali [6], [7]. Tale teoria consente ad esempio un chiara interpretazione del fenomeno di degrado della rigidezza del ramo di scarico e di successivo ricarico di un provino di calcestruzzo soggetto ad un elevato stato tensionale che ne ha degradato le caratteristiche meccaniche, a causa della formazione di un diffuso sistema di microfratture.

Secondo la teoria del danneggiamento, le alterazioni che intervengono nel calcestruzzo sono rappresentate da uno o più parametri sintetici (gli operatori di danno), che intervengono in qualità di variabili interne nella definizione del legame costitutivo modificando le proprietà meccaniche originarie del materiale in una forma del tipo (per caricamento monoassiale e secondo un modello di danno ad un parametro):

$$\sigma = E_0(1 - D)\varepsilon \tag{12}$$

dove $E_0$ è il modulo elastico iniziale, $D$ è il parametro di danno ed $\varepsilon$ è la deformazione totale. I modelli di danno

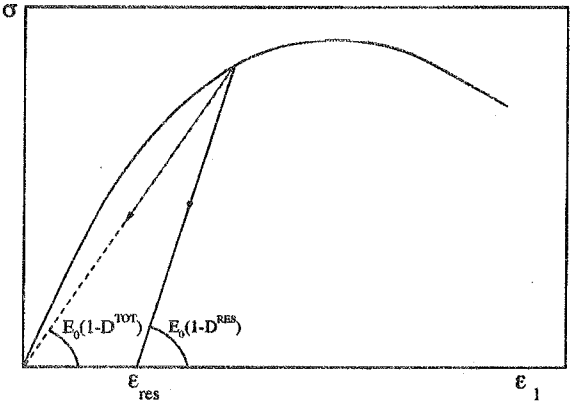



Figura 2: Interpretazione dell'indice di danno in una prova a compressione tenendo in conto o escludendo le deformazioni residue di tipo plastico.

per il calcestruzzo presenti in letteratura si differenziano per la scelta dei parametri di danno e per la loro dipendenza funzionale dalla storia tensionale o deformativa. Quelli più semplici e più diffusi si basano su un indice di danno funzione dello stato di deformazione ed in particolare delle sole componenti principali di deformazione positive. Ad esempio, il modello di Mazars definisce un operatore di danno scalare e isotropo funzione della deformazione equivalente $\tilde{\varepsilon}$ così definita [7]:

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^{3} \left( \langle \varepsilon_i \rangle_+ \right)^2}, \tag{13}$$

attraverso l'espressione

$$D = f(\tilde{\varepsilon}) = 1 - \frac{(1-A)k_0}{\tilde{\varepsilon}} - Ae^{-B(\tilde{\varepsilon}-k_0)}, \tag{14}$$

dove $A$ e $B$ sono parametri da determinare mediante taratura da prove sperimentali e $k_0$ è la deformazione oltre la quale ha inizio il danneggiamento. Il simbolo $\langle \varepsilon_i \rangle_+$ indica le componenti positive di deformazione.

### 5.1 Deformazioni trasversali e coefficiente di Poisson

Le (13), (14) fanno esplicito riferimento ad un legame costitutivo tridimensionale, richiedendo la determinazione di tutte e tre le componenti principali di deformazione. Qualora lo stato di tensione sia monoassiale, è sufficiente tuttavia disporre di un legame monodimensionale del tipo riportato nella (12). Le componenti di deformazione positiva sono quelle nelle direzioni trasversali a quella del carico, valutabili con la relazione:

$$\langle \varepsilon_i \rangle_+ = -\nu \varepsilon_l^{TOT}, \tag{15}$$

dove $\varepsilon_l^{TOT}$ è la deformazione longitudinale e $\nu$ è il coefficiente di Poisson. A causa del danneggiamento, quest'ultimo varia con il livello tensionale e non può più quindi essere considerato come una grandezza elastica, bensì come coefficiente di Poisson apparente, in quanto riferito ad un mezzo fessurato e quindi non omogeneo [7], [8]. La sua definizione diviene quindi cruciale in formulazioni costitutive monodimensionali basate sulla teoria del danneggiamento.

Sono riportati in letteratura diversi studi sperimentali sull'evoluzione di $\nu$ con il livello di carico impiegando però sempre tecniche di misura convenzionali, nelle quali le deformazioni trasversali sono determinate mediante misure di tipo puntuale. L'eterogeneità del comportamento del calcestruzzo, soprattutto ad elevati livelli di carico, tuttavia, rende tali misure poco affidabili. Appare quindi promettente l'utilizzo della tecnica interferometrica ESPI, che consente di valutare le deformazioni trasversali su una intera superficie e non più in maniera puntuale (si veda il paragrafo 7).

### 5.2 Deformazioni residue allo scarico

Il danneggiamento del calcestruzzo, secondo i modelli citati, è esclusivamente considerato come la causa del deterioramento delle proprietà meccaniche del materiale, che si traduce in un abbattimento del modulo elastico (vedi Figura 2). E' tuttavia evidente che la pendenza del ramo di scarico non coincide con il modulo elastico secante, per la presenza di deformazioni residue allo scarico di tipo plastico. Trascurare tale contributo deformativo di tipo anelastico (senza danno) conduce a sovrastimare la variazione del modulo elastico e conseguentemente il danneggiamento del calcestruzzo [9]. E' pertanto necessario depurare nella (15) la deformazione totale dal contributo di deformazione residua $\varepsilon_{res}$ che si osserverebbe se venisse effettuato uno scarico a partire dal livello di deformazione $\varepsilon_l^{TOT}$, cioè:

$$\langle \varepsilon_i \rangle_+ = -\nu \left( \varepsilon_l^{TOT} - \varepsilon_{res} \right). \tag{16}$$

Analogamente, la (12) assume la forma [10]:

$$\sigma = E_0 (1-D) \left( \varepsilon_l^{TOT} - \varepsilon_{res} \right). \tag{17}$$

Queste osservazioni hanno spinto gli scriventi ad indagare sperimentalmente lo sviluppo delle deformazioni residue. Lo studio è stato condotto sia con tecniche di misura convenzionali che tramite ESPI, ottenendo informazioni sul comportamento locale del calcestruzzo danneggiato sottoposto a cicli di carico-scarico (vedi paragrafo 8).

## 6. CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE E STRUMENTAZIONE DI PROVA

### 6.1 Composizione dei calcestruzzi

Per limitare i problemi di effetti scala legati alle dimensioni degli inerti e non potendo impiegare provini di dimensioni standard per la portata della pressa utilizzata, è stata studiata una miscela di micro-calcestruzzo così composta:

| | |
|---|---|
| Cemento CEM II/B-L 32.5 R | 380 kg/m$^3$ |
| Sabbia (0-4 mm) | 857 kg/m$^3$ |
| Ghiaia (4-8 mm) | 857 kg/m$^3$ |
| Additivo (0.8%) | 3.04 kg/m$^3$ |
| Acqua | 224 kg/m$^3$ |

Il calcestruzzo così ottenuto ha le seguenti proprietà:

| | | |
|---|---|---|
| Rapporto acqua/cemento | *A/c* | 0.59 |
| Contenuto d'aria occlusa | | 1.5 % |
| Massa volumica relativa | | 2321 kg/m$^3$ |
| Res. media alla compressione | $R_c$ | 25.6 MPa |
| Modulo di elasticità iniziale | *E* | 22000 MPa |

Le prove su calcestruzzo fresco sono state eseguite secondo la normativa svizzera SN-SIA 162/1. La determinazione del modulo elastico è stata effettuata su carote sempre utilizzando la metodologia propria della normativa succitata. La valutazione della resistenza cubica a compressione è stata effettuata su cubi di lato 150 mm. I provini ed i campioni per la caratterizzazione meccanica sono stati mantenuti 28 giorni in condizioni ambientali controllate, con una temperatura di 20°C ed umidità relativa pari al 65%.

Le dimensioni dei provini prismatici utilizzati per l'indagine sperimentale sono di 40×80×160 mm.

### 6.2 Strumentazione di prova

Le prove di compressione sono state eseguite sulla tavola olografica con l'ausilio di una pressa universale servoassistita da 200 KN messa a punto dal laboratorio IMM e completamente gestita per il controllo e l'acquisizione da PC. Il controllo della deformazione media longitudinale del provino è stato effettuato tramite due trasduttori induttivi della MTS SA con corsa di 10 mm e situati in posizioni diametralmente opposte ai lati del provino. Essendo installati su un telaio solidale col provino, tali trasduttori misurano la deformazione longitudinale media su una base di misura di circa 100 mm. Le deformazioni trasversali sulla superficie di dimensioni maggiori sono state misurate mediante tecnica ESPI.

