

## **Le opere di difesa dell'ambiente**

**Presidente di sessione: dott.arch. Sergio BASILE**

**Relatore generale: dott.ing. Antonio MAFFEY**



**ARMATURE IN ACCIAIO INOSSIDABILE PER STRUTTURE IN C.A.  
OPERANTI IN AMBIENTI AGGRESSIVI**

**Luca BERTOLINI - Fabio BOLZONI - Pietro PEDEFERRI**  
Dipartimento di Chimica Fisica Applicata - Politecnico di Milano

**Tommaso PASTORE**  
Facoltà di Ingegneria - Università degli Studi di Bergamo



## **ARMATURE IN ACCIAIO INOSSIDABILE PER STRUTTURE IN C.A. OPERANTI IN AMBIENTI AGGRESSIVI**

**Luca BERTOLINI**

Ricercatore

Dipartimento di Chimica Fisica Applicata del Politecnico di Milano

**Fabio BOLZONI**

Dottorando di ricerca

Dipartimento di Chimica Fisica Applicata del Politecnico di Milano

**Tommaso PASTORE**

Professore associato

Facoltà di Ingegneria, Università di Bergamo

**Pietro PEDEFERRI**

Professore ordinario

Dipartimento di Chimica Fisica Applicata, Politecnico di Milano

### **SOMMARIO**

Vengono presentati i risultati di una ricerca volta allo studio del comportamento alla corrosione localizzata di armature di acciaio inossidabile in calcestruzzi contaminati da cloruri e soggetti a carbonatazione. Sono state effettuate prove di tipo elettrochimico in soluzioni a diverso pH, simulanti il liquido presente nei pori del calcestruzzo, su acciai inossidabili a struttura austenitica, martensitica e austenoferritica. I risultati mostrano l'effetto del pH sul contenuto critico di cloruri e l'influenza negativa delle temperature tipiche di climi tropicali sulla resistenza alla corrosione dei diversi acciai inossidabili.

### **SUMMARY**

The paper deals with results of a research aimed to study the localised corrosion behaviour of stainless steels in chloride contaminated concrete subjected to carbonation. Electrochemical tests were performed in solutions with different pH, simulating the pore liquid of concrete, on austenitic, martensitic and duplex stainless steels. The results point out also the effect pH on the critical chloride content and the negative influence of temperatures typical of tropical climates on the corrosion resistance of the different stainless steels

### **1. INTRODUZIONE**

Nel settore delle opere in cemento armato, gli acciai inossidabili hanno finora trovato impiego soprattutto nel campo del ripristino o del restauro, in condizioni in cui non è possibile ottenere calcestruzzi impervi e/o adeguati spessori di copriferro.

Di recente sono stati proposti ed utilizzati anche per strutture nuove, o meglio per alcune delle loro parti più

esposte, che si prevede vengano contaminate da cloruri durante la loro vita di servizio [1], quali: solette di ponti o di garage, scale esterne, strutture marine, tunnels, serbatoi per salamoie e strutture prefabbricate con aggregati leggeri, soprattutto in corrispondenza ai giunti o per armature di pelle.

È ben noto che gli acciai inossidabili non sono uno specifico materiale, ma un gruppo numeroso di acciai contenenti un tenore minimo di cromo pari a circa 11-

12%. Al di sopra di questi tenori gli acciai vengono detti inossidabili perchè acquistano la capacità di ricoprirsi di un sottilissimo film di ossido (essenzialmente di cromo) in grado di proteggerli in un ampio spettro di condizioni ambientali.

Gli acciai inossidabili per armature di strutture in cemento armato possono essere raggruppati a secondo della loro struttura metallurgica in: austenitici, ferritici ed austenoferritici. Gli acciai ferritici contengono come elemento di lega il cromo (in tenori compresi tra 11 e 17%); gli austenitici il cromo e il nichel (in tenori in genere compresi tra il 17-18% e rispettivamente il 10-13%) ed eventualmente il molibdeno (2-3%); gli austenoferritici il cromo ed il nichel in tenori compresi tra il 22-28% e rispettivamente il 4-8% e, in genere, anche il molibdeno (2-3%).

Variando gli elementi di lega e il loro tenore variano, oltre alle caratteristiche strutturali e ovviamente al costo, le proprietà meccaniche, quelle di lavorabilità, di saldabilità, di dilatazione e di conducibilità termica e, infine, anche la resistenza alla corrosione, l'unica proprietà di cui in questa sede ci occupiamo.

Anche se gli acciai inossidabili sono potenzialmente soggetti a quattro tipi di corrosione: e cioè generalizzata, per pitting (comprendente anche la variante detta "in fessura") intergranulare e sotto sforzo, quando operano a contatto con il calcestruzzo possono subire solo attacco per pitting.

Infatti la corrosione generalizzata si produce solo in ambiente acido; la corrosione intergranulare si verifica solo su acciai sensibilizzati (cioè acciai che hanno subito particolari trattamenti termici) e comunque può essere prevenuta controllando il loro tenore di carbonio oppure per aggiunta di elementi stabilizzanti; la corrosione sotto sforzo richiede una combinazione di condizioni che riguardano il tenore di cloruri, la temperatura, l'acidità ambientale, che non si riscontrano nel calcestruzzo.

La corrosione per pitting, invece, si produce in presenza di umidità e di ossigeno una volta che sia stata raggiunto alla superficie dell'armatura un tenore sufficientemente elevato di cloruri. Questo tipo di attacco, che si manifesta sotto forma di crateri che possono penetrare all'interno del materiale con velocità anche superiori ad 1 mm/anno, è sostanzialmente lo stesso fenomeno corrosivo che si verifica sulle normali armature in acciaio al carbonio per tenori di cloruri molto più bassi. La resistenza al pitting dipende dalla composizione dell'acciaio inossidabile. Ad esempio in ambiente neutro o acido il tenore di cloruri necessario per renderlo possibile cresce con il cosiddetto "indice di pitting" (PRE):

$$PRE = \%Cr + 3,3\%Mo + (16+30)\%N.$$

L'ampia gamma di acciai inossidabili disponibile consente in teoria di scegliere, in relazione all'aggressività dell'ambiente e alle esigenze strutturali, i tipi che offrono le caratteristiche più adatte. In pratica nel settore delle strutture in cemento armato sono, invece, stati finora utilizzati quasi esclusivamente gli acciai austenitici con tenori di cromo e di nichel rispettivamente del 18% e del 10% (AISI 304) con aggiunta in qualche caso di 2-3% di molibdeno (AISI 316).

Pochissime sono le applicazioni documentate dei più economici, ma meno resistenti alla corrosione, acciai ferritici nelle due varianti contenenti 11-12% e rispettivamente 17% di cromo e degli acciai austenoferritici che pure presentano interessanti caratteristiche meccaniche e di resistenza alla corrosione [2-8].

I primi studi sul comportamento di armature in acciaio inossidabile nel calcestruzzo inquinato da cloruri risalgono alla seconda metà degli anni '70 e sono stati svolti dal Building Research Establishment in Inghilterra [2,3] con provini di calcestruzzo di media ed alta permeabilità (rapporto *a/c* 0,6 e 0,75), tenori di cloruri variabili da 0 a 3,2% in peso rispetto al cemento e spessori di copriferro di 10 e 20 mm. Anche dopo più di 10 anni di esposizione gli acciai inossidabili austenitici AISI 304 (18% cromo e 8-10% nichel) e AISI 316 (18% cromo e 8-10% nichel, 2-3% di molibdeno) non hanno evidenziato nessun attacco, nemmeno ai tenori più alti di cloruri. Gli acciai ferritici (AISI 405 con 13% di cromo e AISI 430 con il 17% di cromo) hanno mostrato invece un buon comportamento solo fino all'1% circa di cloruri (sempre rispetto al cemento).

Alla fine degli anni 80, Sorensen [4] ha individuato un tenore critico di cloruri superiore rispettivamente a 8% e 5% in peso rispetto al cemento per AISI 316 ed AISI 304 senza scaglie di saldature, mettendo però in luce l'influenza negativa della presenza degli ossidi di saldatura, che abbassano il tenore critico di cloruri al 3,5% circa per entrambi gli acciai.

Negli stessi anni, Callaghan [5], utilizzando un sistema di corrosione accelerata simulante le condizioni aggressive di un'atmosfera marina, ha mostrato come i più economici acciai ferritici 3Cr12 con 12% di cromo possano risultare la scelta più appropriata in condizioni di esposizione in ambiente marino, in cui la resistenza delle armature zincate è insufficiente e quella degli acciai austenitici è sovrabbondante.

Negli ultimi anni Pastore ed al. [6,7] hanno precisato con misure elettrochimiche il comportamento di varie famiglie di acciai (austenitici, austeno-ferritici, ferritici, martensitici) e proposto l'impiego degli acciai austenoferritici, il cui comportamento è risultato sostanzialmente analogo a quello degli inossidabili austenitici a parità di contenuto di Cr equivalente (o di indice di pitting).

Ultimamente Nurberger [8,9] ha confermato come: sugli acciai austenitici AISI 304 e 316 sia saldati che non saldati, nessun attacco si osservi in calcestruzzo contenente cloruri fino al 2,5% rispetto al peso di cemento, neppure se carbonatato, mentre, sugli acciai ferritici con 11 o 17% di Cr, nessun tipo di attacco di sviluppi fino al 2,5% (siano essi saldati o meno), purchè il calcestruzzo non sia, oltre che inquinato da cloruri, anche carbonatato.

Da vari autori è stato notato come il comportamento alla corrosione, in pratica, vari notevolmente sia funzione dello stato di superficie (la presenza anche semplicemente di film da saldatura in grado di dare colori di interferenza se non vengono eliminati prima della messa in opera riduce notevolmente la resistenza alla corrosione) [4,9] sia in funzione dell'ambiente, risultando molto importanti il pH del calcestruzzo, la sua composizione e la presenza o meno di costituenti in grado di complessare i cloruri (in particolare gli alluminati).

Nel complesso i risultati disponibili riguardano un numero ridotto di acciai inossidabili e quasi esclusivamente il comportamento in calcestruzzo alcalino e a temperature proprie dei climi temperati. Pochissimi sono invece i dati relativi a temperature più elevate, tipiche dei climi tropicali o equatoriali, o in condizioni microclimatiche speciali, ma riscontrabili ad esempio all'interno di un tunnel, di serbatoi ed altre strutture in ambienti molto inquinati.

In questa nota vengono illustrati i risultati di uno studio effettuato allo scopo di precisare il comportamento alla corrosione di acciai inossidabili di resistenza e costo molto diversi in calcestruzzi contaminati da cloruri, in presenza o meno di carbonatazione, alle temperature di 20°C e di 40°C.

## 2. METODOLOGIA DI PROVA

Le prove sono state effettuate su quattro acciai inossidabili a struttura austenitica (AISI 304 e 304L, AISI 316 e 316L), uno a struttura austenoferritica

(23Cr4Ni), un acciaio superaustenitico ad alto tenore di cromo e nichel (254 SMO) e un acciaio martensitico con 13% di cromo (AISI 410). La loro composizione chimica è descritta in Tabella 1, dove sono riportati anche l'indice di resistenza al pitting e le caratteristiche meccaniche.

Sono state effettuate prove di polarizzazione potenziostatica e potenziodinamica sulla sezione trasversale di barre lisce dei diversi acciai utilizzati. La superficie è stata lucidata fino alle paste diamantate di 6 µm. Le prove sono state svolte a temperatura ambiente (20°C circa) ed a 40°C in un bagno termostato. Sono state utilizzate diverse soluzioni aerate con pH variabile tra 7,5 e 13,9 e concentrazioni di cloruri, aggiunti sotto forma di NaCl, fino a 10% in peso. In dettaglio, si sono impiegate:

- la soluzione satura di Ca(OH)<sub>2</sub> con pH 12,6 di comune uso per simulare il liquido dei pori del calcestruzzo alcalino;
- la soluzione 0,9M NaOH con pH pari a 13,9, che simula l'ambiente fortemente alcalino, che si può produrre in calcestruzzi confezionati con cementi ad alto tenore di alcali;
- la soluzione 0,015M NaHCO<sub>3</sub> + 0,005M Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> con pH 9 per simulare l'ambiente corrosivo che si produce all'interno di un calcestruzzo carbonatato;
- la soluzione 0,3M NaHCO<sub>3</sub> + 0,1M Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> anch'essa con pH 9, ma con una concentrazione di carbonati e bicarbonati venti volte superiore per mettere in evidenza il loro effetto inibente;
- acqua potabile, con durezza 35 gradi francesi e pH circa 7,5 per simulare uno degli ambienti che si possono ritrovare alla superficie delle armature in corrispondenza a zone non ricoperte di calcestruzzo.

Le prove potenziodinamiche sono state effettuate in una cella ASTM da 1 litro, utilizzando un elettrodo di riferimento al calomelano saturo (SCE) e due contro elettrodi di platino. Le curve di polarizzazione sono state tracciate con velocità di scansione del potenziale pari a 20 mV/min, a partire da -200 mV rispetto al potenziale di corrosione libera e sono state interrotte dopo il superamento di una densità di corrente di 0,5 mA/cm<sup>2</sup>.

Le prove potenziostatiche sono state realizzate immergendo i diversi provini nella soluzione di prova, affacciati radialmente verso un elettrodo di riferimento al calomelano saturo (SCE) posto al centro della cella. Una rete di titanio attivato posta sul fondo è stata utilizzata come contro elettrodo. Tramite un potenziostato è stato imposto ai provini un potenziale di +200 mV rispetto all'elettrodo di riferimento SCE.

Tabella 1 Composizione chimica (% in peso), indice di resistenza al pitting (PRE) e caratteristiche meccaniche degli acciai studiati.

Tipo di acciaio	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Mo	Cu	N	PRE	Rs (MPa)	R (MPa)
al carbonio	0,11	0,19	0,60	0,02	0,02	0,14	0,15	0,03	0,36				
AISI 410 <sup>(*)</sup>	0,15					13					13		
AISI 304	0,05	0,40	1,61	0,03	0,02	18,4	8,7				20	283	502
AISI 304L	0,013	0,67	1,45	0,03	0,02	18,5	9,2				20	193	517
AISI 316	0,04	0,50	1,88	0,02	0,03	17,0	11,6	2,08			26	220	517
AISI 316L	0,018	0,43	1,61	0,03	0,02	16,8	10,8	2,06			25	264	607
23Cr4Ni	0,01	0,36	1,46	0,02	0,001	22,7	4,8	0,20	0,19	0,09	26	485	663
254 SMO <sup>(*)</sup>	0,02					20	18	6		0,2	46		

(\*) Composizione nominale

La corrente assorbita da ogni provino è stata misurata come caduta di tensione attraverso una resistenza di shunt da 10  $\Omega$ . Ad intervalli di 48 ore è stata aggiunta una quantità di cloruri pari ad un incremento della concentrazione dello 0,5% in peso. Per ogni campione, si è considerata innescata la corrosione localizzata nel momento in cui la corrente assorbita ha superato il valore di soglia fissato in 0,5 mA/cm<sup>2</sup>. Si è assunto il tenore critico di cloruri per l'innescò dell'attacco corrosivo pari alla concentrazione raggiunta nella soluzione.

### 3. RISULTATI E DISCUSSIONE

#### 3.1 Concentrazione critica di cloruri

In Fig. 1 sono riportate, a titolo di esempio, le curve di polarizzazione potenziodinamica dell'acciaio inossidabile AISI 304L ottenute a temperatura ambiente nella soluzione di idrossido di calcio saturo. In assenza di cloruri (0%Cl<sup>-</sup> in figura), l'elevato pH della soluzione garantisce le condizioni di passività su tutti gli acciai, compreso il comune acciaio al carbonio. La curva di polarizzazione presenta il tipico andamento attivo-passivo, caratterizzato dalla presenza di un tratto di passività in cui la densità di corrente resta costante ed assume valori molto bassi.

Il potenziale al di sopra del quale la densità di corrente subisce un brusco aumento, chiamato potenziale di rottura ( $E_r$ ), rappresenta il valore massimo oltre il quale non vengono mantenute le condizioni di passività e quindi può avvenire l'innescò della corrosione localizzata in presenza di cloruri.

Il potenziale di rottura diminuisce all'aumentare della concentrazione di cloruri, riducendo in questo modo l'ampiezza del tratto di passività. L'andamento di questo potenziale in funzione del tenore di cloruri è mostrato nella Fig. 2.

Per l'acciaio al carbonio si osserva una rapida diminuzione, pressoché lineare con il tenore di cloruri in scala logaritmica, che porta da valori superiori a 600 mV in assenza di cloruri a valori di circa -400 mV nella soluzione con 3% di cloruri.

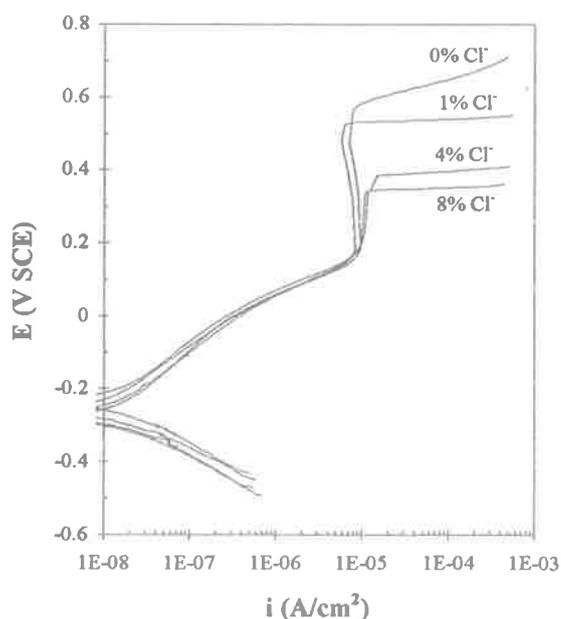


Fig. 1 Esempio di curve di polarizzazione potenziodinamica a diversi tenori di cloruri (acciaio AISI 304L nella soluzione di idrossido di calcio saturo a temperatura ambiente).

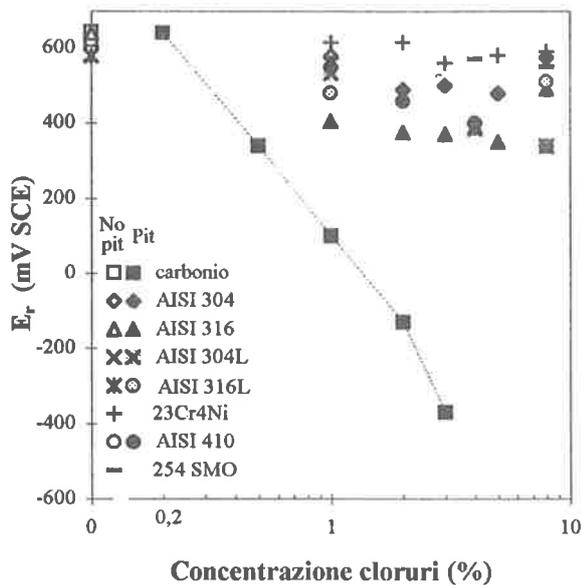


Fig. 2 Effetto dei cloruri sul potenziale di rottura ottenuto con prove di polarizzazione potenziodinamica nella soluzione satura di  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  a  $20^\circ\text{C}$ .

Il potenziale di rottura, invece, resta molto elevato in tutti gli acciai inossidabili: anche in presenza di elevate concentrazioni di cloruri, le prove potenziodinamiche indicano un valore superiore a 300 mV.

Nelle strutture in cemento armato esposte all'atmosfera, i valori di potenziale misurati sulle armature passive sono in genere compresi fra -150 e 150 mV vs SCE [6]. Pertanto, nonostante per l'acciaio al carbonio sia sufficiente un ridotto tenore di cloruri per provocare l'innesco di fenomeni corrosivi localizzati, le armature di acciaio inossidabile possono operare in condizioni di passività (cioè al di sotto di  $E_r$ ) anche in presenza di elevati tenori di cloruri.

Tutti gli acciai inossidabili studiati hanno mostrato una elevata resistenza alla corrosione anche nella prova potenziostatica a 200 mV (potenziale leggermente superiore all'intervallo di variabilità del potenziale di corrosione delle armature passive in calcestruzzo) effettuata nella soluzione di  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  saturo (Fig. 3). Il tenore critico di cloruri per l'innesco della corrosione localizzata è risultato pari al 2% per l'acciaio inossidabile AISI 410 a basso tenore di cromo e superiore al 5% su tutti gli altri acciai inossidabili. Gli acciai 23Cr4Ni, AISI 304, AISI 316L e 254 SMO non hanno subito alcun attacco localizzato fino a una concentrazione di cloruri del 10%.

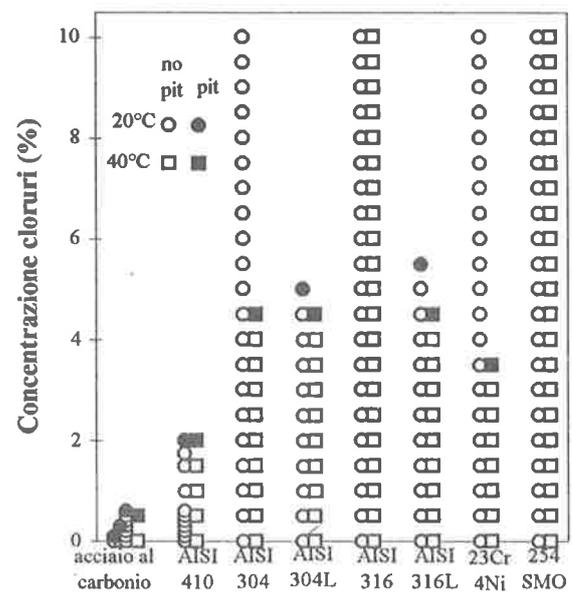


Fig. 3 Tenori critici di cloruri ottenuti nella soluzione satura di idrossido di calcio a  $20^\circ\text{C}$  e  $40^\circ\text{C}$  nelle prove di polarizzazione potenziostatica a +200 mV SCE.

### 3.2 Effetto della temperatura

L'aumento della temperatura a  $40^\circ\text{C}$  ha portato a una sensibile diminuzione del potenziale di rottura (Fig. 4), soprattutto in presenza di elevate quantità di cloruri, di tutti gli acciai inossidabili escluso l'acciaio 254 SMO con elevato contenuto di elementi di lega. I potenziali di rottura dell'acciaio al carbonio risultano circa 200 mV inferiori a quelli misurati a circa  $20^\circ\text{C}$  (Fig. 2). L'effetto della temperatura è notevole soprattutto su alcuni acciai inossidabili, in particolare l'AISI 410, per il quale la diminuzione del potenziale di rottura all'aumentare della concentrazione di cloruri, che è risultata trascurabile a temperatura ambiente, diviene molto marcata a  $40^\circ\text{C}$ . Anche le prove di polarizzazione potenziostatica (Fig. 3) mostrano una riduzione del tenore critico di cloruri degli acciai inossidabili, anche se l'effetto non è così marcato come quello evidenziato nelle prove potenziodinamiche. Si ritiene che il notevole peggioramento osservato nelle prove potenziodinamiche sia in parte da mettere in relazione al tipo di metodologia di prova che, sebbene permetta di ottenere dei dati in tempi piuttosto brevi, sembra risentire, soprattutto a temperatura ambiente, di una cinetica piuttosto lenta di innesco della corrosione localizzata. Le misure a temperatura ambiente tendono così a sovrastimare la resistenza alla corrosione localizzata.

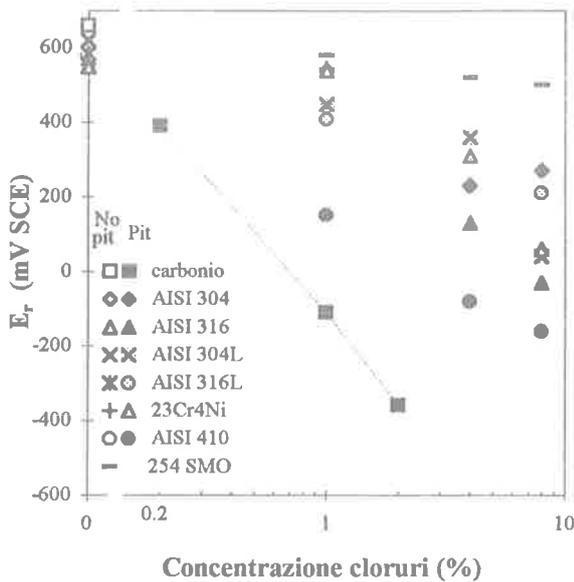


Fig. 4 Effetto dei cloruri sul potenziale di rottura ottenuto con prove di polarizzazione potenziodinamica nella soluzione saturata di  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  a  $40^\circ\text{C}$ .

A  $40^\circ\text{C}$ , invece, i valori di tenore critico ottenibili sulla base delle prove potenziodinamiche, in corrispondenza ad un potenziale di  $+200\text{ mV vs SCE}$ , si avvicinano a quelli misurati con le prove potenziostatiche.

### 3.3 Effetto dell'alcalinità sulla concentrazione critica dei cloruri

Il tenore critico di cloruri varia con il pH del liquido nei pori del calcestruzzo (Figg. 5 e 6). Tale effetto è ben noto per l'acciaio al carbonio, per il quale si considera un valore limite variabile con il rapporto tra le concentrazioni degli ioni  $\text{OH}^-$  e  $\text{Cl}^-$  espresse in moli per litro. La corrosione localizzata è probabile se risulta  $[\text{OH}^-]/[\text{Cl}^-] \leq 0,6$ . I risultati delle prove potenziostatiche sull'acciaio al carbonio sono in linea con questa affermazione.

Ad esempio, a temperatura ambiente, per la soluzione a pH 12,6 (cioè con una concentrazione  $\text{OH}^-$  pari a 39 mM/L) la concentrazione critica di cloruri è risultata, nel caso peggiore, minore dello 0,2% (56 mM/L), mentre l'aumento del pH a 13,9 (790 mM/L di  $\text{OH}^-$ ) ha aumentato la soglia critica a circa 6% (1700 mM/L di cloruri). L'effetto benefico dell'aumento del pH sulla resistenza alla corrosione localizzata da cloruri è stato osservato anche sugli acciai inossidabili.

I risultati delle prove potenziostatiche (Figg. 5 e 6) mostrano che a  $\text{pH}=13,9$  tutti gli acciai hanno un tenore critico di cloruri superiore al 10% sia a temperatura ambiente che a  $40^\circ\text{C}$ . Solo sull'acciaio AISI 410 a basso tenore di cromo si è innescato l'attacco con un tenore di cloruri del 7% nella prova a  $40^\circ\text{C}$ . In ogni caso, si è osservata una resistenza alla corrosione notevolmente superiore a quella riscontrata nella soluzione a pH 12,6.

In calcestruzzi carbonatati il pH del liquido dei pori scende al di sotto di 9 e, in queste condizioni, l'acciaio al carbonio non è in grado di conservare la passività. Gli acciai inossidabili, pur mantenendo le condizioni di passività, mostrano un decadimento della resistenza alla corrosione localizzata quando il pH scende a valori vicini a 9 o prossimi alla neutralità (Fig. 7 e 8). Questo si verifica soprattutto negli acciai con basso contenuto di cromo e molibdeno. A pH 7,6 si osserva inoltre una modesta resistenza alla corrosione dell'acciaio martensitico AISI 410 con basso tenore di cromo, per il quale è sufficiente lo 0,5% di cloruri ad innescare la corrosione localizzata. Acciai con basso tenore di cromo (13%), quindi, non sembrano essere competitivi in applicazioni in cui oltre alla presenza di sensibili tenori di cloruri si prevede anche la carbonatazione dell'intero copriferro. Infatti, in questo caso il ricorso ad armature zincate sarebbe più economico [11].

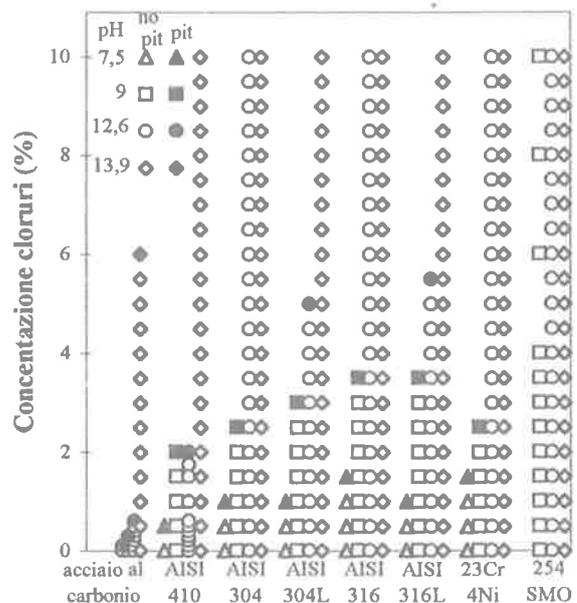


Fig. 5 Tenori critici di cloruri ottenuti a temperatura ambiente nelle prove di polarizzazione potenziostatica a  $+200\text{ mV SCE}$ , in funzione del pH della soluzione (i risultati a pH 9 sono stati ottenuti nella soluzione  $0,015\text{M NaHCO}_3 + 0,005\text{M Na}_2\text{CO}_3$ ).

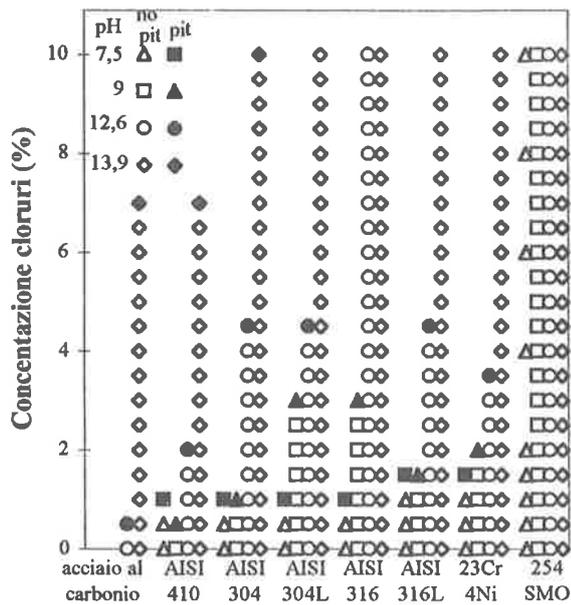


Fig. 6 Tenori critici di cloruri ottenuti a 40°C nelle prove di polarizzazione potenziostatica a +200 mV SCE, in funzione del pH della soluzione (i risultati a pH 9 sono stati ottenuti nella soluzione 0,015M NaHCO<sub>3</sub> + 0,005M Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>).

### 3.4 Effetto degli elementi di lega

Nelle Figg. 9 e 10 sono riportate le concentrazioni critiche di cloruri in corrispondenza alle quali si è avuto l'innescò della corrosione localizzata durante le prove potenziostatiche, in funzione dell'indice di pitting, calcolato come  $PRE = \%Cr + 3,3 \cdot \%Mo + 30 \cdot \%N$  (esteso all'acciaio martensitico AISI 410 non considerando l'azoto).

L'indice di pitting, che viene comunemente utilizzato per definire la resistenza alla corrosione da cloruri degli acciai inossidabili in ambiente neutro, non sembra essere così significativo in ambienti alcalini come il calcestruzzo.

Infatti, i risultati delle prove a pH elevato evidenziano un tenore critico di cloruri sostanzialmente analogo per gli acciai AISI 316 e AISI 304, nonostante il primo contenga più del 2% di molibdeno e abbia PRE ~26, mentre il secondo ha PRE ~20. Inoltre, nelle prove a 40°C si osserva che il comportamento degli acciai austenoferritici con un ridotto tenore di nichel è peggiore rispetto a quello degli austenitici contenenti tenori più elevati di nichel, sebbene abbiano un pari o inferiore PRE.

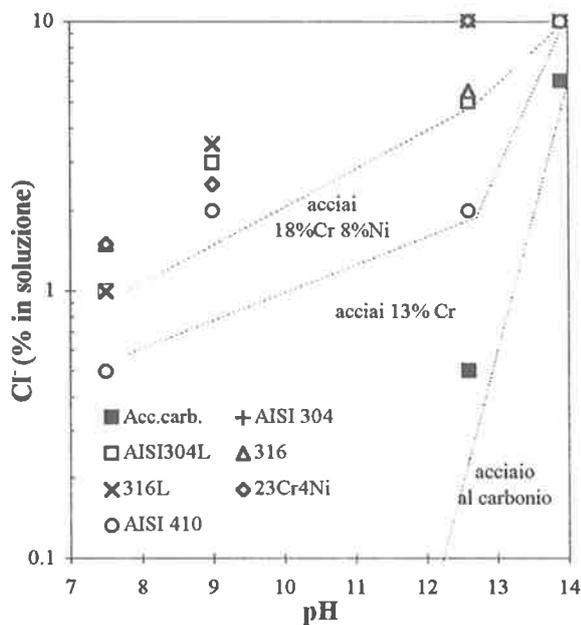


Fig. 7 Tenore critico di cloruri a +200 mV SCE e 20°C in funzione del pH.

