

# DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO: TEORIA, PRATICA E PRESCRIZIONI DI CAPITOLATO

Parte II (\*): Cause di degrado di tipo fisico e meccanico

L. COPPOLA (\*\*)

## 1. INTRODUZIONE

Nella prima parte della memoria sono stati analizzati e discussi i fattori che influenzano la capacità del conglomerato cementizio di durare nel tempo resistendo alle azioni aggressive ambientali, sottolineando l'importanza del rapporto acqua/cemento, del dosaggio di cemento, della lavorabilità e della stagionatura nel confezionamento di un calcestruzzo durevole.

Per quanto attiene al dosaggio di cemento si è sottolineata l'importanza dell'adozione di un corretto dosaggio di cemento, che oltre a soddisfare il rapporto acqua/cemento, scelto in base ai requisiti di resistenza meccanica e durabilità, sia in grado di garantire il completo ricoprimento dei granuli dell'aggregato. In assenza di questa condizione il conglomerato cementizio, di difficile compattazione per carenza di pasta di cemento, risulterebbe permeabile e facilmente aggredibile dalle sostanze aggressive dell'ambiente in cui è situata la struttura.

Sono state, inoltre, analizzate le cause di degrado di tipo chimico che più frequentemente compromettono la durabilità del conglomerato, quali l'attacco dei solfati, dei solfuri, dell'anidride carbonica e dei cloruri.

Nella presente memoria vengono discusse le cause di tipo fisico e meccanico promotrici del degrado del conglomerato cementizio.

Nella terza parte della memoria (di prossima pubblicazione) verranno illustrati i criteri per una corretta progettazione del calcestruzzo ed in particolare verranno forniti i rapporti acqua/cemento massimi ed i dosaggi di cemento minimi da impiegare nel confezionamento del conglomerato in funzione delle classi di esposizione ambientale previste dalla Norma UNI 9858 ed ENV 206

## 2. CAUSE FISICHE DI DEGRADO

Le cause fisiche di degrado del calcestruzzo sono imputabili sostanzialmente ai due seguenti fenomeni: a) variazione di temperatura; b) variazione di umidità relativa. Nei paragrafi che seguono sono esaminati separatamente questi due aspetti del degrado del conglomerato cementizio.

### 2.1. Variazioni termiche

Le variazioni di temperatura che possono insorgere all'interno di una struttura in calcestruzzo possono essere di natura diversa:

- variazioni termiche naturali (gelo-disgelo);
- variazioni termiche artificiali (incendio);

(\*) La prima parte dell'articolo è stata pubblicata nel numero 671 del novembre 1992, alle pagine 707-726.

(\*\*) Enco, Engineering Concrete, Spresiano (TV).

— variazioni termiche per effetto del calore di idratazione sviluppato dalla reazione del cemento con l'acqua.

### 2.1.1. ALTERNANZE TERMICHE NATURALI: GELO-DISGELO

Le alternanze termiche naturali, possono avere conseguenze completamente diverse a seconda che la temperatura cambi o meno intorno allo 0°C.

Il calcestruzzo, anche se ben mescolato e di composizione costante, è costituito di elementi (pasta di cemento ed aggregati) che presentano coefficienti di dilatazione termica diversi. La pasta di cemento, per esempio, ha un coefficiente di dilatazione termica di circa  $9,5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , mentre gli aggregati presentano un coefficiente di dilatazione termica che può variare da  $11 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  se silicei a  $5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  se calcarei. Da ciò si può desumere che variando ciclicamente la temperatura per esempio tra 10° e 40°C, insorgono delle sollecitazioni a fatica all'interfaccia pasta-aggregato soprattutto in calcestruzzi con aggregati calcarei. Questi effetti sono, tuttavia, trascurabili rispetto a quelli molto più severi che si manifestano quando la temperatura cambia ciclicamente intorno allo 0°C ed il calcestruzzo è saturo di umidità. Infatti, quando l'acqua congela, il suo volume aumenta di circa il 9% ed è in grado di provocare una pressione capace di distruggere progressivamente il calcestruzzo, soprattutto se il fenomeno si ripete ciclicamente, per effetto di una tipica rottura a fatica.

L'azione alternata dei cicli di gelo e disgelo può provocare danni molto gravi nelle strutture delle opere marittime, idrauliche ed autostradali situate in climi molto rigidi. Il fenomeno degradante si manifesta sotto forma di fessurazioni, sfaldamenti e distacchi superficiali.

L'abbassamento di temperatura è condizione necessaria ma non sufficiente per il manifestarsi dell'azione distruttiva. Infatti, calcestruzzi essiccati prima di essere sottoposti a cicli di gelo-disgelo non presentano danni significativi per l'assenza di acqua congelabile. Affinchè si manifesti il degrado è necessario che il grado di saturazione (cioè la percentuale in volume di acqua presente nei pori del materiale rispetto al volume totale dei pori stessi) superi il 91,7%. In queste condizioni (grado di saturazione critica), infatti, l'aumento di volume dell'acqua provocato dal congelamento non è più in grado di essere contenuto all'interno dei pori non ancora saturi di acqua.

La valutazione della resistenza ai cicli di gelo-disgelo di un calcestruzzo viene eseguita attraverso la misura del modulo elastico dinamico, determinato mediante la rilevazione della velocità degli ultrasuoni. Al termine della stagionatura, prima di iniziare i cicli di gelo-disgelo, viene misurato il modulo elastico ( $E_i$ ). Dopo un certo numero ( $n$ ) di cicli di gelo-disgelo (per esempio da + 5°C a - 25°C) si ripete la misura del modulo elastico ( $E_n$ ). Si definisce fattore di durabilità  $f.d.$  la variazione percentuale di  $E_n$  rispetto ad  $E_i$  moltiplicata per il numero dei cicli ( $n$ ) diviso 300.

$$f.d. = (E_n/E_i)100 (n/300) \quad (1)$$

La prova termina in una delle due seguenti circostanze:

- dopo 300 cicli ( $n = 300$ );
- dopo un numero di cicli ( $n_x$ ) oltre il quale non è possibile proseguire la prova per danneggiamento del provino di calcestruzzo e cioè quando  $E_{nx} < 0,60 E_i$ .

Un calcestruzzo è considerato resistente ai cicli di gelo e disgelo se al termine dei 300 cicli conserva un modulo elastico pari almeno all'80% di quello iniziale ( $f.d. = 80$ ).

In pratica, per terminare le prove di laboratorio in un tempo ragionevolmente breve, si è costretti ad eseguire un certo numero di cicli al giorno, con velocità di raffreddamento e riscaldamento molto maggiori di quelle riscontrabili in natura durante le escursioni termiche diurne e stagionali.

Sono state presentate diverse teorie per spiegare il meccanismo di degrado provocato dai cicli di gelo e disgelo [1]. Quella più accreditata è stata proposta da Powers con il nome di "teoria della pressione idraulica" [2]. Secondo questa teoria, la formazione del ghiaccio non avviene simultaneamente in tutti i pori del calcestruzzo, se non altro per le inevitabili differenze di temperatura all'interno di una struttura in calcestruzzo. Quando cominciano a formarsi i primi cristalli di ghiaccio, l'acqua liquida non ancora congelata è sospinta verso eventuali cavità vuote o verso l'esterno del manufatto. L'acqua liquida incontra una resistenza al flusso tanto maggiore, quanto minore è la sezione ( $A$ ) dei pori attraverso i quali fluisce, e quanto maggiore è la lunghezza ( $l$ ) del cammino che deve percorrere prima di arrivare nella cavità vuota o all'esterno della struttura. Per effetto di questa resistenza al flusso dell'acqua, nelle zone dove l'acqua si trasforma in ghiaccio si instaura una pressione idraulica ( $P$ ) calcolabile attraverso la nota equazione di Darcy:

$$P = K (l/A) (dV/dt) \quad (2)$$

dove  $K$  è il coefficiente di permeabilità della matrice porosa dovuto all'attrito esercitato dalle pareti dei pori lungo i quali l'acqua scorre.