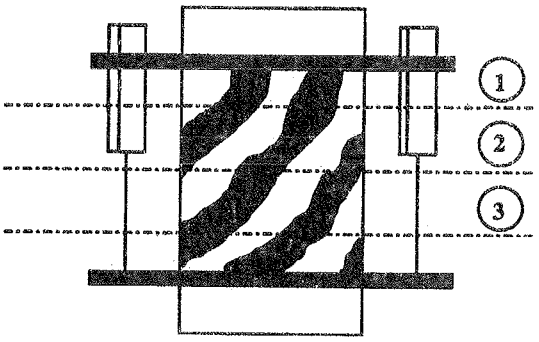



Figura 3: Schema di prova e sezioni di controllo per la lettura del numero di frange di interferenza.

## 7. STUDIO DELLA VARIAZIONE DEL COEFFICIENTE DI POISSON

Per studiare l'evoluzione del coefficiente di Poisson, è necessario seguire l'evoluzione delle deformazioni

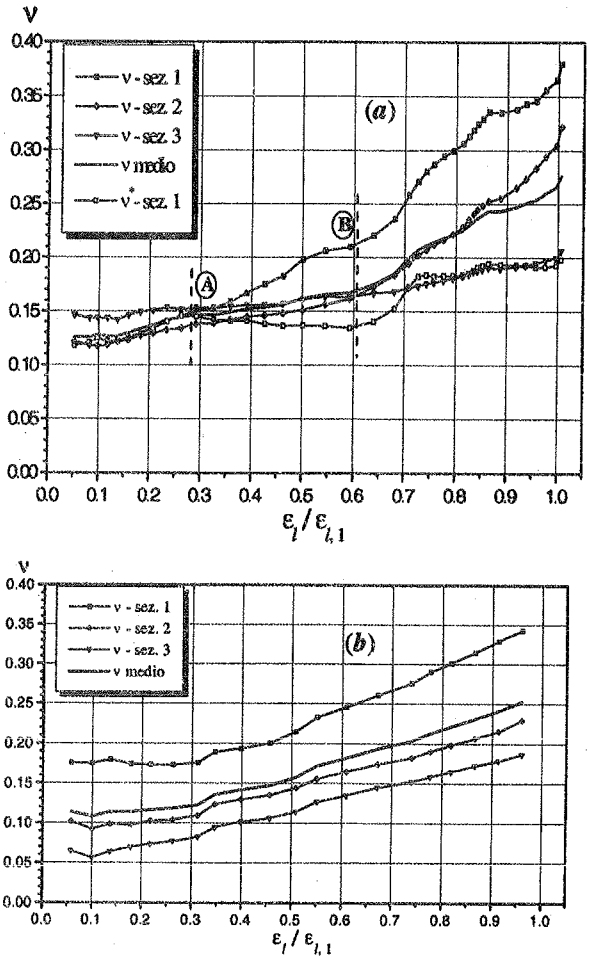



Figura 4: (*a*) Prova a 7 giorni; (*b*) prova a 60 giorni: coefficiente di Poisson apparente in funzione della deformazione longitudinale.

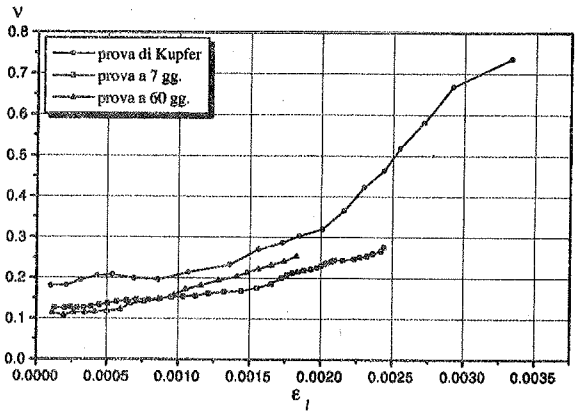



Figura 5: Confronto fra le diverse curve evolutive del coefficiente di Poisson apparente.

longitudinali e trasversali durante l'intero ciclo di carico. Sono state eseguite prove di caricamento monotono fino a rottura su provini con maturazione di 7 e 60 giorni, per verificare eventuali variazioni di comportamento. In entrambe le prove si è imposta una velocità di caricamento costante pari a 4 KN/min.

La deformazione trasversale è stata valutata ricavando il campo di spostamento orizzontale mediante elaborazione di immagini ESPI e contando il numero di frange di interferenza formatesi tra l'immagine iniziale e quella corrente (corrispondente ad un dato livello di carico) sull'intera larghezza del provino. Ogni frangia corrisponde ad uno spostamento orizzontale pari a 0.376 μm. Questa lettura è stata effettuata su 3 sezioni di controllo equispaziate sull'altezza del provino (Figura 3).

Sono a questo punto doverose alcune osservazione sulla grande sensibilità della tecnica di misura e sulla precisione richiesta nella disposizione dei set-up ottico e meccanico per ottenere risultati accurati.

Utilizzando un set-up di misura sensibile ai soli spostamenti orizzontali, le frange in una prova di compressione monoassiale dovrebbero essere, almeno in campo elastico, verticali e parallele alla direzione di caricamento, testimoniando un'espansione trasversale del provino. Nella realtà, le frange di interferenza sono del tipo riportato in Figura 3, cioè sempre inclinate, a causa di inevitabili piccole rotazioni del provino (che danno origine a frange orizzontali) che si accompagnano alla deformazione trasversale. La motivazione va ricercata, innanzitutto, nelle imprecisioni geometriche dei provini (non perfetto parallelismo delle facce caricate, variazione delle dimensioni trasversali lungo l'altezza, etc.) e nelle inevitabili eccentricità tra l'asse di caricamento e l'asse longitudinale del provino. Sebbene tali difetti, dell'ordine del decimo di millimetro, siano solitamente trascurabili nelle indagini sperimentali convenzionali, possono in questo caso dare origine a campi di spostamenti orizzontali significativi in quanto dello stesso ordine di grandezza degli spostamenti trasversali da misurare. Sfruttando tuttavia il fatto che espansione laterale e rotazioni danno origine a frange rispettivamente verticali e orizzontali, la deformazione trasversale è stata valutata contando il numero di frange intersecate dalla generica sezione di controllo.

La prima prova è stata effettuata su un provino con 7 giorni di maturazione. La variazione del coefficiente di Poisson nelle tre sezioni di controllo, valutato come rapporto tra deformazioni trasversali e longitudinali, è riportata in Figura 4a ($\varepsilon_{l,1}$ rappresenta la deformazione corrispondente alla tensione di rottura denominata nel seguito deformazione di picco). In grassetto è riportata inoltre la media tra le tre curve.

In una fase iniziale in cui il calcestruzzo è ancora integro, il coefficiente di Poisson è praticamente costante e pari a circa 0.12÷0.14 per tutte le sezioni di controllo. Per livelli deformativi superiori, cioè oltre il 35% della deformazione di picco (punto A), il coefficiente di Poisson cresce per l'insorgere di un diffuso stato fessurativo, in modo disuniforme sulle varie sezioni. In particolare, nella sezione 1, ove si registra la formazione di una fessura macroscopica (evidenziata da una linea di discontinuità delle frange di interferenza), si assiste ad una forte crescita della deformabilità trasversale. Per evidenziare il fenomeno, sono riportate, per la sezione 1, due andamenti del coefficiente di Poisson apparente, il primo (ν) calcolato con la deformazione totale, il secondo ($\nu^*$) escludendo l'apertura della fessura. La crescita di $\nu^*$ si mantiene più ridotta e confrontabile con quella delle altre sezioni. Al momento della nascita della fessura è apprezzabile anche un leggero calo, che evidenzia uno scarico del calcestruzzo attorno alla fessura.

Al 60% circa della deformazione di picco (punto B), la fessura principale raggiunge anche la sezione 2 causando un aumento significativo della pendenza della

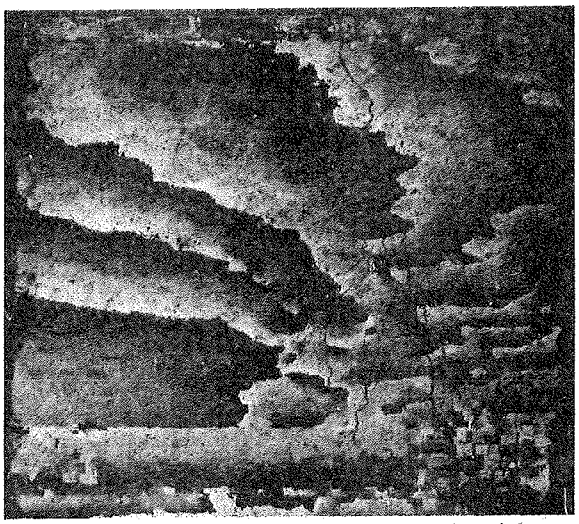


Figura 6: Frange di interferenza ed immagine del provino dopo la rottura.