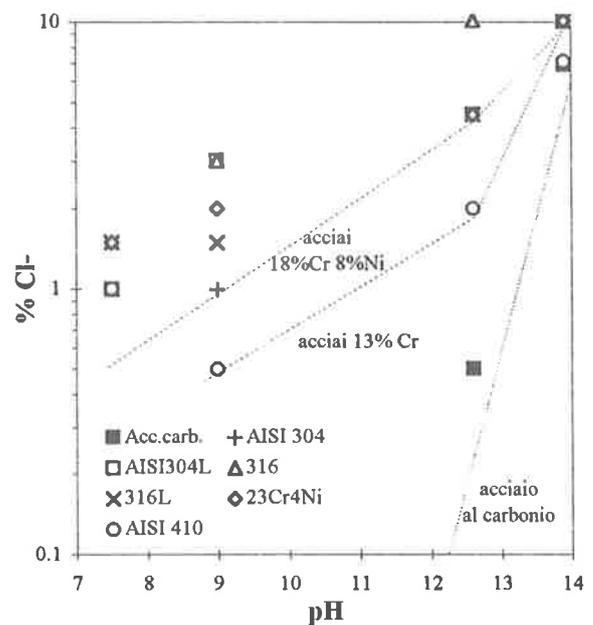


Fig. 8 Tenore critico di cloruri a +200 mV SCE e 40°C in funzione del pH.

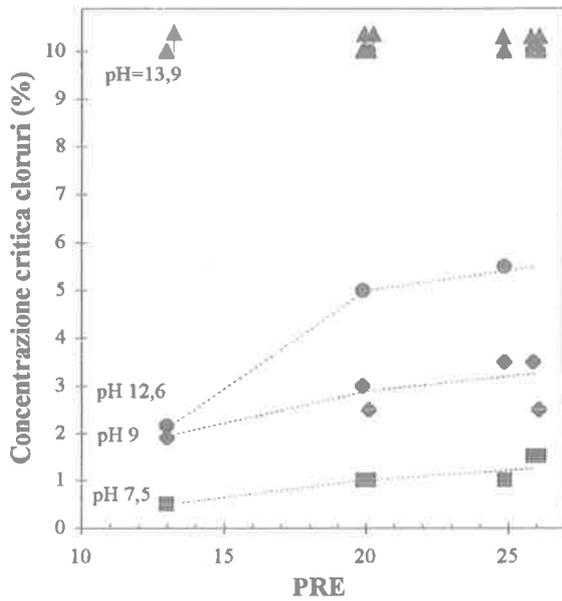


Fig. 9 Effetto dell'indice di pitting sul tenore critico di cloruri misurato con le prove di polarizzazione potenziostatica a +200 mV SCE e 20°C.

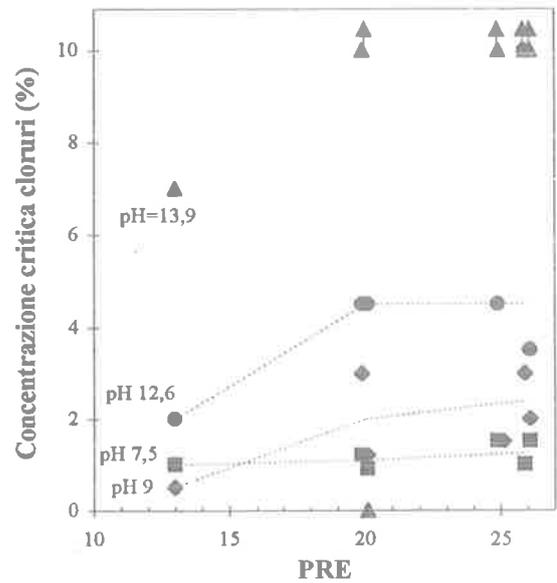


Fig. 10 Effetto dell'indice di pitting sul tenore critico di cloruri misurato con le prove di polarizzazione potenziostatica a +200 mV SCE e 40°C.

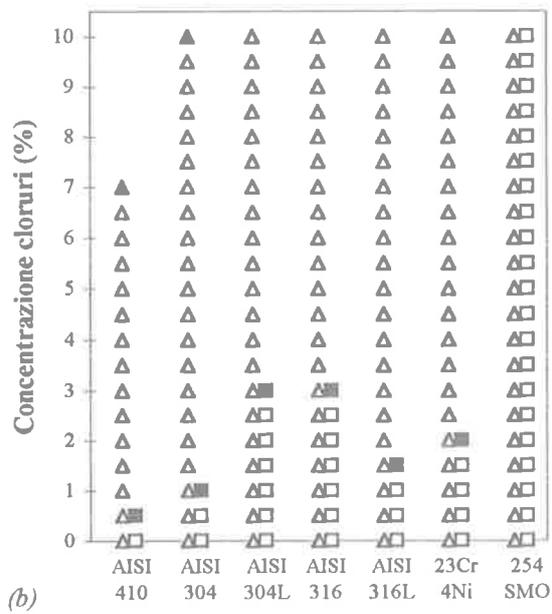
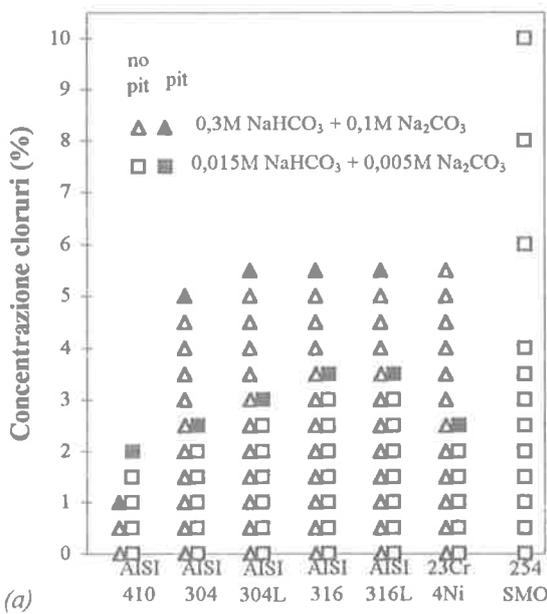


Fig. 11 Effetto della concentrazione di carbonati e bicarbonati sul tenore critico di cloruri misurato con le prove di polarizzazione potenziostatica a +200 mV nelle soluzioni a pH 9 a temperatura ambiente (a) e a 40°C (b).

Questi dati sembrano quindi indicare, diversamente da quanto si verifica in ambiente neutro o acido, una scarsa influenza del molibdeno sulla resistenza alla corrosione localizzata degli acciai inossidabili in

ambiente alcalino e un effetto positivo del nichel. Si osserva che l'acciaio inossidabile superaustenitico 254 SMO con indice di pitting pari a circa 46 (e tenore di nichel del 18%), non rappresentato nelle Figg. 9 e 10,

non ha subito attacco localizzato in nessuna delle condizioni sperimentali esaminate.

### 3.5 Concentrazione di carbonati e bicarbonati

La presenza di carbonati e bicarbonati nella soluzione inibisce la corrosione localizzata degli acciai, soprattutto alla temperatura più elevata, come evidenziato dal confronto delle prove effettuate nelle due soluzioni a pH 9 ottenute con diverse concentrazioni di carbonati e bicarbonati mantenendone costante il rapporto (Fig. 11).

Questo effetto inibente è già stato osservato a temperature elevate (90°C) e può divenire superiore a quello dell'aumento del pH [10]. In Fig. 12, dove si confrontano le concentrazioni critiche di cloruri per l'innescò della corrosione in funzione della percentuale di carbonati, si osserva che tale effetto, sebbene aumenti al crescere della temperatura, è presente anche a temperature inferiori.

Infatti, l'aumento della temperatura da 20°C (Fig. 11a) a 40°C (Fig. 11b) ha portato ad una riduzione della concentrazione critica dei cloruri nella soluzione a pH 9 con una bassa concentrazione di carbonati e bicarbonati, mentre si è osservato un aumento nella soluzione a pH 9 con un alto tenore di carbonati.

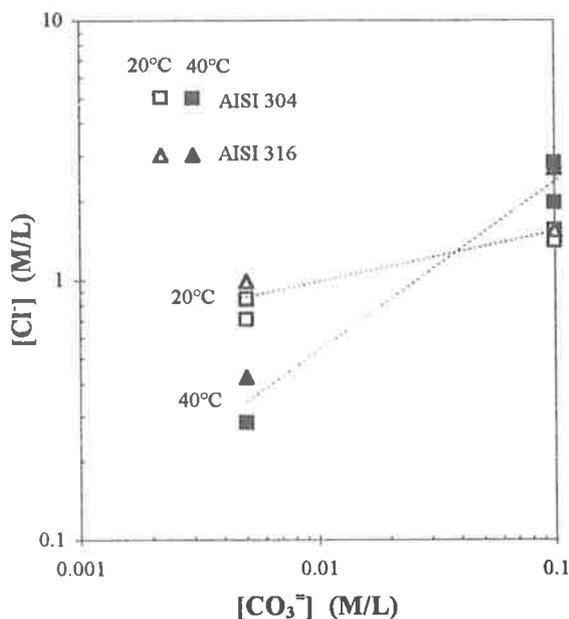


Fig. 12 Suscettibilità alla corrosione localizzata in funzione della concentrazione di carbonati.

Tuttavia, il tenore dei sali disciolti nell'estratto acquoso del calcestruzzo è di solito molto basso, per cui l'effetto inibente può essere ritenuto modesto.

## 4. CONCLUSIONI

Nella soluzione satura di idrossido di calcio, gli acciai inossidabili studiati hanno mostrato tenori critici di cloruri per l'innescò della corrosione localizzata variabili dal 2% per l'acciaio AISI 410 con basso tenore di elementi di lega, a circa il 5% per gli acciai austenitici e per l'acciaio austenoferritico.

L'aumento della temperatura da 20 a 40°C ha comportato una apprezzabile diminuzione della resistenza alla corrosione localizzata.

In soluzioni simulanti il liquido nei pori del calcestruzzo carbonatato, il tenore critico di cloruri diminuisce soprattutto negli acciai con minore contenuto di cromo o molibdeno (AISI 410 e 23Cr4Ni).

Viceversa, nell'ambiente alcalino tipico del calcestruzzo non carbonatato, i dati indicano un'influenza positiva del nichel sulla resistenza all'attacco da cloruri.

In ogni caso non si è avuto attacco localizzato sull'acciaio austenitico 254 SMO nell'intervallo di concentrazioni di cloruri considerato (fino a 10%).

Alla temperatura di 40°C, la presenza di carbonati in soluzione ha evidenziato un sensibile effetto inibente sulla corrosione localizzata.

## RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia la Società Acciaierie Valbruna di Vicenza, finanziatrice della ricerca, che ha permesso la pubblicazione dei risultati.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB-FIP Model Code 1990.
- [2] K.W.J.Treadaway, R.N.Cox, B.L.Brown, "Durability of Corrosion Resisting Steel in Concrete", Proc. Institute of Civil Engineers, London, 1989, pp. 305-331.

- [3] B.L.Brown, D.Harrop, K.W.J.Treadaway, "Corrosion Testing of Steels for Reinforced Concrete", Proc. of "Corrosion Testing and Monitoring", University of London, March 1977, pp. 103-115.
- [4] B.Sorensen, P.B.Jensen, E.Maahn, "The Corrosion Properties of Stainless Steel Reinforcement", in "Corrosion of Reinforcement in Concrete", Elsevier, 1990, pp.601-605.
- [5] B.G.Callaghan, "The Performance of a 12% Chromium Steel in Concrete in Severe Marine Environments", Corrosion Science, vol. 35, 1993, pp. 1535-1541.
- [6] T.Pastore, P.Pedefferri, L.Bertolini, F.Bolzoni, A.Cigada, "Electrochemical Study on the Use of Duplex Stainless Steel in Concrete", Proc. Int. Conf. on Duplex Stainless Steel 1991, Vol. 2, Beaune, 1991, pp. 905-913.
- [7] L.Bertolini, F.Bolzoni, T.Pastore, P.Pedefferri, "Armature di acciaio inossidabile per la prevenzione della corrosione di strutture in cemento armato", Atti del "° Convegno nazionale sui materiali per l'ingegneria, AIMAT, Trento, 19-21 settembre 1994, pag. 777-784.
- [8] U.Nurnberger, W.Beul, G.Onuseit "Corrosion Behaviour of Welded Stainless Reinforced Steel in Concrete", Otto-Graf-Journal, FMFA BW stuttgart, 4, 1993, pp. 225-259.
- [9] U.Nurnberger, "Stainless Steel in Concrete". European Federation of Corrosion Working Party WP11, State of the art report, July 1994.
- [10] N.Jallerat, F.L.Pari, F.Bourelie, K.V.Quang, "Specific Inhibition Effect of Carbonate and Bicarbonate Ions on Pitting Corrosion of Stainless Steels and Nickel Base Alloy", 9th ICC Toronto, 3-7 June 1981, Vol. 4, pp. 404-406.
- [11] T.Pastore, "Lo zinco nella protezione dalla corrosione delle strutture metalliche e in c.a.", L'Edilizia, 5, 1994, pp. 37-47.

**CONDOTTE SOTTOMARINE PER OPERE DI PRESA A MARE:  
ALCUNE REALIZZAZIONI E PROBLEMI CONNESSI**

**Mario CAIRONI**  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano

**Francesco MONTEVECCHI - Laura MAZZA**  
Polytecna Harris S.r.l. - Milano



## CONDOTTE SOTTOMARINE PER OPERE DI PRESA A MARE: ALCUNE REALIZZAZIONI E PROBLEMI CONNESSI

**Mario CAIRONI**

Politecnico di Milano

**Francesco MONTEVECCHI**

**Laura MAZZA**

Polytecna Harris S.r.l.

Milano

### SOMMARIO

Negli anni Ottanta PH completò la progettazione esecutiva dei circuiti di raffreddamento per le tre principali centrali di produzione energia dell'ENEL in Italia. L'acqua è captata da opere di presa e inviata a terra attraverso condotte di adduzione che presentano caratteristiche particolari legate alle elevate portate del circuito e alla possibilità di essere svuotate durante la costruzione e la manutenzione in fase di esercizio. Nel seguito vengono descritti gli elementi tipici dei manufatti e si illustrano le problematiche relative alla progettazione, prefabbricazione, movimentazione, installazione, solidarizzazione in opera, inclusi gli aspetti geotecnici.

### SUMMARY

In the Eighty PH completed the civil design of three water cooling systems for the ENEL main Italian power plants. The water is collected by an off-shore intake head and conveyed to the pumping station on shore through the adduction channels. These channels present peculiar characteristics, namely high flow rate and the possibility to be emptied during construction and maintenance in the operating phase. The typical element is described and details are given on the design premises and development, with due consideration to pre-casting, handling, installation, joining and geotechnical aspects.

### 1. PREMESSA

In generale la progettazione di una struttura marina impone problemi non risolvibili con metodi di routine, sia per la minor frequenza e ripetitività di strutture simili, sia per le condizioni di esercizio spesso del tutto inusuali. Il metodo di costruzione unitamente ai mezzi di installazione condiziona più che in altri campi il progetto dell'opera, inoltre le condizioni meteomarine possono rendere irrealizzabile o molto difficoltosa la realizzazione. Ne consegue la necessità di sfruttare il più possibile la possibilità di prefabbricazione a terra,

programmando le attività in modo che le operazioni di varo possano essere effettuate in tempi brevi e nei previsti periodi di mare calmo, dopo attenta analisi dei dati meteomarini del paraggio.

Sono inoltre indispensabili un'accurata batimetria e una dettagliata prospezione geologica, inclusi sondaggi, campionature, prove di laboratorio e prove in sito, completate da controlli a mezzo sommozzatore.

Se il fondale è di tipo sedimentario, sono opportune la verifica della possibilità di variazioni stagionali o a lungo termine dello stesso e l'analisi storica dei cambiamenti subiti negli anni della linea di costa, specie

dopo grandi mareggiate: per opere in trincea, come nel caso delle condotte sottomarine oggetto di questa memoria, l'erosione e/o i cedimenti del fondale non previsti e non considerati possono esporre l'opera a inflessioni e spostamenti non sempre assorbibili dalla elasticità delle giunzioni fra elemento ed elemento. A questo proposito non va trascurata l'eventualità di liquefazione dei sedimenti sottomarini in caso di sisma o di frane sottomarine, specie se il terreno di posa è di materiale sabbioso riportato.

La protezione con massi rocciosi o adeguati rinterrati deve essere di tipo tale da riparare effettivamente l'opera dall'azione delle onde o delle correnti.

Le forze esercitate dalle onde o dalle correnti sono sempre correlate nelle formule d'uso a coefficienti di carattere semi-sperimentale, i cui valori sono reperibili nella letteratura tecnica, particolarmente nei casi di condotte a sezione circolare a causa della loro maggior diffusione. Detti coefficienti risultano tra l'altro anche funzione della distanza della condotta dal fondo e vanno attentamente considerati per la fase provvisoria di posa di tronchi isolati di condotta su selle o traversi di appoggio. Lo sviluppo di forze verticali alternate durante la calata dei tronchi può disturbare notevolmente il loro posizionamento.

E' opinione diffusa che, a oltre 30 m di profondità d'acqua, l'azione delle onde sia da ritenersi esigua. Si sono verificate tuttavia rotture in condotte profonde oltre 70 m in seguito ad onde di tempesta di carattere eccezionale. Da esperienze condotte in mare con onde di 4 metri di altezza, periodo circa 12 sec, a profondità circa 12 m si sono misurate sul fondo velocità di 1,5 m/sec, le massime che un sommozzatore può sopportare anche se ancorato ad un punto fisso.

Poiché la ricerca, come si è detto ha sviluppato soprattutto i risultati riguardanti le condotte a sezione circolare, per le condotte a sezione rettangolare come quelle oggetto della nostra considerazione è opportuno adottare coefficienti cautelativi e se necessario provvedere prove su modello in laboratori specializzati.

Nel caso delle condotte di presa per le quali sia prevista la svuotabilità, la condizione di condotta vuota per operazioni di pulizia è determinante per il dimensionamento e il peso di zavorra. Alcuni rapporti dimensionali possono ottenersi schematizzando la condotta come una sezione rettangolare.

Posto

$A_c$	=	area del calcestruzzo $m^2/m$
$A_v$	=	area dei vuoti "
$A_z$	=	area della zavorra "
$\gamma_c$	=	peso specifico del calcestruzzo $t/m^3$
$\gamma_a$	=	peso specifico dell'acqua di mare $t/m^3$
$\gamma_z$	=	peso specifico del materiale di zavorra (calcestruzzo magro $t/m^3$ )

le condizioni di galleggiamento con un bordo libero da 0,10 a 0,30 m impongono che sia

$$A_c \cdot \gamma_c = \frac{1}{s_b} \cdot (A_c + A_v) \cdot \gamma_a$$

$s_b$  = coefficiente di galleggiabilità  $\cong 1,10$

In condizioni di posa sul fondo

$$(A_c \cdot \gamma_c + A_z \cdot \gamma_z) = s_f \cdot (A_c + A_v) \cdot \gamma_a$$

ove

$s_f$  = coefficiente di sicurezza alla flottazione  
 $\cong 1,10-1,20$

Dalle due relazioni precedenti si ricava che in sezione l'area di zavorra  $A_z$  oscilla fra il 7 e l'8% dell'area vuota  $A_v$  mentre l'area del calcestruzzo  $A_c$  è circa il 70% dell'area vuota  $A_v$ .

Per il galleggiamento un'altezza metacentrica positiva di circa 0,20 m è normalmente sufficiente a garantire la stabilità.

Durante la prefabbricazione degli elementi di condotta di c.a., che hanno lunghezza media di circa 30 m, problemi non indifferenti si presentano per contenere la fessurazione (l'ampiezza dell'apertura delle fessure è normalmente limitata dalle normative) che si manifesta di solito alla base delle pareti per effetto dei gradienti termici e delle forze di attrito che si sviluppano tra le superfici di contatto del manufatto sul piano di getto.

I sistemi di posa in opera dei manufatti prefabbricati variano dai più semplici di flottazione guidata, attraverso tiri da pontone, alla flottazione totalmente guidata, tramite apposite strutture a telaio galleggiante o tipo jack-up, dotate di centraline di comando per garantire la completa automazione e controllo delle operazioni; solo eccezionalmente e per manufatti di ridotte dimensioni si possono adottare tecniche di varo che impegnano la resistenza a trazione dei giunti.

## 2. INTRODUZIONE

Negli anni Ottanta la Società Polytecnica Harris si è occupata della progettazione esecutiva delle opere per i circuiti di raffreddamento delle centrali ENEL di Torvaldaliga Nord, Montalto di Castro e Brindisi Sud. Per ognuno dei circuiti le infrastrutture comprendono l'opera di presa a mare, costituita da un manufatto di cemento armato per la captazione dell'acqua di raffreddamento, una condotta sottomarina costituita da elementi scatolari sempre di cemento armato, nei quali sono ricavate le canne di adduzione dell'acqua di raffreddamento, e le condotte di restituzione, con la relativa opera per la diffusione dell'effluente.

In questa memoria si considerano le problematiche relative alla progettazione esecutiva delle sole condotte di adduzione, caratterizzate da requisiti imposti dalle dimensioni dell'impianto o voluti dalla Committenza. In particolare ci si riferisce a:

- trasferimento di portate elevate e quindi grandi dimensioni,
- possibilità di svuotamento totale delle canne durante la fase costruttiva,
- possibilità, in esercizio, di svuotamento di alcune (Brindisi) o di tutte le canne (Montalto) per ispezione, pulizia e manutenzione con l'introduzione nei manufatti di personale e mezzi.

Tali caratteristiche rendono *queste opere assai simili ai tunnel sommersi* realizzati in altri paesi per esigenze di traffico stradale o ferroviario e in effetti ad esse si è fatto riferimento nel corso della progettazione soprattutto per la realizzazione di particolari critici quali i giunti, i criteri di varo, la posa e le operazioni di collegamento.

La progettazione e realizzazione di queste opere costituiscono pertanto un utile punto di partenza per eventuali sviluppi anche nel campo delle infrastrutture sottomarine di trasporto che potrebbero risolvere almeno in parte i problemi di traffico in alcune città costiere del nostro paese.

Uno degli aspetti peculiari nella progettazione di condotte del tipo in esame è la necessità di definire prima di iniziare i criteri realizzativi che si intendono adottare durante la costruzione: le fasi provvisoriale e la movimentazione comportano infatti condizioni di carico particolari e richiedono lo sviluppo di elementi strutturali non secondari, in alcuni casi risultano dimensionanti per il manufatto.

Nel seguito si farà riferimento alle opere realizzate per le centrali di Montalto di Castro e di Brindisi Sud (Figura 1), per le quali Polytecnica Harris ha sviluppato integralmente la progettazione esecutiva a partire da un progetto di massima ENEL: nella tabella allegata e nelle Figure 2 e 3 sono riportate le principali caratteristiche delle condotte tipiche studiate, trascurando in questa sede la condotta dotata di torrioni di ispezione alla quale si applicano le stesse considerazioni ma che richiede una progettazione a parte.

### 3 PREFABBRICAZIONE

Per questo tipo di opere la prefabbricazione è una soluzione d'obbligo che comporta la disponibilità di spazi adeguati, la possibilità di movimentare i manufatti al sito di installazione, la necessità di contenere al minimo i tempi di costruzione e di non interferire con il

programma di costruzione delle opere a terra alle quali le condotte devono raccordarsi. Tenuto conto delle dimensioni e dei pesi dei manufatti (in particolare dell'opera di presa) e delle caratteristiche delle aree interessate dalle opere, dopo un esame delle possibili alternative, in entrambi i casi si optò per la costruzione delle opere in apposita tura: a Montalto questa fu realizzata in asse alle condotte a terra, in corrispondenza del tronco di raccordo fra la parte a terra e quella a mare del circuito di raffreddamento; a Brindisi, dove ciò non era possibile, il bacino di prefabbricazione venne realizzato all'interno del porto della città, a circa 15 km dal sito della centrale.

I problemi specifici affrontati furono:

- studio della disposizione dei manufatti all'interno della tura, per minimizzare le dimensioni e quindi i costi del bacino, pur tenendo conto dell'agibilità e operatività del cantiere, delle fasi di allagamento e apertura verso mare e della movimentazione delle opere prefabbricate secondo le sequenze previste di varo e di posa in opera;
- definizione delle fasi di getto, trattandosi di elementi di notevoli dimensioni;
- riduzione al minimo dei tempi di costruzione: a questo scopo a Montalto per la rapida posa delle armature furono adottati tralicci a perdere in profilati metallici e per la realizzazione delle canne si adottarono casseri interni metallici mobili, deformabili per il disarmo (la disposizione delle 18 condotte su una serie di tre file allineate permise di procedere in serie limitando le difficoltà di movimentazione dei casseri nella ristretta area della tura); a Brindisi lo stesso sistema fu affinato utilizzando come casseri anche le testate di acciaio predisposte per i giunti;
- controllo della fessurazione: oltre al rispetto delle restrittive prescrizioni di capitolato riguardanti la disposizione delle armature e la verifica dell'ampiezza delle fessure, non potendosi adottare per motivi di carattere economico e temporale soluzioni più sofisticate si provvide, successivamente alle prove di tenuta idraulica, a sigillare con idonei prodotti le fessurazioni riscontrate; non essendo richieste particolari cautele in fase di esercizio, si ritiene di aver raggiunto un buon compromesso tra l'esigenza di limitare lo stato fessurativo e l'alto costo delle soluzioni adottate per i tunnel sommersi destinati al traffico. A questo proposito si può osservare che nei nove anni trascorsi dal completamento delle opere di Montalto è stato possibile mantenere le condotte vuote senza necessità di aggettamenti.



#### 4. MOVIMENTAZIONE

Si osserva che queste opere sono situate in mare aperto e *non in aree protette* o comunque ridossate come normalmente nel caso di tunnel sommersi destinati al traffico veicolare o ferroviario (se si esclude il tunnel sotto la Manica che però è di tipologia completamente diversa). Da un punto di vista progettuale e soprattutto esecutivo ciò ha comportato l'esigenza di affrontare problemi assai complessi, in particolare si dovette procedere ad un accurato studio delle condizioni meteomarine per la scelta di un periodo di varo compatibile con il programma dei lavori e si predisposero programmi di emergenza per far fronte a condizioni avverse durante l'installazione (puntualmente verificate).

La movimentazione delle condotte dal bacino di prefabbricazione al punto di imbasamento fu realizzata dopo l'allagamento del bacino e la messa in galleggiamento dei singoli manufatti, tonneggiandoli e affondandoli nella posizione prefissata. Perciò nella progettazione di queste opere è essenziale verificare fin dall'inizio che il manufatto sia in grado di galleggiare e di rimanere stabile in questa condizione, per consentirne il trasporto con sufficiente sicurezza e il minimo intervento di mezzi.

Inoltre è indispensabile prevedere il tipo di zavorramento necessario sia per l'affondamento che per la stabilità in fase di esercizio dell'opera. Lo zavorramento scelto comporta soluzioni strutturali diverse sia in termini di geometria che di carichi.

Nel caso di Montalto, durante la fase di tonneggio, i tronchi di condotta risultavano galleggiare con un franco di circa 5 cm rispetto all'estradosso della soletta di copertura e si presentavano stabili in questa condizione (centro di spinta sopra al baricentro). Si decise di zavorrare utilizzando blocchi di calcestruzzo (1.55 x 1.88 x 2.2 m, del peso in aria di 14.3 t l'uno) e di provvedere per il contenimento dei blocchi alla costruzione di un muretto lungo tutto il perimetro della soletta superiore, alto 0.70 m e dotato di ombrinali. Con l'ausilio di pontoni, i singoli tronchi vennero tonneggiati e affondati, mediante zavorramento con otto blocchi di calcestruzzo, nella posizione prevista. Dopo aver verificato, e se necessario corretto, il posizionamento, vennero disposti tutti i blocchi di calcestruzzo di zavorra previsti per la fase finale (160 blocchi per ogni tronco).

Nel caso di Brindisi il singolo elemento di condotta previsto dal progetto di base presentava un dislocamento insufficiente per il galleggiamento; per aumentarlo si decise di costruire, al di sopra della soletta superiore, una intercapedine compartimentata che consentisse da un lato di aumentare il dislocamento (si ottenne un franco al galleggiamento di circa 30 cm) e

dall'altro di permettere lo zavorramento sia in affondamento che in fase finale, mediante immissione di acqua nelle camere ricavate con la compartimentazione. I manufatti vennero rimorchiati dal bacino di prefabbricazione fino al luogo di posa da un rimorchiatore (HP 1250, tiro al gancio 22 t, massima velocità del convoglio 3 miglia/ora, lunghezza percorso 8 miglia); raggiunto il luogo di posa stabilito, l'affondamento venne eseguito con l'ausilio di una gru su pontone mediante l'allagamento controllato di 12 camere secondo un programma predefinito. Successivamente alla verifica positiva dell'installazione, completata nell'arco di circa un mese, vennero allagate tutte le camere di zavorra per garantire la stabilità in condizioni finali di esercizio.

Per rendere possibili le operazioni descritte, una specifica attenzione in fase progettuale venne riservata ai seguenti aspetti e accorgimenti:

- il galleggiamento dei singoli tronchi richiese la chiusura delle bocche di estremità delle canne mediante tamponi che furono successivamente rimossi per ricostituire la continuità dell'intera condotta. Nel caso di Montalto le bocche furono chiuse con pareti di calcestruzzo che vennero demolite durante le operazioni di completamento dei giunti tra condotte adiacenti. A Brindisi invece l'estremità di ogni canna venne chiusa con un tampone metallico provvisto di collegamenti bullonati a tenuta idraulica, che venne poi rimosso durante la medesima fase;
- durante l'allagamento del bacino le condotte non devono andare in galleggiamento (per evitare danneggiamenti dovuti a spostamenti incontrollati delle stesse), si prevede pertanto il necessario zavorramento e la sua successiva rimozione. Nel caso di Montalto le condotte vennero mantenute piene d'acqua e svuotate successivamente sotto controllo. Nel caso di Brindisi fu sufficiente allagare parte delle camere superiori di zavorra e poi svuotarle. Per tali operazioni si studiarono dei sistemi idraulici e si provvide a inserire nei manufatti le valvole e le tubazioni necessarie;
- per facilitare il distacco dei tronchi di condotta al momento della loro messa in galleggiamento all'interno del bacino, il piano di posa a Montalto fu previsto di calcestruzzo magro molto poroso e fu ricoperto con un foglio di politene, allo scopo di diminuire l'attrito e l'effetto ventosa" in fase di distacco tra l'imbasamento e l'intradosso della condotta; a Brindisi si dispose sul piano di posa una maglia di canalette di ghiaia che consentì il distacco in tempi ridotti;
- durante le fasi di trasporto, tonneggio, affondamento e posizionamento i tronchi di condotta vennero guidati da pontone/i attraverso cavi collegati a golfari realizzati nei manufatti: pur trattandosi di elementi





secondari, data la delicatezza delle operazioni e l'entità e incertezza delle forze in gioco, anche la progettazione di questi particolari richiede una adeguata accuratezza;

- prima del varo si procedette ad una serie di verifiche preliminari riguardanti in particolare la tenuta idraulica dei manufatti e dei loro accessori (tamponi), il funzionamento dei sistemi idraulici di riempimento e svuotamento, la verifica delle condizioni di galleggiabilità dell'opera (prove di galleggiamento per il controllo del franco libero, messa a punto delle procedure di zavorramento controllate per l'affondamento in funzione dell'effettivo peso dei manufatti);
- le condotte furono varate da terra verso mare per evitare tronchi di raccordo con il tratto a terra delle condotte e permettere di iniziare da terra lavori di demolizione/rimozione dei tamponi e completamento del profilo idraulico prima di aver completato il varo di tutti i tronchi;
- il varo dell'opera di presa venne eseguito prima di quello delle condotte a Montalto e dopo a Brindisi. Nel primo caso fu necessario salpare per prima l'opera di presa, per esigenze di disposizione dei manufatti all'interno della tura, e affondarla nella posizione definitiva; pertanto non fu più possibile varare le condotte da terra verso mare in quanto ciò avrebbe richiesto o di risalpare l'opera di presa o di realizzare un elemento di chiusura gettato in opera in corrispondenza di fondali elevati; si scelse di varare le condotte in parte da mare verso terra e in parte da terra verso mare e di realizzare un elemento di raccordo intermedio, gettato in opera su fondali più bassi. A Brindisi fu invece possibile varare tutte le condotte da terra verso mare e successivamente affondare l'opera di presa nella posizione più idonea, evitando opere integrative per l'assorbimento delle tolleranze di posa, e si studiò un collegamento meno oneroso tra le due opere, sulla base dell'esperienza precedente e grazie anche alle migliori caratteristiche del terreno di fondazione.