Nell'equazione (2) i parametri  $K$ ,  $l$  ed  $A$  dipendono dalla microstruttura del materiale, mentre il flusso  $dV/dt$  è determinato dalla velocità con cui si forma il ghiaccio e cioè dalla velocità con cui si abbassa la temperatura. Ciò significa che, a parità di tutte le altre condizioni, un raffreddamento brusco comporta l'insorgere di una pressione idraulica maggiore di quella che si genera con un raffreddamento lento.

Quest'aspetto del problema è molto importante allorché si confrontano i risultati delle prove di laboratorio - necessariamente rapide e condotte quindi con alte velocità di variazione della temperatura - con i risultati delle prove di campo o di quelle sulle strutture in servizio dove la variazione naturale del-

la temperatura, per effetto delle escursioni diurne e stagionali, è significativamente più lenta. Nella prova di gelo-disgelo secondo l'ASTM C 666 la temperatura passa da + 5°C a - 18°C in sole due ore con una velocità di raffreddamento pari a 0,19°C/min. La prova secondo il metodo UNI 7087 prevede un raffreddamento ancora più rapido (0,25°C/min) con una variazione da + 5°C a - 25°C in due ore. Prove di campo effettuate nei Paesi Scandinavi hanno indicato, invece, che difficilmente la temperatura del calcestruzzo diminuisce ad una velocità maggiore di 0,07°C/min. Da ciò si evince che un calcestruzzo resistente ai cicli di gelo-disgelo sottoposto in laboratorio alle prove secondo l'ASTM C 666 o la UNI 7087 è sicuramente resistente anche ai cicli di gelo-disgelo che si manifestano in natura sulle strutture in servizio; tuttavia, un calcestruzzo che non superasse le prove di resistenza ai cicli di gelo-disgelo in laboratorio non necessariamente si comporterebbe in modo analogo in servizio.

Sulla base di queste considerazioni sono state sollevate delle critiche all'attuale metodologia di prova in laboratorio sulla resistenza del calcestruzzo ai cicli di gelo-disgelo [3]. In sostanza le prove di laboratorio, necessariamente rapide, appaiono severe rispetto alle sollecitazioni aggressive che realisticamente si manifestano nelle escursioni termiche ambientali; esse, quindi, potrebbero portare a scartare un calcestruzzo che in pratica potrebbe presentare un ottimo comportamento nei confronti della resistenza ai cicli naturali di gelo-disgelo. Questa situazione si verifica [4], per esempio, nel caso di un eccellente calcestruzzo con porosità trascurabile per il basso rapporto  $a/c$  (0,35-0,55) e per la presenza di una notevole quantità di fumo di silice (20-30% sul cemento): in questo caso la dimensione dei pori capillari, e quindi la sezione dei suddetti pori che appare nell'equazione (2), è molto piccola. La ridotta sezione di  $A$ , unitamente ad un abbassamento rapido ed irrealistico di temperatura, quale quello che si manifesta nelle prove di laboratorio (0,20-0,25°C/min), è in grado di provocare, come si può desumere dall'equazione (2), un'elevata pressione idraulica capace di danneggiare il calcestruzzo nelle prove di laboratorio; tuttavia, lo stesso calcestruzzo presenta un ottimo comportamento in servizio dopo un numero considerevole di anni e di cicli di gelo-disgelo (Tabella 1).

L'esperienza ormai consolidata sulle strutture in calcestruzzo, esposte all'alternanza di cicli di gelo-disgelo in ambienti umidi, ha evidenziato che la durabilità di queste opere può essere conseguita se si rispettano simultaneamente i seguenti tre principi (\*):

- inglobare aria nel calcestruzzo mediante additivi aeranti;

(\*) Nel caso di opere esposte all'azione dei sali disgelanti a base di NaCl e CaCl<sub>2</sub> debbono, ovviamente, essere adottati anche quei criteri, già illustrati nei paragrafi dal 2.2.4 al 2.2.4.2.2. (1ª parte della memoria) che riguardano in particolare il tipo di aggregati e di cementi da impiegare in queste circostanze.

TABELLA 1

## SINTESI SCHEMATICA DELL'ESITO (\*) DELLE PROVE DI GELO-DISGELO SU CALCESTRUZZO CON FUMO DI SILICE

Tipo di prova	Esito della prova per calcestruzzi (sempre con aeranti) con:		
	Fumo di silice <15% a/c=0,35-0,80	Fumo di silice = 20-30% a/c>0,55	Fumo di silice = 20-30% a/c = 0,35-0,55
Raffreddamento rapido (ASTM C 666 o UNI 7087)	Positivo	Positivo	Negativo
Raffreddamento lento/naturale (< 0,07°C/min)	Positivo	Positivo	Positivo

(\*) L'esito positivo o negativo è valutato in genere sulla base della conservazione del modulo elastico e del peso dopo un certo numero di cicli [5].

- impiegare aggregati non gelivi;
- ridurre il rapporto acqua/cemento.

Tornando all'esame della equazione (2) si può notare che se si diminuisce  $l$  (cioè il cammino che l'acqua sotto pressione deve percorrere per arrivare nelle cavità vuote o sulla superficie esterna della struttura) si allevia la tensione generata dalla pressione idraulica  $P$ . Questa situazione, positiva ai fini del comportamento del calcestruzzo sottoposto a cicli alternati di gelo-disgelo, può essere realizzata in pratica inglobando nell'impasto di calcestruzzo un determinato volume di aria (4-6%) sotto forma di microbolle (diametro circa 100  $\mu\text{m}$ ) distanziate tra loro non più di 200-300  $\mu\text{m}$  (*spacing*). Le microbolle d'aria dislocate casualmente nella pasta di cemento, interrompono il cammino  $l$  che l'acqua sotto pressione percorre quando si muove lungo il reticolo dei pori capillari (diametro 0,1-10  $\mu\text{m}$ ) con conseguente attenuazione della pressione idraulica.

L'introduzione di microbolle d'aria, che viene in pratica realizzata aggiungendo al calcestruzzo un additivo capace di modificare la tensione superficiale dell'acqua e di sviluppare aria nel calcestruzzo fresco (additivo aerante), è in grado di assicurare una pasta di cemento capace di resistere ai cicli di gelo-disgelo. Tuttavia, le microbolle d'aria non si possono ovviamente sviluppare all'interno dei granuli di aggregato, pertanto, è necessario che, per la produzione di un calcestruzzo resistente ai cicli di gelo-disgelo, siano impiegati aggregati non gelivi da sottoporre a specifiche prove (per esempio UNI 8520 parte 20<sup>a</sup>).

La terza condizione necessaria alla produzione di calcestruzzi resistenti al gelo consiste nel limitare il rapporto  $a/c$ .

Questo limite ha un doppio benefico effetto: da una parte si riduce la quantità di acqua introdotta nell'impasto e quindi si riduce anche la frazione di acqua libera che non si combina

con il cemento e che potenzialmente può trasformarsi in ghiaccio; dall'altra, si creano le condizioni, purché il calcestruzzo sia adeguatamente stagionato, per la produzione di un calcestruzzo poco poroso e, quindi, poco permeabile dalle acque ambientali.

L'esatto valore del rapporto  $a/c$  limite da adottare per la produzione di calcestruzzi resistenti al gelo dipende ovviamente anche dallo spessore di copriferro: minore è lo spessore del copriferro, maggiore deve essere la sua compattezza per impedire l'ingresso di acque piovane. In genere il rapporto  $a/c$  varia da 0,60 (per strutture non armate) a 0,45 per strutture sottili con copriferri molto ridotti (<25 mm).