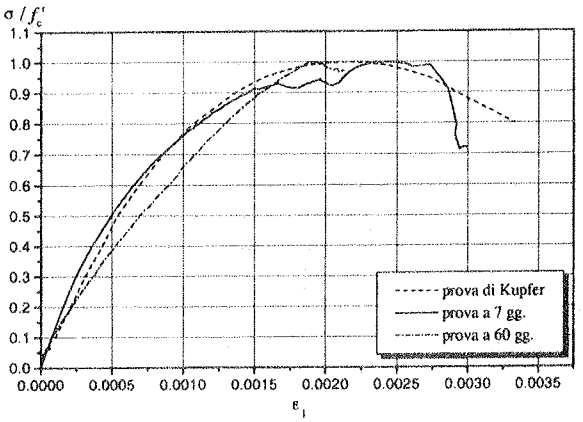



Figura 7: Confronto fra curve tensione – deformazione delle prove a 7, 28 giorni e risultati di Kupfer.

curva corrispondente. La pendenza di tutte le curve diviene molto elevata in prossimità della deformazione di picco, oltre la quale lo stato fessurativo risultava così diffuso da non consentire la valutazione delle frange.

Confrontando le varie curve, appare evidente come il comportamento deformativo in direzione trasversale sia piuttosto eterogeneo sulla superficie del provino in quanto funzione dello stato locale di danneggiamento.

A conferma della effettiva corrispondenza tra le frange osservate e la presenza di fessure macroscopiche, è riportata in Figura 6 la sovrapposizione delle prime corrispondenti ad un breve intervallo temporale (24 secondi) a $\varepsilon_t/\varepsilon_{t,1}=0.8$ con l'immagine della superficie del provino al termine della prova. Si può chiaramente osservare la discontinuità delle frange in corrispondenza della fessura centrale. Inoltre, nella parte inferiore destra, ove sono presenti numerose piccole fratture[2], le frange sono molto frastagliate. La grossa fessura superiore non trova riscontro in quanto formatasi nella fase finale della prova, quando non era più possibile acquisire immagini interferometriche a causa dell'eccessiva velocità di deformazione del provino (ramo di softening).

La stessa prova è stata ripetuta per un provino con età di maturazione di 60 giorni. Gli andamenti del coefficiente di Poisson apparente sono riportati in Figura 4b. A differenza del caso precedente, il coefficiente di Poisson valutato nella tre sezioni presenta fin dalle prime fasi valori abbastanza differenti tra loro. Anche in questo caso, tuttavia, la prima fessurazione si manifesta a circa il 30% della deformazione di picco, in corrispondenza del quale tutte le curve subiscono un brusco aumento di pendenza. In questa seconda prova non si sono create fessure macroscopiche ma si è assistito ad un diffuso degrado del calcestruzzo.

In Figura 5 sono poste a confronto le due curve che descrivono la media dei valori rilevati sulle tre sezioni di controllo con un'elaborazione dei risultati delle prove di Kupfer *et al* [11] condotte con strumentazioni di tipo convenzionale. Le tre curve indicano leggi di variazione del coefficiente di Poisson apparente sostanzialmente analoghe, sebbene i valori numerici siano tra loro abbastanza differenti. Innanzitutto la prova a 7 giorni ha mostrato dilatazioni trasversali più elevate che a 60 giorni, evidenziando una possibile dipendenza dall'età di maturazione dei provini. Inoltre, i risultati di Kupfer prevedono valori più elevati. Gli autori non dispongono di informazioni sufficienti per imputare tale differenza all'età di maturazione e/o al tipo di calcestruzzo. Si può comunque notare che i tre calcestruzzi hanno caratteristiche abbastanza diverse tra loro[3], come mostrato dalle curve tensione – deformazione riportate in Figura 7.

Inoltre, alla luce della grande variabilità di questo parametro evidenziata dalle analisi condotte, un giudizio sull'adeguatezza della precisione dei risultati di Kupfer per la valutazione del coefficiente di Poisson apparente richiederebbe un'informazione precisa sulle modalità di prova e di misura adottate, non a disposizione degli autori. Il presente studio ha infatti messo in luce che valutazioni puntuali delle deformazioni possono non essere adeguate a causa delle eterogeneità del materiale messe in luce a livelli elevati di carico.

## 8. ANALISI DEL COMPORTAMENTO CICLICO

Nella seconda serie di prove sono stati eseguiti cicli di carico e scarico a stati tensionali crescenti fino alla rottura del provino. Lo scopo di queste prove è quello di indagare l'evoluzione delle deformazioni residue al crescere della deformazione di inizio scarico per quantificare il contributo di deformazione residua (di tipo plastico) da sottrarre nella (16) dalla deformazione totale per ottenere il contributo responsabile del danneggiamento.

Le prove sono state condotte su provini maturati a 7 e 60 giorni ai quali sono stati fatti compiere cicli rispettivamente al 50, 70, 80, 90% e al 45, 70 e 93% del carico di rottura (Figura 8 e Figura 9). Il succedersi dei cicli induce un crescente danneggiamento del calcestruzzo con progressivo abbattimento della rigidezza dei rami di ricarico, rispetto al valore iniziale. Sono inoltre indicate le curve inviluppo.

In Figura 10 è riportato il valore delle deformazioni residue come percentuale della deformazione di inizio scarico. Le deformazioni residue crescono in maniera pressochè lineare, come sottolineato dalle due rette che ne indicano la legge di interpolazione. Inoltre, come è lecito aspettarsi, il calcestruzzo caricato a 7 giorni di maturazione presenta deformazioni residue superiori (circa il 20%) rispetto a quello caricato a 60 giorni. I risultati di Figura 10 sono facilmente implementabili in un modello di danno, migliorando l'ipotesi alla base di molte formulazioni semplificate nelle quali si assume un rapporto costante tra deformazione di inizio scarico e deformazioni residue [10], [12].

Per le stesse prove, le misure effettuate con ESPI consentono interessanti osservazioni sull'evoluzione del quadro fessurativo. Con riferimento alla prova a 60 giorni, i segni di fessurazione erano già evidenti oltre il 30/40 % del carico di rottura, come testimoniato dalla accentuata non linearità del diagramma tensione – de-

[2] In tale zona l'effettiva distribuzione di frange non è ben definita a causa del processo di elaborazione delle immagini (filtraggio) che è stata effettuata in modo da evidenziare le fratture maggiori..

[3] Il calcestruzzo delle prove di Kupfer presenta ad esempio una resistenza superiore, pari a 32.8 MPa.

formazione longitudinale (Figura 9) e dall'incremento delle deformazioni trasversali (Figura 4). Le frange di interferenza di Figura 11 si riferiscono al tratto A – B di Figura 9 (cioè ad una fase di carico a livelli superiori al 90% del carico di rottura) e mostrano un'evidente progredire del quadro fessurativo, evidenziato da linee di discontinuità sostanzialmente verticali. Le frange di Figura 12 si riferiscono alla successiva fase di scarico (tratto B – C). E' evidente come il calcestruzzo subisca uno scarico sostanzialmente elastico, cui corrispondono

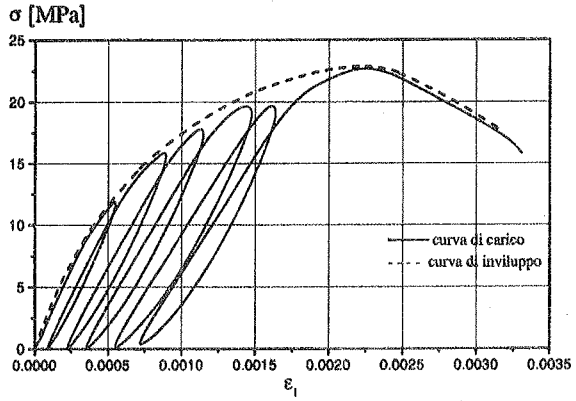



Figura 8: Prova a 7 giorni: caricamento ciclico.

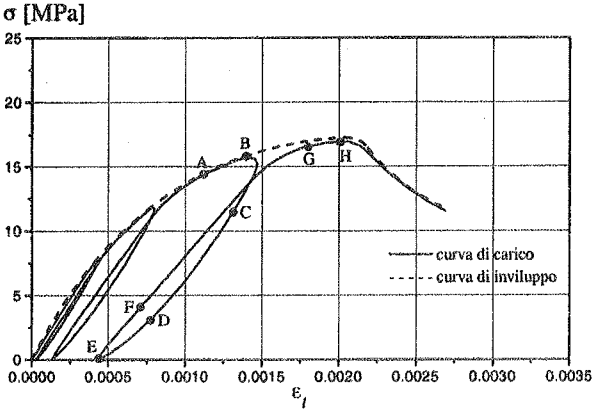



Figura 9: Prova a 60 giorni: caricamento ciclico.