## 5. COLLEGAMENTO DEI TRONCHI DI CONDOTTA

Dal punto di vista realizzativo è particolarmente delicata la fase di allineamento dei tronchi successivi e il collegamento dei giunti tra le testate adiacenti.

Per un corretto posizionamento occorre affondare il manufatto guidandolo da pontone e predisponendo i cavi, i galleggianti e i corpi morti necessari per l'allineamento; il carico di affondamento deve essere minimo per consentire con l'impiego di tiri contenuti

gli eventuali aggiustamenti senza mobilitare significative forze di attrito.

Una volta ottenuto l'accostamento di due tronchi consecutivi, con la minima tolleranza e comunque nei limiti prescritti, occorre realizzare il giunto tra i due elementi.

Sia a Montalto che a Brindisi furono previsti sul collare perimetrale delle testate dei tronchi di condotta un giunto di prima tenuta (tipo GINA), fissato a una delle due testate contrapposte e funzionante in compressione contro la battuta metallica prevista sull'altra testata, e un giunto definitivo omega, fissato a una delle testate contrapposte e successivamente collegato all'altra per garantire la continuità e la tenuta idraulica delle sezioni; per i setti verticali furono scelti giunti tipo waterstop. Particolare cura va riservata alle specifiche di fornitura dei giunti, data la loro importanza funzionale e l'entità dei carichi a cui sono soggetti: essi devono garantire la tenuta idraulica a breve e a lungo termine, essere in mescola di neoprene (non stirolitica, che è soggetta a processi di invecchiamento), essere dotati di armatura interna e tenute trasversali, presentare dimensioni e prestazioni adeguate agli spostamenti previsti (cedimenti differenziali, tolleranze di posa, deformazione del giunto stesso sotto carico, ecc.) e alle elevate pressioni cui sono sottoposti (in fase di posa delle condotte e in fase di manutenzione durante l'esercizio, tenuto conto delle sovrappressioni interne nelle canne piene e di quelle esterne dovute al moto ondoso).

Il collegamento dei tronchi di condotta fu ottenuto con le seguenti operazioni:

- mantenendo il minimo zavorramento, la testata della condotta appena varata fu avvicinata a quella della condotta già posata mediante dispositivi tipo Tirfort e martinetti contrastati sui muri del collare fino a comprimere il giunto GINA in misura sufficiente a garantirne la tenuta idraulica minima;
- il volume compreso tra il giunto e i tamponi di chiusura delle canne venne svuotato, utilizzando pompe sommerse e un circuito acqua - aria predisposto, provocando così un'ulteriore assai maggiore compressione del giunto GINA per effetto della pressione idrostatica sulla testata libera dell'ultima condotta varata;
- ai fini della sicurezza delle condotte a fronte di possibili mareggiate si procedette all'allagamento di almeno due canne interne e nel caso di Brindisi anche di tutte le camere di zavorra; inoltre si iniziò la posa del terreno di rinfianco fino al tronco precedente quello su cui si lavorava al completamento del giunto;
- prima di svuotare le condotte per procedere alle operazioni dall'interno si dispose la zavorra necessaria a

garantire la stabilità delle condotte posate (blocchi di calcestruzzo per Montalto, per Brindisi l'allagamento delle camere di zavorra era sufficiente anche per questa fase);

- esecuzione delle operazioni all'interno della condotta, comprendenti la demolizione o rimozione dei tamponi di chiusura delle canne, il collegamento del giunto omega, l'esecuzione dei getti di protezione dei giunti e la ricostituzione del profilo idraulico; si osserva che i getti di protezione e completamento in corrispondenza dei giunti richiedono un accurato studio, per definire i particolari costruttivi (armature di ripresa e dispositivi di collegamento al prefabbricato, casseri e tubi di sfiato per i getti), le sequenze di esecuzione, le specifiche dei materiali (betoncini antiritiro, a presa rapida, opportunamente premiscelati e caricati di adeguati inerti, aggrappanti);
- installazione degli impianti interni (tubazioni per il cloro, impianti elettrici e strumentazione);
- interro e ripristino del fondale naturale.

Procedure specifiche vennero studiate per la realizzazione del giunto tra la condotta e l'opera di presa:

- a Montalto l'accosto dell'ultima condotta lato mare non presentò alcuna particolarità rispetto a quanto previsto tra due condotte adiacenti, salvo che l'ultimo appoggio fu realizzato su un dente predisposto nell'opera di presa, per evitare cedimenti differenziali;
- a Brindisi l'opera di presa venne varata successivamente alle condotte e furono previste due selle contigue, una per l'ultima condotta e una per il collare predisposto sull'opera di presa, così che il collegamento fu ottenuto, pur con adeguati mezzi e accorgimenti in modo del tutto analogo a quello dei tronchi (avvicinamento, collegamento e completamento degli elementi del giunto).

## 6. RIPRISTINO DEI FONDALI

Completati gli interventi sui giunti, si ripristinarono i fondali naturali, allo scopo di minimizzare l'impatto ambientale, di dare opportuna protezione alle opere nei confronti di possibili danneggiamenti da ancore o altro (peraltro la presenza delle opere è segnalata da adeguate indicazioni navigazionali) e di ridurre al minimo l'effetto delle azioni di onda e corrente. In fase progettuale occorre in ogni caso valutare l'eventuale importanza delle azioni meteomarine presenti a quota fondale e di fenomeni erosivi o di ripascimento e provvedere se necessario le opportune protezioni.

## 7. STABILITÀ AL GALLEGGIAMENTO DELLA CONDOTTA IN ESERCIZIO

In condizioni di esercizio, la stabilità della condotta è garantita dalla presenza della zavorra permanente:

- a Montalto di Castro la zavorra permanente è costituita da 160 blocchi di calcestruzzo posati sul tetto di ogni tronco, che assicurano da soli un coefficiente di sicurezza pari a 1.2 in condizioni di svuotamento contemporaneo delle quattro canne (si trascura il contributo dell'eventuale terreno di rinterro);
- a Brindisi la zavorra permanente costituita dall'acqua nelle camere superiori garantisce da sola la stabilità, inoltre, non essendo previsto lo svuotamento di non più di due canne in condizioni di esercizio, il coefficiente di sicurezza risulta aumentato a 1.3 circa (anche in questo caso si trascura il contributo del terreno di rinterro).

Ai fini della stabilità in fase di esercizio non vengono prese in considerazione le azioni trasversali dovute alle onde e alle correnti, trattandosi di opere in trincea interrate e protette.

## 8. CONDIZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE STRUTTURALI DEL MANUFATTO

Le verifiche strutturali in condizioni di esercizio furono eseguite considerando le condizioni più sfavorevoli separatamente per il comportamento longitudinale e trasversale del manufatto.

Per il dimensionamento dell'armatura longitudinale principale della condotta si considerò l'elemento semplicemente appoggiato alle selle di fondazione, trascurando il contributo della reazione del terreno sottostante e applicando i massimi carichi previsti:

- peso proprio condotta e zavorra
- peso terreno di rinterro (ove presente)
- peso acqua all'interno delle quattro canne
- carico sismico verticale (ove richiesto).

A parte venne anche preso in considerazione il comportamento torsionale indotto dalla presenza di acqua in due delle quattro canne, tenendo conto in questo caso anche del contributo della reazione del terreno sottostante.

I risultati furono utilizzati sia in termini di azioni interne che di spostamenti in corrispondenza delle sezioni di estremità per il dimensionamento dei giunti, valutando anche i possibili cedimenti differenziali delle selle di appoggio.

Il dimensionamento delle sezioni trasversali fu ottenuto considerando le condizioni di carico riportate in tabella:

CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	COMBINAZIONI DI CARICO							
	A	B	C	D	E	F	G	H
peso proprio condotta e zavorra	X	X	X	X	X	X	X	X
pressione idrostatica esterna in condizioni di mare calmo	X	X	X	X	X	X	X	X
peso proprio del rinterro e spinta del terreno di rinfianco	X	X	X	X	X			
incremento della pressione idrostatica esterna dovuta alla presenza dell'onda massima di progetto	X							
peso e pressione idrostatica interna dovuta alla presenza dell'acqua nelle canne I e II in condizioni di esercizio			X					
peso e pressione idrostatica interna dovuta alla presenza dell'acqua nelle canne I e III in condizioni di esercizio				X				
peso e pressione idrostatica interna dovuta alla presenza dell'acqua nelle canne II e III in condizioni di esercizio					X			
peso e pressione idrostatica interna dovuta alla presenza dell'acqua in tutte le canne in condizioni di sovrappressione		X						
peso e pressione idrostatica interna dovuta alla presenza dell'acqua nelle canne I e II in condizioni di sovrappressione						X		
peso e pressione idrostatica interna dovuta alla presenza dell'acqua nelle canne I e III in condizioni di sovrappressione							X	
peso e pressione idrostatica interna dovuta alla presenza dell'acqua nelle canne II e III in condizioni di sovrappressione								X

Sono inoltre di particolare importanza le verifiche locali delle strutture accessorie legate alla movimentazione e messa in opera: pur essendo relative a elementi secondari garantiscono la posa e solidarizzazione dei tronchi senza che eventuali rotture compromettano la sicurezza e il programma di esecuzione dei lavori e ancor più comportino costosi e onerosi lavori di ripristino, quando non la perdita dell'intero manufatto. Tali verifiche riguardano:

- tamponi di estremità
- golfari di movimentazione
- muretti di contrasto martinetti
- collare portagiunto (in fase di posa, di solidarizzazione e in presenza di cedimenti di esercizio)
- dente di appoggio sulle selle di fondazione, tenendo conto anche dell'attrito sella-condotta in caso di cedimenti differenziali.

La progettazione delle selle di appoggio non richiese particolari avvertenze salvo:

- contenere il peso dei singoli elementi per consentirne la movimentazione, mantenendo una rigidità adeguata al terreno di fondazione (si utilizzarono ele-

menti di calcestruzzo a sezione scatolare irrigiditi da setti interni);

- provvedere gli accessori per la movimentazione (golfari);
- studiare la possibilità di correggere le quote di appoggio per i tronchi di condotta, per tener conto delle tolleranze di posa e dello scostamento dei valori effettivi rispetto a quelli teorici dei cedimenti sviluppati prima del varo delle condotte.

## 9. ASPETTI GEOTECNICI

Le indagini geotecniche e la successiva analisi dei risultati ottenuti furono mirati alla determinazione degli aspetti che influenzano la progettazione e la realizzazione delle condotte; in particolare vennero definiti:

- modalità di esecuzione dei dragaggi, caratteristiche dei relativi profili e stabilità degli stessi in relazione ai tempi di posa delle condotte;

- progettazione delle opere di ripristino (rinfianco e riempimento dello scavo al di sotto delle condotte, eventuali consolidamenti) e difesa dei fondali;
- entità dei cedimenti delle fondazioni a breve e lungo termine e valutazione della loro influenza sulle condizioni di stabilità strutturali e idrauliche delle opere.

I primi due punti riguardano problematiche usuali per i lavori marittimi, mentre gli aspetti legati ai cedimenti delle fondazioni rivestono in questo caso un'importanza particolare in quanto direttamente connessi alla funzionalità e integrità dei giunti di tenuta idraulica: i cedimenti a breve termine influenzano l'efficienza del giunto idraulico di prima tenuta, quelli a lungo termine, sommati a quelli a breve, possono sovraccaricare parti delle strutture di contrasto/supporto dei giunti (collari portagiunto, getti di sigillatura, etc).

A Montalto e a Brindisi le problematiche incontrate furono molto diverse per questi aspetti, trattandosi nel primo caso di terreni di natura prevalentemente limo-argillosa o argillo-limoso e nel secondo di terreni di tipo calcarenitico.

L'analisi dei cedimenti per le condotte di Montalto fu approfondita in quanto, per il particolare tipo di terreno, i cedimenti attesi erano non lievi e non immediati, sia nelle varie fasi di posa che di esercizio; si esaminarono le seguenti condizioni:

- posa della sella di fondazione e appoggio della prima condotta
- posa della zavorra sulla prima condotta
- appoggio della seconda condotta
- zavorramento della seconda condotta
- esercizio delle opere di adduzione.

Sulla base dei cedimenti totali ricavati, si stimarono i valori dei cedimenti differenziali che avrebbero comportato una rotazione tra le facce di due tronchi contigui.

Non disponiamo dei dati relativi ai cedimenti effettivamente misurati; tuttavia ad oggi non risultano essersi verificati cedimenti differenziali significativi.

Nel caso di Brindisi il terreno, in particolare nel tratto a mare, presenta buone caratteristiche di portata e stabilità, trattandosi in prevalenza di calcareniti: i cedimenti del terreno al di sotto degli scanni furono (ad esclusione della zona della prima condotta verso terra) inferiori al centimetro e i dragaggi per la realizzazione della trincea di posa furono eseguiti per il 70% della lunghezza delle condotte con una pendenza delle pareti pari a 1:1.

Tuttavia la necessità di assicurare la minima tolleranza alle quote dei piani di posa delle condotte e l'inevitabile assestamento degli scanni di imbasamento richiesero un'attenta considerazione del problema per le ripercussioni che gli spostamenti relativi tra le testate

delle condotte hanno sui giunti sia in termini di tenuta che di resistenza.

La quota di spianamento degli scanni fu impostata tenendo conto dei successivi previsti cedimenti di assestamento e ne fu controllata la variazione durante le fasi di costruzione. La precarica, necessaria per scontare i cedimenti di assestamento prima della posa delle condotte, fu ottenuta utilizzando le selle di appoggio non ancora disposte o blocchi di calcestruzzo.

Ad esclusione del primo scanno, per il quale fu significativo anche il cedimento del terreno, in tutti gli altri casi, in cui lo scanno risulta imbasato sullo strato di calcarenite, la quota di posa fu determinata dal solo assestamento degli scanni, valutato dell'ordine di circa 5 cm, di cui il 35% sviluppato a fine precarica.

In base al cedimento di assestamento previsto in via teorica e in via sperimentale attraverso prove su uno scanno campione preventivamente testato, fu realizzato il piano di posa delle selle; successivamente, dopo la precarica e prima della posa delle condotte, vennero realizzati con getti subacquei i muretti che costituiscono l'appoggio dei tronchi di condotta, permettendo così l'aggiustamento delle quote che presentavano scostamenti dal profilo teorico di posa.

Per ridurre al minimo le incertezze sulle quote effettive e correggere eventuali anomalie si procedette ad una accurata serie di controlli e rilievi:

- controllo che il piano di imposta delle selle fosse su calcarenite
- controllo della quota di imposta dei basamenti
- controllo della quota di estradosso degli scanni a spianamento effettuato (su più punti per verificarne l'orizzontalità)
- controllo della quota di estradosso delle selle dopo la precarica (nel centro e nei quattro vertici)
- controllo della quota di estradosso dei muretti di appoggio prima della posa delle condotte e dopo la posa delle due condotte poggianti sulla medesima sella.

Procedure specifiche vennero adottate per il controllo delle selle tra l'ultima condotta lato mare e l'opera di presa, dove la realizzazione del giunto era più critica: la precisione delle operazioni e i controlli permisero di eseguire senza difficoltà anche questa operazione.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] CAIRONI, M.; MIOTTI, A. - "Opere a mare per il circuito di raffreddamento della centrale termoelettrica di Brindisi Sud", V Colloquio AIOM, Palermo, 13-15 ottobre 1988
- [2] BERTACCHI, P.; MIONI, F.; TOMASINO, M. - "L'oceanografia costiera per la localizzazione

- delle nuove centrali ENEL", I Congresso AIOM, Venezia, 4-6 giugno 1986
- [3] SCOTTI, A. - "Bacini artificiali per la prefabbricazione di strutture off-shore in c.a. di grandi dimensioni", I Congresso AIOM, Venezia, 4-6 giugno 1986
- [4] FALLETTI, E. e altri - "Opere di presa e scarico di centrali termiche e nucleari dell'ENEL", I Congresso AIOM, Venezia, 4-6 giugno 1986
- [5] FARO, T.; FORNAROLI, A. - "Metodi di calcolo e predisposizioni operative per il varo dell'opera di presa della centrale termoelettrica di Torrevaldliga Nord", II Medoffshore, Bari, 12-15 giugno 1984
- [6] HARDEN, W.C.; MATJIES, E.; BERLAG, J. - "A computerized concrete hardening control system and its application in tunnel construction", Proceeding of the Conference Immersed Tunnel Techniques, Inst. of Civil Eng., 11-13 April 1989
- [7] MOLENAAR, V.L. - "Privately financed immersed tunnel project", Proceeding of the Conference Immersed Tunnel Techniques, Inst. of Civil Eng., 11-13 April 1989
- [8] GRACE, R. - "Near Bottom Water Motion under Ocean Waves", Proc. V Int Conf. on Coast. Eng., Honolulu
- [9] BATTJES, J.A. - "Short-term Wave Statistics", West European Graduate Education Marine Technology, II Wegem
- [10] LUNDGARE, H.; MATHIESEN, B.; GRAVESEN, H. - "Wave Loads on pipelines on the seafloor", West European Graduate Education Marine Technology, II Wegem

**ASPETTI TEORICI E PROGETTUALI SULLA DURABILITÀ  
DELLE OPERE DI CALCESTRUZZO ARMATO PER USO AGRICOLO  
E PER LA DIFESA DELL'AMBIENTE**

Giovanni CALDA  
Quality Control Service - Piacenza

Anna SAETTA  
Dipartimento di Costruzione dell'Architettura - Università degli Studi di  
Venezia

Renato VITALIANI  
Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Università degli Studi di  
Padova



## **ASPETTI TEORICI E PROGETTUALI SULLA DURABILITÀ DELLE OPERE DI CALCESTRUZZO ARMATO PER USO AGRICOLO E PER LA DIFESA DELL'AMBIENTE**

**Giovanni CALDA**

Libero Professionista  
Quality Control Service - Via Romagnosi 33 - 29100 - PIACENZA

**Anna SAETTA**

Ricercatore  
Dipartimento di Costruzione dell'Architettura - Università di VENEZIA

**Renato VITALIANI**

Professore Associato  
Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Università di PADOVA

### **SOMMARIO**

In questa nota si presenta uno studio sulla valutazione dello stato di degrado delle opere di c.a. per prevederne la vita di servizio. Si utilizza un modello numerico, basato sul metodo degli elementi finiti, per l'analisi dei fenomeni di diffusione di sostanze aggressive all'interno di materiali multifase. Si pone particolare attenzione al processo di penetrazione dell'anidride carbonica e degli ioni cloruro. Nel modello si considerano le interazioni chimiche tra le specie diffondenti ed i costituenti del calcestruzzo, e l'accoppiamento di tali processi con i fenomeni di trasporto di acqua e calore. Si studiano in dettaglio una vasca di raccolta di reflui industriali ricchi di cloruri ed un silos per prodotti agricoli che rilasciano metano e biossido di carbonio.

### **SUMMARY**

The analyses of the degradation characteristics of concrete structures are presented in order to evaluate their service life. A numerical model based on the finite element method is used to study the diffusion phenomena of aggressive substances through the multiphase materials. The carbon dioxide and the chloride penetration are considered. The coupling phenomena and the chemical interaction of the diffusion substances with the concrete components are also taken into account in the numerical model. Some practical examples are examined in detail.

### **1. INTRODUZIONE**

Nelle opere di c.a. e c.a.p. in generale, ed in quelle destinate al contenimento di prodotti agricoli o di liquidi (silos o serbatoi) ovvero in quelle destinate allo smaltimento di reflui industriali (vasche di decantazione, impianti di depurazione) in particolare, è oggi di fondamentale importanza la conoscenza dell'evoluzione del degrado conseguente a definite condizioni di esposizione ambientale.

A questo proposito esistono in Italia ed in Europa normative e progetti di normative che forniscono informazioni sui requisiti di durabilità delle opere in funzione della destinazione d'uso e dell'ambiente di esposizione.

In letteratura si possono trovare anche veri e propri "manuali di durabilità" (proposta del CTE, proposta giapponese, proposta finlandese, etc. [1 - 5, 9]) e articoli specifici [e.g. 6 - 8] che propongono formule per la determinazione della vita utile presunta delle strutture, in presenza di fenomeni aggressivi quali carbonatazione e ioni cloruri. La maggior parte di tali proposte, però, non tiene conto né dei fattori ambientali, né delle condizioni di esposizione. Inoltre la loro applicazione ad uno stesso elemento strutturale produce risultati che presentano una variabilità del tutto inaccettabile.

Se quindi da un lato risulta necessario un notevole lavoro per ottenere una formula sperimentale-numerica per la previsione della vita utile di strutture in condizioni standard, che tenga conto in modo

sufficientemente dettagliato sia dei parametri interni del materiale (i.e. permeabilità, omogeneità, resistenza, etc.) sia di condizioni standard di esposizione (suddivise, per esempio, in diverse classi come suggerito dalle norme ENV 206, [9]); dall'altro lato appare evidente come sia comunque necessario ricorrere ad analisi effettuate ad hoc, eseguite con modelli teorico-numeric, per strutture particolari per composizione e realizzazione e/o in condizioni di esposizione diverse da quelle standard. Alcuni esempi possono essere rappresentati dalle vasche di raccolta a contatto con liquidi che contengono ioni aggressivi in alta percentuale, o silos per materiali agricoli, che risultano saturi di gas (principalmente metano e anidride carbonica) prodotti da tali depositi.

Mentre il primo punto, relativo alla definizione di una formula per la previsione della vita utile, è attualmente oggetto di studio da parte del sottogruppo di lavoro sulla determinazione teorica della vita utile delle strutture - commissione UNI, sul secondo problema l'applicazione del modello di calcolo proposto in [10 - 13] per la previsione della vita utile e già applicato in [14] per l'analisi del degrado di due ponti di c.a., consente di studiare situazioni non standard, quali quelle sopra descritte. In casi particolari è anche possibile eseguire analisi bidimensionali per tenere conto dell'effetto di diverse condizioni al contorno in alcune parti della struttura (effetti d'angolo) [15]. Tale modello tiene conto dei fenomeni di diffusione di sostanze aggressive all'interno del materiale, con particolare riferimento al fenomeno di carbonatazione del calcestruzzo e di ingresso di ioni cloruri. In questo lavoro esso viene applicato per l'analisi di durabilità di un silos per prodotti agricoli che rilasciano biossido di carbonio e di una vasca di raccolta di reflui industriali ricchi di cloruri.

Viene anche presentato un confronto tra i risultati ottenuti utilizzando alcune delle proposte esistenti in letteratura sulla previsione del degrado delle strutture di c.a. e c.a.p. ed i risultati del modello numerico nella determinazione della vita di servizio di tali opere.

## 2. EQUAZIONI DEL MODELLO NUMERICO DI SIMULAZIONE DEL DEGRADO

L'equazione che governa la diffusione (primo termine a secondo membro) ed il trasporto (secondo termine a secondo membro) di specie aggressive all'interno della matrice porosa del calcestruzzo si scrive:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \text{div}[D_c \cdot \text{grad}(c)] + \frac{c}{\alpha} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial c_e}{\partial t} \quad (1)$$

mentre le equazioni che governano la diffusione di umidità e temperatura all'interno del materiale si possono scrivere:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \text{div}(C \cdot \text{grad } h) + \frac{\partial h_s}{\partial t} + K \cdot \frac{\partial T}{\partial t} + \frac{\partial h_c}{\partial t} \quad (2)$$

$$\rho C_q \frac{\partial T}{\partial t} = \text{div}(b \cdot \text{grad } T) + \frac{\partial Q_h}{\partial t} + \frac{\partial Q_c}{\partial t} \quad (3)$$

L'ultimo termine di ciascuna di queste equazioni tiene conto dell'interazione chimica tra la specie che diffonde ed i componenti del calcestruzzo [11, 12]. Le variabili principali sono (per il significato dettagliato di tutti i simboli vedi [10, 11, 12, 16, 17]):

$c$  concentrazione della specie che diffonde ( $c = [\text{CO}_2]$ , ovvero  $c = [\text{Cl}^-]$ );

$h$  umidità relativa all'interno del materiale;

$w$  contenuto d'acqua libera all'interno del materiale;

$T$  temperatura;

$b$  conduttività termica del materiale;

$C_q$  calore specifico del materiale

$\alpha$  coefficiente che tiene conto della quantità di ioni che vengono fissati;

I coefficienti di diffusione dell'acqua  $C$  e dell'anidride carbonica  $D_c$  all'interno della matrice porosa del calcestruzzo dipendono da umidità, temperatura, grado di idratazione del cemento e percentuale di reazione chimica avvenuta  $\mathcal{R}$ . Inoltre, per tenere conto dell'effetto di danneggiamento del materiale dovuto alla reazione del cloruro di calcio, ovvero dei solfati, con i componenti del calcestruzzo, e del conseguente effetto sul coefficiente di diffusione si ha anche una dipendenza dal parametro di danno  $D$  (vedi [16, 17, 18]):

$$C = C_{28} \cdot F_1(h) \cdot F_2(T) \cdot F_3(t_e) \cdot F_4(\mathcal{R}) \cdot F_5(D) \quad (4)$$

$$D_c = D_{c28} \cdot F_1^*(h) \cdot F_2(T) \cdot F_3(t_e) \cdot F_4(\mathcal{R}) \cdot F_5(D)$$

dove:

$$F_1(h) = \alpha_0 + \frac{1 - \alpha_0}{1 + \left(\frac{1-h}{1-h_c}\right)^n}$$

$$\begin{cases} F_1^*(h) = (1-h)^{2.5} & \text{e.g. carbonatazione} \\ F_1^*(h) = \left(1 + \frac{(1-h)^4}{(1-h_c)^4}\right)^{-1} & \text{e.g. diffusione di cloruri} \end{cases}$$

$$F_2(T) = \exp\left(\frac{Q}{RT_0} - \frac{Q}{RT}\right)$$

$$F_3(t_e) = \chi + (1 - \chi) \left(\frac{28}{t_e}\right)^{1/2}$$

L'energia di attivazione  $Q$  dipende dalla specie diffondente. Nell'ipotesi che la reazione chimica produca un precipitato in grado di occludere parzialmente i pori,

come avviene nel fenomeno della carbonatazione, la funzione  $F_4(\mathcal{R})$  si scrive:

$$F_4(\mathcal{R}) = 1 - \zeta \mathcal{R}$$

dove  $\mathcal{R}$ , percentuale di reazione avvenuta, nel caso della carbonatazione, è pari al rapporto tra concentrazione di carbonato di calcio formato e concentrazione massima, mentre  $\zeta$  è un coefficiente variabile tra 0 e 1.

La dipendenza dei coefficienti di diffusione dalla variabile di danno  $D$  è descritta in dettaglio in [16, 17, 18] ed ha l'espressione:

$$F_5(D) = \left[ \xi + \frac{1-\xi}{1+(2D)^4} \right]^{-1}$$

dove  $\xi$  è il rapporto tra il coefficiente di diffusione del materiale non danneggiato ( $D=0$ ) e quello del materiale al massimo livello di danneggiamento ( $D=1$ ).

Dalla soluzione del sistema di equazioni (1), (2) e (3), insieme all'equazione che governa la cinetica della reazione chimica, si ottengono gli andamenti nel tempo di umidità, anidride carbonica e carbonato di calcio, ovvero cloruri, all'interno del materiale.

A questo punto si definisce *tempo di vita utile* della struttura il tempo necessario affinché l'agente aggressivo (fronte di carbonatazione ovvero percentuale critica di cloruri) arrivi a contatto delle armature. Questo è il cosiddetto tempo di innesco della corrosione che, per le assunzioni fatte, si identifica quindi con la *rottura*; la

rottura effettiva avviene in realtà quando la propagazione della corrosione riduce la sezione delle armature al punto da provocare il collasso vero e proprio della struttura.

### 3. PREVISIONE DEL DEGRADO DI UN SILOS IN CALCESTRUZZO ARMATO

In tabella 1 vengono definiti tre mix design per tre calcestruzzi tipo, in accordo con le norme ENV 206 [9]. Si suppone di utilizzare tali calcestruzzi nella costruzione di un silos per prodotti agricoli.

Si può osservare come il primo mix design sia tipico di costruzioni esistenti che utilizzavano calcestruzzi con elevati rapporti acqua cemento, a causa del piccolo spessore delle pareti, indipendentemente dall'ambiente, mentre il secondo con rapporto  $a/c = 0.5$ , tiene conto delle richieste delle norme ENV 206 che in presenza di ambienti aggressivi impongono l'utilizzo di un rapporto  $a/c$  massimo di 0.5. Il terzo mix design prevede un rapporto  $a/c$  molto basso, e aggiunta di additivi. Tale calcestruzzo può essere utilizzato per la costruzione di un silos destinato alla raccolta di sostanze liquide, per esempio per la fermentazione dei vini.

Il tipo di ambiente che si crea all'interno di silos per deposito di materiali agricoli può rivelarsi estremamente aggressivo a causa della produzione di gas, di solito metano e anidride carbonica, tipica di tutti i materiali soggetti a fermentazione.

caratteristiche	mix design n. 1	mix design n. 2	mix design n. 3
Tipo di cemento	Portland (ENV 206)	Portland (ENV 206)	Portland (ENV 206)
Diametro massimo degli inerti	Dmax = 20 mm	Dmax = 20 mm	Dmax = 20 mm
Tipo di inerti	tondeggianti	tondeggianti	tondeggianti
Valore dello slump plastico	(S3)	(S2)	(S2)
Contenuto d'acqua	a = 210 l/m <sup>3</sup>	a = 190 l/m <sup>3</sup>	a = 170 l/m <sup>3</sup>
Contenuto di cemento	c = 350 kg/m <sup>3</sup>	c = 380 kg/m <sup>3</sup>	c = 425 kg/m <sup>3</sup>
Rapporto acqua cemento	a/c = 0.6	a/c = 0.5	a/c = 0.4
Aria inclusa	2% in volume	2% in volume	2% in volume
Calcestruzzo	gettato in opera	gettato in opera	gettato in opera
Resistenza a compressione a 28 gg	f <sub>ck</sub> = 32 MPa (cub.) f <sub>ckcyl</sub> = 26.5 MPa (cil.)	f <sub>ck</sub> = 40MPa (cub.) f <sub>ckcyl</sub> = 33.2 MPa (cil.)	f <sub>ck</sub> = 50 MPa (cub.) f <sub>ckcyl</sub> = 41.5 MPa (cil.)
Classe di resistenza	(C25)	(C30)	(C40)
Condizioni di stagionatura	3 gg con foglio di plastica trattamento aperto ambiente medio	3 gg con foglio di plastica trattamento aperto ambiente medio	3 gg con foglio di plastica trattamento aperto ambiente medio

Tabella 1 definizione dei calcestruzzi di progetto

Si è voluto eseguire un confronto tra i risultati ottenuti applicando il modello numerico presentato nel paragrafo precedente e alcune tra le proposte esistenti in letteratura per la valutazione della vita di servizio delle opere in calcestruzzo.

Il fenomeno aggressivo da considerare è quello della carbonatazione, l'ambiente di esposizione si può far rientrare nella classe 2a (esterno umido), ovvero 5a (chimico debolmente aggressivo), secondo la suddivisione delle norme ENV 206 [9]. Di seguito si riportano i calcoli espliciti per il primo mix design, mentre per gli altri due si riassumono soltanto i risultati finali in tabella 3. Per la descrizione delle singole proposte e dei parametri da utilizzare in ognuna di esse, si rimanda alla bibliografia specifica.