Un'ultima considerazione di carattere pratico per la produzione di calcestruzzi resistenti al gelo, riguarda l'effetto dell'aria sulla resistenza meccanica del calcestruzzo. È noto che l'introduzione di aria nel calcestruzzo, se da una parte assicura la durabilità della matrice legante che avvolge i granuli dell'aggregato, dall'altra provoca un indebolimento meccanico valutabile in circa il 20% rispetto al corrispondente calcestruzzo non aerato. Se l'introduzione dell'aria porta ad un calcestruzzo di resistenza meccanica inferiore a quella prevista nel progetto per la resistenza caratteristica ( $R_{ck}$ ), è necessario ridurre adeguatamente il rapporto  $a/c$  affinché, nonostante l'aria inglobata, si garantisca egualmente la resistenza meccanica prevista nel progetto. Per esempio, per una  $R_{ck}$  di 25 MPa si prevede, con controllo di tipo B ( $K\delta = 7$  MPa), di produrre una resistenza meccanica media a 28 giorni ( $R_{cm}$ ) di 32 MPa impiegando cemento Portland ordinario ed un rapporto  $a/c$  di 0,60; per effetto dell'aria inglobata la  $R_{cm}$  si ridurrebbe del 20% ( $32 \cdot 0,80 = 25,6$  MPa) e il rapporto  $a/c$  prescelto sarebbe quindi inadeguato per una  $R_{ck}$  di 25 MPa. Pertanto, è necessario, con lo stesso cemento Portland ordinario, impiegare un rapporto  $a/c$  più basso (per esempio 0,53) tale che la  $R_{cm}$  del calcestruzzo aerato rimanga 32 Mpa nonostante l'aria inglobata.

Incidentalmente si può notare che questo calcestruzzo con rapporto  $a/c$  di 0,53, qualora non fosse presente l'aria inglobata, presenterebbe una  $R_{cm}$  di 40 Mpa ( $32/0,80$ ) e, quindi, una  $R_{ck}$  con controllo di tipo B di circa 33 Mpa. Da ciò si evince che il costo di un calcestruzzo aerato (per resistere ai cicli di gelo-disgelo) è maggiore di quello del corrispondente calcestruzzo non aerato di pari resistenza caratteristica ma non resistente al gelo: nell'esempio ora illustrato la differenza di costo è equivalente alla differenza teorica tra il costo di un calcestruzzo non aerato di  $R_{ck} = 33$  MPa e quello di un calcestruzzo anch'esso non aerato con  $R_{ck} = 25$  MPa.

In termini pratici questa differenza teorica di resistenza caratteristica corrisponde al maggior dosaggio di cemento (circa 12%) richiesto, a pari acqua di impasto, per abbassare il rapporto  $a/c$  da 0,60 a 0,53. Questo maggior dosaggio di cemento è in pratica il costo *extra* da mettere in conto per produrre un calcestruzzo aerato, e quindi resistente al gelo, senza subire la

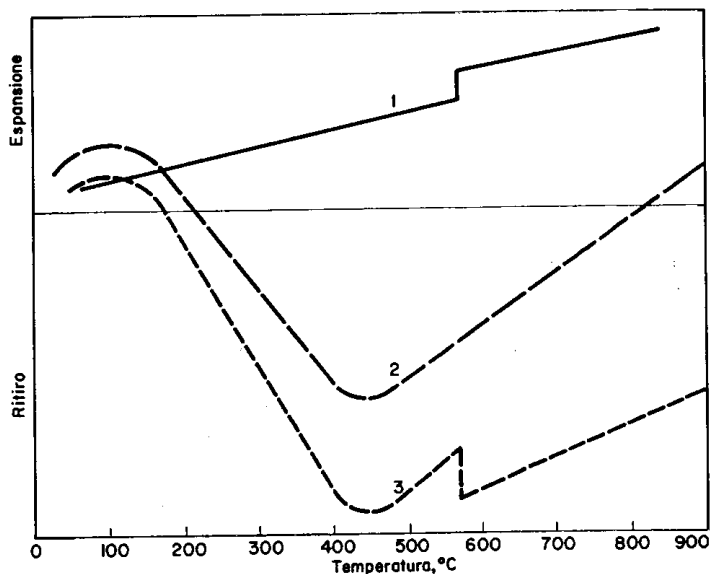


Fig. 1 - Influenza della temperatura sulle variazioni dimensionali dell'inerte siliceo (1), della pasta di cemento (2) e della pasta di cemento rispetto all'inerte (3).

penalizzazione di resistenza meccanica derivante dalla presenza di aria. Ovviamente la differenza di costo tra questi due calcestruzzi è del tutto trascurabile se confrontata con l'aggravio dei costi in servizio derivante dagli interventi di manutenzione e restauro della struttura degradata per gelo-disgelo.

#### 2.1.2. VARIAZIONI TERMICHE ARTIFICIALI: INCENDIO

Si è già visto all'inizio del precedente paragrafo che la pasta di cemento possiede un coefficiente di dilatazione termica leggermente diverso da quello dell'aggregato. Quando, poi, la temperatura sale oltre i 100-150°C la pasta di cemento, dopo la dilatazione iniziale, subisce una significativa contrazione per effetto della decomposizione termica dei suoi composti idratati (Fig. 1). Ciò si tramuta in uno stato tensionale tra la superficie della pasta di cemento che si contrae e quella dell'aggregato che seguita a dilatarsi. La conseguenza di questa situazione è l'insorgere di microfessure all'interfaccia pasta-aggregato.

Se poi, sotto l'azione prolungata del fuoco, la temperatura del calcestruzzo raggiunge 573°C e l'aggregato è siliceo si verifica un'ulteriore e brusco scollamento tra la matrice legante e gli elementi lapidei per effetto della dilatazione improvvisa del quarzo nell'aggregato provocata dalla trasformazione di una forma di quarzo ( $\alpha$ ) in un'altra ( $\beta$ ). A questa transizione di fase, che avviene con forte aumento di volume (Fig. 1), si accompagna spesso un effetto dirompente che provoca il distacco del

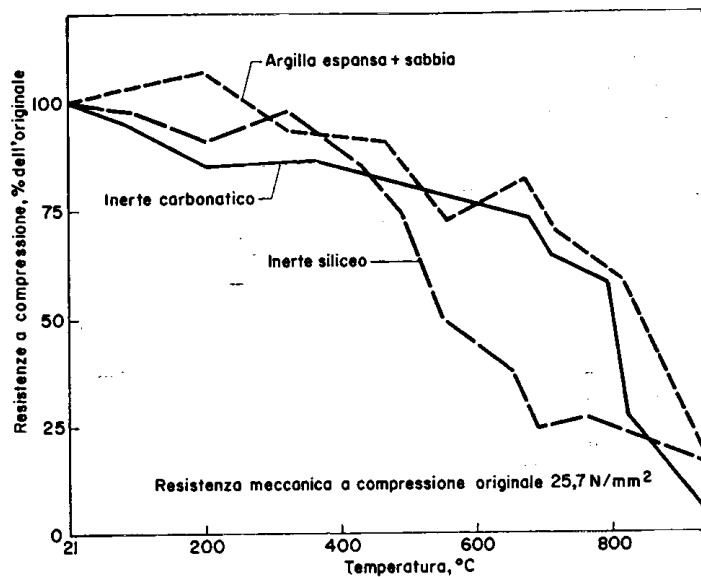


Fig. 2 - Effetto della temperatura sulla resistenza meccanica del calcestruzzo confezionato con inerti silicei, carbonatici e leggeri.

copriferro e la diretta esposizione dei ferri di armatura. Parallelamente si verifica una brusca caduta nella resistenza meccanica [6] del calcestruzzo che si riduce ad un quarto di quella iniziale (Fig. 2).

Da questo punto di vista, i calcestruzzi confezionati con inerti calcarei offrono una maggiore resistenza al fuoco in quanto non subiscono apprezzabili diminuzioni di resistenza meccanica se non oltre i 750°C quando ha inizio la decomposizione termica del calcare in calce e anidride carbonica (Fig. 2). Occorre anche tenere conto che questa trasformazione, pur provocando una brusca caduta di resistenza meccanica, funge da volano termico nei confronti della temperatura in quanto assorbe una considerevole quantità di calore destinata alla decomposizione del calcare e quindi attenua l'ulteriore innalzamento della temperatura negli strati sottostanti di calcestruzzo.

Da un punto di vista pratico, nel caso di un incendio, il calcestruzzo ha il ruolo fondamentale di proteggere i ferri di armatura. E' necessario, quindi, assicurare un adeguato spessore al copriferro al fine di proteggere per un tempo sufficientemente lungo le armature dal raggiungimento di una temperatura oltre i 500°C. In genere, con un calcestruzzo compatto ed omogeneo, i ferri di armatura durante un incendio raggiungono la temperatura di 500°C in 50-70 minuti con un copriferro di 2 cm, in 80-110 minuti con uno di 3 cm, in 120-160 minuti con uno di 4 cm, ed in 180-240 minuti con un copriferro di 5 cm. I valori minimi e massimi sopra riportati si riferiscono a calcestruzzi confezionati rispettivamente con aggregati silicei e calcarei.