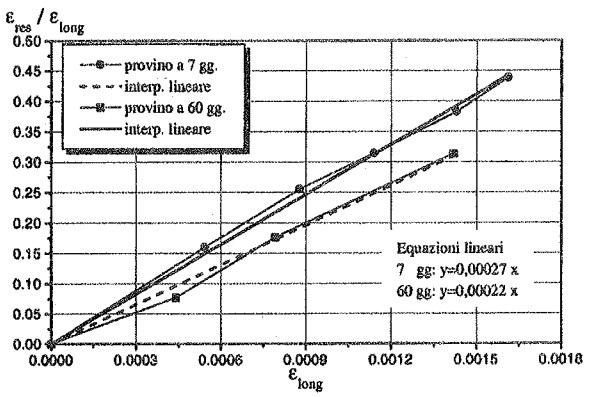



Figura 10: Prove cicliche: deformazioni residue.

frange equispaziate e prive di discontinuità. Si osserva solamente una piccola irregolarità (evidenziata in Figura 12), ove vi è la fessura principale. Verso la fine dello scarico (tratto D – E) la minor rigidezza è da imputarsi alla richiusura parziale delle fessure, messa in luce dalla presenza di nuove discontinuità nelle frange (Figura 13). Infine, nella fase che preannuncia la crisi del provino (tratto G – H), è osservabile un marcata evoluzione della fessura verticale che interessa ormai più di metà altezza del provino (Figura 14). Sebbene la qualità dell'immagine non sia ottimale, sono ben distinguibili le due differenti spaziature tra le frange a destra ed a sinistra della fessura, che evidenziano differenti spostamenti orizzontali e quindi l'apertura della fessura.

## 9. CONCLUSIONI

L'utilizzo di tecniche sperimentali avanzate come l'ESPI, in grado di fornire informazioni su campi di spostamento e deformazione sull'intera superficie dei provini, consente misure non effettuabili con tecniche tradizionali o, in alcuni casi, di fornire interessanti informazioni a corredo di esse. L'utilizzo dell'ESPI combinato con tecniche di misura convenzionali per lo studio di provini in calcestruzzo compressi ha fornito alcuni risultati di diretta applicazione per la taratura di modelli di danneggiamento del calcestruzzo riguardanti: *a)* la variazione con il carico del coefficiente di Poisson apparente; *b)* il comportamento del provino soggetto a cicli di carico e scarico a livelli tensionali crescenti fino a rottura.

## RINGRAZIAMENTI

Questo studio è stato svolto con il contributo del C.N.R. nell'ambito del progetto strategico "Sicurezza e qualità nelle costruzioni civili e meccaniche", tema "Durabilità inerente a danneggiamento per deformazioni differite" e del MURST - Fondi 60%. Le prove sperimentali sono state condotte presso l'Istituto Meccanica dei Materiali di Lugano, Svizzera.

## BIBLIOGRAFIA

[1] JONES, R. e WYKES, C. – 1989, *Holographic and Speckle Interferometry*, Cambridge Studies in Modern Optics, Cambridge University Press.

[2] SIROHI, R.S. *et al* – 1997, Spatial phase-shifting for pure in-plane displacement and displacement-derivative measurements in ESPI, *Applied Optics*, 36, 5787-5791.

[3] DI PRISCO, M. e MAZARS, J. – 1996, Crush-crack: a non-local damage model for concrete, *Mech. Cohesive Frictional Mat.*, **1**, 321-347.

[4] BOSCO, C., CADONI e E., FACCHINI, M. – 1995, Crack propagation in clay elements determined by ESPI method, *Photomechanics '95*, eds. Akhnetzianov-Gerasimov-Komarov, Novosibirsk, SPIE Publisher, Vol. 2791, 108-114.

[5] PFLUG, L. e PEDRETTI, M. – 1993, Construction of a 100–metric–ton holographic table, *Proc. SPIE*, Vol. **1914**, 50-54.

[6] KRAJCINOVIC, D. e FONSEKA, G.U. – 1981, The continuos damage theory of brittle materials, *J. Appl. Mech. ASME*, **48**, 809-815.

[7] MAZARS, J. e PIJAUDIER-CABOT, G. – 1987, Continuum damage theory: application to concrete, *J. Eng. Mech. ASCE*, **115**, 345-365.

[8] JIA, Z. e SHAH, S.P. – 1994, Two-dimensional electronic-speckle-pattern interferometry and concrete-fracture processes, *Exp. Mech.*, 262-270.

[9] JU, J.W. – 1989, On energy-based coupled elastoplastic damage theories: constitutive modeling and computational aspects, *Int. J. Solids Structures*, **25**, 803-833.

[10] FARIA, R. e OLIVER, X. – 1993, A rate dependent plastic-damage constitutive model for large scale computations in concrete structures, Monografia N° **17** CIMNE, Barcelona, España.

[11] KUPFER, H.B., HILSDORF H.K. e RUSCH, H. – 1969, Behaviour of concrete under biaxial stresses, *ACI Journal*, **66**, 656-666.

[12] SAETTA, A., R. SCOTTA e R. VITALIANI – 1998, Seismic analysis of reinforced roncrete frames with a scalar damage model, *IV WCCM Congress*, Buenos Aires.

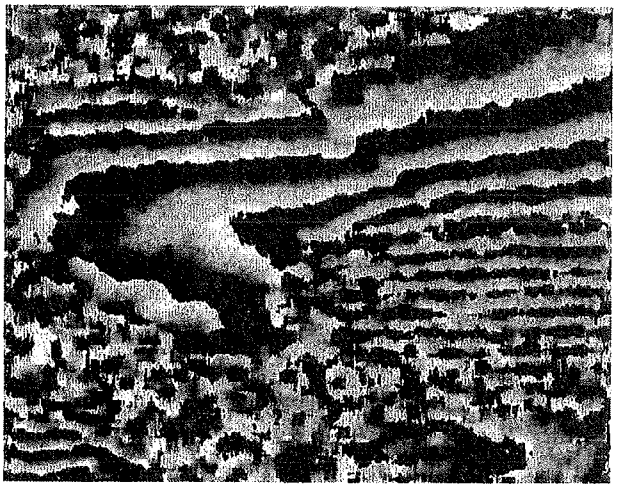


Figura 11: Frange relativa al tratto A – B.

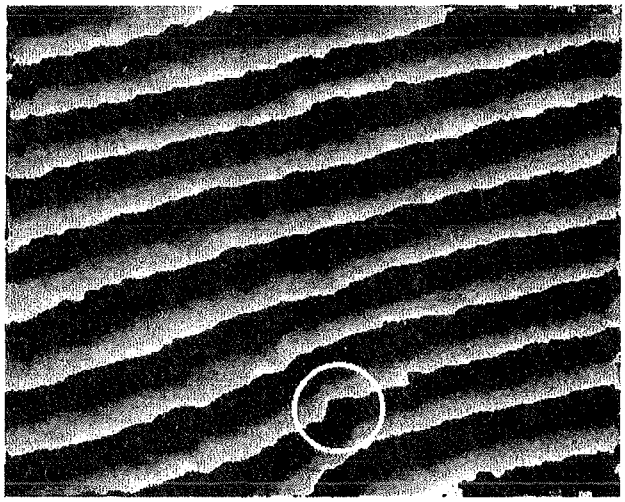


Figura 12: Frange relative al tratto B – C.

Figura 13: Frange relative al tratto D – E.

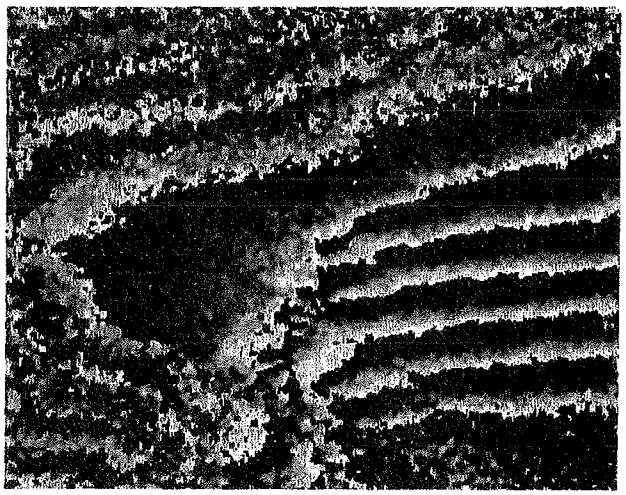


Figura 14: Frange relative al tratto G - H.