### 3.1 Proposta CTE [1]

La formula proposta dal CTE per il calcolo della vita di servizio è la seguente:

$$T_c = T_0 \prod_{i=1}^8 \alpha_i$$

Assumendo il tempo di vita utile convenzionale  $T_0$  pari a 100 (anni), per il calcestruzzo di progetto si determinano i seguenti coefficienti parziali  $\alpha_i$ :

- $\alpha_1 = 0.8$  (a/c = 0.6)
- $\alpha_2 = 0.95$  (Slump)
- $\alpha_3 = 0.9$  (C25)
- $\alpha_4 = 0.85$  (trattamento aperto - ambiente medio)
- $\alpha_5 = 1$  (stato di compressione)
- $\alpha_6 = 0.9$  (copriferro)
- $\alpha_7 = 0.95$  (classe di esposizione 2a)
- $\alpha_7 = 0.80$  (classe di esposizione 5a)
- $\alpha_8 = 1$  (situazioni non particolari)

Nell'ipotesi di esposizione 2a risulta un valore della vita di servizio calcolata pari a:

$$T_c = T_0 \prod_{i=1}^8 \alpha_i = 50$$

La verifica di durabilità richiede che sia  $T_s \leq T_c$  dove  $T_s$  assume valori diversi a seconda della tipologia, per esempio: edifici residenziali ( $T_s = 50$ ), edifici industriali ( $T_s = 30$ ). Nel caso in esame si può assumere  $T_s = 30$  e quindi la verifica di durabilità risulta soddisfatta. Se si utilizza il coefficiente relativo all'esposizione 5a si ottiene:  $T_c = 42$ , e la verifica è ugualmente soddisfatta.

### 3.2 Proposta JSCE [2]

In questa proposta si valuta un indice di durabilità così definito:

$$T_p = 50 + \sum_{I,J} T_p(I,J)$$

e lo si paragona con un indice ambientale:

$$S_p = S_0 + \sum \Delta S_p$$

in cui  $S_0$  si assume pari a 100 per un periodo senza manutenzione di 50 anni e gli incrementi tengono conto di ambienti particolarmente aggressivi. Per la verifica di durabilità deve risultare  $T_p > S_p$ .

Per il calcestruzzo di progetto, i gradi di durabilità  $T_p(I,J)$  assumono i valori riportati in tabella 2:

$T_p(I,J)$	valore
Tp(1.1)	0
Tp(1.2)	-0.3
Tp(1.3)	0
Tp(1.4)	0
Tp(2.1)	8.8
Tp(2.2)	-5
Tp(2.3)	-25
Tp(2.5)	5
Tp(3.1)	10
Tp(3.1)	10
Tp(4.1)	già considerato in (2.1) si assume 0
Tp(4.2)	-8
Tp(4.3)	15
Tp(4.4)	0
Tp(4.5)	0
Tp(5.4)	-4

Tabella 2 gradi di durabilità per il primo mix design

L'indice di durabilità calcolato risulta quindi:

$$T_p = 50 + \sum_{I,J} T_p(I,J) = 56.5$$

Assumendo per l'indice ambientale  $S_p$  il valore 100, pari ad un periodo di non manutenzione di 50 anni, la verifica di durabilità  $T_p \geq S_p$  non risulta soddisfatta.

Il periodo di non manutenzione, quindi il periodo di vita di servizio, che corrisponde all'indice di durabilità  $T_p$  determinato, calcolato mediante interpolazione lineare risulta pari a:

$$t = 32 \text{ anni}$$

### 3.3 Proposta Architectural Institute of Japan [3]

La formula proposta da questa guida per la

determinazione della vita utile calcolata,  $Y$ , di elementi di calcestruzzo armato di edifici ordinari è:

$$Y = Y_s A B C D E F G H$$

dove  $Y_s$  è la vita di servizio standard assunta pari a 60 anni. Una struttura viene considerata durabile se risulta rispettata la relazione:  $Y < Y_0$ , dove si definisce  $Y_0$  la vita di servizio richiesta in fase di progetto.

La vita di servizio richiesta  $Y_0$  è il periodo di tempo in anni compreso tra il momento del completamento dell'opera fino al momento in cui o l'intero edificio, o alcune sue parti, si presume abbiano raggiunto uno dei seguenti stati a causa dei fenomeni di degrado: degrado delle prestazioni, ovvero obsolescenza funzionale ed economica. La guida fornisce alcune tabelle nelle quali sono riportati alcuni esempi del valore da assumere per  $Y_0$  sia come intervallo consentito, sia in funzione del tipo di edificio.

Per il calcestruzzo di progetto n.1 i coefficienti della formula assumono i seguenti valori:

$A = 1$	(cemento Portland OPC)
$B = 1$	(cemento Portland OPC)
$C = 1.2$	( $a/c = 0.6$ )
$D = 0.56$	(copriferro = 3 cm)
$E = 0.5$	(senza finitura superficiale)
$F = 1.5$	(esecuzione accurata)
$G = 0.5$	(nessuna riparazione)
$H = 1$	(ambiente ordinario)
$H < 1$	(ambiente severo)

Per ambiente ordinario la vita di servizio calcolata risulta:

$$Y = 15.1 \text{ anni}$$

inferiore al valore richiesto per le strutture di calcestruzzo armato normale. Se si utilizza un valore di  $H < 1$ , come richiesto per ambienti severi, la vita utile assume un valore ancora minore.

### 3.4 Proposta Finlandese VTT [4]

La formula proposta per il calcolo del tempo di innesco della corrosione per effetto della carbonatazione è:

$$t_0 = \left( \frac{L}{k} \right)^2$$

Per il calcestruzzo di progetto si ha

$$L = \text{copriferro} = 30 \text{ mm}$$

$$k = 26 \times (a/c - 0.3)^2 + 1.6 = 3.94$$

La vita di servizio risulta quindi:

$$t_0 = 58 \text{ anni}$$

### 3.5 Proposta Normativa Finlandese [5]

La formula proposta per il calcolo del tempo di innesco della corrosione per effetto della carbonatazione è analoga alla precedente:

$$t_0 = \left( \frac{c}{c_{carb}} \right)^2$$

dove:

$c$  = copriferro

$$c_{carb} = c_{env} \times c_{air} \times a \times (f_{cm})^b$$

Per il calcestruzzo di prova, si ottengono i seguenti valori per i coefficienti della formula:

$c$	= copriferro = 30 mm
$c_{env}$	= 1 per strutture protette dalla pioggia
$c_{air}$	= 1 per calcestruzzo non aerato
$a$	= 1800 per cemento di tipo Portland
$b$	= -1.7 per cemento di tipo Portland

da cui si ricava per la vita di servizio un valore pari a:

$$t_0 = 47.3 \text{ anni}$$

### 3.6 Proposta Tognon Giulietti [6]

La formula proposta da questi autori per il calcolo della profondità di carbonatazione è:

$$x = A \sqrt{t}$$

Per il calcestruzzo di progetto n. 1 si assume per il parametro  $A$  il valore 6 mm/anno<sup>0.5</sup> relativo al calcestruzzo di qualità media, a causa dell'alto rapporto  $a/c$ .

Ne risulta che il tempo necessario alla carbonatazione dell'intero copriferro vale:

$$t_0 = 25 \text{ anni}$$

### 3.7 Proposta Smolczyk [7]

Per il calcestruzzo di progetto n. 1, utilizzando la formula:

$$x = 8.46 \times \left( \frac{10 \times a/c}{\sqrt{N_7}} - 0.193 - 0.076 \times a/c \right) \times \sqrt{t} + 0.95$$

con  $N_7$  resistenza a 7 giorni si ottiene per il tempo necessario affinché il fronte di carbonatazione arrivi a contatto delle armature un valore pari a:

$$t_0 = 23.3 \text{ anni}$$

### 3.8 Proposta De Sitter [8]

La formula proposta per il calcolo del tempo di innesco della corrosione per effetto del fenomeno di

carbonatazione è simile a quella dei Finlandesi:

$$t_0 = \left(\frac{L}{k}\right)^2$$

dove:

L = copriferro

$$k = \frac{46 \times a/c - 17.6}{2.7} \times R \times K$$

Per il calcestruzzo di progetto n. 1 i parametri della formula assumono i valori:

R=1 (cemento Portland)

K=0.7 (esterno protetto)

Il tempo di innesco della corrosione risulta quindi:

$$t_0 = 134 \text{ anni}$$

### 3.9 Prima proposta UNI

In questa prima proposta della commissione UNI la vita di servizio di una struttura in presenza del fenomeno di carbonatazione viene valutata mediante una relazione del tipo:

$$x = k \sqrt[2]{t}$$

nella quale il coefficiente k dipende dal coefficiente a/c e il valore di n viene assunto pari a 2 in assenza di dati sperimentali o umidità relativa < 40%. Per umidità superiori n > 2, ma necessitano prove specifiche.

Per il calcestruzzo di progetto risulta:

$$t_0 = 60 \text{ anni}$$

### 3.10 Discussione sui risultati

In tabella 3 si riassumono i valori ottenuti di vita di servizio per i tre mix di prova nell'ipotesi di ambiente esterno umido (2a), mentre in figura 1 tali risultati sono riportati in forma grafica. Sia nel grafico che nella tabella sono riportati anche i risultati ottenuti utilizzando il modello numerico presentato nel paragrafo precedente.

Da notare che si è ritenuto lecito confrontare i valori calcolati utilizzando formule che determinano la vita utile di una struttura senza distinguere tra periodo di innesco della corrosione e periodo di propagazione (es. CTE, JSCE, etc.) e formule definite specificatamente per il calcolo del periodo di innesco della corrosione in presenza di carbonatazione. Questo è stato possibile poiché la velocità di corrosione delle armature si può ritenere trascurabile, se confrontata con il tempo di ingresso dell'anidride carbonica. Inoltre, una volta che il fronte di carbonatazione ha raggiunto le armature, la corrosione ha luogo in forma generalizzata e risulta difficile definire un intervento che non preveda l'asportazione dello spessore del copriferro su tutta la struttura.

Con riferimento ai risultati di tabella 3 si può osservare come l'intervallo di valori di vita utile calcolati per a/c = 0.4 sia molto più ampio di quello relativo al caso a/c = 0.6, sono presenti valori che variano da 30 a 901300 anni (praticamente infinito). Non sono individuabili valori frequenti tali da ipotizzare una statistica attendibile.

Proposta	mix design n.1 vita utile (anni)	mix design n.2 vita utile (anni)	mix design n.3 vita utile (anni)
C.T.E.	50	59	65
J.S.C.E.	32	36	46
Architectural Institute of Japan	15	22	30
Finlandese VTT	58	129	260
Normativa finlandese	47	86	160
Tognon Giulietti	25	74	100
Smolczyk	23.3	134	65556
De Sitter	134	459	20951
Prima proposta UNI	60	184	901300
modello numerico	40	75	170

Tabella 3. valori di vita utile valutati con le diverse proposte per i tre calcestruzzi di progetto

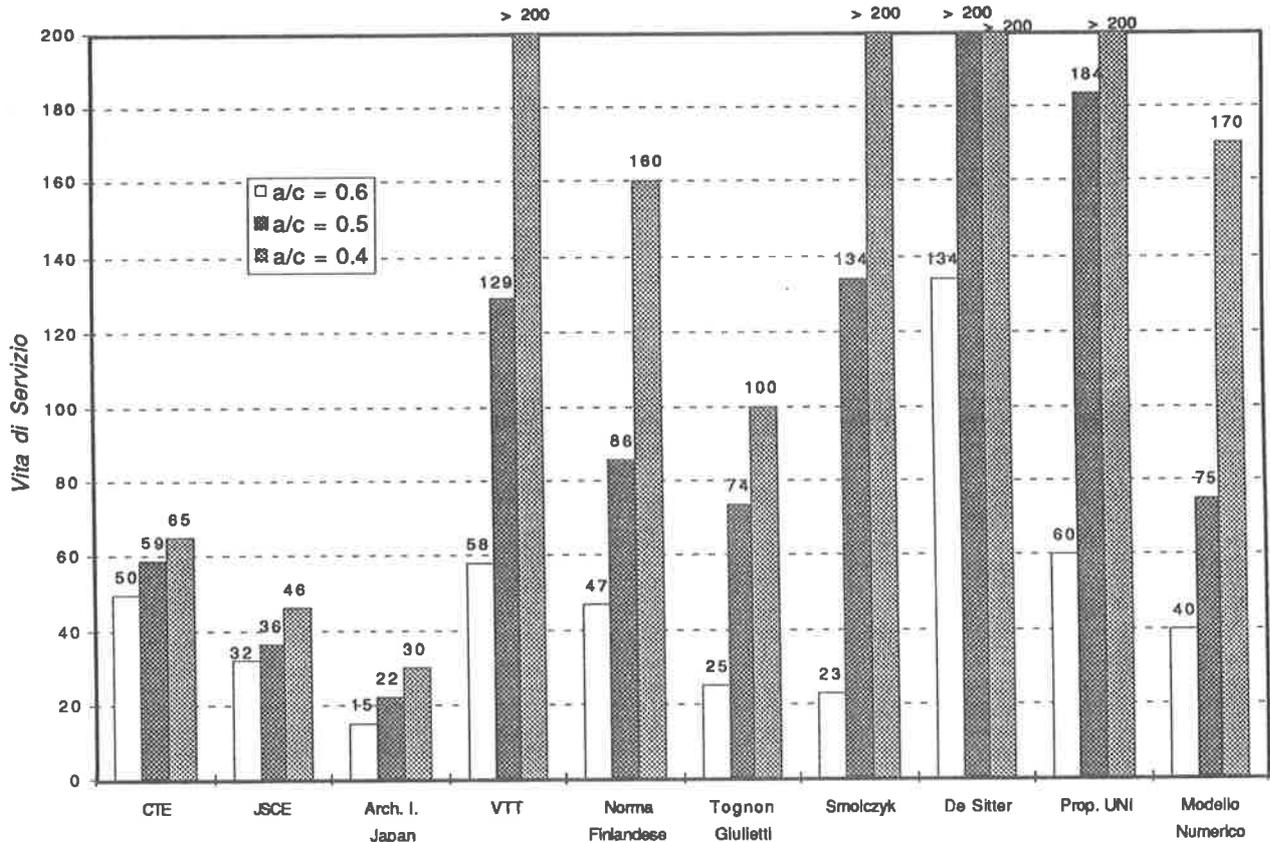


Figura 1 Valori di vita utile (anni) calcolati con le diverse proposte

Tutte le proposte, concordano nell'attribuire al fattore a/c l'importanza maggiore. L'ingresso degli agenti aggressivi è certamente favorito da una porosità maggiore, tuttavia non deve essere messo in secondo piano l'ambiente di esposizione, in quanto se non sussistono le condizioni ambientali necessarie, la carbonatazione non può avvenire. In particolare non viene presa in considerazione da nessuna proposta in modo rigoroso la percentuale di umidità relativa esterna, anche se è riconosciuta la sua azione attivatrice e, per alcuni valori, acceleratrice del fenomeno della carbonatazione. Soltanto nella prima proposta della commissione UNI si fa riferimento a valori precisi del parametro umidità relativa esterna.

Le formule empiriche dimostrano la loro limitatezza: la loro validità è ristretta a piccoli intervalli di a/c oltre i quali la formula perde completamente significato, anche se esistono tentativi di correzione attraverso coefficienti moltiplicativi.

Stabilire un intervallo di risultati validi è quindi alquanto difficile, soprattutto in assenza di un numero significativo di prove sperimentali sulle cui basare un preciso criterio di selezione.

#### 4. PREVISIONE DEL DEGRADO DI UNA VASCA IN CALCESTRUZZO ARMATO

Si consideri ora una vasca di calcestruzzo armato, realizzata utilizzando il mix design n. 3, per raccolta di liquidi altamente inquinanti. In particolare si supponga che le sostanze da immettere nella vasca siano costituite da soluzioni di cloruro (Cl<sup>-</sup>) all'1%.

Usualmente tali opere vengono rivestite internamente con resine o prodotti analoghi. Si supponga però che tale rivestimento abbia subito delle rotture localizzate in alcune zone e si voglia stimare il tempo necessario perché le sostanze inquinanti, penetrando all'interno del calcestruzzo, arrivino a contatto con le barre di armatura (tempo di vita utile residuo della struttura).

A tale scopo si considerano tra le proposte descritte al paragrafo precedente soltanto quelle che considerano, implicitamente o esplicitamente, il degrado di strutture di calcestruzzo armato conseguente all'attacco provocato da ioni cloruro. Si esegue lo stesso calcolo utilizzando il modello numerico precedentemente descritto. Per i dettagli relativi alle condizioni da imporre nel modello vedi [10, 13].

#### 4.1 Proposta CTE [1]

In questa proposta non si ha un riferimento esplicito al tipo di attacco e l'unico coefficiente che varia è quello relativo alle condizioni di esposizione:

$$\alpha_7 = 0.60 \text{ (classe di esposizione 5c)}$$

Il tempo di vita utile risulta

$$T_c = 41 \text{ anni}$$

#### 4.2 Proposta JSCE [2]

Analogamente alla precedente, neppure questa proposta ha un riferimento esplicito al tipo di attacco.

Il tempo di vita utile risulta identico a quello riportato in tabella 3:

$$T_p = 47 \text{ anni}$$

#### 4.3 Proposte Finlandesi [4, 5]

Con riferimento al fenomeno di attacco di ioni cloruro, le formule proposte per il calcolo del tempo di innesco, rispettivamente adottando un andamento rettilineo decrescente o parabolico, sono:

$$t_0 = \frac{1}{4D} \left( \frac{L}{1 - u^c/u^s} \right)^2 \quad t_0 = \frac{1}{12D} \left( \frac{L}{1 - \sqrt{u^c/u^s}} \right)^2$$

dove:

$L$  è lo spessore del copriferro in mm;

$D$  è il coefficiente di diffusione degli ioni in  $\text{mm}^2/\text{anno}$ , variabile tra 3 e 300, calcolabile con la relazione:  $D = 2460(a/c - 0.3)^2 + 15$ ;

$u^c$  è il contenuto critico di cloruri, assunto usualmente pari a 0.4% in peso di cemento;

$u^s$  è il contenuto di cloruri alla superficie.

Nel caso in esame si può assumere  $u^s = 5\%$  in peso di cemento, ne risulta:

$$t_0 = 6.7 \text{ anni ovvero } t_0 = 3.7 \text{ anni}$$

#### 4.4 Discussione sui risultati

Confrontando i risultati riportati nei paragrafi precedenti, con quello ottenuto mediante l'applicazione del modello numerico che fornisce un tempo di ingresso dei cloruri pari circa 3.8 anni (vedi anche [13]) si possono rilevare i seguenti punti:

- Le proposte CTE e JSCE, valutando la vita utile globale dell'opera, sovrastimano il tempo di propagazione della corrosione per cloruri e la resistenza residua. A questo proposito, poiché da recenti risultati ottenuti nel laboratorio di Scienza delle Costruzioni di Padova si è evidenziata una

marcata riduzione della resistenza del nucleo delle barre di acciaio da cemento armato, rispetto alla parte esterna, appare ancora più necessario migliorare la stima della vita utile in presenza di fenomeni particolarmente aggressivi di corrosione non potendo più fare affidamento sulla resistenza residua delle armature corrose parzialmente.

- Viceversa, le proposte dei finlandesi forniscono risultati in buon accordo con quelli ottenuti dal modello numerico e misurano il tempo necessario ai cloruri per arrivare, in corrispondenza delle armature, ad una concentrazione critica.

## 5. CONCLUSIONI

Obiettivo della ricerca attualmente in corso è fornire un metodo per la previsione della vita utile che, tenendo conto di tutti i parametri in gioco, sia facilmente utilizzabile dagli addetti ai lavori.

È evidente come la parte più delicata di tutto il lavoro sia la definizione di leggi dell'evoluzione del degrado che dipendano da un numero limitato di parametri che devono essere significativi e facilmente determinabili in base a prove sperimentali.

Di conseguenza, per rendere operativo quanto sopra esposto, soprattutto per quanto riguarda la valutazione della vita utile di opere esistenti, ovvero la verifica in fase di collaudo delle nuove strutture, risulta necessario semplificare il numero di parametri di ingresso del modello. In particolare occorre determinare una correlazione tra quelle che sono le caratteristiche del calcestruzzo (i *fattori interni*) ed una misura di un parametro caratteristico che riassume le proprietà di durabilità del materiale, parametro che si possa affiancare alla già esistente misura della resistenza caratteristica sui cubetti. Tale parametro presumibilmente potrà essere la permeabilità, misurabile sia su campioni prelevati dal getto, sia in sito sulla struttura costruita, associata ad una valutazione dell'omogeneità del getto. Analogamente al caso della resistenza, anche per la permeabilità occorrerà definire una *permeabilità caratteristica*.

Ottenuta una buona correlazione tra coefficienti di diffusione, parametri caratteristici del materiale e misure di permeabilità ed omogeneità, sarà possibile, attraverso un elevato numero di simulazioni numeriche al calcolatore eseguite con il modello qui presentato, ottenere una formula di tipo sperimentale-numerico per la previsione della vita utile di strutture in *condizioni standard*, che utilizzi come parametri di ingresso sia valori caratteristici del materiale, quali permeabilità, omogeneità, resistenza sia informazioni sulle condizioni ambientali, in termini per esempio di umidità relativa e temperatura dell'aria, nonché percentuale di agente aggressivo ( $\text{CO}_2$ , cloruri).

In presenza di costruzioni particolari, per composizione (utilizzo di calcestruzzi speciali, aggiunte,

etc.) o tipologie (geometrie particolari, effetti di angolo non trascurabili, con protezioni superficiali, etc.) o per condizioni di esposizione (diverse da quelle standard), sarà comunque necessario ricorrere ad analisi effettuate ad hoc, eseguite con modelli teorico-numeric.

Per esempio, nel caso di strutture nelle quali non sia possibile ipotizzare un'aggressione monodimensionale, mediante il modello numerico è possibile schematizzare la parte interessata con una mesh bidimensionale, vedi [15]. In questo modo si valuta il reale tempo di ingresso delle sostanze inquinanti che, nel caso di una barra d'angolo con copriferro di 35 mm e condizioni ambientali variabili sinusoidalmente [15], risulta incrementato approssimativamente del 40%.

Inoltre, il modello numerico permette di studiare anche il caso di presenza di un rivestimento protettivo mediante l'utilizzo di uno strato superficiale di elementi finiti con caratteristiche di materiale diverse da quelle degli elementi che simulano il calcestruzzo della struttura sottostante.

I risultati di questo lavoro sono principalmente diretti a tre categorie distinte di operatori nel mondo delle costruzioni di calcestruzzo, e precisamente:

- *Progettista dell'opera*: la valutazione della vita probabile di servizio di una struttura di calcestruzzo armato dovrà diventare uno strumento indispensabile nelle mani del progettista dell'opera, che dovrà considerare quali "dati di ingresso" del progetto non più soltanto il tipo di ferro e il tipo di calcestruzzo da utilizzare, ma anche la vita richiesta per l'opera stessa. Si dovranno quindi poter fornire, in base a tali informazioni e al tipo strutturale (dimensioni minime degli elementi strutturali, ecc.) e al luogo di costruzione (parametri ambientali quali l'aggressività dell'aria, l'umidità, la temperatura, ecc.), le modalità di *progettazione* del calcestruzzo (mix design, etc.), la *tecnologia di produzione* da impiegare, nonché la *tecnologia di impiego* del materiale.
- *Impresa*: si forniranno all'impresa esecutrice dell'opera alcune "regole" che dovranno essere seguite allo scopo di avere una prefissata probabilità che la vita utile della struttura sia quella dichiarata dal progettista.
- *Collaudatore*: in base alle prove eseguibili una volta costruita l'opera (prove di resistenza, di permeabilità, di rispetto dei copriferri, ecc.), si potranno fornire criteri per stabilire la probabilità che la vita utile della struttura possa essere quella dichiarata dal progettista.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] "Durabilità delle strutture in cemento armato", Istruzioni CTE 001/89, 1a ed. gennaio 1990.
- [2] JSCE (Japan Society of Civil Engineering): Proposed recommendation on durability design for concrete structures, H.Okamura, Y. Tsuji, 1990.
- [3] The English edition of Principal guide for service life planning of buildings, *Architectural Institute of Japan*, 1993.
- [4] VESIKARI E.. Service life of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement, *VTT (Valtion Teknillinen Tutkimuskeskus)*, Finland.
- [5] Durability design of concrete structures, RILEM TC 130 CSL, DRAFT. Calculation methods for service life design of concrete structures, *Technical Research Centre of Finland*, 10.6.1993.
- [6] TOGNON-GIULIETTI: La carbonatazione dei calcestruzzi. Aspetti teorici e pratici, *CISM* 1986.
- [7] SMOLCZYK H.G., Explorations to the German longtime-study on the rate of carbonation, Theme 3 paper 2.
- [8] BASSAN M., FACCHIN P., Prospettive di quantificazione della durabilità di componenti o manufatti in conglomerato cementizio armato, *L'Edilizia*, 11/90.
- [9] ENV 206, Norma Europea provvisoria, *Calcestruzzo, prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità*, versione italiana, febbraio 1989.
- [10] SAETTA A., Durabilità delle strutture di calcestruzzo armato e analisi dei fenomeni di diffusione in materiali multifase, *Tesi di dottorato Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università di Padova, Italy, Febbraio 1992.*
- [11] SAETTA A.V., SCHREFLER B.A., VITALIANI R.V., "Analisi dei fenomeni di diffusione di sostanze aggressive all'interno delle strutture di calcestruzzo armato", *Studi e Ricerche*, volume n° 13, 1992, pp. 421-444.
- [12] SAETTA A.V., SCHREFLER B.A., VITALIANI R.V., "The carbonation of concrete and the mechanism of moisture, heat and carbon dioxide flow through porous materials", *Cement and Concrete Research*, vol. 23 n° 4 pp. 761-772, 1993.
- [13] SAETTA A.V., SCOTTA R., VITALIANI R.V., "The numerical analysis of chloride penetration in concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 90, n° 5, pp.441-451, 1993.
- [14] SAETTA A., VITALIANI R., "Indagine sullo stato di degrado di ponti di calcestruzzo armato e valutazione della vita utile di servizio mediante modelli di simulazione della diffusione di sostanze aggressive all'interno del materiale", *Giornate A.I.C.A.P. '93, 19° Convegno Nazionale: le opere in c.a. e c.a.p. nelle infrastrutture per la mobilità ed il trasporto*, Pisa 3 - 5 giugno 1993.

- [15] SAETTA A.V., SCOTTA R., VITALIANI R.V., "2 - D Model for carbonation and moisture-heat flow in porous materials", presented at the *Third World Conference On Computational Mechanics (WCCM III)*, Chiba/Japan, August 1 - 5, 1994. Submitted at the *J.Cement and Concrete Research*.
- [16] CREAZZA G., SAETTA A., SCOTTA R., VITALIANI R., OÑATE E., "Mathematical simulation of structural damage in historical buildings", abstract accettato per presentazione a *STREMA 95, Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings*, Crete, Greece May 22-24, 1995.
- [17] MAJORANA C.E., SAETTA A., SCOTTA R., VITALIANI R., "Mechanical and durability models for lifespan analysis of bridges", accettato per presentazione al cngresso *IABSE Symposium: Extending the Lifespan of Structures*, San Francisco, USA, August 23-25 1995.
- [18] SCOTTA R., VITALIANI R., Un modello numerico per l'analisi del ritiro e della deformazione differita in strutture di calcestruzzo in condizioni termo-igrometriche variabile", abstract accettato per presentazione *AICAP 95, Pescara*, 1995.

**ASPETTI DELLA RESISTENZA E DELLA DURABILITÀ  
DEL CALCESTRUZZO LEGGERO IN AMBIENTE MARINO**

Pier Paolo DIOTALLEVI - Franco ZARRI  
Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Università degli Studi di Bologna

Roberto MARINO  
Calcestruzzi S.p.A. - Ravenna



## ASPETTI DELLA RESISTENZA E DELLA DURABILITA' DEL CALCESTRUZZO LEGGERO IN AMBIENTE MARINO

**Pier Paolo DIOTALLEVI**

Professore straordinario di  
Tecnica delle costruzioni  
Facoltà di Ingegneria Università di Bologna

**Franco ZARRI**

Professore associato di  
Tecnica delle costruzioni  
Facoltà di Ingegneria Università di Bologna

**Roberto MARINO**

Calcestruzzi Spa -Ravenna

### SOMMARIO

Nella nota si riferisce di prove sperimentali eseguite su elementi strutturali realizzati con calcestruzzo ordinario e calcestruzzo leggero dopo diversi periodi di permanenza sia in mare sia in aria con prefissati stati di coazione tali da indurre una fessurazione controllata. Particolari osservazioni vengono svolte in ordine alle proprietà di resistenza e di durabilità di tali elementi.

### SUMMARY

We present the experimental results on the structural R. C. elements with normal and lightweight concrete stayed on the sea or in the air for different periods and with stress crack. We examine the evidence of bearing strength and durability.

### 1. PREMESSA

Vengono illustrati gli aspetti salienti della resistenza e della durabilità di elementi strutturali realizzati con calcestruzzo armato, ordinario e leggero, fortemente inflessi (quindi fessurati) conservati parte in aria e parte in mare per un periodo di oltre tre anni.

La nota fa seguito a precedenti indagini [1], [2], [3] riguardanti lo studio del comportamento nel tempo di analoghi elementi strutturali conservati nelle medesime condizioni ambientali (aria, acqua marina) ma confezionati con calcestruzzo ordinario e calcestruzzo speciale per impieghi marini.

Il principale fine della sperimentazione, attuale e precedente, consiste nel ricercare il comportamento di elementi strutturali di calcestruzzo armato leggero immersi in mare per i quali sia notevole (seppure regolata) l'entità della fessurazione e nello stabilire utili confronti (a parità di condizioni sperimentali) con gli attuali e più ricorrenti tipi di calcestruzzo, ordinario e speciale, in vista di un possibile e più vantaggioso impiego strutturale alternativo in ambiente marino.

Gli esiti delle prove hanno confermato il buon

comportamento del calcestruzzo armato leggero rispetto a quello del calcestruzzo ordinario e speciale ed anche i positivi aspetti della resistenza e della durabilità al termine del triennio di immersione in mare.

### 2. PROGRAMMA DELLE INDAGINI

Per eseguire le indagini sperimentali sono state preparate due serie di travetti delle stesse dimensioni ed ugualmente armati (fig.1) ma confezionati con due tipi di calcestruzzo, ordinario e leggero - di pressochè uguale valore della resistenza meccanica a compressione - le cui composizioni e caratteristiche sono illustrate nella tabella n. 1.

I travetti delle due serie sono stati fra loro accoppiati utilizzando il semplice sistema illustrato nella fig. 2 mediante il quale il forzamento mutuo è stato impresso con l'avvitamento dei dadi sulle barre metalliche filettate passanti attraverso le estremità degli stessi travetti.

Dalla variazione della lunghezza del diametro  $\delta = a-a'$ , misurata mediante comparatore millesimale,

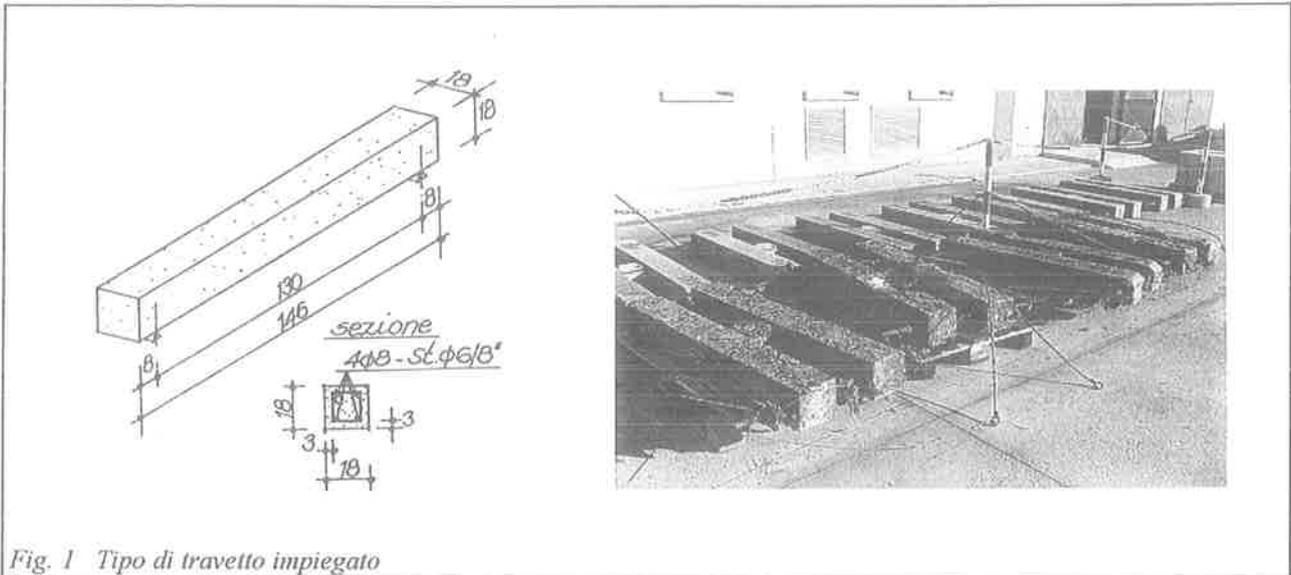


Fig. 1 Tipo di travetto impiegato

Costituenti miscela (in KN/mc)	Tipi di calcestruzzo	
	NC (ordinario)	LWC (leggero)
sabbia fine ordinaria (0/1)	140	150
sabbia granitica ordinaria (0/3)	620	730
ghiaio (6-12) ord.	430	—
ghiaio (12-28) ord.	600	—
argilla espansa T6 (3/8)	—	300
argilla espansa T6 (8/12)	—	70
cemento 425 PZZ	370	400
pulverized fly ash	presenza nel cemento	
additivo superfluidificante	1%	1%
rapporto acqua/cemento	0,50	0,50
densità (stato fresco) in KN/mc	2345	1850
Resistenza meccanica		
$R_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	~40	~40

Tabella n. 1 - Caratteristiche dei materiali impiegati per il confezionamento dei due tipi di calcestruzzo

Fig. 2 Sistema di accoppiamento e anello metallico dinamometrico

del cilindro metallico interposto fra i travetti, si è risaliti al valore della forza impressa utilizzando la curva di taratura dell'anello preventivamente ricavata in Laboratorio.