Negli elementi strutturali in calcestruzzo armato, sovente l'acciaio è protetto da un copriferro di spessore variabile e, quel che è peggio, talvolta costituito in alcune zone da un calcestruzzo mal compattato e scarsamente omogeneo. Questi punti deboli, nel caso di un incendio, diventano dei canali preferenziali per il flusso termico, capace di provocare un innalzamento localizzato della temperatura che può arrivare a superare i 500°C in un tempo brevissimo anche in presenza di un copriferro relativamente spesso. Inoltre, a causa dell'alta conducibilità termica dell'acciaio (da 125 a 196 kJ·m<sup>-1</sup>·h<sup>-1</sup>·°C<sup>-1</sup> per temperature tra 0 e 600°C), il flusso termico è rapidamente trasferito lungo l'armatura che, riscaldandosi, tende a dilatarsi, in questo impedita dal calcestruzzo più freddo per la minore conducibilità termica (6,3-8,4 kJ·m<sup>-1</sup>·h<sup>-1</sup>·°C<sup>-1</sup>). Quando l'aderenza tra il ferro ed il calcestruzzo non è più sufficiente a contenere la tensione generata dalla diversa dilatazione termica dei due materiali, si verifica la caduta di solidarizzazione tra acciaio e calcestruzzo, con conseguente sfilamento dei ferri e distacco di altre parti di copriferro.

### 2.1.3. VARIAZIONI TERMICHE PER EFFETTO DEL CALORE DI IDRATAZIONE DEL CEMENTO

Per effetto della reazione esotermica tra acqua e cemento si libera del calore ( $Q$ ) grazie al quale il calcestruzzo subisce un riscaldamento ( $\Delta T$ ) rispetto alla temperatura iniziale che coincide con quella dell'ambiente. Se il getto fosse perfettamente isolato termicamente (condizioni adiabatiche), non si realizzerebbero differenze di temperatura tra le varie zone della struttura ( $\delta T = 0$ ) ed il riscaldamento, omogeneo in tutto il getto, sarebbe massimo e facilmente calcolabile attraverso la nota equazione:

$$Q = \Delta T_a \cdot m \cdot \rho \quad (3)$$

dove  $m$  è la massa,  $\rho$  è il calore specifico del calcestruzzo e  $\Delta T_a$  è il riscaldamento che subisce tutto il calcestruzzo in condizioni perfettamente adiabatiche. Se, invece, come avviene nella realtà, il calore è dissipato verso l'ambiente, si realizzano differenze di temperatura (gradienti termici) tra le varie zone ( $\delta T > 0$ ).

Il gradiente termico diventa consistente nei getti di massa con almeno una superficie non protetta termicamente esposta all'ambiente: in queste condizioni la zona superficiale si trova, in genere poco al di sopra della temperatura dell'ambiente, mentre il nucleo centrale si riscalda tanto più, quanto maggiore è lo spessore del getto che funge da isolante termico nei confronti del nucleo stesso. La Fig. 3 mostra schematicamente l'andamento della temperatura nel nucleo centrale e nella superficie del getto direttamente esposta all'ambiente: la differenza tra le due curve rappresenta il gradiente termico ( $\delta T$ ) che raggiunge un massimo di solito intorno ai 3 giorni.

Va subito precisato, che ai fini della durabilità, non è tanto il riscaldamento  $\Delta T$  che è importante quanto invece il gradiente termico  $\delta T$  tra nucleo centrale e periferia. Le norme nazionali ed europee [7, 8] attualmente non pongono alcun limite nel riscaldamento  $\Delta T$  quanto invece al gradiente termico ( $\delta T < 20^\circ\text{C}$ ). Le ragioni di questo limite risiedono nelle sollecitazioni ( $\sigma$ ) che insorgono per effetto dei gradienti termici:

$$\sigma = \beta \cdot \delta T \cdot E \quad (4)$$

dove  $\beta$  è il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo molto prossimo a  $1 \cdot 10^{-5} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$  ed  $E$  è il modulo elastico (\*).

Se la sollecitazione  $\sigma$  supera la resistenza meccanica a trazione ( $R_t$ ) del calcestruzzo si verificano le fessure. Le fessure possono apparire sulla superficie del getto o più frequentemente all'interno della struttura: in entrambi i casi l'insorgere delle fessure compromette la durabilità del manufatto per la formazione di facili vie di accesso degli agenti aggressivi nei confronti del calcestruzzo e soprattutto delle armature.

Nella successiva fase di raffreddamento, invece, il calcestruzzo diviene più rigido e la deformazione viscosa diminuisce.

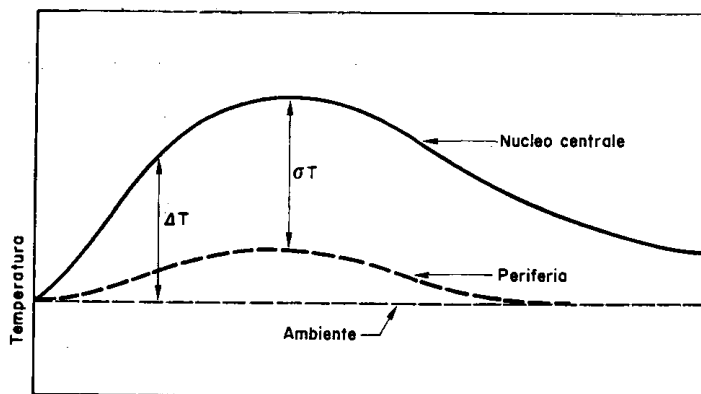


Fig. 3 - Andamento delle temperature in un getto di calcestruzzo:  $\Delta T$  = riscaldamento del nucleo centrale;  $\delta T$  = gradiente termico tra nucleo e periferia.

(\*) Il valore di  $E$  che appare nella (4) non è esattamente il modulo elastico "istantaneo" ( $E_i$ ), cioè quello deducibile dalla curva sforzo-deformazione applicando la sollecitazione in un tempo trascurabile, ma il modulo elastico deducibile dall'applicazione della sollecitazione per un tempo prolungato - finché dura il gradiente termico - e quindi ridotto per la maggiore deformazione dovuta allo scorrimento viscoso. Il valore di  $E$  risulta tanto minore rispetto a  $E_i$ , quanto minore è la stagionatura del calcestruzzo al momento della sollecitazione, e quanto più prolungata è la sollecitazione.

In sostanza aumenta  $E$  e, a parità di gradiente termico  $\delta T$ , aumenta anche  $\sigma$ : ciò spiega perché nella fase di raffreddamento il calcestruzzo del nucleo, che tende a raffreddarsi più della periferia, è sottoposto ad una sollecitazione di trazione maggiore della precedente compressione accumulata nella fase di riscaldamento, ma anche in buona parte vanificata per effetto della deformazione viscosa.

Quanto sopra esposto, se è in grado di spiegare le ragioni per le quali il rischio di fessurazione è maggiore nelle zone centrali in fase di raffreddamento che in quelle periferiche in fase di riscaldamento, non consente un facile calcolo delle tensioni di origine termica. A questa difficoltà si deve anche aggiungere quella derivante dal calcolo del gradiente termico il quale dipende da:

- parametri composizionali (tipo e dosaggio di cemento);
- parametri progettuali (forma e geometria delle strutture);
- parametri ambientali (temperatura, vento, isolamento termico).

L'influenza dei parametri progettuali sul gradiente termico non è facilmente quantificabile, e quella dei parametri ambientali non è neppure completamente governabile.

Quindi il calcolo delle tensioni attraverso la (4) è di difficile attuazione per la difficoltà di calcolare  $\delta T$  in aggiunta ad  $E$ .

Stante queste difficoltà del calcolo teorico nel prevedere l'insorgere delle tensioni, per i getti di massa (dighe, platee, ecc.), si adottano i seguenti criteri empirici:

- ridurre al minimo il gradiente termico applicando protezioni sulle superfici del getto;
- scegliere il cemento che sviluppi meno calore di idratazione;
- adottare la pezzatura massima per l'aggregato al fine di ridurre l'acqua di impasto a pari lavorabilità del conglomerato cementizio.