# VALUTAZIONE DI FENOMENI CORROSIVI ED ANTICORROSIVI DEI FERRI D'ARMATURA NEI CALCESTRUZZI MEDIANTE PROVE DI CARATTERE MECCANICO ED ELETTRICO E L'UTILIZZO DI MuCIS® Multiple Corrosion Inhibiting Synergies

**Dario ROSIGNOLI**

Presidente
Tecnochem Italiana srl
Barzana BERGAMO

**Marzio MARTINOLA**

dott. ing. ETH/SIA/OTIA/ACI
Consulenza Tecnologica
VILLA LUGANESE, Svizzera

**Luca MALISARDI**

Ingegnere
SOIST - Società Ingegneria Strutturale s.n.c.
BOLOGNA

**SOMMARIO**

Tramite la fomulazione e l'utilizzo di calcestruzzi con elevatissimo contenuto di cloruri (40 Kg./m$^3$ NaCl) sono stati valutati meccanicamente, sottoponendo i provini a sforzi di flessione, il grado di protezione anticorrosione offerta dai MuCIS® (Multiple Corrosion Inhibiting Synergies) e VHDRS® (Very High Durability Repair & Prevention Systems) sui ferri d'armatura.
Tali valutazioni meccaniche sono state integrate da misurazioni elettriche di potenziale e corrente di corrosione.

**SUMMARY**

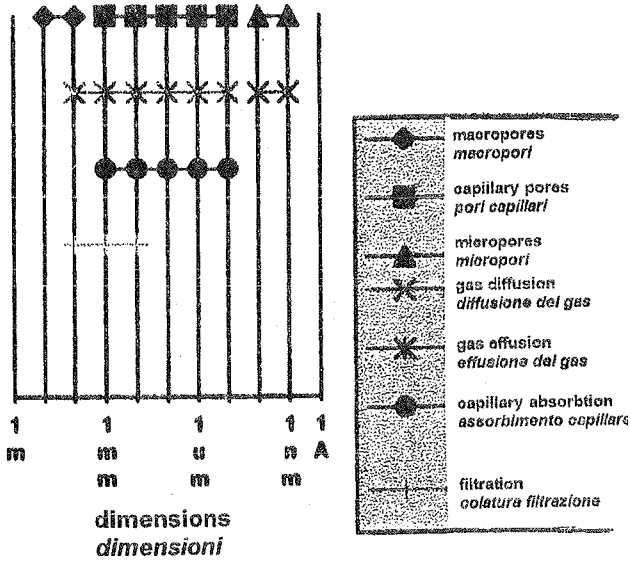
Concrete with very high chlorides content (40 Kg./m$^3$ NaCl) have been formulated and casted in small forms.
Through flexural stress the protection efficacy of MuCIS® (Multiple Corrosion Inhibiting Synergies) and VHDRS® (Very High Durability Repair & Prevention Systems) against rebars corrosion, has been mechanically evaluated.
The mechanical evaluations have been integrated with electrical tests and measures of the corrosion potential and current.

# 1. PROGRAMMA DELLE PROVE PER MISURAZIONI MECCANICHE

## 1.1 Mix design del calcestruzzo

Partendo dalla evidenza ed attenzione sui seguenti concetti ...

*Ampiezza della porosità del calcestruzzo e meccanismi di trasporto dei liquidi*




*Interruzione della capillarità del calcestruzzo indurito in relazione al tempo di maturazione ed al rapporto a/c.*

| Water/Cement Ratio | Time of curing | |
|---|---|---|
| Rapporti a/c | Tempo | |
| 0,40 | 3 giorni | days |
| 0,45 | 7 giorni | days |
| 0,50 | 2 settimane | weeks |
| 0,60 | 6 mesi | months |
| 0,70 | 1 anno | year |
| >0,70 | impossibile | impossible |

### CAPILLARITA' E FILTRAZIONE

| MECCANISMO DI TRASPORTO | FENOMENOLOGIA | LEGGE FISICA |
|---|---|---|
| Capillarità | Vaso capillare in un bicchiere d'acqua | Risalita capillare |
| Filtrazione | Filtro ghiaioso | Variazione di carico idraulico |

### DIFFUSIONE ED EFFUSIONE

| MECCANISMO DI TRASPORTO | FENOMENOLOGIA | LEGGE FISICA |
|---|---|---|
| Diffusione | Movimento a sciame di moscerini collisione tra di loro | Moto molecolare Browniano dei corpuscoli non orientati |
| Effusione | Movimento a sciame di moscerini collisione lungo le pareti | Corrente di massa secondo il principio di Fick, in funzione del gradiente di pressione di vapore |

... è stato volutamente confezionato un calcestruzzo con rapporto A/C 0,6 per poter garantire una porosità continua per un tempo sufficiente alla sperimentazione accelerata.

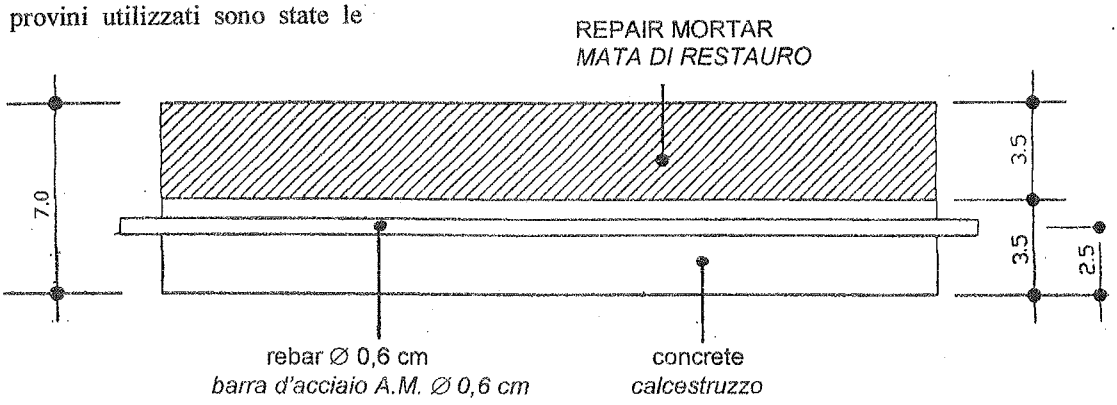
Il mix design del calcestruzzo è stato il seguente :

| | |
|---|---|
| Cemento | 400 Kg./$m^3$ |
| Inerte 4/8 mm | 890 Kg./$m^3$ |
| Inerte 1/3 mm | 210 Kg./$m^3$ |
| Inerte 0/1 mm | 465 Kg./$m^3$ |
| Filler | 45 Kg./$m^3$ |
| Acqua | 240 Kg./$m^3$ (A/C = 0,6) |
| NaCl | 40 Kg./$m^3$ (pari 1% di $Cl^-$ nel cls) |
| Peso totale | 2290 Kg./$m^3$ |

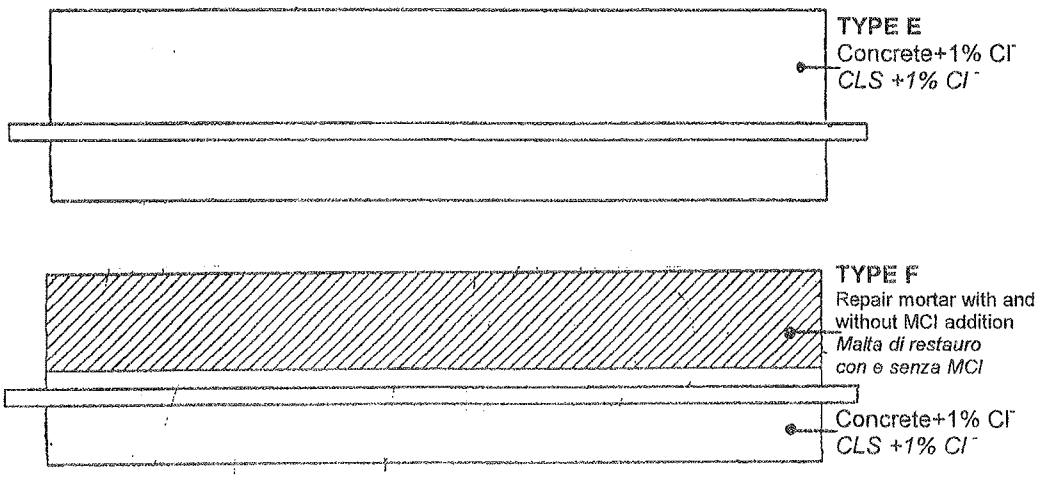
### 1.2 Misure meccaniche

Le dimensioni dei provini utilizzati sono state le seguenti :