I travetti sono stati progettati in modo tale da indurre nei materiali, con l'iniziale forzamento delle estremità, valori delle tensioni abbastanza sostenuti (circa 7 N/mm<sup>2</sup> nel calcestruzzo e circa 240 N/mm<sup>2</sup> nell'acciaio), rispetto a quelli di esercizio ricorrenti

nelle costruzioni marine e tali da provocare ampiezze di fessure dell'ordine di 0.1 mm, ossia al limite del valore ammesso dalla normativa per costruzioni in ambiente marino.

Complessivamente sono stati preparati 56 travetti e 24 coppie, delle quali la metà è stata conservata in aria e l'altra metà in acqua di mare.

Tutte le coppie sono state periodicamente sottoposte al controllo del valore dell'azione mutua (sei mesi, un

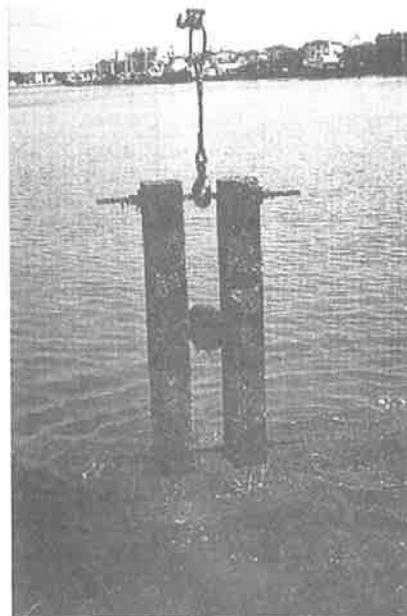


Fig. 3.a - Immagini dei travetti ripescati dall'ambiente marino

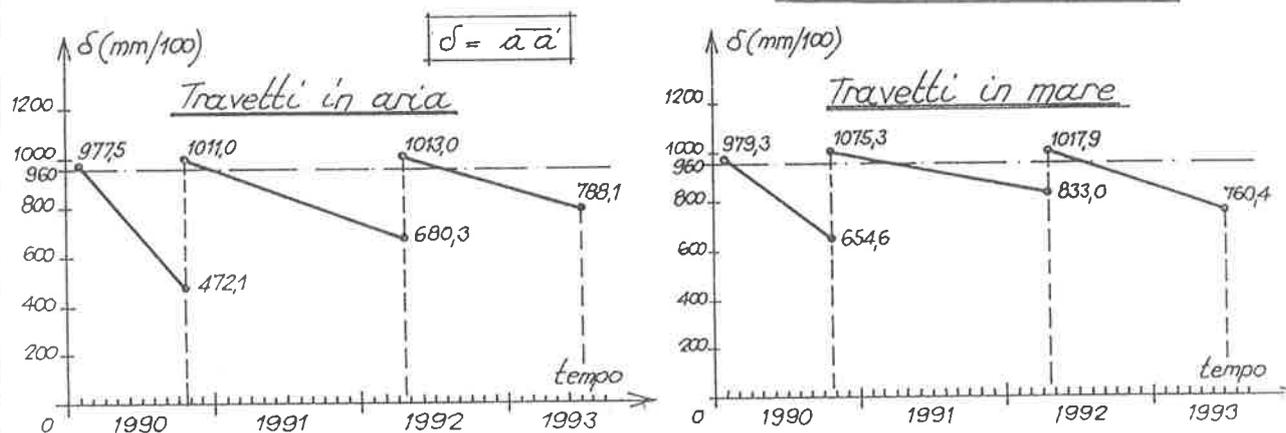


Fig. 3.b - Diagrammi del valore nel tempo dello spostamento  $\delta$  (correlato alla forza mutua) e relative ritardature

anno e tre anni) con la misura della variazione  $\delta$  (figure 2 e 3) del diametro dell'anello metallico interposto; a seguito della constatazione della progressiva diminuzione del valore dell'azione mutua, tutte le coppie sono state ritardate riportando - all'atto dello stesso controllo - il valore della forza impressa all'incirca a quello iniziale.

I diagrammi del valore nel tempo dello spostamento  $\delta$  (correlato alla forza mutua) e delle relative ritardature sono illustrati nella fig. 3.

### 3. LE PROVE

Alla scadenza dei tempi prestabiliti, all'incirca 1 mese,

sei mesi e tre anni dall'imposizione dello stato di coazione (scadenze ritenute significative in relazione alle precedenti esperienze eseguite in ambiente marino [1], [2], [3]), le coppie, programmate secondo lo schema della Tabella n. 2, sono state separate ed i singoli travetti sono stati sottoposti a prova di carico monotono crescente spinto sino a rottura con lo schema e l'apparecchiatura di prova illustrati nelle figure 4 e 5. Alla scadenza di un mese dalla confezione sono stati sottoposti a prova di carico spinta fino a rottura travetti campione realizzati con i due tipi di calcestruzzo prima menzionati; essi hanno potuto fornire il dato iniziale di partenza con cui confrontare gli esiti sperimentali dopo le vicende di presollecitazione e permanenza in ambienti diversi (ovviamente questi travetti non hanno

subito uno stato di presollecitazione nel periodo di tempo intercorso fra la confezione e la prova a rottura, ma sono stati semplicemente conservati o in aria o in

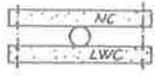
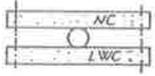
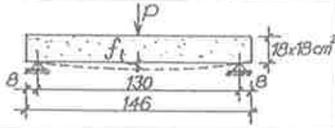
A) Travetti maturati in aria		Numero dei travetti (suddivisi per tipo) per prove a:		
	1 mese	6 mesi	3 anni	
	4 NC 4 LWC	4 NC 4 LWC	8 NC 8 LWC	
Totale coppie	—	4 coppie	8 coppie	
B) Travetti maturati in mare		Numero dei travetti (suddivisi per tipo) per prove a:		
	1 mese	6 mesi	3 anni	
	—	4 NC 4 LWC	8 NC 8 LWC	
Totale coppie	—	4 coppie	8 coppie	
Schema statico di prova				

Tabella n. 2 - Programma delle prove sperimentali

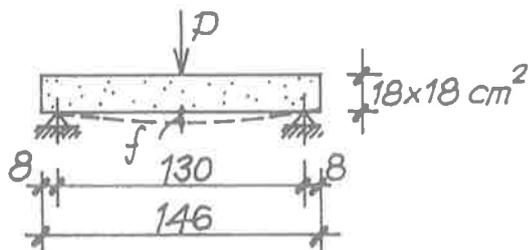


Fig. 4 - Schema delle prove di carico



Fig. 5 - Telaio prova-strutture

acqua marina).

Di ogni travetto è stato misurato lo spostamento  $f$  della sezione di mezzeria associato al valore del carico  $P$  impresso dal pistone ed è stato tracciato il relativo diagramma carico-spostamento ( $P-f$ ); da tali diagrammi sono stati ricavati in particolare i valori dei carichi  $P_u$  (valore massimo di  $P$  nel diagramma  $P-f$ ) e  $P_r$  (valore di  $P$  alla rottura del travetto) ed i corrispondenti valori dei relativi spostamenti  $f_u$  e  $f_r$ .

Nella fig. 6 si riportano, per esemplificazione, alcuni diagrammi di prove eseguite su travetti di calcestruzzo ordinario e leggero.

Infine nella tabella n. 3 sono riassunti i valori medi di  $P_u$ ,  $P_r$  e di  $f_u$ ,  $f_r$  di tutte le prove effettuate alle scadenze di un mese, sei mesi e tre anni circa per i travetti di calcestruzzo ordinario e leggero conservati in aria e in mare.

Nella stessa tabella n. 3 sono stati riportati i valori dei rapporti  $R=P_r/P_u$  e  $D=f_r/f_u$  per i due tipi di calcestruzzo (normale e leggero).

#### 4. ESITO DELLE PROVE E CONCLUSIONI

##### 4.1 Esame del comportamento nel tempo delle coppie di travetti.

I controlli effettuati periodicamente assieme alle ritarrature consentono di trarre alcune osservazioni in merito alla perdita dello stato di coazione e di confrontare il comportamento nel tempo fra i due tipi di travetti conservati in aria e in acqua marina.

a) Per i travetti conservati in aria la perdita dello stato di coazione è stata assai sensibile nel primo anno (pari a circa il 50% del valore iniziale di coazione) e si è attenuata successivamente dopo le periodiche ritarrature (circa 1/3 dopo due anni e circa il 20% dopo poco più di tre anni).

b) Per i travetti conservati in acqua la perdita ha avuto un andamento simile al precedente ma meno accentuato: circa 1/3 dopo un anno; circa il 23 % dopo due anni e circa il 25% dopo tre anni.

c) Per entrambi i materiali le perdite si manifestano maggiormente nel primo periodo di permanenza (da sei mesi ad un anno circa) per poi attenuarsi.

##### 4.2 Prove a rottura

Un sintetico esame del comportamento a rottura dei travetti conservati in aria e in mare può essere effettuato osservando i valori di  $P$ ,  $P_u$ ,  $P_r$  della

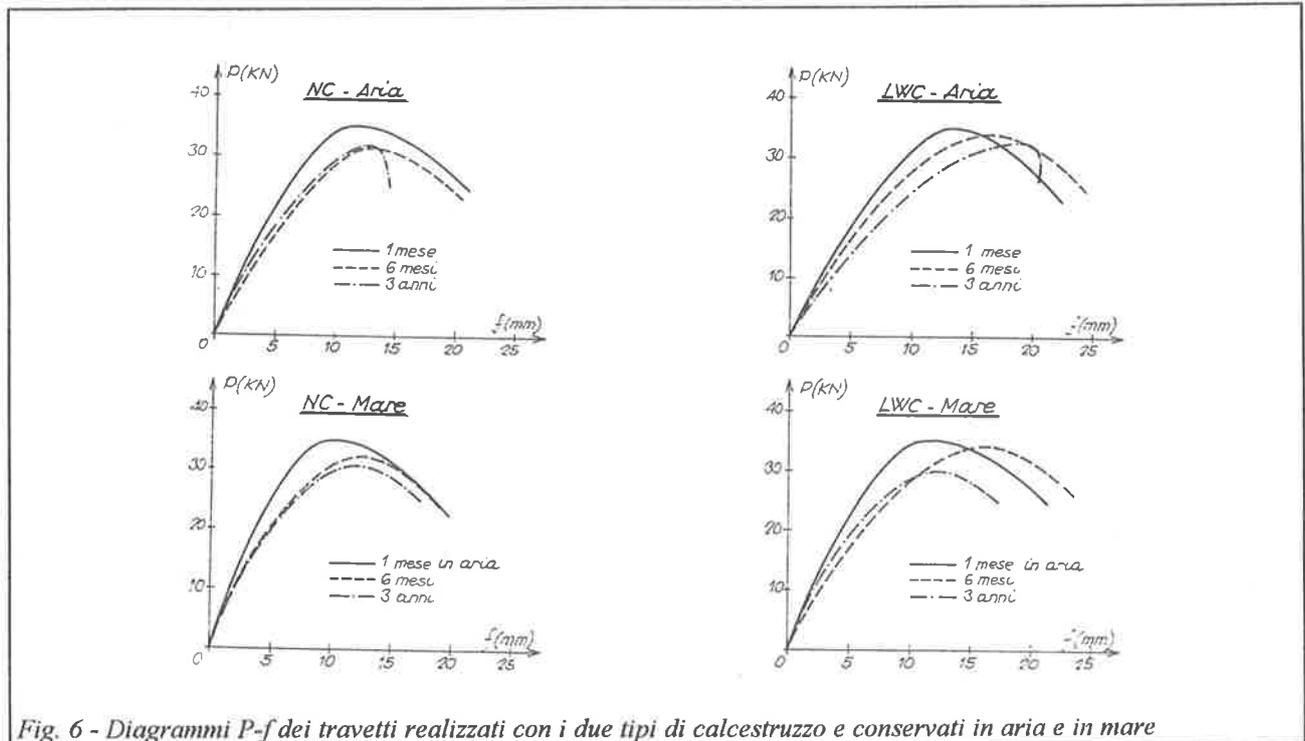


Fig. 6 - Diagrammi P-f dei travetti realizzati con i due tipi di calcestruzzo e conservati in aria e in mare

	$P_u$ (KN)		$P_r$ (KN)		$R = P_r / P_u$		$f_u$ (mm)		$f_r$ (mm)		$D = f_r / f_u$	
	NC	LWC	NC	LWC	NC	LWC	NC	LWC	NC	LWC	NC	LWC
<i>Travetti in aria</i>												
1 mese	35	35	24,5	22,8	0,70	0,652	11,17	13,33	21,33	22,57	1,910	1,693
6 mesi	31,7	33,9	23,2	24,6	0,731	0,725	13,13	16,75	20,63	24,48	1,571	1,461
3 anni	32,1	32,4	24,9	26,8	0,777	0,827	13	19,81	14,5	20,5	1,524	1,414
<i>Travetti in mare</i>												
1 mese	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6 mesi	32,3	34,3	22,8	25,8	0,709	0,752	12,89	16	19,7	23,53	1,53	1,471
3 anni	31	30,3	25,1	25,0	0,811	0,826	11,94	12,38	17,5	17,13	1,466	1,384

Tabella n. 3 - Valori di  $P_u$  e  $P_r$  (KN), di  $f_u$  ed  $f_r$  (mm), di  $R$  e  $D$  per travetti realizzati con i due tipi di calcestruzzo (ordinario e leggero) e conservati in aria e in mare

resistenza e dei parametri  $R$ ,  $D$  riassunti nelle tabelle 3,4.

Da tale controllo si possono trarre le seguenti osservazioni:

a) Il rapporto  $R = P_r / P_u$  cresce all'aumentare della permanenza dei travetti di entrambi i tipi sia in aria e sia in acqua e più rapidamente per gli elementi di calcestruzzo leggero rispetto a quelli di calcestruzzo ordinario conservati sia in aria sia in mare; ciò è dovuto alla diminuzione del valore di  $P_u$  e alla contemporanea

variazione (tendenzialmente in diminuzione) del valore di  $P_r$ .

b) Il rapporto  $D = f_r / f_u$  (che può essere assunto come indice di duttilità del travetto) diminuisce all'aumentare del tempo di permanenza e più rapidamente in mare che in aria per entrambi i tipi di calcestruzzo (rispetto al valore di riferimento assunto come tale quello ottenuto con le prove a un mese di maturazione).

c) L'indice di duttilità del calcestruzzo leggero pur

diminuendo nel tempo in entrambi gli ambienti di conservazione, si mantiene superiore o paragonabile a quello del calcestruzzo ordinario.

d) In entrambe le condizioni di conservazione e per i due tipi di calcestruzzo, la perdita di duttilità, rispetto al citato valore di riferimento, è più marcata nel primo anno di permanenza (circa 20%) e molto minore nel periodo successivo.

-----  
 A termine del vasto programma sperimentale pare possibile concludere che il calcestruzzo leggero strutturale sia dotato di un buon comportamento generale in mare in presenza di marcate fessurazioni e che possieda discreti valori di resistenza e durabilità paragonabili, talvolta superiori, a quelli del calcestruzzo ordinario anche dopo alcuni anni di permanenza in mare.

#### Bibliografia

[1] P.P. Diotallevi, R.Poluzzi, F.Zarri, "ELEMENTI

STRUTTURALI DI CALCESTRUZZO ARMATO SOLLECITATI E IMMERSI IN MARE, REALIZZATI CON CALCESTRUZZO IDROCAL E CALCESTRUZZO ORDINARIO", Giornate AICAP, Bari, maggio 1983.

[2] P.P. Diotallevi, R.Poluzzi- F.Zarri, "ELEMENTI STRUTTURALI DI CALCESTRUZZO ARMATO FORTEMENTE SOLLECITATI E IMMERSI IN MARE REALIZZATI CON CALCESTRUZZO ORDINARIO E CON CALCESTRUZZO SPECIALE PER COSTRUZIONI MARITTIME", Convegno ERMCO-ANCE, Roma, maggio 1986.

[3] P.P. Diotallevi, R.Poluzzi- F.Zarri, "COMPORTAMENTO DI ELEMENTI STRUTTURALI DI CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO E SPECIALE SOGGETTI A PROLUNGATA IMMERSIONE IN MARE E FORTEMENTE SOLLECITATI", Atti dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Bologna, maggio 1988.

-----  
 Bologna, Istituto di Tecnica delle costruzioni, gennaio 1995.

Al presente lavoro gli autori hanno contribuito in eguale misura.

Gli autori desiderano rivolgere un cordiale ringraziamento al Prof.P.Pozzati per il fattivo contributo di idee e alla Società Calcestruzzi Spa di Ravenna per avere reso possibile la maggiore parte delle prove sperimentali.

**VERIFICA TEORICO-SPERIMENTALE DI TUBI PER FOGNATURA  
IN CALCESTRUZZO ARMATO CON BASE DI APPOGGIO**

Dora FOTI - Pietro MONACO  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Bari



## VERIFICA TEORICO-SPERIMENTALE DI TUBI PER FOGNATURA IN CALCESTRUZZO ARMATO CON BASE DI APPOGGIO

**Dora FOTTI\*, Pietro MONACO\*\***

\* Ricercatore Confermato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Bari.

\*\* Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Bari.

### SOMMARIO

La verifica statica dei tubi di piccolo diametro in amianto cemento o in calcestruzzo non armato si effettua confrontando il carico massimo che grava sul tubo per effetto del rinterro e di eventuali carichi variabili con quello ottenuto sperimentalmente con una prova di schiacciamento trasversale del tubo. Poichè le condizioni sperimentali sono molto più gravose di quelle di posa effettive del tubo, il carico limite di prova viene amplificato attraverso un coefficiente di adeguamento "K" che dipende essenzialmente dal tipo di posa e dalle caratteristiche di deformabilità del terreno di posa. Questo modo di procedere è stato esteso al caso di tubi per fognatura in calcestruzzo armato con sezione interna circolare e con base di appoggio piana. In tal caso si utilizzano due coefficienti di adeguamento  $K_F$  e  $K_R$  relativi rispettivamente agli stati limite di fessurazione e di rottura delle sezioni caratteristiche del tubo, ossia quelle di chiave e di base.

### SUMMARY

Usually the static verification of small diameter pipes in asbestos-concrete or in un-reinforced concrete is determined by a comparison between the maximum ground load on the pipe and the load obtained experimentally from a transversal compression test on the pipe.

A coefficient "K" is utilized to take into account the actual in place conditions of the pipe. This coefficient principally depends on the kind of foundation and on the deformability of the foundation ground.

In this paper the methodology has been extended to the reinforced concrete drainage pipes with an inner circular section and with a plane support base. In this case two coefficients  $K_F$  and  $K_R$  are utilized respectively for the cracking resistance and for the failure resistance of the pipe characteristics sections, the top section and the base section.

### 1. PREMESSA

Scopo della ricerca è di definire un metodo di verifica di tubi per fognature in calcestruzzo armato a sezione interna circolare e con base di appoggio.

L'elemento tubolare ha un profilo interno circolare ed è sagomato alle due estremità in modo da realizzare un giunto a bicchiere a mezzo spessore; la sua lunghezza è normalmente di 2,00m.

Lo spessore della parete del tubo è variabile e la sagoma trasversale è configurata in modo tale da

realizzare nella parte bassa un basamento, ossia un appoggio piano orizzontale.

Le armature longitudinali sono composte di solito da catenelle, disposte ad interasse prefissato; l'armatura principale portante, invece costituita da anelli circolari, è disposta in corrispondenza dei bordi interno ed esterno del tubo (Fig. 1).

Il metodo di verifica che si propone è legato ovviamente alla morfologia del tubo ed è quindi sostanzialmente diverso da quello attualmente in uso per tubi di piccolo diametro in amianto cemento o in calcestruzzo non armato oppure per quelli di piccolo e

medio diametro in calcestruzzo non armato per fognature [1], [2], [3].

Per questi la verifica di sicurezza si effettua ricercando dapprima il carico  $Q$  gravante sul tubo, a livello del piano orizzontale tangente alla generatrice di chiave, dovuto al peso del terreno di rinterro della trincea dove è alloggiato il tubo e ad eventuali carichi accidentali agenti alla sommità del rinterro.

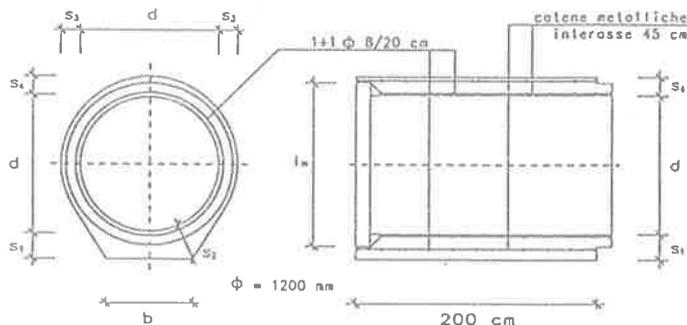


Fig. 1

Successivamente con una prova di carico sperimentale, ovviamente standardizzata sia per le modalità di carico che per i vincoli, si determina il carico di rottura  $Q_R$  del tubo.

Nella prova sperimentale il carico è applicato in modo uniforme sulla generatrice di chiave per l'intera lunghezza dell'elemento; i vincoli sono costituiti da due appoggi continui posti su due generatrici simmetriche in corrispondenza della base di appoggio a distanza prefissata dall'asse verticale del tubo.

Nelle condizioni reali di posa invece il carico  $Q$  sovrastante il tubo genera pressioni radiali e tangenziali sul contorno dipendenti dal tipo di posa e la reazione d'appoggio inoltre è diffusa su un tratto del contorno nell'intorno del suo asse verticale.

Le condizioni di carico e di vincolo sperimentali sono quindi molto severe se confrontate con quelle effettive del tubo in situ, per cui il carico limite  $Q_R$  valutato con la prova sperimentale è incrementato, con l'introduzione di un coefficiente correttivo  $K$ , per poter essere correlato a quello che si avrebbe se la prova fosse eseguita nelle effettive condizioni di posa e di carico.

Per i tubi in esame, cioè tubazioni in cemento armato di diametro medio grande e con base di appoggio, le verifiche di sicurezza dell'elemento non possono non tener conto dell'effettiva distribuzione delle pressioni sul tubo. Per questi tubi infatti le sezioni resistenti caratteristiche, quelle in chiave, alle reni e di simmetria della zona di appoggio, possono differenziarsi per le dimensioni geometriche della sezione di calcestruzzo e per l'armatura presente nel lembo teso della sezione. La verifica del tubo, e quindi delle sezioni caratteristiche, non può prescindere dalla

conoscenza delle sollecitazioni ricavate in base alla effettiva distribuzione dei carichi e delle reazioni sul contorno del tubo. Inoltre per i tubi in calcestruzzo di medio o grande diametro si devono sommare alle sollecitazioni relative alle pressioni esercitate dal rinterro anche quelle dovute al peso proprio dell'elemento ed al peso dell'eventuale liquido contenuto nel tubo; quantità queste che possono non essere trascurabili rispetto a quelle relative alle pressioni trasmesse dal rinterro. Le sollecitazioni prodotte nelle sezioni caratteristiche da questi ulteriori carichi sono certamente diverse da quelle relative ad un carico  $Q$  concentrato applicato nella sezione di chiave.

Per queste strutture, quindi, il coefficiente  $K$  dovrebbe tener conto di molteplici fattori: della effettiva distribuzione delle pressioni, della disposizione delle armature trasversali, della particolare forma del tubo con spessore variabile lungo la linea d'asse della sezione trasversale ed infine delle condizioni di carico relative al peso proprio del manufatto e a quello dell'eventuale liquido contenuto.

Inoltre se è noto il diagramma delle pressioni lungo tutto lo sviluppo della linea d'asse della sezione trasversale del tubo è possibile ricavare le effettive caratteristiche della sollecitazione nelle sezioni caratteristiche e ricercare, in relazione alla particolare forma della sezione stessa, la più efficace disposizione delle armature metalliche.

La verifica della sicurezza deve dunque essere eseguita nel modo classico, ossia: definita una distribuzione di carico, determinare un moltiplicatore dello stesso tale che le sollecitazioni così incrementate comportino la rottura locale di una sezione o più in generale il collasso dell'intero elemento per il raggiungimento di un cinematisimo. Infine, attraverso la prova di schiacciamento trasversale definita in [3], si determina la resistenza del tubo a sopportare sovraccarichi esterni e la si confronta con quella teorica.

## 2. CARICHI AGENTI SUI TUBI INTERRATI

Per il calcolo delle sollecitazioni nelle sezioni più significative del tubo è necessario, ovviamente, determinare i carichi su di esso agenti e le reazioni esplicitate dalla base d'appoggio.

Mentre alcune azioni sono di semplice valutazione, quali il peso proprio del tubo, le spinte idrostatiche ed i sovraccarichi accidentali, notevoli incertezze gravano sull'entità delle pressioni trasmesse dal terreno al tubo. Sono molti, infatti, i fattori che influenzano tali azioni che sono principalmente legate al tipo di posa del tubo, alle caratteristiche geotecniche del terreno di riempimento della trincea, al tipo di sistemazione in opera del medesimo, alle caratteristiche di

deformabilità del tubo e del terreno di posa, al tipo di appoggio continuo o discreto.

I problemi si possono sintetizzare nei due seguenti, ovviamente tra loro dipendenti:

- valutare il peso del terreno effettivamente agente sul tubo rispetto a quello del volume di terra verticalmente sovrastante l'elemento;

- valutare l'entità, la distribuzione e la direzione delle pressioni laterali sul tubo ivi comprese le reazioni del terreno di posa.

Per la determinazione di queste azioni nel caso in esame la soluzione è in parte semplificata: il tubo infatti, per gli elevati rapporti tra spessore e diametro, può ritenersi indeformabile nei riguardi del terreno circostante.

Nella maggior parte dei casi, inoltre, queste tubazioni, per la loro configurazione geometrica, vengono poste su letti di sabbia o addirittura sullo stesso terreno in situ senza particolari sagomature del piano di appoggio, come di solito invece accade per i tubi circolari privi di basamento.

Di conseguenza è chiaramente individuabile la superficie di appoggio ed il settore del tubo su cui il terreno di fondazione esercita le pressioni. Per queste ultime poi la forma del tubo, a parità di tutte le altre condizioni, influenza in modo determinante la loro entità e distribuzione. La presenza infatti di una base di appoggio piana, con elevata rigidità rispetto agli usuali terreni di posa, fa dipendere la reazione dell'appoggio solo dal tipo di terreno se coesivo o granulare e non dall'interazione delle deformazioni tra terreno e struttura.

Per la soluzione del primo problema, ossia la determinazione del carico  $Q_t$  gravante sul tubo dovuto al rinterro, si possono utilizzare le indicazioni riportate nelle istruzioni UNI 7517 riguardanti le tubazioni in amianto cemento sottoposte a carichi esterni. Esse infatti derivano dalla trattazione teorica generale proposta da Marston nei due casi estremi di posa in trincea stretta e posa con rinterro indefinito. Noto il carico globale  $Q_t$  che insiste su un tratto di lunghezza unitaria del tubo occorre definire, soprattutto nel nostro caso, la distribuzione delle pressioni sul suo contorno. E' questa la parte della trattazione che presenta le maggiori incertezze. Si espongono comunque le ipotesi che sono più ricorrenti nella letteratura tecnica.

Per un tubo posto in trincea stretta [1] si possono trascurare, a vantaggio di sicurezza, le pressioni laterali e ritenere che l'azione diretta  $Q_t$  del terreno in precedenza valutata, si espliciti attraverso una pressione uniforme sul piano tangente alla generatrice di chiave per una larghezza pari al diametro esterno  $D_e$  del tubo, ossia:  $q = Q_t/D_e$ .

Nel caso invece di tubo sotto rinterro indefinito ci si discosta dalle istruzioni CNR in quanto queste forniscono solo l'entità del carico  $Q_t$  gravante sul tubo e

non le distribuzioni delle azioni sul suo contorno. In questo caso infatti, al contrario di quanto visto per la posa in trincea stretta, l'intero contorno del tubo è interessato dalle pressioni esercitate dal rinterro. A queste di solito si assegna una distribuzione di tipo radiale, con valore massimo in chiave, variabile con legge cosinusoidale e valore nullo alla base del tubo. Anche per la zona di appoggio si ammette possa svilupparsi una reazione di intensità variabile avente il massimo nel punto medio della larghezza della base. Si trascura l'azione tangenziale.

Un criterio per valutare la legge di distribuzione dell'intensità delle pressioni radiali è quello consigliato nelle raccomandazioni allegate alle norme per i tubi di cemento armato ordinario per condotte in pressione per acquedotti ed irrigazione [4].

Le pressioni radiali (si trascurano quelle tangenziali) si ottengono con una semplice espressione che, nel caso di angolo di apertura della base di appoggio di  $45^\circ$ , è del tipo (Fig. 2):

$$q_r = \frac{Q_t}{1,568 r_m} \cos\left(\frac{4}{7} \alpha\right) \quad \text{dove:}$$

$Q_t$  è il peso del terreno posto sulla verticale del tubo, valutato a partire dal piano orizzontale contenente la generatrice di colmo e per un tratto di tubo di lunghezza unitaria;

$r_m$  raggio medio del tubo.

Per la base di appoggio è prevista una distribuzione anch'essa radiale del tipo:

$$q_r = \frac{Q_t}{0,493 r_m} \cos(4\alpha)$$

Per un angolo di apertura della base di appoggio di  $90^\circ$  invece è del tipo (Fig. 3):

$$q_r = \frac{Q_t}{1,697 r_m} \cos\left(\frac{2}{3} \alpha\right)$$

mentre per la base di appoggio si ha:

$$q_r = \frac{Q_t}{0,493 r_m} \cos(2\alpha)$$

Per poter estendere le espressioni esaminate, valide per tubi circolari, ai tubi con basamento, è necessario eseguire alcuni adeguamenti delle leggi di distribuzione delle pressioni radiali.

In particolare la loro distribuzione alla base di appoggio precedentemente illustrata è accettabile solo

per terreni granulari, può essere criticabile nel caso di terreni coesivi; in questi, infatti, con una base molto rigida rispetto al terreno il massimo della tensione non si raggiunge al centro di essa.

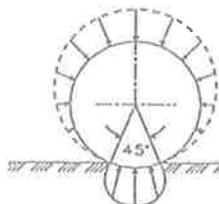


Fig. 2

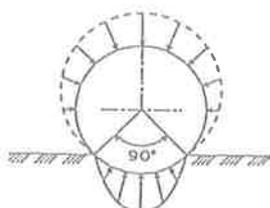


Fig. 3

Nel tratto in cui il contorno del tubo, distaccandosi dall'andamento circolare, diventa rettilineo è preferibile conservare immutata la legge citata di distribuzione delle pressioni radiali che prevede un valore nullo nel punto ove inizia il contatto del contorno del tubo con la zona di appoggio. E' pur vero infatti che solo se la parete forma con l'orizzontale un angolo inferiore o uguale a quello di attrito del terreno di riporto le pressioni si annullano, ma bisogna anche considerare le difficoltà di riempimento del terreno in quel tratto di tubo che, se mal realizzato, comporta una riduzione o addirittura l'annullamento delle pressioni.

C'è infine da adeguare le espressioni delle pressioni  $q_r$  per tener conto del fatto che l'angolo di appoggio  $\alpha_0$ , variabile con il diametro del tubo, è nel caso in esame di poco superiore a  $45^\circ$ .