Per la scelta del tipo e del dosaggio di cemento può valere, come guida, il criterio di minimizzare il riscaldamento del calcestruzzo in corrispondenza del tempo (generalmente 3 giorni) dopo il quale ha inizio la fase critica del raffreddamento: il riscaldamento in condizioni perfettamente adiabatiche ( $\Delta T_a$ ), a differenza del gradiente termico, può essere calcolato e può orientare la scelta del tipo e del dosaggio di cemento da adottare. Il riscaldamento ( $\Delta T_a$ ) così calcolato viene a coincidere con il massimo gradiente termico ( $\delta T_{max}$ ) che si instaura a 3 giorni nella ipotesi estremamente conservativa che il nucleo del getto non dissipi affatto calore (e pertanto si riscaldi di  $\Delta T$ ) mentre la temperatura della periferia non aumenta assolutamente per effetto della completa dissipazione del calore (Fig. 4).

Il calcolo del  $\Delta T_a$  attraverso la (3) richiede la conoscenza di  $Q$  che è funzione del calore unitario ( $q$ ) liberato da 1 Kg di cemento (Tabella 2), e del dosaggio di cemento ( $c$ ) in  $\text{Kg/m}^3$ :

$$Q = q \cdot c \quad (5)$$

Pertanto, il riscaldamento del calcestruzzo in condizioni adiabatiche ( $\Delta T_a$ ) può essere calcolato combinando la (3) e la (5):

$$\Delta T_a = q \cdot c / (m \cdot \rho) \quad (6)$$

dove  $m$  è la massa volumica del conglomerato (in  $\text{Kg/m}^3$ ) calcolabile dalla somma delle masse dei vari ingredienti in  $1 \text{ m}^3$  di calcestruzzo e molto prossima, in genere, a  $2400 \text{ Kg/m}^3$ .

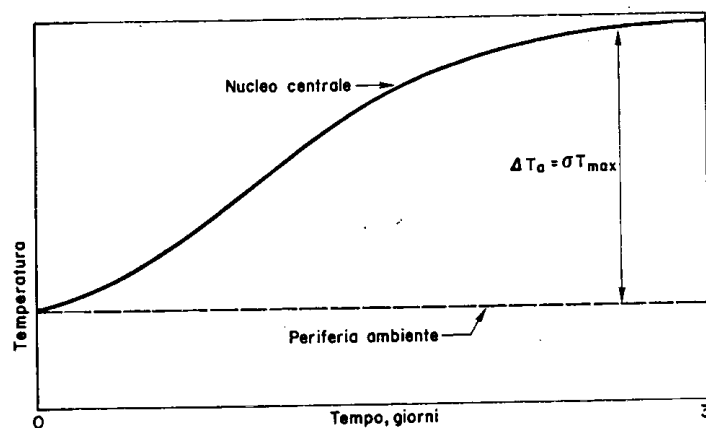


Fig. 4 - Andamento della temperatura in un nucleo del getto (perfettamente adiabatico) e nella periferia (in perfetto equilibrio con l'ambiente).

TABELLA 2

CALORE DI IDRATAZIONE UNITARIO PER DIVERSI TIPI DI CEMENTO.

Tipo di cemento	Calore (KJ/Kg) sviluppato al tempo (in giorni) di:				
	3	7	28	90	180
325 Pt*	250	335	400	440	480
425 Pt*	315	375	420	460	480
525 Pt	350	400	440	470	480
325 Pz	170	210	270	315	360
425 Pz	220	240	290	330	360
325 Af**	180	260	320	340	380
	(130)	(190)	(240)	(260)	(300)
425 Af**	230	290	340	360	380
	(160)	(200)	(250)	(270)	(300)

\* Per i cementi 325Pt e 425Pt di tipo ferrico si assuma il valore di  $Q$  dei corrispondenti cementi 325 Pz e 425 Pz.

\*\* I dati si riferiscono a cementi d'altoforno con 30% di loppa; quelli tra parentesi a cementi d'altoforno con 60% di loppa.

TABELLA 3

MASSIMO RISCALDAMENTO ( $\Delta T_a$ ) PER ALCUNI CALCESTRUZZI CONFEZIONATI CON DIVERSI TIPI E DOSAGGI DI CEMENTO.

Tipo di cemento	q a 3 gg** (KJ/Kg)	D <sub>max</sub> inerte (mm)	Dosaggio di cemento	Additivo***	Q (KJ/m <sup>3</sup> )	$\Delta T_a$ (°C)
325 Pt.	250	25	480	NO	120000	44,5
325 Pt.	250	38	440	NO	110000	40,8
325 Pt.	250	25	400	SI	100000	37,1
325 Pt.	250	38	360	SI	90000	33,4
325 Pz.	170	25	480	NO	81600	30,3
325 Pz.	170	38	440	NO	74800	27,8
325 Pz.	170	25	400	SI	68000	25,2
325 Pz.	170	38	360	SI	61200	22,7
325 Af.	180	25	480	NO	86400	32,1
325 Af.	180	38	440	NO	79200	29,4
325 Af.	180	25	400	SI	72000	26,7
325 Af.	180	38	360	SI	64800	24,0
325 Af.*	130	25	480	NO	62400	23,1
325 Af.*	130	38	440	NO	57200	21,2
325 Af.*	130	25	400	SI	52000	19,3
325 Af.*	130	38	360	SI	46800	17,4

\* Cemento d'altoforno con contenuto di loppa > 60%.

\*\* Calori di idratazione unitari a 3 giorni.

\*\*\* Additivo per ridurre l'acqua del 15 - 20%.

Nella Tabella 3 sono mostrati i valori di massimo riscaldamento  $\Delta T_a$  di alcuni calcestruzzi confezionati con vari tipi e dosaggi di cemento.

Il  $\delta T$ , nelle condizioni reali, risulterà sicuramente inferiore al  $\Delta T_a$  riportato in Tabella 3, ma non è noto di quanto sarà inferiore ed in particolare se risulterà inferiore a 20°C (limite imposto dalle normative [7, 8] per i getti di massa) a causa delle incertezze sui parametri progettuali ed ambientali. A parità di questi parametri, ancorchè incerti, è evidente tuttavia il vantaggio di scegliere per un getto di massa il calcestruzzo con il minor  $\Delta T_a$  ed in particolare quello o quelli con un  $\Delta T_a$  minore di 20°C.

## 2.2. Variazioni Igometriche

Le variazioni di umidità relativa (U.R.) nell'ambiente possono generare uno stato tensionale nel calcestruzzo attraverso l'insorgere di variazioni dimensionali [9].

Se queste tensioni si tramutano in fessure, si può innescare un processo di degrado delle strutture (soprattutto nei ferri di

armatura) anche se la composizione del calcestruzzo è potenzialmente adeguata ad assicurare la durabilità del materiale: l'accesso di aria (ossigeno ed anidride carbonica) e di umidità attraverso le fessure può provocare sia una rapida carbonatazione del copriferro, sia l'ossidazione dei ferri.

Quando l'umidità relativa dell'ambiente scende al di sotto del 95% il calcestruzzo tende ad essiccarsi ed a contrarsi (ritiro); e il contrario avviene se il materiale si trova in ambienti con U.R. maggiore del 95% o addirittura sotto acqua (rigonfiamento)

In presenza di vincoli il rigonfiamento induce sollecitazioni di compressione sopportabili dal materiale, mentre il ritiro genera degli stati tensionali di trazione che possono provocare fenomeni fessurativi a causa della minore resistenza a trazione del materiale. Le fessure generate dal ritiro, al pari di quelle di origine termica (paragrafo 2.1.3), non sono facilmente prevedibili sulla base di un calcolo teorico, per l'incertezza esistente nella relazione tra deformazione da ritiro ( $\epsilon$ ) e sollecitazione di trazione ( $\sigma$ ):

$$\sigma = E\epsilon \quad (7)$$

dove di nuovo il modulo elastico ( $E$ ) non è quello istantaneo ( $E_i$ ), ma quello mitigato dalla deformazione viscosa.