***DIMENSIONI (cm)***




**SPECIMENS**
***TIPI DI PROVINO***



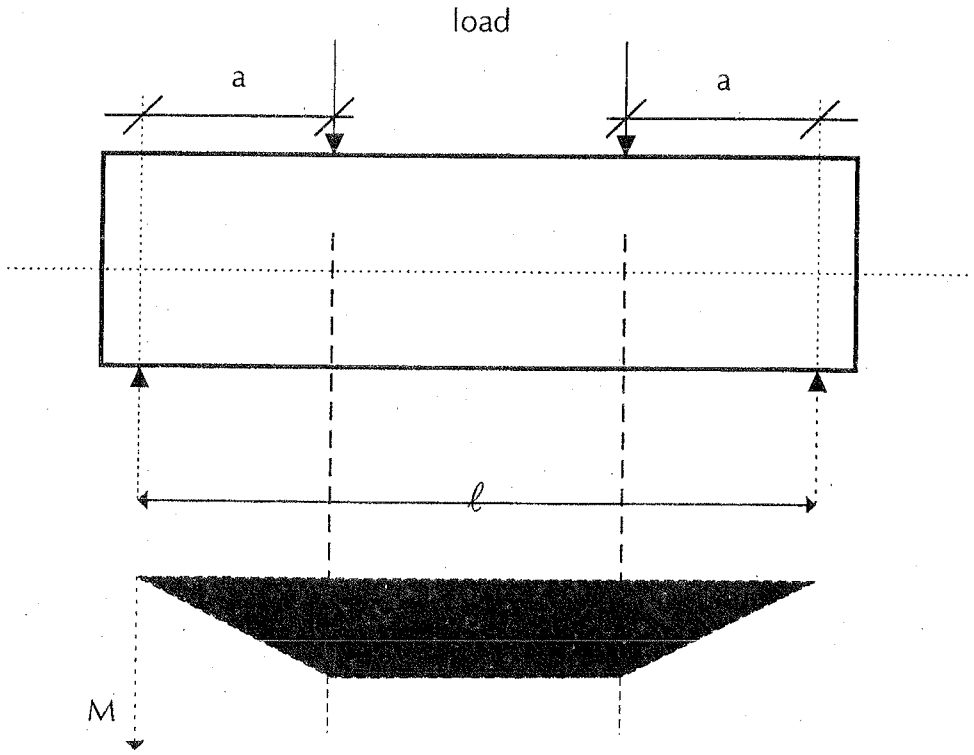

Sono state utilizzate barre ad aderenza migliorata aventi le superfici omogeneamente superficialmente ossidate.

### 1.2.1 Maturazione dei provini

Per la maturazione dei provini, si sono scelti dei cicli di una settimana in atmosfera e temperatura ambiente alternati ad una settimana in atmosfera con U.R. 90% per un mese, successivamente sono stati posti all'ambiente esterno affinchè si trovassero nelle stesse condizioni di maturazione delle strutture reali.

### 1.2.2 Le prove di flessione

Le prove di flessione sono state eseguite con una pressa a deformazione controllata con una velocità di 10 μ/sec, il provino è stato collocato con una distanza tra gli appoggi di 21 cm, i coltelli di carico sono stati posti ad 1/3 ed a 2/3 di tale distanza, il comparatore è stato posizionato nella mezzeria del provino, in modo da ipotizzare di avere una trave isostatica, con i carichi applicati simmetricamente.




a = 7 cm

ℓ = 21 cm

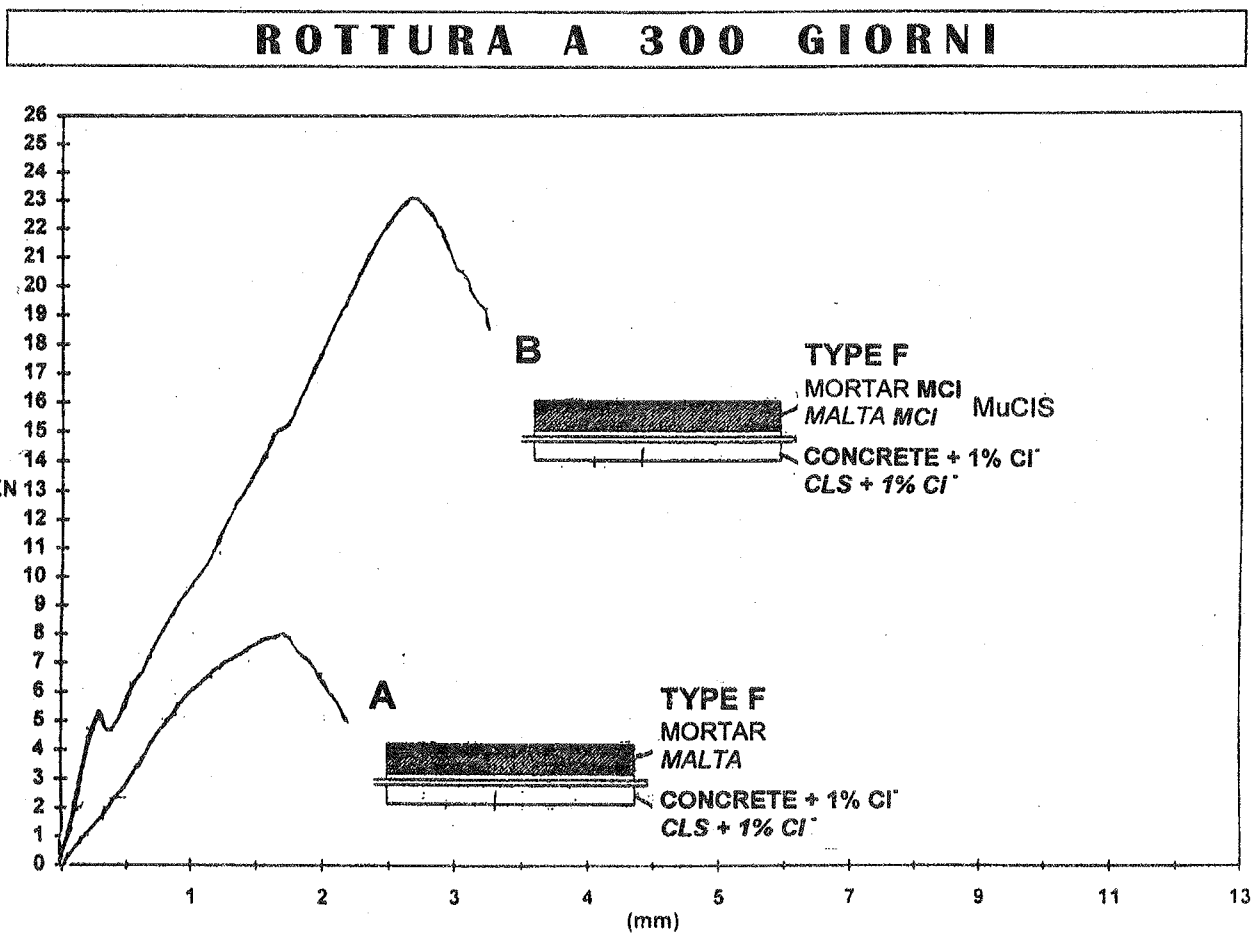
### 1.2.3 Le diverse serie di provini ed i risultati evidenziati dai diagrammi carico-deformazione

**Seconda serie bis**

Sono stati confezionati i provini della seconda serie :

**A** Provini del tipo **F**, completati con malta di restauro senza MCI (**a 24 h dal getto**) del calcestruzzo.

**B** Provini del tipo **F**, completati con malta di restauro **MCI BS 38** (**a 24 h dal getto**) del calcestruzzo.




La rottura dei provini evidenzia (vedi foto) il buon stato di conservazione della barra contenuta nel calcestruzzo a contatto con malta MCI BS 38 (PROVINO B) rispetto all'estrema ossidazione (stato di predirompenza) della barra del provino a contatto con la malta senza MCI. In funzione della diversa dinamica corrosiva, la differenza tra i carichi ultimi applicati è stata :