Infine in presenza di trincea larga, soprattutto quando le grandezze sono tali da superare solo di poco i limiti che definiscono questo tipo di posa [1], risulta poco cautelativo adottare l'andamento delle pressioni radiali descritte; se da un lato, infatti, le pressioni laterali aumentano la capacità portante del tubo, dall'altra il trascurarle potrebbe risultare eccessivamente prudenziale.

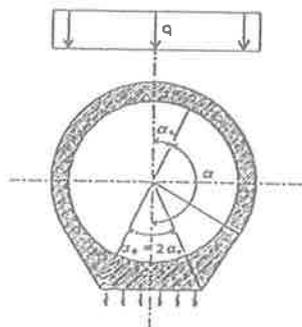


Fig. 4. Posa in trincea stretta

### 3. SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Una condotta interrata oltre che soggetta all'azione delle pressioni prodotte dal rinterro può essere sollecitata da carichi accidentali che attraverso il suolo trasmettono al tubo pressioni superficiali.

Queste pressioni possono risultare preponderanti rispetto a quelle relative al rinterro se la canalizzazione attraversa una strada e se lo spessore del riempimento è piccolo.

Per la loro valutazione, si assume come piano di riferimento quello orizzontale tangente alla generatrice di sommità del tubo. Su questo piano si definisce una superficie di carico per unità di lunghezza del tubo la cui larghezza è pari al diametro esterno.

La pressione verticale " $\sigma_a$ " su questa superficie si ritiene costante e pari a:

$$\sigma_a = \frac{1}{l} P \phi c_t \quad \text{dove:} \quad \begin{array}{l} P \text{ è il carico concentrato;} \\ c_t \text{ è il coefficiente di carico;} \\ \phi \text{ è il coefficiente dinamico.} \end{array}$$

Quest' ultimo valore tiene conto dell'effetto dinamico dei carichi applicati. Esso dipende dalla velocità del veicolo, dalla rugosità della superficie di rotolamento, dalle sospensioni del veicolo. L'entità di questo effetto può essere valutata con l'espressione fornita dalle UNI 7517, ossia:  $\phi = 1 + 0.3/H$ ; dove H è l'altezza, espressa in metri, del terreno di riempimento misurata a partire dal livello stradale e fino all'estradosso del tubo.

Il coefficiente  $c_t$  può essere invece valutato utilizzando direttamente la legge di Boussinesq.

Per gli attraversamenti stradali, il carico da adottare è quello riportato nelle nuove norme per il calcolo, la verifica ed il collaudo dei ponti stradali, ossia il carico  $q_{1A}$  costituito da tre assi, ciascuno di 20t e costituito da due ruote le cui impronte sul piano stradale hanno dimensioni  $30 \cdot 30 \text{ cm}^2$ .

Se la tubazione è ortogonale all'asse della strada la posizione più sfavorevole del veicolo è indicata in Fig. 5, ossia l'asse mediano del veicolo deve sovrapporsi all'asse della tubazione.

Il massimo della pressione verticale nel baricentro della zona di carico dipende ovviamente dall'altezza del riempimento, e si ottiene variando la posizione del veicolo rispetto all'asse ortogonale alla tubazione passante per il baricentro del rettangolo delle pressioni.

Indicata con "e" la distanza in orizzontale di detto asse dalla fila di ruote più vicina, la curva (a) di Fig. 5 indica il valore di "e" e quindi la posizione del carico al variare dell'altezza H del riempimento che permette di ottenere il massimo valore della pressione verticale nel baricentro del rettangolo di carico.

Per altezze di rinterro superiori circa a 2,50m, la

posizione del veicolo deve essere simmetrica rispetto alla tubazione, ossia  $e=100\text{cm}$ . I valori massimi della pressione nel baricentro del rettangolo delle pressioni sono rappresentati dalla curva (b).

altezze di rinterro  $H$  superiori a  $80\text{cm}$ . Per valori inferiori del rinterro è infatti opportuno proteggere il tubo con opportuni manufatti.

Se la tubazione invece è parallela all'asse della

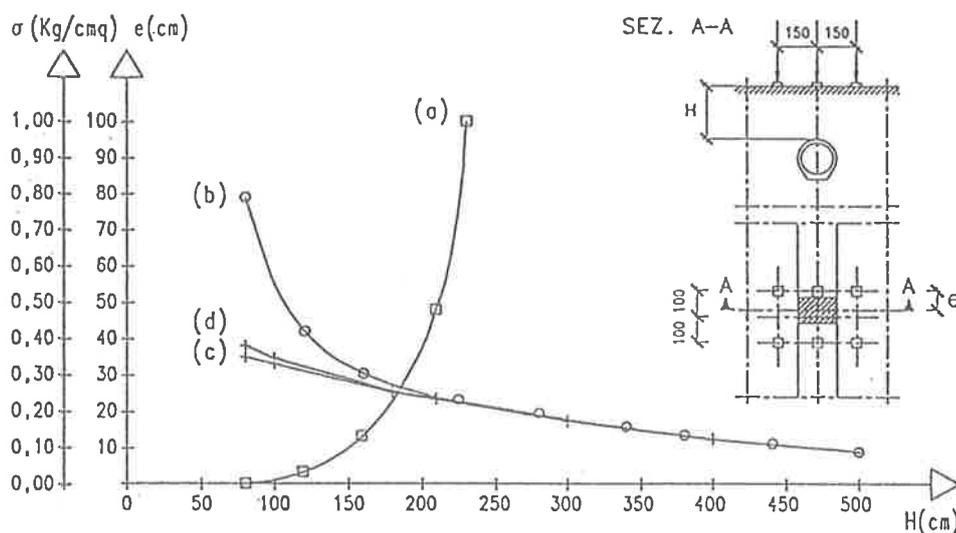


Fig. 5

Le curve (c) e (d) invece danno il valore medio della pressione sull'intera area di carico rispettivamente per tubi di diametro esterno  $D_e = 148\text{cm}$  e  $D_e = 240\text{cm}$ .

strada, la disposizione più sfavorevole si ha quando l'asse centrale del veicolo si trova sulla verticale del baricentro del piano citato (Fig. 6).

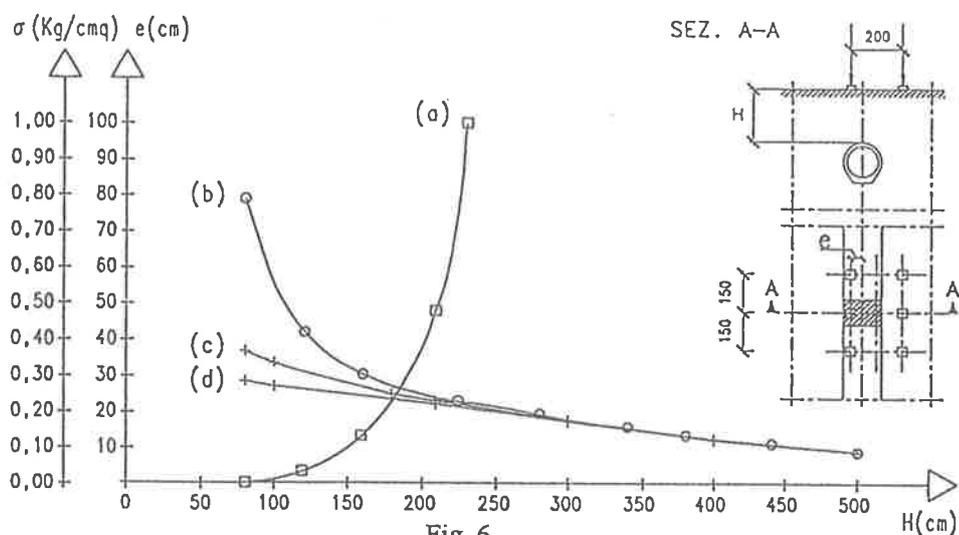


Fig. 6

L'andamento di queste ultime due curve mostra che, solo per altezze di rinterro superiori a circa  $2\text{m}$ , si può ritenere uniforme la pressione sul rettangolo di carico.

Queste curve sono state ricavate suddividendo la zona di carico con un reticolo di lati  $10 \cdot 10 \text{ cm}^2$  e valutando in ogni nodo il valore della pressione per

Infine nelle figure Fig. 7 e Fig. 8 sono riportate, rispettivamente per i due casi esaminati, i valori delle pressioni medie al variare dell'altezza  $H$  del rinterro e del diametro  $D_e$  del tubo.

Nota la distribuzione delle pressioni  $\sigma_a$  si può facilmente ricavare il carico risultante  $Q_a$  necessario per

definire come si vedrà in seguito il criterio di verifica del tubo.

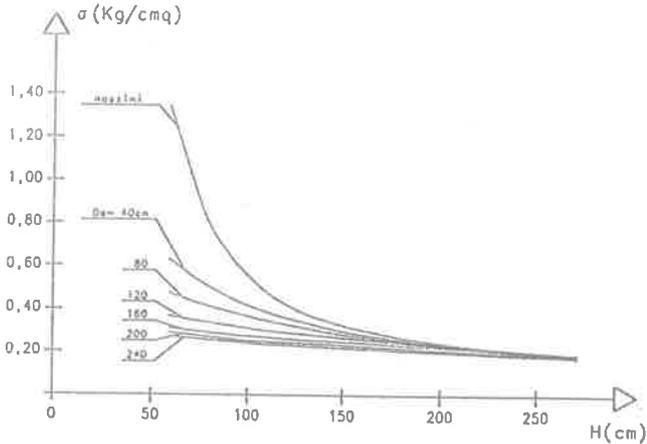


Fig. 7

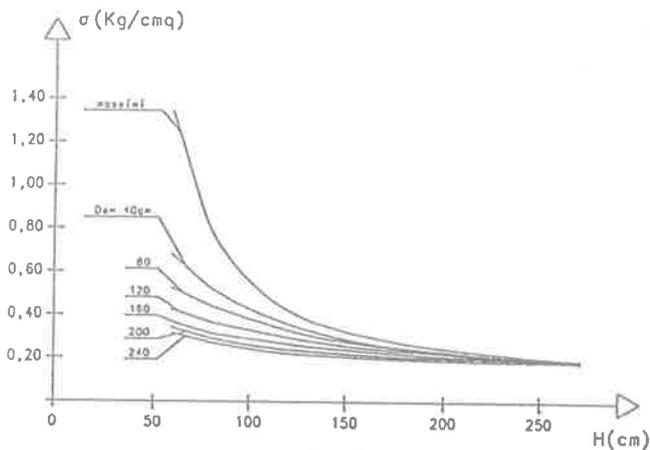


Fig. 8

#### 4. CRITERIO DI VERIFICA

Si è già accennato che la verifica sperimentale della sicurezza di una tubazione può essere eseguita utilizzando i risultati di una prova di carico standardizzata; in questa però le condizioni di carico e di vincolo, difformi da quelle reali, non provocano lo stesso stato di sollecitazione che si genera nel tubo interrato. E' necessario quindi definire un procedimento teorico-sperimentale che, attraverso i risultati della prova di carico, permetta di risalire alla verifica della sicurezza del tubo nelle effettive condizioni di impiego. Pertanto scelta la distribuzione delle pressioni sul tubo interrato ed il tipo di armatura, si indicano con  $Q_R$  e  $Q_F$  i carichi massimi che applicati sul tubo producono rispettivamente la rottura e la fessurazione delle sezioni caratteristiche.

Si indicano invece con  $Q'_R$  e  $Q'_F$  i corrispondenti carichi lineari applicati sulle generatrici di chiave che, nelle condizioni di vincolo della prova di schiac-

ciamento trasversale, producono gli stati limiti citati. Si possono definire quindi coefficienti di adeguamento a fessurazione e a rottura rispettivamente i rapporti, sempre maggiori dell'unità:

$$K_F = \frac{Q_F}{Q'_F} \qquad K_R = \frac{Q_R}{Q'_R}$$

In tal modo, una volta valutato il carico totale  $Q_E$  di esercizio agente a livello del piano orizzontale tangente alla generatrice di colmo, è possibile:

- a) scegliere il tipo di armatura più idoneo per il tubo in modo che risulti  $Q_E < Q$  essendo  $Q$  il carico massimo compatibile con tale armatura;
- b) determinare i coefficienti di sicurezza a rottura e a fessurazione:

$$\eta_R = \frac{Q_R}{Q_E} \qquad \eta_F = \frac{Q_F}{Q_E}$$

- c) noti i coefficienti di adeguamento  $K_R$  e  $K_F$  per il tubo in esame valutare i carichi:

$$Q'_R = \frac{Q_R}{K_R} \qquad Q'_F = \frac{Q_F}{K_F}$$

rispettivamente di rottura e fessurazione nelle condizioni di carico e vincolo sperimentali;

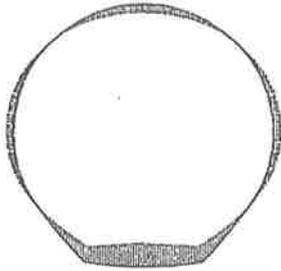
- d) determinare con la prova sperimentale i carichi di fessurazione  $Q_{SF}$  e di rottura  $Q_{SR}$  e controllare che siano verificate le disequivalenze:

$$Q_{SF} > Q'_F \qquad Q_{SR} > Q'_R$$

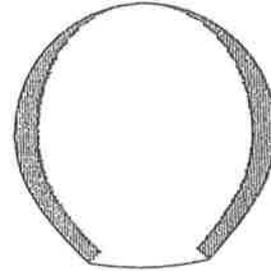
Le sezioni più sollecitate in queste tubazioni sono quelle di chiave e quella diametralmente opposta ossia quella di base. Queste sezioni sono dotate di uguale armatura al bordo teso, per evidenti ragioni di semplicità costruttiva, mentre l'area di calcestruzzo della sezione base è più grande di quella di chiave. Le sezioni alle reni invece sono sempre caratterizzate da forti compressioni e sollecitazioni flessionali di segno opposto a quelle di chiave e di base. L'eventuale bordo teso è quindi quello esterno. Queste sezioni anche se dotate di armatura minima non vincolano il carico di collasso del tubo (Fig. 9).

Nelle condizioni di posa effettive la sezione critica, cioè quella che raggiunge per prima il collasso, è quella di base, mentre nelle condizioni di prova è quella di chiave. La verifica sperimentale della sicurezza quindi sarebbe eseguita non per la sezione critica del tubo bensì per una sezione, quella di chiave, che non è certamente la prima a raggiungere lo stato limite ultimo nelle condizioni effettive di posa. Poichè però si opera con l'analisi lineare senza redistribuzione delle sollecitazioni, essendo le sezioni, come si vedrà nel

seguito, debolmente armate, la prova sperimentale potrebbe essere eseguita su di un tubo in cui viene incrementata l'armatura al bordo teso della sezione in chiave in modo che, anche nella prova sperimentale, la sezione critica risulti quella di base.



a) Diagramma momento flettente

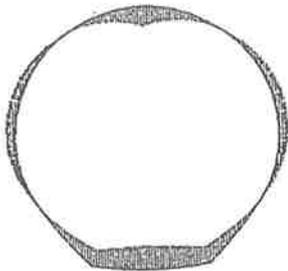


b) Diagramma sforzo normale

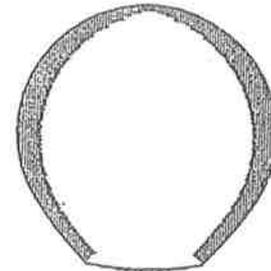
Fig. 9

Operando in tal modo la verifica di sicurezza sperimentale sarebbe riferita alla sezione critica nelle condizioni effettive di posa. Con le condizioni di vincolo e di carico, definite in modo univoco per la prova di schiacciamento trasversale, le sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente che si ottengono sono riportate nella Fig. 10.

Nelle condizioni effettive di posa, ad esempio in trincea stretta, le relative sollecitazioni sul tubo sono riportate nella Figura 9.



a) Diagramma momento flettente



b) Diagramma sforzo normale

Fig. 10

Se si esclude la cuspide nel diagramma del momento flettente della prova sperimentale nella sezione di applicazione del carico lineare, è evidente la similitudine dei diagrammi ottenuti nei due casi illustrati. Di conseguenza la prova sperimentale ben si adatta a rappresentare il comportamento del tubo nelle effettive condizioni di posa. Con rinterro indefinito invece lo sforzo normale è molto più determinante rispetto a quello della prova sperimentale ed in alcune sezioni, ad esempio quella di base, di segno opposto.

## 5. DETERMINAZIONE DEI CARICHI LIMITI

Una volta fissata la legge di distribuzione del carico  $Q_E$ , al variare dell'intensità di quest'ultimo, la coppia dei valori  $M, N$  rappresentanti momento flettente e

sforzo normale relativi ad una determinata sezione, individuano nel piano  $M, N$  una retta che passerà per l'origine se, in corrispondenza del carico  $Q_E=0$  è anche  $M=N=0$ .

Pertanto per ciascuna delle sezioni caratteristiche si può costruire la frontiera del dominio  $M, N$  per tale sezione e, se si conoscono per un determinato valore del carico  $Q_E$  i corrispondenti valori di  $M$  ed  $N$  che sollecitano la stessa sezione, è possibile determinare la retta di cui si è detto e valutare, una volta nota l'inter-

sezione della retta con la frontiera del dominio, il carico limite.

E' ovvio che la retta rappresentativa dello stato di sollecitazione della sezione non passerà per l'origine in quanto anche per  $Q_E=0$  la sezione è sollecitata dal peso proprio e dal peso dell'acqua contenuta nel tubo.

La retta rappresentativa dello stato di sollecitazione pertanto non passerà per l'origine bensì per il punto A di ascissa  $N_A = N_g + N_a$  ed ordinata  $M_A = M_g + M_a$  essendo gli indici "g" ed "a" rappresentativi del peso proprio e del peso dell'acqua.

Analogamente si opera per valutare i carichi  $Q'_R$  e  $Q'_F$  della prova sperimentale avendo presente beninteso che la sezione più sollecitata è quella in chiave per cui le frontiere dei domini e la retta rappresentativa dello stato di sollecitazione sono riferiti a quest'ultima sezione.

Anche tale retta non passa per l'origine ma per un punto A' di coordinate  $M'_g, N'_g$  dato che il carico di rottura che verrà determinato risulterà dalla prova sperimentale eseguita in assenza di acqua all'interno del tubo.

Sembrirebbe perciò non corretto parlare di coefficienti di adeguamento, ossia paragonare condizioni di carico differenti.

Se si osservano le Figg. 15-18 e le Figg. 20-21, però, si rileva che i punti A ed A' sono prossimi all'origine, ossia gli effetti del peso proprio e del peso dell'acqua sono piccoli e quindi l'errore che si commette è trascurabile.

Preliminarmente, quindi, è necessario valutare il regime statico dei tubi sia nella condizione di carico effettiva che in quella sperimentale. Le caratteristiche della sollecitazione, nelle sezioni di base, alle reni e in chiave possono essere espresse nella forma:

$$N = a + \alpha b \qquad M = c + \alpha d$$

dove "b" e "d" corrispondono alle sollecitazioni relative ad un carico esplorativo, mentre "a" e "c" si riferiscono agli effetti del peso proprio e dell'acqua nella condizione effettiva di posa e del solo peso proprio nel caso della prova sperimentale.

## 6. DOMINI DI ROTTURA E FESSURAZIONE

### 6.1. Dominio di rottura

Per il calcestruzzo si assume come legge costitutiva la seguente (Fig. 11):

$$\begin{aligned} \sigma_c &= R_{ct} \cdot 1000 \cdot \epsilon_c \cdot (250 \cdot \epsilon_c - 1) & \text{per } 0 < \epsilon_c \leq 2\text{‰} \\ \sigma_c &= R_{ct} & \text{per } \epsilon_c \geq 2\text{‰} \end{aligned}$$

Per l'acciaio si assume la bilatera classica di Fig. 12.

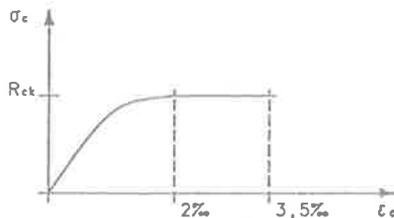


Fig. 11

Per il calcestruzzo, se la deformazione massima  $\epsilon_c$

$\leq 0,002$ , le sollecitazioni risultanti delle tensioni nella

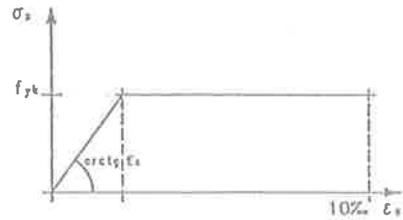


Fig. 12

zona compressa saranno, per una sezione di larghezza unitaria, (Fig. 13):

$$R_c = 1000 \cdot 250 \cdot R_{ct} \frac{\epsilon_s^2}{(h - Y_c)^2} \frac{Y_c^3}{3} - 1000 \cdot R_{ct} \frac{\epsilon_s}{h - Y_c} \frac{Y_c^2}{2} \quad (1)$$

$$M_c = 1000 \cdot 250 \cdot R_{ct} \frac{\epsilon_s^2}{(h - Y_c)^2} \frac{Y_c^4}{4} - 1000 \cdot R_{ct} \frac{\epsilon_s}{h - Y_c} \frac{Y_c^3}{3} \quad (2)$$

Se invece la deformazione massima  $\epsilon_c$  è compresa tra lo 0,2% e lo 0,35% si otterrà:

$$R_c = 1000 \cdot 250 \cdot R_{ct} \frac{\epsilon_s^2}{(h - Y_c)^2} \frac{Y_c^3}{3} - 1000 \cdot R_{ct} \frac{\epsilon_s}{h - Y_c} \frac{Y_c^2}{2} - R_{ct}(Y_c - Y_r) \quad (3)$$

$$M_c = 1000 \cdot 250 \cdot R_{ct} \frac{\epsilon_s^2}{(h - Y_c)^2} \frac{Y_c^4}{4} - 1000 \cdot R_{ct} \frac{\epsilon_s}{h - Y_c} \frac{Y_c^3}{3} - \frac{Y_c^3}{3} - R_{ct} \cdot (Y_c - Y_r) \cdot \left(\frac{Y_c}{2} + \frac{Y_r}{2}\right) \quad (4)$$

Le sollecitazioni globali nella sezione infine risultano:

$$N_R = -R_c + R'_c - R_s \quad (5)$$

$$M_R = R_s \left(\frac{H}{2} - \delta\right) + R'_c \left(\frac{H}{2} - \delta\right) - R_c \left(\frac{H}{2} - b_c\right) \quad (6)$$

con  $b_c = Y_c - \frac{M_c}{R_c}$ .

Per questi tubi la rottura avviene per raggiungimento della deformazione limite dell'acciaio teso.

Se si fissa pertanto  $\epsilon_s = 0,01$  di conseguenza risulta:

$$R_s = A_s \cdot f_{st} \qquad R'_c = A'_c \cdot E_s \cdot \epsilon'_s \qquad \text{con } \epsilon'_s = 0,01 \frac{Y_c - \delta}{h - Y_c}$$

Costruita la frontiera  $D_R$  del dominio di rottura si individua il punto R di intersezione della frontiera con la retta AC rappresentativa della condizione di carico. Il punto R con le sue coordinate  $N_R$  ed  $M_R$  definisce lo stato limite ultimo della sezione.

**6.2. Dominio di fessurazione**

Si è ipotizzato che il legame costitutivo  $\sigma_{ct}-\epsilon_{ct}$  nel calcestruzzo teso sia del tipo indicato in Fig.14, ossia elastico lineare.

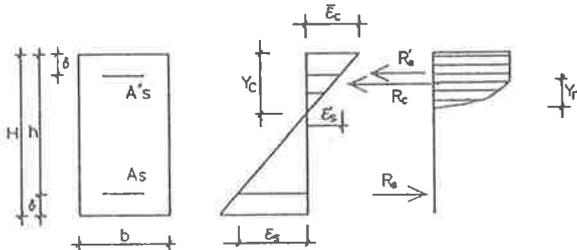


Fig. 13

Indicati con  $f_{ctk}$  la resistenza caratteristica a trazione per flessione del calcestruzzo,  $E_{ct} = 0,5 E'_c$  il modulo elastico del calcestruzzo soggetto a trazione rapportato a quello in compressione,  $n_c = E_s/E'_c$  ed  $n_{ct} = E_s/E'_{ct}$ , con i simboli di Fig. 13, per una sezione di larghezza unitaria, si ha:

$$N_r = f_{ctk} \left[ n_a \cdot A'_s \frac{(Y_c - \delta)}{H - Y_c} - n_a \cdot A_s \frac{h - Y_c}{H - Y_c} + \frac{n_a \cdot Y_c^2}{2n_c \cdot H - Y_c} - \frac{1}{2}(H - Y_c) \right] \quad (7)$$

$$M_r = f_{ctk} \left[ n_a \cdot A'_s \frac{(Y_c - \delta)}{H - Y_c} \left( \frac{H}{2} - \delta \right) + n_a \cdot A_s \frac{h - Y_c}{H - Y_c} \left( \frac{H}{2} - \delta \right) \right] + f_{ctk} \left[ (H - Y_c) \frac{H + 2Y_c}{12} + \frac{n_a \cdot Y_c^2}{n_c \cdot H - Y_c} \frac{3H - 2Y_c}{12} \right] \quad (8)$$

Si può così costruire per punti la frontiera del dominio di fessurazione  $D_F$  e valutare la sua intersezione con la retta AC; il punto F di coordinate  $N_F, M_F$  definisce lo stato limite di fessurazione della sezione.

**7. ESEMPIO APPLICATIVO**

A conclusione della trattazione teorica si sviluppa un esempio numerico che illustra un concreto caso applicativo di determinazione dei coefficienti di adeguamento  $K_F$  e  $K_R$  per un tubo realmente commercializzato.

Trattasi di un tubo con basamento, dotato di anelli circolari di armatura ( $\phi$  8/20cm) sia in corrispondenza del bordo esterno che di quello interno.

Le caratteristiche geometriche fondamentali della sezione trasversale del tubo, con riferimento alle indicazioni riportate in Fig. 1, e le caratteristiche di resistenza dei materiali, calcestruzzo e acciaio, sono riportate rispettivamente nelle tabelle 1 e 2.

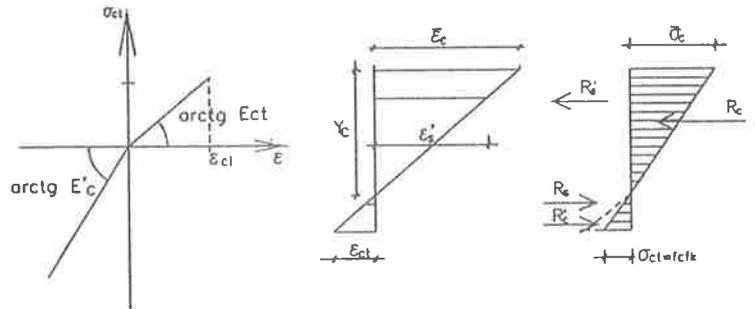


Fig. 14

L' esempio viene sviluppato ipotizzando due tipi di posa: il primo in trincea stretta, il secondo con rinterro indefinito (Figg. 15 e 16).

TAB. 1

raggio interno	r	60 cm
base di appoggio	b	73 cm
spessore alla base	s <sub>1</sub>	21,7 cm
spessore in chiave	s <sub>a</sub>	16 cm
copriferro bordo interno	δ	2 cm
copriferro bordo esterno base	δ' <sub>h</sub>	9,7 cm
copriferro bordo esterno reni	δ' <sub>r</sub>	2 cm
copriferro bordo esterno chiave	δ' <sub>c</sub>	4 cm
area armatura bordo interno	A <sub>a</sub>	2,5 cm <sup>2</sup> /ml
area armatura bordo esterno	A' <sub>a</sub>	2,5 cm <sup>2</sup> /ml

TAB. 2

resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	R <sub>ck</sub>	400 Kg/cm <sup>2</sup>
tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	4.400 Kg/cm <sup>2</sup>

Per quanto già detto, non si è considerata la reazione del terreno di posa così come illustrata in precedenza ma si è ipotizzato per esso un comportamento elastico lineare alla Winkler.

Sono state ricercate le caratteristiche della sollecitazione sia nelle condizioni di posa descritte, sia in quelle della prova sperimentale.

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione è stato effettuato con l'ausilio di un procedimento ad elementi finiti.

Nella tabella n.3 sono riassunte le sollecitazioni nelle tre sezioni caratteristiche per le tre condizioni di carico descritte (posa in trincea stretta (1), posa con rinterro indefinito (2) e prova sperimentale (3)).

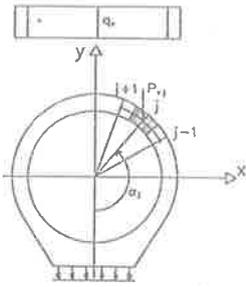


Fig. 15

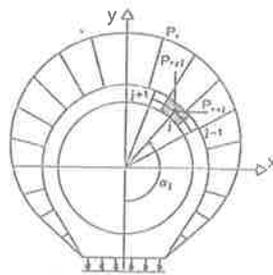


Fig. 16

I corrispondenti carichi, esclusi il peso proprio del tubo e quello del liquido contenuto, sono rispettivamente:

$$Q_F = 11106 \text{ Kg}$$

$$Q_R = 13170 \text{ Kg}$$

Nella prova sperimentale le sollecitazioni nel tubo sono state ricavate per le condizioni di carico e di vincolo illustrate nella Fig. 21.

Nelle Figg. 22 e 23, sono riportate, rispettivamente per la sezione di base e per quella di chiave, oltre le già

TAB. 3 : SOLLECITAZIONI NELLE SEZIONI CARATTERISTICHE

	CHIAVE	BASE	CHIAVE	BASE	CHIAVE	BASE	
$N_A$	90	218	90	218	21	-21	Kg
$M_A$	79	331	79	331	57	184	Kgm
$N_C$	-105	260	-4000	-530	-325	170	Kg
$M_C$	675	650	458	650	650	660	Kgm
$N_F$	-353	502	-24050	-5899	-724	958	Kg
$M_F$	1483	2634	2281	2932	1496	2612	Kgm
$N_R$	-489	554	-67788	-8269	-959	1117	Kg
$M_R$	1916	3062	6272	3940	1950	3005	Kgm
$Q_F$ $Q'_F$	16881	11106	56379	23894	7215	12058	Kg/ml
$Q_R$ $Q'_R$	22083	13170	158531	33149	9490	14011	Kg/ml

Per determinare le sollecitazioni che definiscono le coordinate del punto "C" (Figg. 17, 18, 19, 20, 22, 23) sono stati adottati carichi esplorativi rispettando la distribuzione delle pressioni sul contorno del tubo. L'acqua all'interno del manufatto raggiunge un'altezza pari a 2/3 del diametro interno. Il coefficiente  $K_w$  di reazione del terreno è stato assunto pari a 10 Kg/cm<sup>2</sup>.

Nelle Figg. 17 e 18, per la sezione di base, e nelle Figg. 19 e 20 per quella in chiave, sono riportate le frontiere del dominio di rottura e del dominio di fessurazione nonché la retta AC luogo dei punti le cui coordinate rappresentano le sollecitazioni nella sezione, rispettivamente per il caso di posa in trincea stretta e posa con rinterro indefinito.

Con la posa in trincea stretta, che fornisce la condizione di carico più gravosa per la sezione di base, le intersezioni della retta AC con le frontiere (Fig. 17), forniscono le seguenti coppie di valori delle sollecitazioni che producono rispettivamente la fessurazione e la rottura della sezione di base:

$$N_F = 502 \text{ Kg}$$

$$N_R = 554 \text{ Kg}$$

$$M_F = 2634 \text{ Kgm}$$

$$M_R = 3062 \text{ Kgm}$$

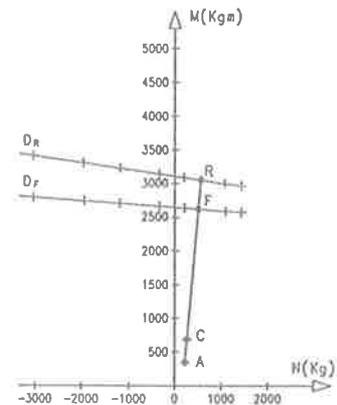


Fig. 17 . Sezione di base

note frontiere del dominio di rottura e di fessurazione, le rette A'C luogo dei punti le cui coordinate rappresentano le sollecitazioni nella sezione dovute al peso proprio del tubo (A') e al carico di prova (C).