Nella Fig. 5 è mostrato come varia nel tempo la resistenza a trazione ( $R_t$ ), la sollecitazione di trazione teorica indotta dal ritiro in assenza di deformazione viscosa ( $\sigma = E_i\epsilon$ ), e quella mitigata dalla deformazione viscosa ( $\sigma = E\epsilon$ ): si può vedere come lo scorrimento viscoso giochi un ruolo positivo nel ritardare (Fig. 5 B) o addirittura annullare (Fig. 5 C) il rischio di fessurazione.

Da un punto di vista pratico è utile distinguere il ritiro in "plastico" ed "igometrico" a seconda che esso si manifesti nel periodo in cui il calcestruzzo è ancora nello stato plastico o sia già indurito.

In realtà, in entrambi i casi la causa del ritiro rimane l'evaporazione dell'acqua dal calcestruzzo verso l'ambiente. Il modulo elastico  $E$  del calcestruzzo nello stato plastico è molto minore

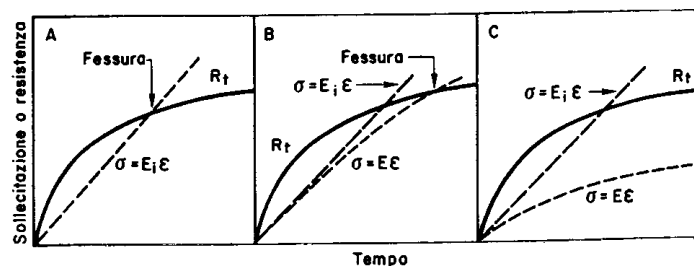


Fig. 5 - Resistenza a trazione e sollecitazione di trazione indotta dal ritiro in assenza del creep (A). A causa del rilassamento dovuto al creep la fessura è ritardata (B) o non si manifesta (C).

di quello nello stato indurito, cosicché a parità di contrazione ( $\epsilon$ ) la sollecitazione indotta nello stato plastico è trascurabile rispetto a quella indotta nello stato indurito. Tuttavia, poiché la resistenza a trazione del calcestruzzo nello stato plastico è molto bassa, è molto probabile che si verifichi la condizione di fessurazione:

$$\sigma > R_t \quad (8)$$

Da un punto di vista pratico sono molto diverse le misure che si possono prendere per eliminare o attenuare le fessurazioni provocate dal ritiro plastico e da quello igrometrico ed esse sono descritte nei paragrafi che seguono.

#### 2.2.1. FESSURE DA RITIRO PLASTICO

Innanzitutto va precisato che il ritiro plastico, e le fessure che ne derivano, riguardano soltanto le superfici di getti di calcestruzzo non casserate ed esposte direttamente agli ambienti asciutti (pavimentazioni, solai, massetti di riporto, rivestimenti di galleria in calcestruzzo spruzzato, ecc.). Le prevenzioni possono essere fondamentalmente di due tipi:

- prevenire l'evaporazione dell'acqua interponendo una barriera (fogli, membrane anti-evaporanti, ecc.) tra il calcestruzzo e l'ambiente;
- umidificare con acqua nebulizzata la superficie finita non casserata.

Per quanto le suddette misure siano esplicitamente raccomandate dalle normative [7, 8], esse sono molto spesso disattese per le difficoltà che si incontrano nella pratica di cantiere quando si debbano curare notevoli estensioni superficiali in climi avversi (alta temperatura, bassa U.R., elevata velocità del vento). In queste condizioni è preferibile ricorrere all'impiego di fibre polimeriche (1-2 Kg/m<sup>3</sup>) omogeneamente disperse nel calcestruzzo la cui funzione non è quella di ridurre l'evaporazione, il ritiro ( $\epsilon$ ) e le conseguenti tensioni ( $\sigma$ ), ma piuttosto di aumentare la resistenza a trazione della matrice cementizia di quel tanto che la disequazione (8) risulti rovesciata:

$$\sigma < R_t \quad (9)$$

L'impiego di fibre polimeriche nel calcestruzzo (diametro = 10-20  $\mu$ m, lunghezza = 5-25 mm) risulta economicamente vantaggioso soprattutto nelle strutture di ridotto spessore e di grande estensione superficiale per la minore incidenza del costo delle fibre, riferito all'unità di superficie, rispetto al costo derivante dalla prevenzione dell'evaporazione.

#### 2.2.2. FESSURE DA RITIRO IGROMETRICO

Il ritiro del calcestruzzo nello stato indurito, a differenza di quello plastico, coinvolge le strutture per un lungo periodo di tempo. Teoricamente il ritiro igrometrico si protrae anche dopo decine di anni dal getto se l'ambiente si trova ad una U.R. <95%. Tuttavia i 3/4 del ritiro si manifestano entro i primi 6 mesi dal getto. In generale, entro questo periodo di tempo si manifestano le eventuali fessurazioni indotte da un eccessivo ritiro.

A differenza del ritiro plastico, per il quale si possono prendere misure adeguate per una sua eliminazione (impedire l'evaporazione) o per l'eliminazione delle conseguenti fessure (fibre polimeriche), il ritiro igrometrico può essere soltanto ridotto attraverso due fondamentali misure entrambe coinvolgenti la sua composizione (Fig. 6):

- ridurre il rapporto acqua/cemento;
- aumentare il rapporto aggregato/cemento.

Calcestruzzi con aggregati di piccole dimensioni, e quindi con elevati quantitativi di acqua, sono ovviamente destinati a ritiri maggiori e quindi più esposti a rischi di fessurazione.

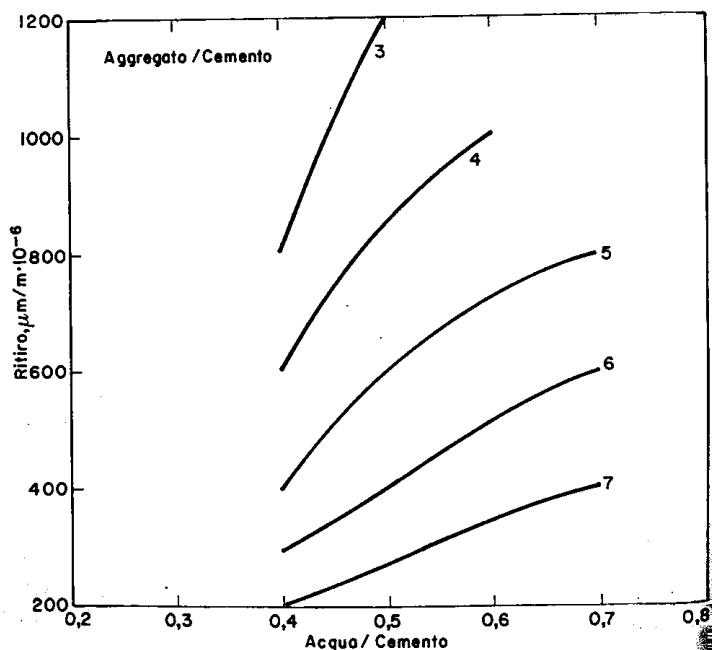


Fig. 6 - Ritiro a sei mesi di provini prismatici (sezione quadrata con lato di 125 mm) con U.R. = 50% e T = 21 °C.

Per ridurre il ritiro entro limiti accettabili che non provochino rischi di fessurazione ( $\epsilon < 500 \mu\text{m}/\text{m}$  a 6 mesi con U.R. = 50%) è necessario pertanto adottare i seguenti provvedimenti:

- aumentare la pezzatura dell'aggregato (con conseguente riduzione dell'acqua di impasto a pari lavorabilità);
- impiegare additivi riduttori d'acqua (fluidificanti e superfluidificanti) a pari rapporto  $a/c$ ;
- ridurre la lavorabilità per ridurre l'acqua di impasto, a pari rapporto  $a/c$ .

Ovviamente non sempre tutte e tre le suddette misure possono essere adottate: per esempio, nelle strutture armate la pezzatura massima dell'aggregato trova un limite nella distanza tra le armature (rispetto alla quale deve essere inferiore di almeno 5 mm) e soprattutto nel copriferro (rispetto al quale non deve essere superiore a 1,3 volte lo spessore) [7, 8].