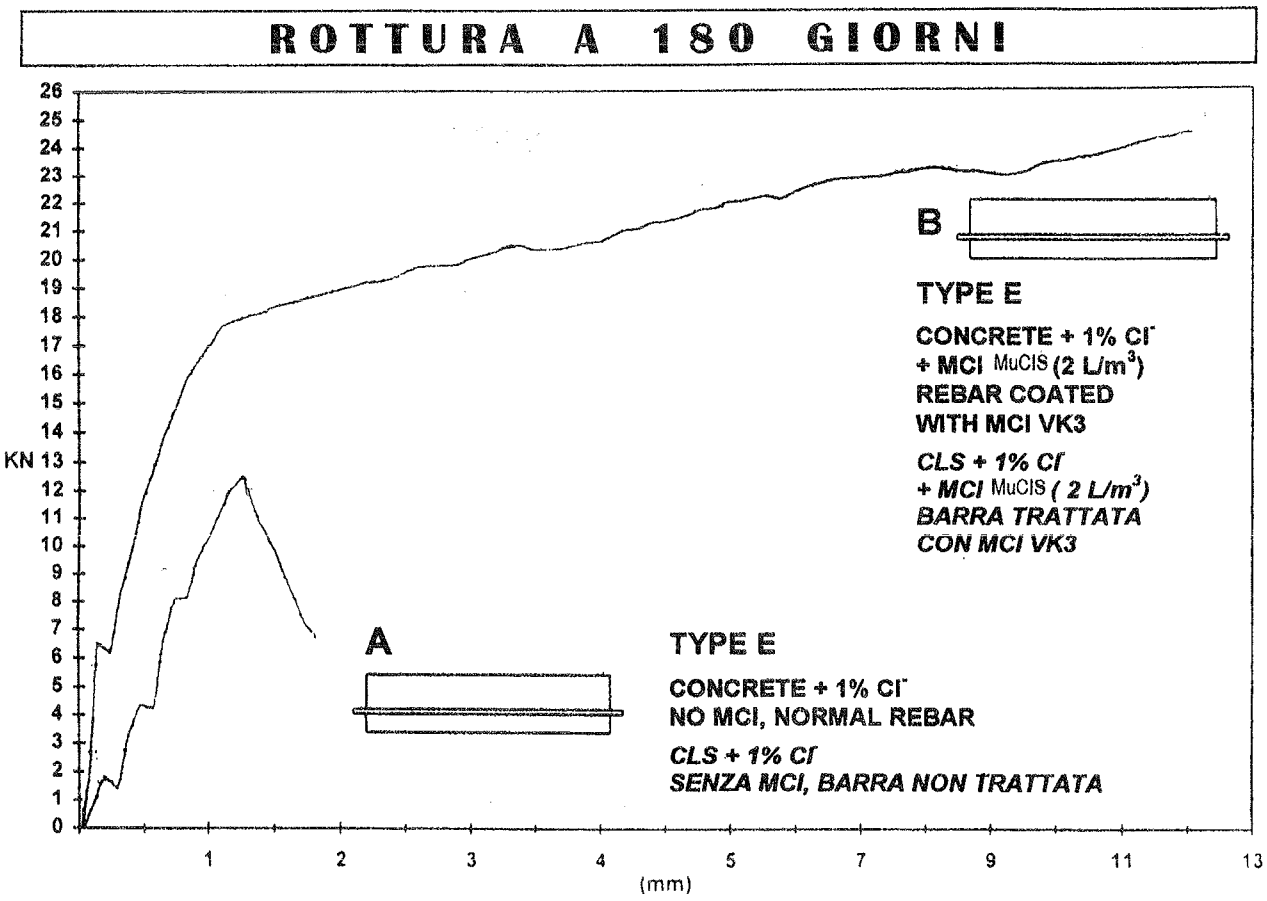
Provino **A** : KN 8 Provino **B** : KN 23 (+187%)

**Quarta serie**

Sono stati confezionati i seguenti provini con calcestruzzo additivato e non con MCI MuCIS ($2L/m^3$):

**A** Provini del tipo **E** senza MCI barra non trattata.

**B** Provini del tipo **E**, calcestruzzo additivato con MCI MuCIS ($2L/m^3$) barra trattata con MCI VK3.




Particolarmente interessante è l'andamento della curva relativa al provino di cui la barra è stata trattata con MCI PROTEZIONE FERRO VK3.
In questo caso la capacità deformativa seguita da aumento progressivo del carico, è risultata notevolmente superiore. Inoltre durante la prova, non si è verificato alcun sfilamento della barra, la deformazione è stata causata quindi dall'apertura della fessura, e dalla deformazione dell'acciaio nella fase successiva allo snervamento.
**Quindi l'applicazione del MCI sulla barra, non solo ha protetto ulteriormente la barra dei fenomeni corrosivi, ma ne ha aumentato l'aderenza, rispetto ad una barra normale, aumentando la capacità deformativa del provino, e il carico applicabile.**
La differenza tra i carichi applicati è stata la seguente :

Provino **A** : KN 12 → COLLASSO  Provino **B** : KN 18 (+50%) → DEFORMAZIONE KN 24

### 1.3 Misure elettriche

Definizioni :

Il **potenziale di corrosione** (mV) è un indicatore del "desiderio" elettrochimico della barra di acciaio di corrodersi.

La **resistenza elettrica** del calcestruzzo tra gli strati delle barre d'armatura influenza l'ammontare della corrosione che può avvenire.

La **corrente di corrosione** (μA) è un indicatore diretto dell'ammontare della corrosione che avviene e, come tale, è un diretto indicatore della quantità di metallo consumato nella barra di armatura.

La **corrente di corrosione** (μA) è stata misurata seguendo la norma ASTM G-109.

I provini utili alla prova ASTM G109 consistono in prismi di 6x6x30 pollici con all'interno nr. 3 ferri d'armatura nr. 5 (diametro 5/8 di pollice).

La permeazione con permanenza della soluzione salina al 3% viene eseguita ciclicamente con due settimane di permeazione seguite da due settimane di essicazione in aria.

Una resistenza da 100 ohm viene applicata tra l'anodo ed il catodo.

La variazione di resistenza tra anodo e catodo viene registrata e viene calcolato il flusso di corrente.

Negli stessi intervalli di tempo viene misurata la differenza di potenziale sec. ASTM C876.

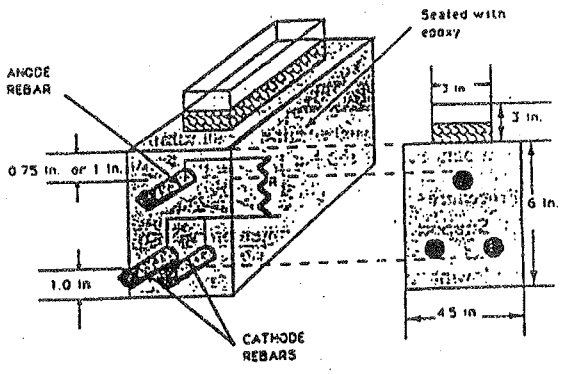
Designation: G 109 – 92

## Standard Test Method for Determining the Effects of Chemical Admixtures on the Corrosion of Embedded Steel Reinforcement in Concrete Exposed to Chloride Environments[1]

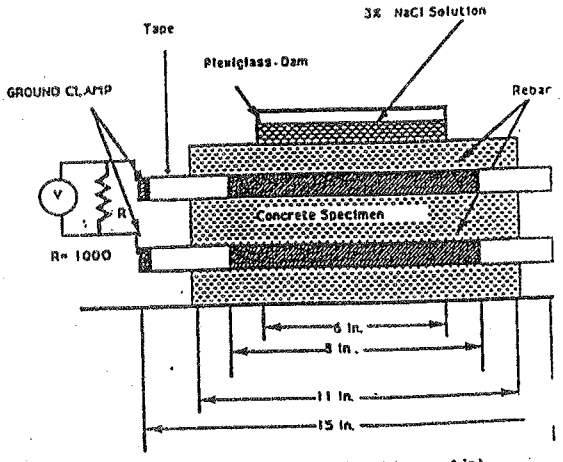
This standard is issued under the fixed designation G 109; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ε) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

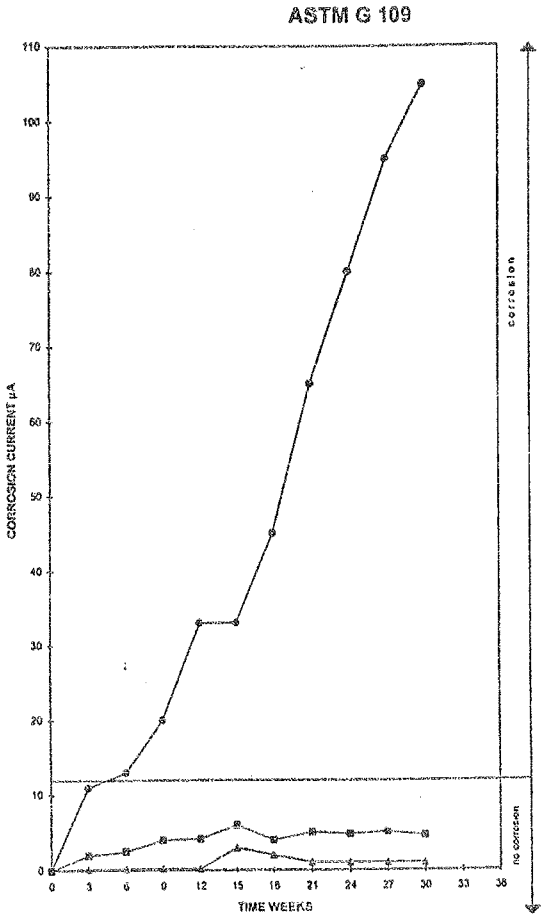
1.1 This test method describes a procedure for determining the effects of chemical admixtures on the corrosion of metals in concrete. This test method can be used to evaluate materials intended to inhibit chloride-induced corrosion of steel in concrete. It can also be used to evaluate the corrosivity of admixtures in a chloride environment.