Per la sezione in chiave, e per quella di base, le intersezioni della retta A'C con le frontiere (Fig. 23) forniscono le seguenti coppie di valori dei carichi che

producono rispettivamente la fessurazione e la rottura della sezione:

$$Q'_F = 7215 \text{ Kg}$$

$$Q'_F = 12058 \text{ Kg}$$

$$Q'_R = 9490 \text{ Kgm}$$

$$Q'_R = 14011 \text{ Kgm}$$

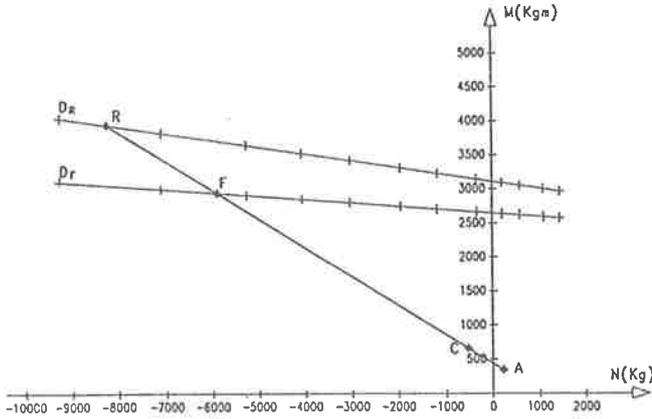


Fig. 18 . Sezione di base

Nel caso di rinterro indefinito invece si ha:

$$K_F = 3,31 \quad K_R = 2,36$$

Noti questi coefficienti e definiti quelli di sicurezza a fessurazione  $\eta_F$  ed a rottura  $\eta_R$  è possibile trovare

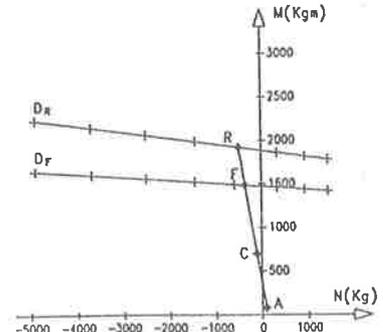


Fig. 19 . Sezione di chiave

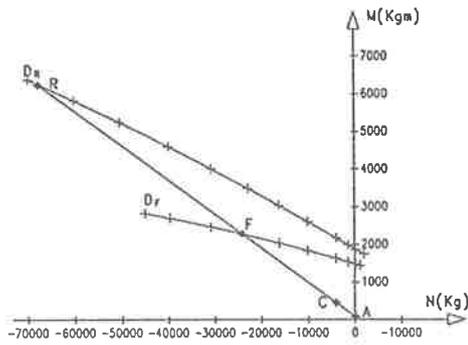


Fig. 20 . Sezione di chiave

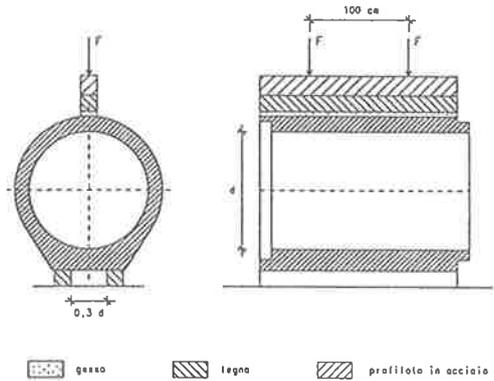


Fig. 21

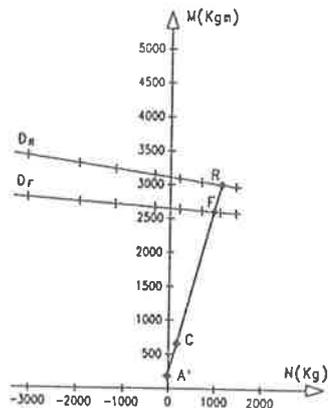


Fig. 22

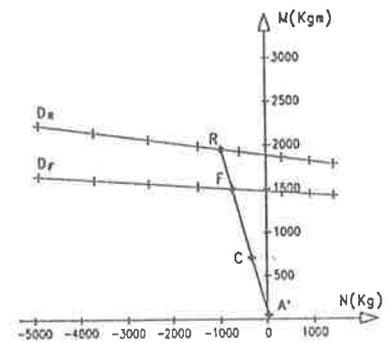


Fig. 23

I coefficienti di adeguamento per posa in trincea stretta sono rispettivamente:

$$K_F = Q_F / Q'_F = 11.106 / 7.215 = 1,539$$

$$K_R = Q_R / Q'_R = 13.170 / 9.490 = 1,388$$

il carico massimo di esercizio Q che il tubo è in grado di sopportare, ossia il più piccolo tra:

$$Q = \frac{K_F}{\eta_F} Q'_F \quad Q = \frac{K_R}{\eta_R} Q'_R \quad (9)$$

Con i dati dell'esempio, fissati  $\eta_F=1.2$  ed  $\eta_R=1.5$  si ottiene:

$Q = 8780 \text{ Kg}$                       posa in trincea stretta  
 $Q = 14930 \text{ Kg}$                      posa con rinterro indefinito

Le prove sperimentali di verifica della sicurezza dovranno confermare che:

$$Q_{SF} > Q'_F \quad Q_{SR} > Q'_R \quad (10)$$

Se invece si opera come detto al paragrafo n. 4, ossia si incrementa nel tubo di prova l'armatura tesa nella sezione di chiave e quindi il collasso del tubo si ha per raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione di base, i carichi  $Q'_F$  e  $Q'_R$  delle (9), devono ovviamente coincidere con quelli che provocano la fessurazione ed il collasso della sezione di base nella condizione di carico sperimentale.

## 8. CONCLUSIONI

E' stato descritto un metodo teorico-sperimentale per la verifica statica di tubi per fognatura in cemento armato con contorno interno circolare e base di appoggio piana.

Definito il tipo di vincolo e la distribuzione delle pressioni esercitate sul contorno del tubo dal rinterro e dai carichi variabili, si ricavano dapprima le sollecitazioni nelle sezioni caratteristiche (quella di chiave, di base ed alle reni); successivamente si determinano le sollecitazioni limiti di fessurazione e di rottura delle sezioni citate sia nelle condizioni effettive di posa che in quelle sperimentali e di conseguenza i corrispondenti carichi limiti minimi  $Q_F$ ,  $Q_R$  e  $Q'_F$ ,  $Q'_R$ .

I rapporti di questi carichi definiscono rispettivamente due coefficienti  $K_F$  e  $K_R$ , chiamati coefficienti di adeguamento. Con la prova sperimentale di schiacciamento trasversale del tubo si trovano i carichi limiti sperimentali  $Q_{SF}$  e  $Q_{SR}$  che provocano la fessurazione e la rottura del tubo.

Nelle applicazioni pratiche, quindi, definite le caratteristiche del tubo ed il tipo di posa, si determina il carico  $Q_B$  agente sul tubo. Si fissano poi l'armatura trasversale nelle sezioni caratteristiche ed i coefficienti di sicurezza a fessurazione ed a rottura, ed, utilizzando i coefficienti  $K_F$  e  $K_R$ , eventualmente tabellati al variare dell'armatura delle sezioni, si verifica che il massimo carico di esercizio  $Q$  del tubo ottenuto dalla (9) sia superiore a  $Q_B$ .

La prova sperimentale dovrà confermare, perchè la verifica risulti positiva, che i carichi limiti sperimentali  $Q_{SF}$  e  $Q_{SR}$  forniti dalla prova, siano superiori rispettivamente ai carichi  $Q'_F$  e  $Q'_R$  caratteristici delle condizioni di posa del tubo e della sua armatura.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI 7517 - luglio 1976 - "Guida per la scelta della classe dei tubi di amianto-cemento sottoposti a carichi esterni e funzionanti con o senza pressione interna".
- [2] UNI 9534 - settembre 1989 - "Tubi di calcestruzzo non armato per fognature, a sezione interna circolare, senza piede di appoggio".
- [3] PROGETTO UNI E07.04.088.0 - ottobre 1990 - "Tubi di calcestruzzo non armato per fognature, a sezione interna circolare, con piede di appoggio".
- [4] COMMISSIONE DI STUDIO DELLE NORME PER LE TUBAZIONI CEMENTIZIE - "Norme per i tubi di cemento armato ordinario per condotte in pressione per acquedotti ed irrigazione".
- [5] A. SOLLAZZO, S. MARZANO - 1988 - "Scienza delle Costruzioni" - vol.II, UTET, Torino.
- [6] E. GIANGRECO - 1977 - "Teoria e tecnica delle costruzioni" - Liguori Editore, Napoli.
- [7] "Nuove norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche, approvate con il D.M. 25.7.1985.
- [8] DIN 4035 - settembre 1976 - "Stahlbetonrohre, Stahlbetondruckrohre und zugehörige Formstücke aus Stahlbeton".
- [9] P. TRENTADUE - 1979 - "Il comportamento dei tubi in amianto cemento di grande diametro nella prova di schiacciamento trasversale" - *Atti del convegno su "Le tubazioni metalliche e cementizie di grande diametro"*, Roma.
- [10] LEONARDS - "Les Fondations" - Cap. II, *Conduites et Canalisations*, par Merlin G. Spangler.
- [11] L. STABILINI - 1955 - "Conferenze del corso di perfezionamento 1954, Relazione del Direttore" - Tamburini, Milano.
- [12] U. RAVAGLIOLI - 1965 - "Le pressioni agenti sulle tubazioni interrato" - *Atti del VII Convegno di Geotecnica*, Trieste.
- [13] O. BELLUZZI - 1976 - "Scienza delle Costruzioni" - vol. II, UTET, Torino.

**ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO  
DI TRAVI IN CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA**

**Carlo GRECO - Marisa PECCE**  
**Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale - Università degli Studi**  
**"Federico II" di Napoli**



## ANALISI TEORICO-SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO DI TRAVI IN CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA

**Carlo GRECO e Marisa PECCE**  
**Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale**  
**Facoltà di Ingegneria Università "Federico II" di Napoli**

### SOMMARIO

L'analisi teorico-sperimentale svolta in questo lavoro è relativa allo stato limite di deformazione di elementi in calcestruzzo ordinario e ad alta resistenza. In particolare si esamina il modello dell'Eurocodice 2 per il calcolo degli spostamenti in esercizio, effettuando un'ottimizzazione dei parametri che lo caratterizzano: i risultati evidenziano che attribuendo gli opportuni valori ai parametri si ottiene un buon accordo con i dati sperimentali, inoltre la formulazione appare affidabile anche per il calcestruzzo ad alta resistenza.

### SUMMARY

In this paper a theoretical and experimental analysis of r.c. elements in normal and high strength concrete is carried in the field of deformation limit state. The Eurocode 2 model for the displacement evaluation in service condition is considered and an optimization of its parameters is developed: the results clear out a good agreement of the theoretical and experimental values if the suitable parameters are introduced, moreover the model is reliable also for high strength concrete.

### 1. Introduzione

Le opere in calcestruzzo armato sono ormai ritenute tradizionali, poiché sia il materiale che le metodologie di progettazione possono vantare un numero elevato di applicazioni in un ampio arco di tempo; tuttavia anche in questo settore sono ancora possibili delle evoluzioni non trascurabili al punto da modificarne ed ampliarne il campo di impiego. Tale passo avanti riguarda non solo le tecnologie costruttive, sempre più avanzate, e le procedure di calcolo sofisticate, affidabili e solidamente fondate sulla ricerca più moderna, ma anche il materiale stesso.

Gli impianti completamente automatizzati, gli additivi chimici sempre più specifici ed efficaci, consentono infatti di produrre calcestruzzi dalle

proprietà particolari con ottime prestazioni sotto diversi aspetti. In questo caso si può parlare di materiali "nuovi" seppure derivati da un materiale tradizionale.

Tra questi calcestruzzi cosiddetti "speciali" sta acquistando via via maggiore interesse e diffusione il calcestruzzo ad alta resistenza (HSC) [1], che ricopre una fascia di resistenza a compressione da 50 a 90 MPa, ma che ormai può essere confezionato senza alcuna particolare procedura di maturazione, solo utilizzando opportuni dosaggi dei componenti.

Seppure individuato principalmente dalla sua maggiore resistenza, questo calcestruzzo presenta delle altre qualità, che senza dubbio possono aprire nuove frontiere all'utilizzazione del calcestruzzo armato.

In particolare nell'HSC l'elevata resistenza dipende dalla notevole riduzione della porosità rispetto ad un

calcestruzzo ordinario (NSC), e proprio la minore porosità conferisce al materiale rilevanti proprietà di impermeabilità e di durabilità. Si tratta evidentemente di proprietà tutt'altro che trascurabili per l'impiego in strutture speciali (gallerie, serbatoi, strutture off shore, ecc) per le quali è essenziale l'impermeabilità sia per ottenere la funzionalità necessaria sia per garantire la durabilità stessa dell'opera.

Questo particolare aspetto si inserisce in un quadro più generale di un differente comportamento dell'HSC, che rende necessaria la verifica di validità ed applicabilità di tutte le formulazioni e modellazioni riferite al calcestruzzo ordinario.

Tra le proprietà in cui si rileva la maggiore differenza vi è certamente la minore duttilità dell'HSC [2], che rappresenta la principale fonte di incertezza alla sua utilizzazione soprattutto nelle applicazioni in zona sismica.

In realtà la problematica cambia in modo sostanziale passando dal materiale calcestruzzo agli elementi armati [3,4], in cui la maggiore fragilità dell'HSC viene mitigata nell'ambito del comportamento globale della sezione.

In tal senso può essere auspicabile l'impiego del calcestruzzo ad alta resistenza allo scopo di utilizzare le sue prestazioni "speciali" che vanno oltre l'aspetto strettamente strutturale; pertanto diventa di fondamentale importanza la disponibilità di opportune modellazioni per una progettazione affidabile.

A questo proposito si deve anche sottolineare che nelle normative europee, in particolare nell'Eurocodice 2 (EC2 [5]) relativo alle costruzioni in calcestruzzo armato, non vi sono indicazioni per la progettazione di elementi in calcestruzzo con più di 50 MPa di resistenza cilindrica a compressione.

Quindi appare pressante l'esigenza di indagare sperimentalmente e numericamente sulla possibilità di estendere, con eventuali modifiche, le indicazioni relative al calcestruzzo ordinario, e rendere realmente possibile l'utilizzazione dell'HSC.

Proprio a tale scopo nel seguito si esamina la problematica relativa alla valutazione degli spostamenti istantanei in condizioni di esercizio, operando un'analisi teorico-sperimentale di tipo comparativo fra travi in calcestruzzo ordinario e ad alta resistenza.

Le prove sperimentali a cui si fa riferimento sono caratterizzate sostanzialmente da due aspetti particolari:

- gli elementi sono in scala reale;
- per ciascun tipo di trave sono stati sottoposti a prova 10 elementi uguali, che consentono un'analisi statistica significativa.

Lo scopo dell'indagine è quello di esaminare la possibilità di utilizzare per il calcolo degli spostamenti in esercizio il modello suggerito dall'Eurocodice 2,

anche per i calcestruzzi con resistenze maggiori di 50 MPa.

## 2. Le prove sperimentali

I risultati analizzati nel seguito sono relativi a prove sperimentali su travi in calcestruzzo armato, realizzate nell'ambito di un ampio programma di prove monotone e cicliche [6].

La sperimentazione ha riguardato in totale 40 travi, caratterizzate tutte dalla stessa geometria, ma con due differenti quantitativi di armatura longitudinale e con due tipi di calcestruzzi: ad alta resistenza ed ordinario.

In figura 1 sono riportate la sezione longitudinale e le due tipologie di sezioni trasversali; queste ultime sono caratterizzate da un'armatura trascurabile in compressione e da un'armatura in trazione costituita da  $8\phi 16$  e da  $6\phi 12$  per le travi indicate rispettivamente con le sigle A e B, inoltre le travi confezionate in HSC sono individuate con l'aggiunta della lettera H, ottenendo le categorie AH e BH.

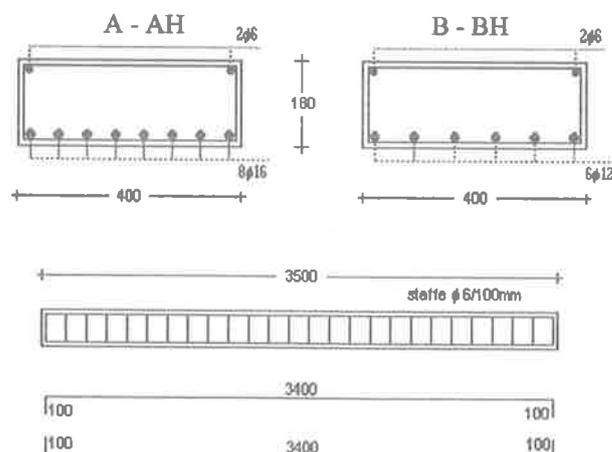


Fig. 1 - Sezione trasversale e longitudinale delle travi.

Le 40 travi sono state sottoposte a prove di rottura di tipo monotono per 16 elementi, e di tipo ciclico per gli altri 24; tuttavia i cicli sono stati realizzati sempre nel campo post-elastico, consentendo di eseguire il primo ramo di carico fino al valore massimo comunque in modo monotono.

Pertanto il comportamento in esercizio può essere studiato utilizzando tutti gli elementi uguali delle quattro serie, con una conseguente analisi statistica attendibile.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei calcestruzzi utilizzati, in tabella 1 sono riportati i valori medi, gli scarti ed i coefficienti di variazione delle resistenze cilindriche a compressione, e delle resistenze a trazione ricavate dalla prova indiretta, per le 4 tipologie di travi.

	Resistenza cilindrica a compressione (MPa)			Resistenza a trazione (MPa)		
	media	deviazione	C.O.V.	media	deviazione	C.O.V.
A (NSC)	42.6	2.60	0.061	3.9	0.38	0.098
B (NSC)	40.0	2.50	0.064	3.7	0.38	0.103
AH (HSC)	98.3	1.38	0.014	5.0	0.46	0.093
BH (HSC)	89.4	5.57	0.062	5.0	0.33	0.066

Tab.1 Caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi

Per quanto riguarda l'acciaio, le prove di trazione hanno fornito un valore medio della tensione di snervamento  $f_y$  pari a 471 MPa per i  $\phi$  16 e 454 MPa per i  $\phi$  12.

Lo schema statico adottato è quello di trave semplicemente appoggiata con una luce tra gli appoggi di 3200 cm, caricata con una forza in mezzeria. Le prove sono state condotte in controllo di spostamento utilizzando un attuatore elettroidraulico; inoltre sono stati disposti in modo opportuno due trasduttori in prossimità di ciascun appoggio per valutare la rotazione agli estremi, secondo quanto schematizzato in figura 2. In questo modo i risultati sono stati ottenuti in termini di forza e spostamento in mezzeria e di rotazioni sugli appoggi.

A tal proposito si deve sottolineare che i trasduttori impiegati per la valutazione delle rotazioni sono caratterizzati da un campo di lettura molto più piccolo rispetto a quello del trasduttore che controlla lo spostamento in campata e conseguentemente forniscono risultati più precisi, soprattutto nelle prime fasi di carico.

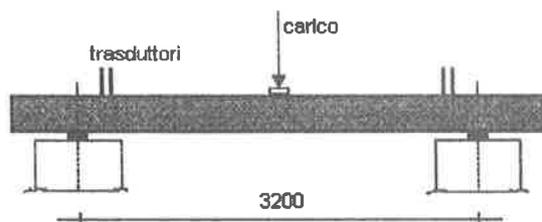


Fig.2 -Schema di carico.

Inoltre lo spostamento in mezzeria è stato rilevato mediante il trasduttore di spostamento interno all'attuatore, e quindi fornisce uno spostamento complessivo della deformazione dell'attrezzatura di carico (attuatore + telaio di contrasto).

Per quanto ora illustrato si è ritenuto opportuno condurre l'analisi dei risultati sperimentali con riferimento alle rotazioni, che garantiscono una maggiore affidabilità e precisione, rispetto alle frecce.

### 3. Lo stato limite di deformazione

#### 3.1 Il fenomeno fessurativo

La progettazione delle travi inflesse in calcestruzzo armato conduce generalmente ad elementi che presentano zone fessurate già in condizioni di esercizio.

Poiché le fessure sono fenomeni concentrati, il comportamento dei tratti di trave in cui si manifestano è influenzato sia dalla presenza delle fessure che dei conci di trave tra le fessure, in cui il calcestruzzo, ancora reagente a trazione, esercita un effetto irrigidente noto come tension stiffening.

Pertanto un calcolo degli spostamenti, e quindi la verifica allo stato limite di deformazione, che tenga conto dell'effettivo comportamento della trave non può prescindere dallo stato fessurativo [7].

#### 3.2 La modellazione del tension stiffening

La modellazione del comportamento di un elemento fessurato può raggiungere diversi livelli di sofisticazione che vanno dalle modellazioni microscopiche dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, e della loro interazione mediante l'aderenza [8], alle modellazioni macroscopiche di semplice applicazione pratica, suggerite anche dai codici normativi.

Quest'ultimo approccio è senza dubbio di maggiore interesse da un punto di vista tecnico, ed è quindi importante valutarne l'approssimazione dei risultati anche nel caso di un materiale meno noto e non ancora codificato dalle normative come il calcestruzzo ad alta resistenza.

I modelli macroscopici si basano sulla semplice osservazione che il comportamento complessivo della trave deve essere compreso tra i due casi limite in cui può trovarsi ciascuna sua sezione: sezione integra (stadio 1) in cui il calcestruzzo è ancora reagente a trazione, sezione fessurata (stadio 2) in cui si è superata la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Nello stadio 1 l'inerzia  $I_1$  della sezione si calcola considerando la sezione intera omogeneizzata, mentre

nello stadio 2 l'inerzia  $I_2$  è quella di una sezione parzializzata; è chiaro quindi che i tratti di trave in cui non si è superato il momento di fessurazione sono caratterizzati da  $I_1$  mentre quelli in cui è avvenuta la fessurazione sono modellabili attraverso un valore medio dell'inerzia  $I_m$ , funzione di  $I_1$  ed  $I_2$ .

Il discorso introdotto per le inerzie è solo esemplificativo, poiché può essere esteso in analogia anche alla curvatura e quindi agli spostamenti.

Proprio in questa logica si inserisce il modello indicato dall'Eurocodice 2, e basato sulle indicazioni del CEB [9], in cui il valore assunto da un parametro  $\alpha$ , (deformazione, curvatura, spostamento) in un elemento inflesso fessurato si può calcolare come segue:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_2 + (1 - \zeta) \cdot \alpha_1 \quad (1)$$

nella quale  $\alpha_1$  ed  $\alpha_2$  sono i valori del parametro calcolati rispettivamente per il caso di sezione integra e fessurata, mentre  $\zeta$  rappresenta il coefficiente di distribuzione fornito dall'espressione:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^c \quad (2)$$

con  $\beta_1=1$  per le barre ad aderenza migliorata,  $\beta_2=1$  per carico di breve durata (è il caso delle prove in laboratorio),  $M$  il momento flettente nella sezione che si considera,  $M_{cr}$  il momento di fessurazione e l'esponente  $c$  è assunto pari a 2.

Come si è precedentemente introdotto, i risultati sperimentali utilizzati nel seguito per il confronto con il modello di tension stiffening sono quelli relativi alle rotazioni; inoltre si prendono in esame due diverse modalità di applicazione dell'Eurocodice 2: nella prima si procede al calcolo della rotazione mediante l'integrazione della curvatura media  $1/r_m$ , mentre nel secondo si effettua direttamente il calcolo della rotazione  $\theta$ .

Le due procedure possono essere individuate, in analogia a quanto già fatto in [10], come "rigorosa" ed "approssimata" utilizzando quindi le due seguenti particolarizzazioni della (1):

$$\frac{1}{r_m} = \zeta \cdot \frac{1}{r_1} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_2} \quad (3)$$

$$\theta = \zeta \cdot \theta_1 + (1 - \zeta) \cdot \theta_2 \quad (4)$$

con l'avvertenza che nella (4) per il valore di  $M$ , da introdurre nel coefficiente  $\zeta$ , si assume quello del momento flettente in mezzzeria.

### 3.3 I parametri analizzati

Per effettuare la valutazione teorica della curvatura e della rotazione, il modello introdotto richiede anche la conoscenza del momento di fessurazione  $M_{cr}$  e del modulo elastico del calcestruzzo  $E_{cm}$ , necessario per calcolare la curvatura e la rotazione nello stadio 1 e 2.

Queste due grandezze nella generalità dei casi non sono determinate sperimentalmente in maniera diretta, in quanto il calcestruzzo viene caratterizzato attraverso la sola resistenza media a compressione  $f_{cm}$ : la loro valutazione si ottiene di conseguenza a partire dalla conoscenza di  $f_{cm}$ .

Per il modulo elastico la dipendenza dalla resistenza a compressione è meno che proporzionale, e quindi le formule utilizzate sono di tipo esponenziale con esponente minore dell'unità:

$$E_{cm} = p_1 \cdot (f_{cm})^{p_1} \quad (5)$$

Il momento di fessurazione può essere valutato con buona approssimazione mediante la seguente espressione:

$$M_{cr} = f_{ct,fl} \cdot W_1 \quad (6)$$

in cui  $W_1$  è il modulo di resistenza della sezione non fessurata e  $f_{ct,fl}$  è la resistenza a trazione per flessione. Pertanto la caratteristica da valutare per definire il momento di fessurazione è proprio  $f_{ct,fl}$  che analogamente al modulo elastico aumenta meno che proporzionalmente alla resistenza a compressione; anche in questo caso si utilizzano formulazioni di tipo esponenziale:

$$f_{ct,fl} = p_2 \cdot (f_{cm})^{p_2} \quad (7)$$

Le espressioni (5) e (7) richiedono quindi la definizione di quattro parametri, che possono risultare differenziati per i due tipi di calcestruzzi, normale e ad alta resistenza.

Allo scopo di semplificare l'analisi statistica si sceglie di fissare i valori degli esponenti delle espressioni (5) e (7), sia per l'NSC che per l'HSC, facendo riferimento rispettivamente alle indicazioni normative dell'EC2 ed alla bibliografia specifica [11,12], basate entrambi su numerose indagini sperimentali sul materiale. Si assumono quindi le seguenti espressioni:

$$E_{cm} = p_1 \cdot (f_{cm})^{1/3} \quad (8a)$$

(NSC)

$$f_{ct,fl} = p_2 \cdot (f_{cm})^{2/3} \quad (8b)$$

$$E_{cm} = p_1 \cdot (f_{cm})^{1/2} \quad (9a)$$

(HSC)

$$f_{ct,fl} = p_2 \cdot (f_{cm})^{1/2} \quad (9b)$$

Pertanto l'analisi viene condotta considerando i parametri  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $\beta_1 \cdot \beta_2$  e  $c$  da cui dipendono rispettivamente il valore del modulo elastico, della resistenza a trazione, della qualità dell'aderenza e del modello di tension stiffening.

Inoltre si stabilisce per ciascuno dei parametri in gioco un campo di variazione fissato in base ai suggerimenti normativi, nel caso del calcestruzzo ordinario, e bibliografici per quello ad alta resistenza.

In particolare, per il modulo elastico e la resistenza a trazione, si utilizzano rispettivamente le formule dell'EC2 per l'NSC e quelle fornite in [11] per l'HSC; tutte le espressioni analitiche con le grandezze espresse in MPa sono riportate nel seguito.

Per l'NSC si ha:

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{cm})^{1/3}; f_{ct,fl} = 0.6 \cdot (f_{cm})^{2/3} \quad (10)$$

mentre per l'HSC:

$$E_{cm} = 4034 \cdot (f_{cm})^{1/2}; f_{ct,fl} = 0.94 \cdot (f_{cm})^{1/2} \quad (11)$$

Si considerano, come riferimento, anche le formulazioni proposte dal Model Code 90 (MC90 [13]) per calcestruzzi con resistenze comprese tra 20 ed 80 MPa, valide quindi sia per calcestruzzi ordinari che ad alta resistenza:

$$E = 8500 \cdot (f_{cm})^{1/3}; f_{ct,fl} = 1.44 \cdot 0.3 \cdot (f_{cm})^{2/3} \quad (12)$$

dove il coefficiente 1.44 nell'espressione di  $f_{ct,fl}$  viene ricavato in funzione dell'altezza della sezione.

Per quanto riguarda invece il modello di tension stiffening si fa riferimento per entrambi i calcestruzzi ai valori dei parametri  $\beta_1 \cdot \beta_2$  e  $c$  forniti dall'EC2; tali valori, come già introdotto precedentemente, sono:  $\beta_1 \cdot \beta_2 = 1$  e  $c = 2$ .

Alla luce di queste indicazioni, sono stati indagati i campi di variazione riportati in tabella 2.

parametro	campo di variazione (NSC)	campo di variazione (HSC)
$p_1$	6000+10000	3000+4100
$p_2$	0.2+0.6	0.6+1.0
$\beta_1 \cdot \beta_2$	0.7+1	0.7+1
$c$	1+4	1+4

Tab.2 Intervalli di variazione dei parametri.

## 4. L'analisi dei risultati sperimentali

### 4.1 I risultati sperimentali utilizzati

Poichè la ricerca condotta si riferisce al comportamento in esercizio, come primo passo è necessario definire un valore significativo del carico in tale stato limite, per focalizzare il campo dei risultati sperimentali in cui condurre l'analisi.

A tale scopo si calcola il momento ultimo della sezione di ciascuna trave utilizzando il metodo di progetto dell'EC2, con l'approssimazione di far riferimento alle resistenze medie dei materiali, invece che a quelle caratteristiche; pertanto si applicano i coefficienti parziali di sicurezza al calcestruzzo ed all'acciaio pari rispettivamente a  $\gamma_c = 1.5$  e  $\gamma_s = 1.15$ . Una volta calcolato il momento ultimo, il carico ultimo  $F_u$  è immediatamente definito in base allo schema statico.

A questo punto è necessario correlare lo stato limite ultimo a quello di esercizio. In tal senso l'Eurocodice 2, per la valutazione del carico nel progetto allo stato limite ultimo, introduce coefficienti moltiplicativi dei carichi pari a 1.35 per i permanenti e 1.5 per gli accidentali, mentre in esercizio per la condizione rara entrambi i coefficienti assumono valore unitario; quindi un carico di esercizio di riferimento  $F_{es}$  si può ottenere dividendo il valore ultimo  $F_u$  per un coefficiente di 1.4.

In tabella 3 sono riassunti per le 4 tipologie di travi i valori del carico di snervamento rilevato sperimentalmente  $F_y$ , del carico ultimo  $F_u$  calcolato secondo l'EC2 e del carico di esercizio  $F_{es} = F_u / 1.4$ .

TIPO TRAVE	$F_y$ (kN)	$F_u$ (kN)	$F_{es}$ (kN)
A	128	103	74
B	62	47	34
AH	148	116	83
BH	67	52	38

Tab.3 Valori significativi dei carichi.

Si può immediatamente rilevare che le travi con la stessa armatura, ma realizzate con calcestruzzi differenti (A ed AH, B e BH), presentano valori poco diversi dei tre carichi, poiché la crisi della sezione si raggiunge sempre con l'acciaio snervato, e quindi il carico ultimo dipende principalmente dall'armatura.

### 4.2 Il criterio di analisi

Una volta fissati i campi di indagine, si definisce come variabile statistica  $x$  il rapporto tra la rotazione valutata teoricamente e quella ricavata sperimentalmente:

$$x = \frac{\theta_{\text{teorico}}}{\theta_{\text{sperimentale}}}$$

mentre come criterio di ottimizzazione si assume la minimizzazione dello scarto quadratico medio  $s$  tra gli  $N$  valori sperimentali e teorici esaminati, fornito dalla seguente espressione:

$$s = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - 1)^2}{N}$$

L'analisi viene svolta utilizzando le due diverse procedure di calcolo della rotazione teorica riportate al paragrafo precedente, definite rispettivamente come "rigorosa" ed "approssimata".

#### 4.3 I risultati

I risultati ottenuti dalla procedura di ottimizzazione sono illustrati nelle tabelle 4 e 5.

"rigoroso"	$p_1$	$p_2$	$\beta_1 \cdot \beta_2$	$c$	$s$
TRAVI A	6480	0.39	1.0	4.0	0.0699
TRAVI B	7310	0.40	1.0	4.0	0.0089
TRAVI AH	3360	0.79	1.0	4.0	0.0058
TRAVI BH	3960	0.71	1.0	3.8	0.0230

Tab.4 Valori ottimali dei parametri per il modello rigoroso.