Infine, occorre tenere conto della grande influenza delle condizioni ambientali - ovviamente non governabili, nè prevedibili se non in linea generale - sulla velocità e sull'entità del ritiro: il problema si pone soprattutto per le strutture scasserate precocemente (1 o 2 giorni) in climi caldi, asciutti e ventilati, cosicché si sommano le condizioni più favorevoli all'evaporazione (e quindi al ritiro) e più sfavorevoli alla resistenza meccanica ( $R_t$ ) per effetto di un calcestruzzo non ancora ben maturato. In queste circostanze, le norme [7, 8] raccomandano di prolungare la protezione delle superfici esposte all'ambiente con trattamenti adeguati alla severità delle condizioni climatiche ed allo sviluppo delle resistenze meccaniche.

In casi estremi, quando occorre ridurre drasticamente il fenomeno del ritiro, si ricorre all'impiego di calcestruzzi a ritiro compensato [10] nei quali, oltre ai tradizionali ingredienti, si impiegano agenti espansivi. Questi prodotti sono capaci di provocare fenomeni espansivi omogenei che, adeguatamente contrastati (con ferri, per attrito, ecc.), inducono sollecitazioni di compressione opposte a quelle indotte dal ritiro.

L'impiego di calcestruzzi e malte a ritiro compensato, che richiede necessariamente un accurato controllo delle caratteristiche di ritiro e di espansione, si è sviluppato soprattutto attraverso la produzione di premiscelati industriali ai quali occorre aggiungere solo l'acqua al momento dell'impiego. Tuttavia, l'alto costo di questi prodotti ne limita l'impiego in applicazioni particolari [11], tra le quali si distinguono:

- restauro di strutture degradate (per evitare il distacco del nuovo conglomerato sottoposto a ritiro rispetto alla vecchia struttura);
- ancoraggio di macchinari in pavimentazioni in calcestruzzo (per evitare il distacco da ritiro ed il conseguente disallineamento).

### 2.3. Cause meccaniche di degrado

In alcuni casi il calcestruzzo è chiamato a resistere all'usura e agli urti. Ciò si verifica, per esempio, nelle pavimentazioni industriali o nelle strutture idrauliche, dove l'abrasione, gli urti, l'erosione e la cavitazione possono provocare una sensibile e rapida degradazione del materiale.

#### 2.3.1. DEGRADO PER ABRASIONE

L'abrasione, che consiste nell'asportazione del materiale a causa dell'attrito superficiale esercitato da polveri più dure del materiale stesso, può essere misurato con prove, tutte più o meno arbitrarie, nelle quali si cerca di riprodurre una determinata azione abrasiva usando polveri metalliche o carburo di silicio [12].

La resistenza all'abrasione è migliorata usando rapporti  $a/c$  più bassi, evitando impasti soprasabbatiati, preferendo calcestruzzi magri e con aggregati grossi più duri, ma soprattutto applicando sul calcestruzzo ancora fresco uno *spolvero* costituito da cemento, additivi disperdenti ed inerti duri.

Lo spolvero, che viene successivamente incorporato nel calcestruzzo sottostante mediante frattazzatura manuale o meccanica, ha la funzione di rinforzare il calcestruzzo sulla superficie. Ciò si realizza attraverso l'aggiunta di cemento e quindi con l'abbassamento del rapporto  $a/c$  sulla superficie della lastra, dove, a causa del *bleeding*, il rapporto  $a/c$  risulterebbe particolarmente elevato.

Per evitare eccessi di pasta cementizia, meno resistente all'abrasione che non gli inerti, è consigliabile impiegare spolveri collaudati, nei quali sia il rapporto cemento/inerti, sia il quantitativo di spolvero da applicare per metro quadrato di pavimento, siano precisati da un produttore qualificato.

Inoltre, grazie all'applicazione dello spolvero, è possibile introdurre superficialmente degli inerti particolarmente resistenti all'abrasione, indipendentemente da quelli usati nel calcestruzzo della lastra.

Se gli inerti dello spolvero sono di tipo inorganico non metallico (per esempio: quarzo, corindone, ecc.), e cioè duri ma fragili, si migliora la resistenza all'abrasione ma non quella all'urto. Se, invece, gli inerti sono costituiti da particelle metalliche, cioè duttili oltre che dure, anche la resistenza all'urto è sensibilmente migliorata mentre quella all'abrasione aumenta molto di più che con gli inerti non metallici. Gli inerti metallici, costituiti da limatura di ferro, prima di essere opportunamente vagliati, debbono essere sottoposti a trattamento termico, per bruciare eventuali impurità costituite da oli o grassi, e ad un trattamento magnetico per separare i metalli non ferrosi, quali l'alluminio e lo zinco, la cui eventuale presenza a contatto con la pasta di cemento provocherebbe un indesiderato sviluppo di bollicine di gas (idrogeno).

### 2.3.2. DEGRADO PER EROSIONE E CAVITAZIONE

L'erosione consiste in un'azione di usura provocata dall'acqua in movimento e contenente particelle solide sospese.

Le conseguenze dell'erosione dipendono molto dalla velocità dell'acqua, dalla presenza di vortici e dalla qualità del calcestruzzo [13]. In particolare è consigliabile aumentare il volume di inerti grossi e duri, che risultano più resistenti all'erosione della malta cementizia, diminuire il rapporto  $a/c$  ed aumentare quello  $i/c$ , mentre sembra trascurabile l'influenza del tipo di cemento. Anche in questo caso, ovviamente, la qualità della superficie del materiale è fondamentale per ottenere strutture resistenti all'erosione, e quindi l'applicazione di uno spolvero per rinforzare superficialmente il calcestruzzo si rende necessario.

La cavitazione è un ben noto fenomeno in idraulica. Esso si verifica di solito nei canali nei quali l'acqua si muove con una velocità superiore ai 12 m/s, mentre nei condotti chiusi la velocità può essere di soli 8 m/s [13].

Se la superficie del calcestruzzo presenta delle irregolarità o se il flusso dell'acqua si solleva rispetto alla superficie del materiale, si creano degli abbassamenti di pressione. Questi provocano la formazione di bolle di vapore la cui pressione si porta a quella della tensione di vapore dell'acqua alla temperatura dell'ambiente.

Le cavità così formate, di solito molto grandi, si muovono con la corrente d'acqua e tendono a frantumarsi in una miriade di bollicine le quali, quando entrano in una zona di pressione più alta, vengono schiacciate creando un notevole impatto [14]. Ciò provoca l'entrata di acqua ad alta velocità nello spazio precedentemente occupato dalla cavità e quindi un aumento notevole ed istantaneo della pressione. L'azione ripetuta e frequentissima della cavitazione in una stessa zona di calcestruzzo, provoca una sensibile rimozione del materiale che diviene in superficie progressivamente più frastagliato. L'aria, come anche le particelle solide, presenti nell'acqua innescano la formazione delle bolle di vapore, in quanto si comportano da nuclei per la transizione di fase da liquido a vapore. Se, però, il volume d'aria è relativamente elevato (per esempio: 2%) le bolle d'aria, se da una parte promuovono la cavitazione, dall'altra attutiscono gli effetti dello schiacciamento delle bolle di vapore, cosicché l'inglobamento deliberato dell'aria nell'acqua può risultare alla fine vantaggioso.

Un calcestruzzo più resistente alla cavitazione può essere ottenuto confezionando un conglomerato con la più alta resistenza meccanica possibile, nel quale siano esclusi gli inerti con diametro maggiore di 20 mm, in quanto quelli di diametro più grande tendono ad essere rimossi. La durezza dell'inerte, al contrario di quanto si verifica per l'abrasione e l'erosione, non è molto importante, mentre l'adesione tra gli iner-

ti e la pasta cementizia è forse il parametro che gioca il ruolo più importante. A tale scopo è necessario preparare un calcestruzzo non segregabile, come anche privo di *bleeding*. Il *bleeding*, d'altra parte, oltre a far diminuire l'adesione pasta-inerte, provoca un indebolimento della pasta di cemento proprio sulla superficie a causa dell'aumento nel rapporto  $a/c$ . Pertanto l'applicazione di uno spolvero, o l'impiego di casseri assorbenti, favorisce l'ottenimento di un calcestruzzo più resistente alla cavitazione. Un miglioramento sensibile sembra essere raggiunto mediante l'applicazione di un foglio di neoprene o di poliuretano sulla superficie del conglomerato, ma l'effetto del rivestimento sulla resistenza alla cavitazione dipende sostanzialmente dall'adesione del rivestimento stesso al supporto di calcestruzzo [14].