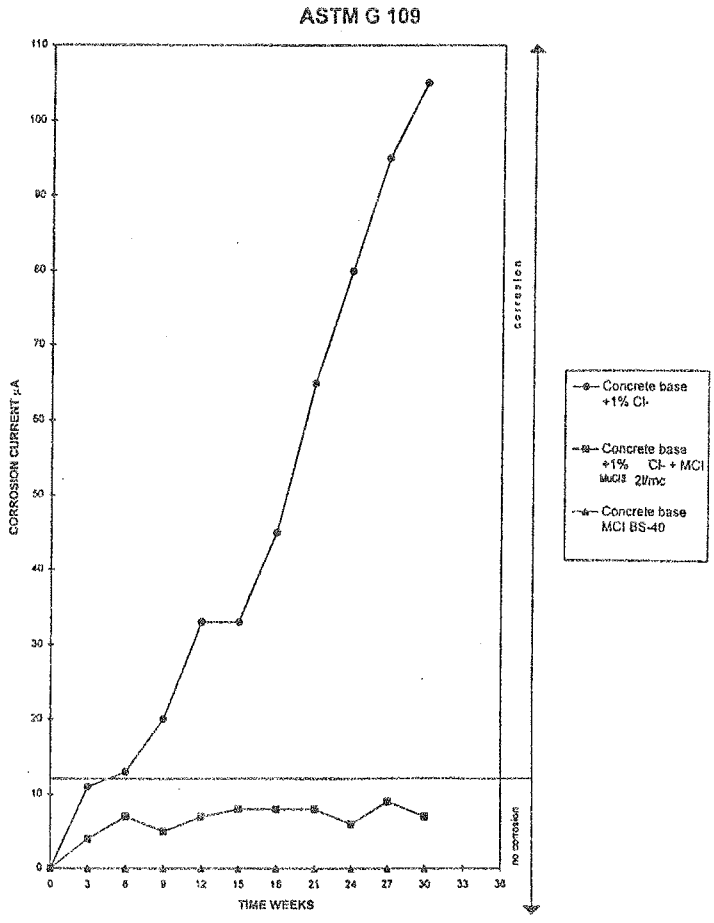



NOTE—All measurements in inches (25.4 mm = 1 in.).
Concrete Beam




NOTE—All measurements in inches (not to scale) (25.4 mm = 1 in.).
Concrete Beam (Side View)


ASTM G 109
CORROSION CURRENT µA
TIME WEEKS
corrosion
no corrosion
Concrete base +1% Cl-
Concrete base +1% Cl- in contact with MCI BS-38 mortar
Concrete base +1% Cl- in contact with MCI BS-39 mortar


ASTM G 109
CORROSION CURRENT µA
TIME WEEKS
corrosion
no corrosion
Concrete base +1% Cl-
Concrete base +1% Cl- + MCI
Concrete base MCI BS-40

**1.4 Conclusioni**

Uno degli obiettivi delle prove eseguite è stato anche quello di ricercare metodi di valutazione meccanici dei fenomeni di corrosione dei ferri d'armatura in provini di calcestruzzo armato, metodi alternativi o complementari alle misure di potenziale elettrico e di intensità di corrente.

Le prove eseguite a flessione con diagrammi sforzo/deformazione, condotte fino a stagionature di 90 e 300 gg ed in condizioni di contatto con grandi quantità (40 Kg./$m^3$) di sali cloruri, hanno evidenziato come l'ADESIONE tra la barra d'acciaio ed il calcestruzzo sia stata RIDOTTA o PREGIUDICATA, come conseguenza della dinamica corrosiva nei campioni **senza inibitore di corrosione MCI®**, ed invece praticamente INVARIATA in tutti i provini **contenenti MCI®** sia per **contatto** che per **migrazione** attraverso la porosità del calcestruzzo.

I valori dei carichi ultimi applicati a flessione, la capacità deformativa, ed anche gli esami visivi dopo rottura dei provini, tutti indicano chiaramente l'efficacia degli inibitori di corrosione MCI®.

Le determinazioni eseguite per valutare gli effetti della dinamica corrosiva con le misure meccaniche descritte, trovano conferma da misure elettriche eseguite secondo ASTM C876 (potenziale mV) e secondo ASTM G109 (corrente di corrosione μA).

L'efficacia degli MCI® viene definitivamente migliorata e garantita quando essi sono contenuti in sistemi razionali quali i VHDRS® (Very High Durability Repair Systems) e VHDRC® (Very High Durability Reinforced Concretes).

Gli elevati valori di adesione al supporto delle malte speciali utilizzate e misurate (MCI BS 38, MCI BS 39) si sono evidenziati assieme ad elevata capacità deformativa sotto sforzo a flessione; non si sono notati, nel corso delle prove, fenomeni di scollamento delle fibre longitudinali neppure nelle fasi prossime alla deformazione ultima.

I VHDRS®, contenenti le molecole MCI® in sinergia con altri componenti, sono sistemi di riparazione che consentono, in un range di resistenze meccaniche a compressione da 30 a 70 MPa, valori di adesione al supporto ≥ 2,5 MPa a trazione diretta secondo DIN 1048, moduli elastici modulabili per i valori compresi tra 9000 MPa e 28000 MPa : ne derivano adeguatezza progettuale, elevata energia di deformazione e durabilità.

La durabilità dei sistemi dipende naturalmente anche dalla non fessurabilità, dalla resistenza ai cicli di gelo-disgelo, dall'efficace barriera contro la penetrazione del $CO_2$, dei sali e di altri aggressivi ambientali, unitamente ad una sempre valida traspirabilità al vapore acqueo : il tutto naturalmente unito alla grande efficacia degli inibitori MCI®.

E' interessante ancora riscontrare come la ricerca fisico-chimica e morfologica sui fenomeni che avvengono nell'interfaccia acciaio-calcestruzzo abbia consentito lo sviluppo di trattamenti preventivi anticorrosivi (MCI VK3) sulle barre con evidenti positive sinergie sui valori meccanici e come tali sviluppi possano aprire nuovi orizzonti per sempre più specializzati sistemi di intervento.

## 1.5 Bibliografia


[1] F. TESSER, E. SIVIERO, V. MANISCALCO, D. ROSIGNOLI - 1996
"Repair of reinforced concrete structures using corrosion inhibitors"
University of Venice, Doctor degree Thesis

[2] DARIO ROSIGNOLI, LARRY GELNER, DUBRAVKA BJEGOVIC - 1995
"Anticorrosion systems in the maintenance, repair and restoration of structures in reinforced concrete"
NACE International Conference, Grado

[3] VELIMIR UKRAINCZYK, DUBRAVKA BJEGOVIC - 1993
Civil Engineering Faculty, Materials Department, University of Zagreb, Croatia
LASZO SIPOS
Department of General and Inorganic Chemistry, Faculty of Chemical Engineering and Technology- Zagreb, Croatia
"Diffusion of the MCI 2020 and MCI 2000 corrosion inhibitors into concrete"

[4] ALEX EYDEMANT, CORTEC CORPORATION USA - A.B. OSTROVSKI Ph.D, INSTITUTE OF CONSTRUCTION MATERIALS, Moscow Russia - A.M. DEMIDOV, KURCHATOV INSTITUTE OF NUCLEAR PHYSICS, Moscow Russia - 1993
"Analysis of diffusion rate of migrating corrosion inhibitor MCI 2000 in concrete using radioactive isotope tagging techniques".

[5] FINZI F. - 1990
"Il controllo chimico fisico della corrosione degli acciai da C.A. (Parte II)"
L'edilizia, n° 5

[6] COLLEPARDI M. - 1991
"Scienza e tecnologia del calcestruzzo"
Hoepli, Milano

[7] SIVIERO E., CANTONI R., FORIN M. 1995
"Durabilità delle opere in calcestruzzo"
Franco Angeli, Milano

[8] ROSIGNOLI D., L.GELNER, BJEGOVIC D., MIKSIC B. - 1995
"Migrating corrosion inhibitors for reinforced concrete"
Proceedings of the 8th European Symposium Corrosion Inhibitors (8 SEIC)
Ferrara University