Tutti gli accorgimenti sopra menzionati possono migliorare la resistenza del calcestruzzo alla cavitazione, nel senso che la durata del materiale può essere anche sensibilmente prolungata. Tuttavia, allo stato attuale, i danni della cavitazione sul calcestruzzo non possono essere del tutto eliminati, ed una soluzione radicale del problema può essere trovata solo eliminando le cause della cavitazione. Ciò significa che occorre evitare il più possibile la scabrosità e l'irregolarità nelle superfici, curando al massimo la finitura del calcestruzzo, eliminare i disallineamenti, le sporgenze, le depressioni ed i giunti nelle strutture. Infine, è necessario, in fase di progetto, ridurre al massimo la pendenza e la curvatura dei canali o dei condotti (per evitare che la corrente d'acqua si sollevi rispetto alla superficie) ed adottare qualsiasi accorgimento che annulli improvvisi e localizzati aumenti nella velocità dell'acqua, alla cui sesta potenza è proporzionato il degrado per effetto della cavitazione.

### 2.3.3. DEGRADO PER URTI

Il calcestruzzo tradizionale è un materiale relativamente fragile e non molto resistente all'azione degli urti.

Al contrario, il calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio possiede un'elevata capacità di dissipare energia e resiste molto bene agli urti [15].

Questa caratteristica del calcestruzzo fibrorinforzato viene sfruttata per ridurre i danneggiamenti causati dalle onde d'urto generate, ad esempio, da cariche esplosive oppure dal fenomeno della cavitazione molto frequente nelle opere idrauliche.

Una prova correntemente utilizzata per valutare la resistenza all'urto del calcestruzzo è quella proposta dall'*American Concrete Institute* [16]. La prova consiste nell'assoggettare un provino cilindrico di calcestruzzo ad una serie di colpi mediante un peso di 4,5 Kg fatto cadere da un'altezza di 460 mm, su una sfera d'acciaio di 63 mm di diametro poggiata sulla base superiore del provino (Fig. 7).

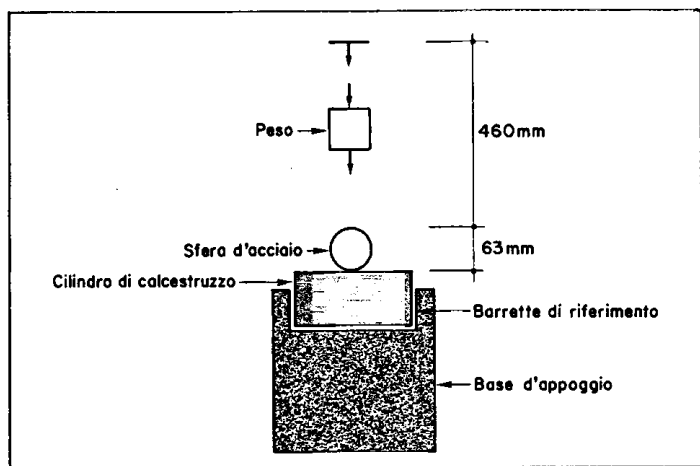


Fig. 7 - Prova d'urto secondo l'ACI.

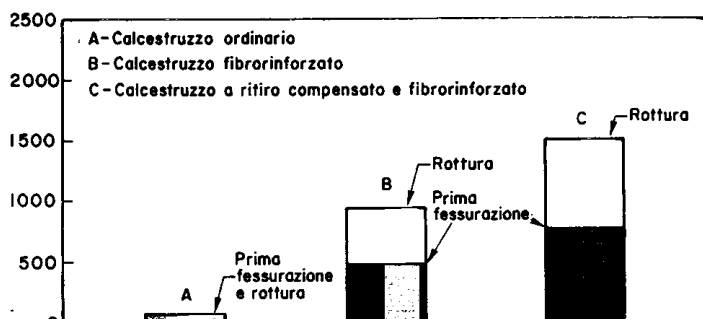


Fig. 8 - Numero di colpi di prima fessurazione e rottura di calcestruzzi sottoposti alla prova d'urto ACI.

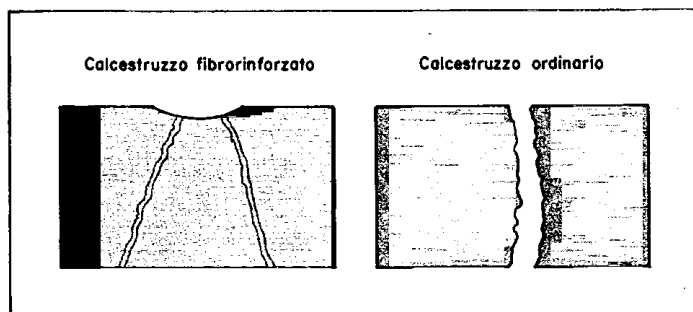


Fig. 9 - Calcestruzzo fibro-rinforzato e ordinario dopo la prova d'urto effettuata secondo la procedura ACI.

La prova ha termine quando per effetto degli urti, il provino si frattura ed i frammenti vengono separati fino a giungere a contatto delle barrette di riferimento.

Nella Fig. 8 sono mostrati i risultati ottenuti sottoponendo alla prova d'urto dell'ACI un calcestruzzo ordinario, uno rinforzato con fibre d'acciaio e un calcestruzzo a ritiro compensato rinforzato con fibre d'acciaio.

Si può notare che, per arrivare a rottura, il calcestruzzo ordinario richiede solo alcune decine di colpi, i calcestruzzi fibrorinforzati richiedono alcune centinaia di colpi e in alcuni casi particolari (calcestruzzi fibrorinforzati a ritiro compensato) possono richiedere addirittura anche alcune migliaia di colpi.

Inoltre, dopo la rottura il calcestruzzo fibrorinforzato, a differenza del conglomerato ordinario, non si frantuma (Fig. 9).

**BIBLIOGRAFIA**

[1] COLLEPARDI M.: «Scienza e tecnologia del calcestruzzo», III Ed. Hoepli, Milano (1991).  
 [2] POWERS T.C.: «Journal American Concrete Institute», 41, 254 (1945).  
 [3] MEHTA P.K.: «Durability of Concrete», vol. I, pg. 24, Int. Conf., Ed. V. M. Malhotra, Montreal, Canada, ACI, SP-126 (1991).  
 [4] COLLEPARDI M., L. COPPOLA: «Materiali innovativi per malte e calcestruzzi speciali», pg. 3,38, Ed. Enco, Spresiano (1991).  
 [5] COLLEPARDI M., L. COPPOLA: «Materiali innovativi per malte e calcestruzzi speciali», pg. 3,34, Ed. Enco, Spresiano (1991).  
 [6] ABRAMS H. S.: «Temperature and Concrete», pg. 33, ACI SP-25 (1968).  
 [7] UNI 9858 - Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.

[8] ENV 206 - Concrete. Performance, production, placing and compliance criteria.  
 [9] COLLEPARDI M.: «Scienza e tecnologia del calcestruzzo», pg. 470, III Ed. Hoepli, Milano (1991).  
 [10] COLLEPARDI M.: «Scienza e tecnologia del calcestruzzo», pg. 234, III Ed. Hoepli, Milano (1991).  
 [11] COLLEPARDI M., L. COPPOLA: «Materiali innovativi per malte e calcestruzzi speciali», pg. 5,1, Ed. Enco, Spresiano (1991).  
 [12] SMITH F. L.: A.S.T.M. Spec. Tech. Public. N. 205 (1958).  
 [13] A.C.I. Committee 210, J. Amer. Concr. Inst., 52, 259, (1959).  
 [14] HOBBS J. M.: Pumping, 5, 142 (1963).  
 [15] COLLEPARDI M., L. COPPOLA, «Materiali innovativi per malte e calcestruzzi speciali», pg. 8,48, Ed. Enco, Spresiano (1991).  
 [16] ACI Manual of Concrete Practice 1968, Part 5, pg. 544, 2R-5, ACI Publication, Detroit, USA (1986).