"approssimato"	$p_1$	$p_2$	$\beta_1 \cdot \beta_2$	$c$	$s$
TRAVI A	6600	0.46	1.0	1.8	0.0638
TRAVI B	7320	0.45	1.0	1.5	0.0097
TRAVI AH	3330	0.95	1.0	1.8	0.0060
TRAVI BH	3930	0.80	1.0	1.5	0.0217

Tab.5 Valori ottimali dei parametri per il modello approssimato.

Passando invece ad un'analisi comparativa tra i due tipi di calcestruzzo, si nota una perfetta analogia di risultati.

"rigoroso"	$p_1$	$p_2$
TRAVI A	6480	0.39
TRAVI B	7310	0.40
TRAVI AH	7220	0.44
TRAVI BH	8370	0.34

Tab. 6 Risultati ottenuti per l'HSC utilizzando le (8).

Inoltre il coefficiente  $\beta_1 \cdot \beta_2$  è sempre pari ad 1, dimostrando che la qualità dell'aderenza non varia in tutti i casi esaminati, mentre  $c$ , praticamente costante nell'approccio "rigoroso", nel modello "approssimato" assume lo stesso valore per il calcestruzzo ordinario e per quello ad alta resistenza. Si nota invece una differenza in base all'armatura; infatti nelle travi con maggiore quantità di armatura si ha  $c=1.8$ , più elevato

Si osserva che tra il modello "rigoroso" e quello "approssimato" risultano praticamente coincidenti i coefficienti relativi alla determinazione del modulo elastico e quello  $\beta_1 \cdot \beta_2$  collegato alla qualità dell'aderenza.

Viceversa il coefficiente per il calcolo della resistenza a trazione, ma soprattutto l'esponente  $c$  sono differenti a secondo del tipo di approccio; in particolare il valore di  $c$  risulta compreso tra 1.5 ed 1.8, nel caso "approssimato", mentre è pressoché uguale a 4 nel caso del modello "rigoroso", indipendentemente dal tipo di trave. Gli scarti ottenuti con i due diversi approcci sono praticamente gli stessi.

Può essere interessante verificare il risultato assumendo le espressioni del tipo (8) anche per i calcestruzzi ad alta resistenza; in questo caso, si ottengono a parità degli altri coefficienti e di scarto  $s$ , i valori di  $p_1$  e  $p_2$  riportati in tabella 6 per il solo approccio "rigoroso".

rispetto a quello 1.5, che caratterizza un maggior effetto di tension stiffening nelle travi meno armate [14].

## 5. Confronto teorico-sperimentale

### 5.1 Analisi dei parametri

Confrontando i risultati dell'analisi statistica con quelli di riferimento, si osserva che i coefficienti  $p_1$  e  $p_2$  calcolati, ai quali sono legati i valori del modulo elastico e della resistenza a trazione, appaiono in linea di massima più bassi e variabili nell'ambito dello stesso tipo di calcestruzzo.

Si può inoltre rilevare che le formule del MC90 offrono una migliore approssimazione dei risultati sperimentali per entrambi i calcestruzzi sia in termini di moduli elastici [15] che di resistenza a trazione. Le

approssimazioni ottenute in questo caso sono paragonabili per l'NSC e l'HSC, confermando la possibilità di utilizzare le stesse espressioni in un ampio campo di resistenze.

Passando alla modellazione del "tension stiffening" si rileva che:

- il parametro  $\beta_1 \cdot \beta_2$  assume sempre valore unitario, confermando quanto indicato dall'EC2 in base alla qualità dell'aderenza ed alle modalità di applicazione del carico;
- il coefficiente  $c$  risulta sostanzialmente differenziato per i due modi di valutazione della rotazione, "rigoroso" ed "approssimato", in contraddizione con quanto suggerito dall'EC2 che indica  $c=2$  indipendentemente dalla grandezza da calcolare (curvatura, rotazione, freccia).

Quest'ultimo risultato deve essere analizzato in due diversi aspetti.

In primo luogo il valore assunto da  $c$  utilizzando il metodo di integrazione della curvatura è molto più elevato di quello indicato dall'Eurocodice sulla base di numerose sperimentazioni. Tuttavia si deve sottolineare che i risultati in base ai quali è stato messo a punto il modello normativo, sono riferiti a calcestruzzi con resistenze massime fino a circa 45 MPa, e comprendendo un ampio campo di rapporti  $M/M_{cr}$ . Viceversa i risultati utilizzati in questa analisi sono relativi a travi con calcestruzzi di resistenze tra 40 e 90 MPa, che presentano un rapporto tra momento di esercizio  $M_{es}$  e di fessurazione molto contenuto. I valori di questo rapporto sono mostrati in tabella 7.

Inoltre essendo disponibili i valori delle rotazioni al variare del carico, i dati sono tutti riferiti a rapporti  $M/M_{cr} \leq M_{es}/M_{cr}$ .

TIPO TRAVE	$M_{es}/M_{cr}$
A	3.9
B	2.4
AH	2.7
BH	1.9

Tab.7 Valori di  $M_{es}/M_{cr}$  per i quattro tipi di trave.

Il secondo aspetto evidenziato dai valori di  $c$  ottenuti dall'analisi riguarda la differenza tra il modello "rigoroso" e quello "approssimato", già messo in rilievo da [16,17], ma che in questo caso si presenta molto più marcato; difatti si passa da un valore  $c=4$  procedendo con l'integrazione della curvatura ad un valore  $c=1.5-1.8$  con il calcolo diretto della rotazione.

In effetti la differenza dell'esponente  $c$  per i due diversi approcci dipende da tre fattori: lo schema di carico, il campo di valori  $M/M_{cr}$ , la grandezza calcolata (rotazione o freccia). I primi due sono connessi all'estensione del tratto fessurato; difatti la

modellazione approssimata si basa sul valore del rapporto  $M/M_{cr}$  in una sola sezione, che diventa significativa del comportamento dell'intero elemento. E' chiaro quindi che più il tratto fessurato è piccolo, più il calcolo "approssimato" fornisce risultati diversi da quello "rigoroso".

Nel caso di carico uniformemente distribuito, l'andamento del momento flettente conduce a tratti fessurati più estesi rispetto al caso di forza concentrata, a parità di rapporto  $M/M_{cr}$  in mezzeria. Di conseguenza l'espressione, mediante la (1), della curvatura e dello spostamento, inteso in generale come rotazione o freccia, sono coincidenti per una più estesa zona di trave.

Un analogo risultato è legato al valore di  $M/M_{cr}$ , che pure influenza l'estensione del tratto fessurato; quindi la maggiore differenza si verifica per valori piccoli di  $M/M_{cr}$ , che corrispondono ad una zona fessurata ridotta.

Allo scopo di esemplificare il problema con una semplice analisi teorica, si ricava sia per la rotazione che per la freccia l'andamento del rapporto tra il valore calcolato con il metodo "rigoroso" e con quello "approssimato" al variare di  $M/M_{cr}$ , per le due diverse condizioni di carico concentrato e distribuito; tale andamento è diagrammato in figura 3 per il caso della trave B, considerando i valori di  $E_{cm}$  ed  $f_{ct,fl}$  dell'EC2. Si può immediatamente osservare che, nel caso di schema di carico con forza concentrata (F), assumendo  $c=2$ , in corrispondenza di  $M/M_{cr}=2$  si ottiene un rapporto tra i valori ricavati con le due modalità di calcolo di 0.72 per la rotazione e di 0.80 per la freccia, mentre i rapporti sono molto più bassi per il caso di carico distribuito (q).

E' chiaro quindi che una differenziazione dell'esponente consentirebbe un miglioramento significativo dell'approssimazione, soprattutto nel caso in esame di forza concentrata. Tale condizione di carico, tra l'altro molto comune nelle prove sperimentali, è significativa del comportamento delle zone di momento negativo nelle travi continue (cioè in corrispondenza degli appoggi intermedi), dove la fessurazione induce ridistribuzioni delle sollecitazioni già in condizioni di esercizio [7].

Inoltre si deve osservare che nel caso di calcestruzzi con elevata resistenza a compressione, e quindi a trazione, il momento di fessurazione risulta elevato in rapporto a quello di esercizio  $M_{es}$ , rendendo ancora più significativa la differenza tra risultato "rigoroso" ed "approssimato".

Infatti come si è già mostrato in tabella 7 i bassi rapporti tra il momento di esercizio e quello di fessurazione, inseriscono l'analisi proprio nel campo di maggiore differenza tra i due approcci.

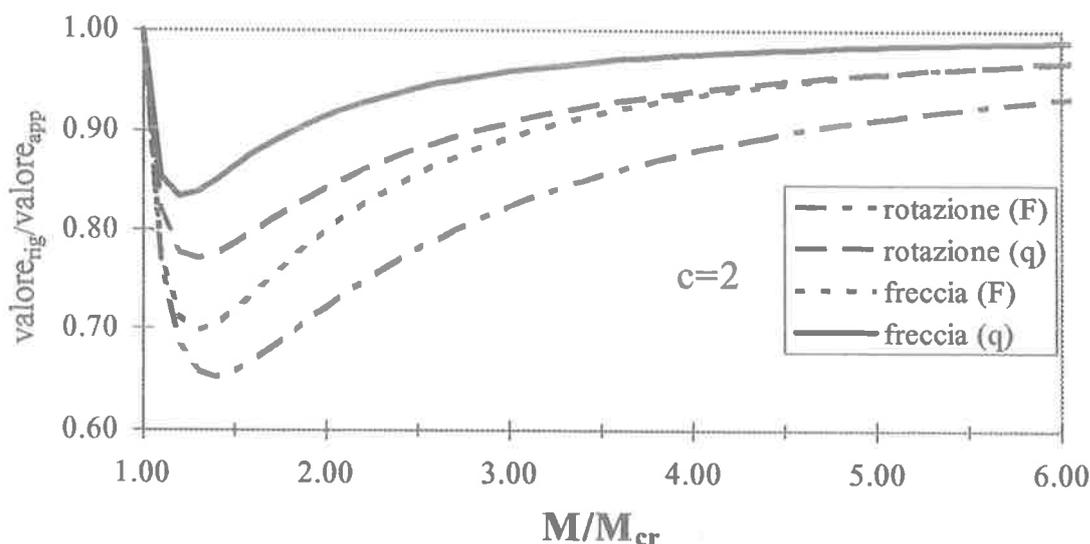


Fig. 3 Relazione tra calcolo rigoroso ed approssimato.

## 5.2 Approssimazione dei risultati sperimentali

Per sintetizzare l'approssimazione offerta dalle due diverse metodologie normative, si calcola lo scarto tra i valori sperimentali e quelli ottenuti con la procedura "rigorosa" ed "approssimata" assumendo per tutti i parametri i valori di riferimento. In particolare si utilizzano le (10) ed (11) per il calcolo del modulo elastico e della resistenza a trazione, e si assumono  $\beta_1 \cdot \beta_2 = 1$  e  $c=2$ ; i valori degli scarti sono riportati in tabella 8.

	"rigoroso"	"approssimato"
<b>TRAVI A</b>	0.1313	0.0728
<b>TRAVI B</b>	0.0429	0.0793
<b>TRAVI AH</b>	0.0542	0.0117
<b>TRAVI BH</b>	0.1506	0.0460

Tab. 8 Scarto tra valori sperimentali e normativi.

Confrontando la tabella 8 con l'ultima colonna delle tabelle 4 e 5, si osserva che il modello "rigoroso" presenta scarti da 5 (travi B) a 20 (travi A) volte maggiori di quelli ottenuti ottimizzando i parametri. Per quello "approssimato" il risultato, pur essendo decisamente migliore, indica che lo scarto è 8-10 volte maggiore per le travi in NSC e si raddoppia per quelle in HSC.

Per quantizzare questo risultato in termini di approssimazione nella valutazione della rotazione, si calcola il valore medio della rotazione sperimentale in corrispondenza del carico di esercizio e si rapporta a quello calcolato utilizzando sia i parametri ricavati

dall'ottimizzazione sia quelli dell'EC2. In tabella 9 sono illustrati i valori della rotazione media sperimentale  $\theta_s$ , e la differenza percentuale con quella teorica  $\theta_t$ , sempre per entrambi gli approcci.

Si osserva che utilizzando il modello dell'EC2 senza modificarne opportunamente i parametri i valori calcolati sono sempre più bassi di quelli sperimentali, e si ottengono approssimazioni anche del 49%; da quanto precedentemente illustrato è evidente che tale risultato dipende principalmente dal valore di  $c$ . Pertanto è ovvio che la formulazione "approssimata" si dimostra più efficace, in quanto il valore di  $c$  ottenuto dall'ottimizzazione in questo caso (1.5-1.8) è più vicino a quello introdotto dal modello.

Utilizzando invece i risultati dell'ottimizzazione si ottengono approssimazioni che vanno dal -2 al -12%.

Nelle figure 4, 5, 6 e 7 sono diagrammati gli andamenti forza-rotazione sperimentali e teorici, per i quattro tipi di travi. Gli andamenti teorici riportati sono i seguenti:

- i modelli a) e b) ottenuti considerando i valori dei parametri ricavati dall'ottimizzazione rispettivamente con la procedura "rigorosa" ed "approssimata";
- i modelli c) e d) relativi rispettivamente alla procedura "rigorosa" ed "approssimata", utilizzando  $c=2$ , le espressioni (10) per le travi in calcestruzzo ordinario (A e B) e le (11) per quelle in calcestruzzo ad alta resistenza (AH e BH).

Inoltre il grafico viene completato con le rette rappresentative dello stadio 1 e 2, tracciate utilizzando

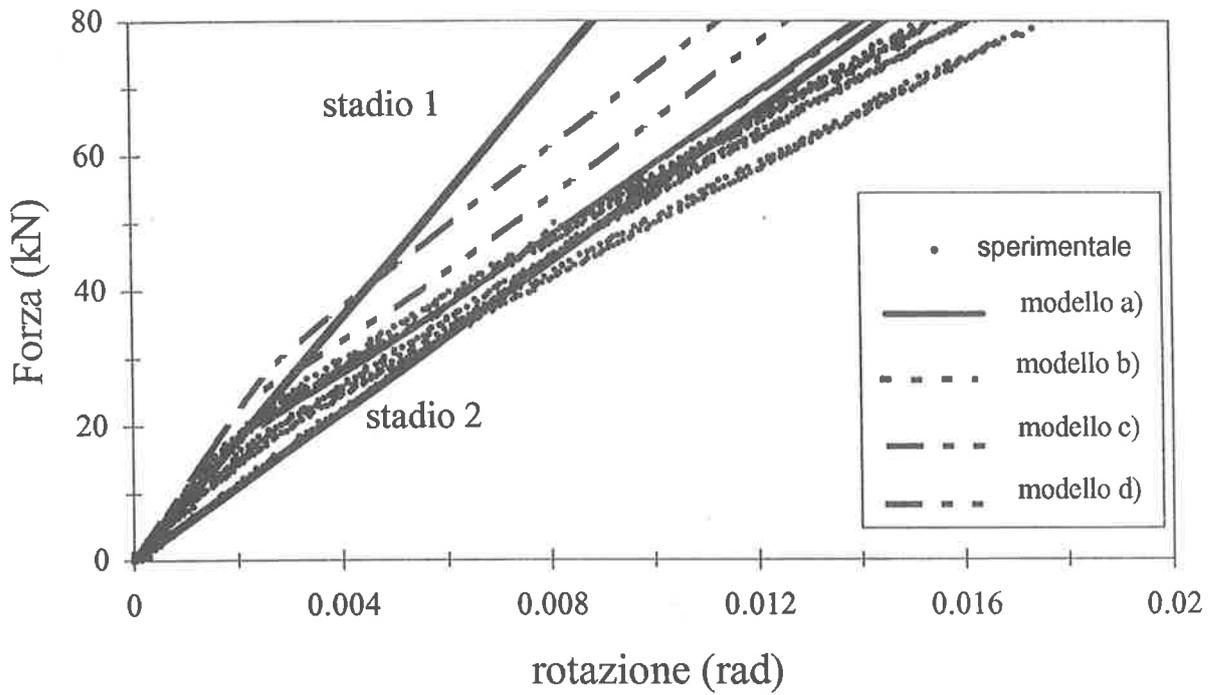


Fig. 4 Confronto teorico-sperimentale per le travi tipo A.

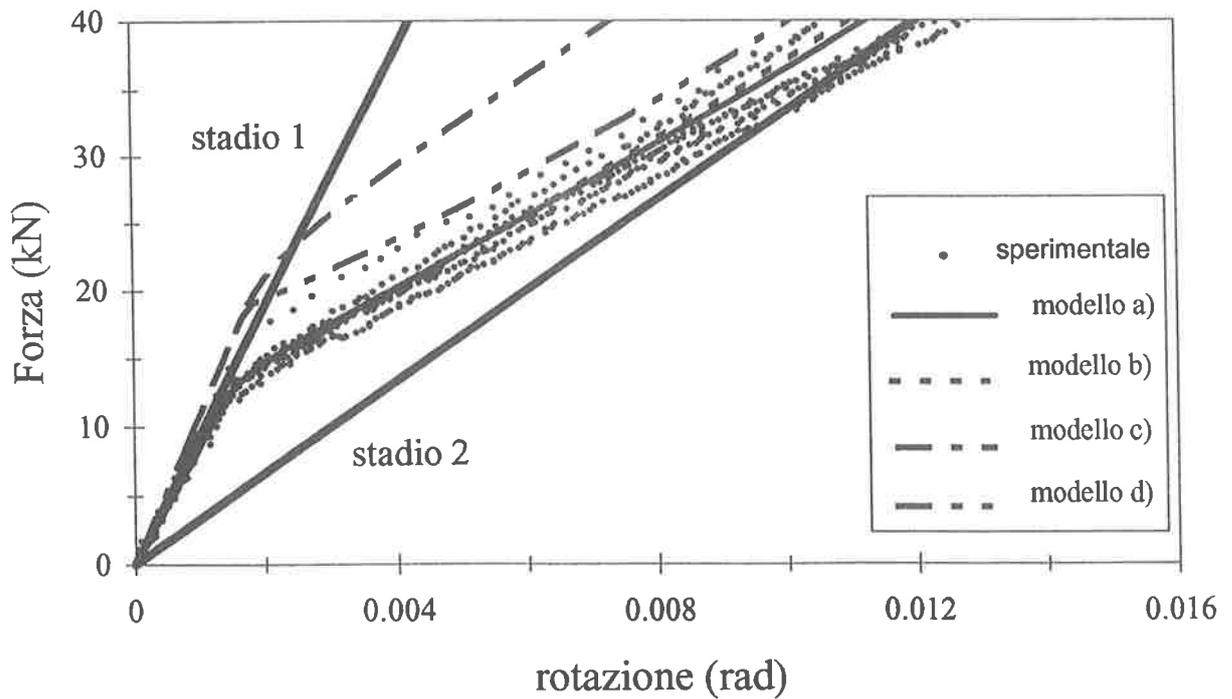


Fig. 5 Confronto teorico-sperimentale per le travi tipo B.

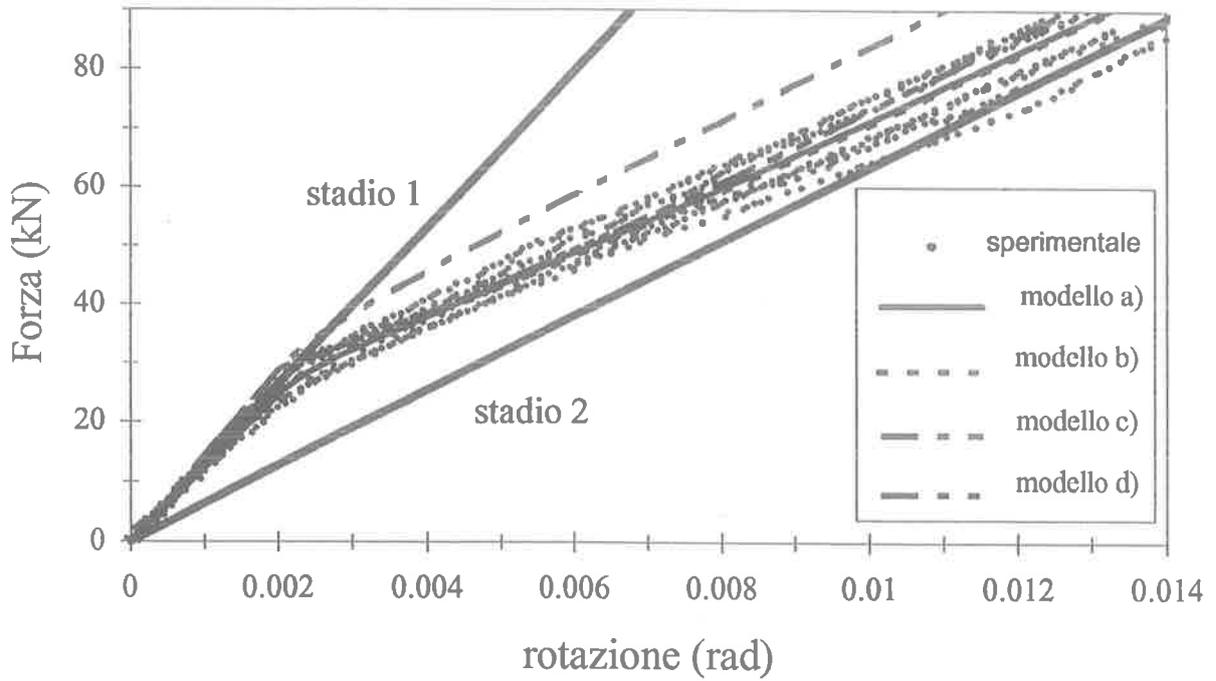


Fig. 6 Confronto teorico-sperimentale per le travi tipo AH.

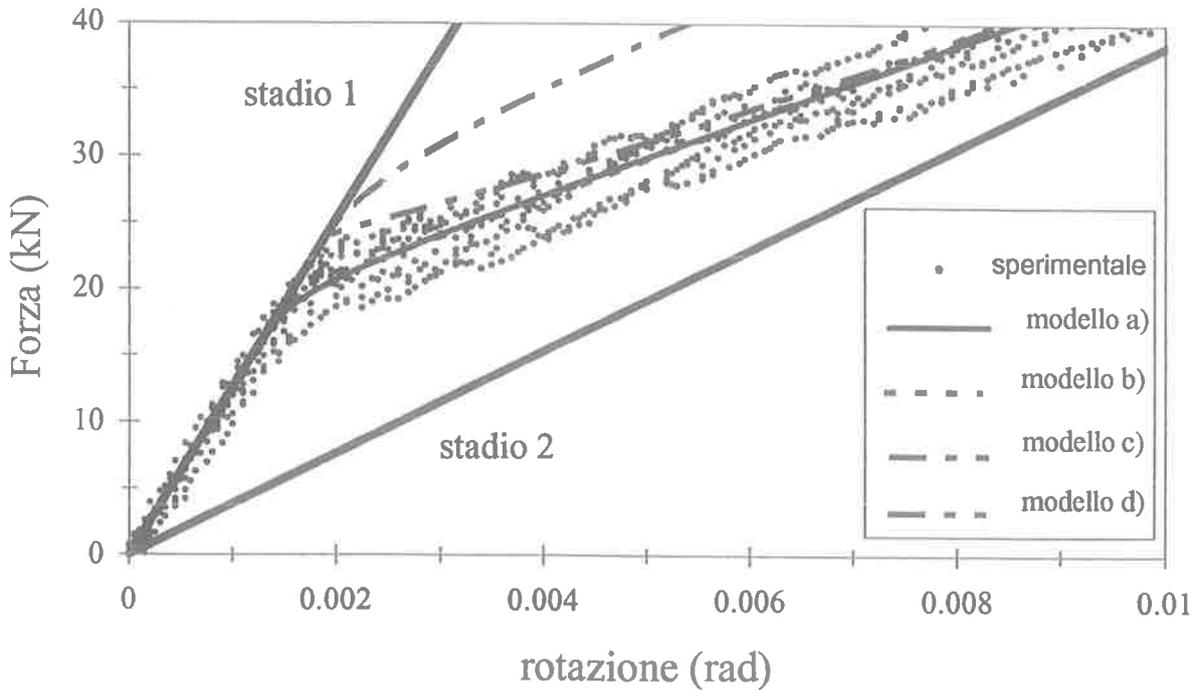


Fig. 7 Confronto teorico-sperimentale per le travi tipo BH.

	$\theta_s$	$(\theta_t - \theta_s) / \theta_s$ "rigoroso"		$(\theta_t - \theta_s) / \theta_s$ "approssimato"	
		ottimizzazione	EC2	ottimizzazione	EC2
<b>TRAVI A</b>	0.01470	-12%	-30%	-12%	-21%
<b>TRAVI B</b>	0.0094	-2	-42	-4	-15
<b>TRAVI AH</b>	0.0125	-4	-21	-3	-7
<b>TRAVI BH</b>	0.0083	-5	-49	-4	-7

Tab. 9 Rapporto tra valori delle rotazioni sperimentali e normativi, in corrispondenza del carico di esercizio.

il valore del modulo elastico calcolato con i coefficienti ricavati dalla procedura "rigorosa".

L'analisi dei grafici conferma i risultati precedentemente illustrati, inoltre consente ulteriori interessanti osservazioni.

In primo luogo utilizzando i parametri ricavati dall'ottimizzazione i due modelli forniscono risultati pressoché coincidenti, come si poteva prevedere dai valori molto simili dello scarto; entrambi si trovano in buon accordo con i risultati sperimentali.

Viceversa applicando le formulazioni dell'EC2, utilizzando le (10) e le (11) rispettivamente per l'NSC e l'HSC, è evidente la sovrastima del modulo elastico e della resistenza a trazione, soprattutto per il calcestruzzo ordinario. Inoltre l'introduzione di  $c=2$  nel modello di tension stiffening appare del tutto insoddisfacente nell'applicazione della procedura "rigorosa" di integrazione delle curvature.

Un altro aspetto riguarda invece le travi A, in cui si ha la peggiore approssimazione; infatti i risultati sperimentali mostrano una deformabilità della trave addirittura maggiore di quella rappresentata dalla retta dello stadio 2, già a partire da valori del carico pari circa alla metà di quello di esercizio.

Questo comportamento è dovuto all'influenza del taglio sulla deformabilità della trave, che è maggiore nelle travi più armate dove si raggiungono carichi doppi rispetto a quelle meno armate. Inoltre l'effetto è molto più evidente nelle travi A in calcestruzzo ordinario rispetto a quelle AH in calcestruzzo ad alta resistenza, che sono caratterizzate da una maggiore resistenza a trazione, pressoché a parità di carico di esercizio.

Infine per le travi con la stessa armatura, a parità di carico si riscontrano rotazioni minori nel caso del calcestruzzo ad alta resistenza. Quest'ultimo risultato è ovviamente collegato al valore più elevato del momento di fessurazione  $M_{CR}$  delle travi in HSC, praticamente a parità di carico di esercizio con quelle in NSC.

## 6. Conclusioni

L'analisi teorico-sperimentale di travi in NSC ed HSC ha evidenziato alcuni interessanti risultati:

- le formule dell'EC2 sovrastimano notevolmente il modulo elastico e la resistenza a trazione per i calcestruzzi ordinari. Utilizzando invece le espressioni del MC90 anche per i calcestruzzi ad alta resistenza, si ottiene una migliore stima dei valori sperimentali sia per l'NSC che per l'HSC;
- l'analisi statistica sul modello di tension stiffening fornito dall'EC2 conduce a valori dei parametri coincidenti per i due calcestruzzi;
- l'esponente  $c$ , significativo del comportamento al variare del rapporto tra momento flettente e momento di fessurazione  $M/M_{CR}$ , presenta valori diversi applicando il modello alla curvatura o direttamente alla rotazione; tale differenza è più marcata nel caso in esame di trave sottoposta ad un carico concentrato;
- le travi in HSC, presentano nella maggior parte dei casi un basso rapporto tra momento di esercizio e di fessurazione, con un aumento del tension stiffening;
- nelle travi in HSC, sempre per effetto della maggiore resistenza a trazione, l'influenza del taglio sulla deformabilità è inferiore rispetto all' NSC, di conseguenza nelle travi più armate si riscontra una maggiore efficienza del modello normativo per il calcestruzzo ad alta resistenza;

L'analisi condotta conferma in generale che l'approccio macroscopico per la modellazione del calcolo degli spostamenti degli elementi in calcestruzzo armato in fase post-fessurativa, è di semplice applicabilità e risulta tecnicamente efficiente, se i parametri utilizzati sono opportunamente tarati sui risultati sperimentali.

Inoltre appare chiara la possibilità di estendere, nella problematica esaminata, le modellazioni relative al calcestruzzo ordinario anche a quello ad alta resistenza, nello spirito di quanto già proposto dal MC90.

### Bibliografia

- [1] WALRAVEN J. 1993. High Strength Concrete: A Material For The Future?. Proceedings of Symposium on the Utilization of High-Strength Concrete, Lillehammer, Norway:17-27.
- [2] JANSEN D.C., SHAH S.P. 1993. Stable Feedback Signals for Obtaining full Stress Strain Curves of High-Strength Concrete. *Proceedings of Symposium on the Utilization of High-Strength Concrete*, Lillehammer, Norway:1130-1137.
- [3] TAERWE L. 1991. Brittleness versus Ductility of High Strength Concrete. *IABSE N° 4: 41 - 45*.
- [4] COSENZA E., GRECO C., MANFREDI G., MARINO R., PECCE M. 1993. Analisi sperimentale su duttilità e danneggiamento ciclico di travi in calcestruzzo ordinario e ad alta resistenza. *6° Convegno L'Ingegneria Sismica in Italia. Perugia. Vol.1:411-420*
- [5] EUROCODE 2, 1992 Design of Concrete Structures. *Common Unified Rules for Reinforced Concrete Structures, European Committee for Standardization (CEN), ENV 1992-1-1*.
- [6] COSENZA E., GRECO C., MANFREDI G., MARINO R., PECCE M. 1994. Monotonic and Cyclic Behaviour of High Strength Concrete Reinforced Beams. *10th European Conference on Earthquake Engineering. Vienna*.
- [7] COSENZA E., GRECO C. 1991. Il calcolo delle deformazioni nelle strutture in cemento armato. *Edizioni CUEN, Napoli, Novembre*.
- [8] AZIZINAMINI A., STARK M., ROLLER J.J., GHOSH S.K. 1993. Bond Performance of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete. *ACI Structural Journal N° 5: 554-561*.
- [9] CEB, 1985 Manual on cracking and deformation. *Bulletin d'Information N° 158 -E, April*.
- [10] COSENZA E., RIZZANO G. 1994. In tema di affidabilità dei metodi di valutazione delle frecce a breve termine nelle travi in calcestruzzo armato. *Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, N° 15: 301-326*
- [11] AHMAD S.H., SHAH S.P. 1985. Structural properties of High-Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete. *PCI Journal, Vol.30, N° 6:92-119*.
- [12] CEB-FIP, 1990. High Strength Concrete. *Bulletin d'Information N° 197, August*.
- [13] CEB-FIP, 1993 Model Code 90, *Bulletin d'Information N° 213, 214, May*.
- [14] PRAKHYA G.K.V., MORLEY C.T. 1990. Tension Stiffening and Moment-Curvature Relations of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal N° 5: 597 - 605*.
- [15] BAALBAKI W., AICTIN P.C., BALLIVY G. 1992. On Predicting Modulus of Elasticity in High-Strength Concrete. *ACI Structural Journal N° 5: 517 - 520*.
- [16] COSENZA E., GRECO C. 1990. Comparison and optimization of different methods of evaluation of displacements in cracked r.c. beams. *Materiaux e Constructions, Vol.23, N° 135, May:196-203*
- [17] FAELLA C., NIGRO E. 1994. Valutazione di frecce istantanee e differite di travi in c.a.: aspetti probabilistici e metodi semplificati. *10° Congresso CTE. Milano:55-66*.

**INDAGINI COMPARATIVE SULL'INTERAZIONE CON L'ACCIAIO E SULLA  
FESSURAZIONE DI CALCESTRUZZI NORMALI ED AD ALTA RESISTENZA**

Claudio MODENA - Paolo BERTO  
Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Università degli Studi di  
Padova



# INDAGINI COMPARATIVE SULL'INTERAZIONE CON L'ACCIAIO E SULLA FESSURAZIONE DI CALCESTRUZZI NORMALI ED AD ALTA RESISTENZA

C. Modena, P. Berto

Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni

Facoltà di Ingegneria, Università di Padova

## SOMMARIO

Vengono riportati i primi risultati di un programma di ricerca, sperimentale e numerico, rivolto allo studio del comportamento in fase fessurata di elementi di c.a. confezionati con calcestruzzi ad alta resistenza. La sperimentazione illustrata nel presente lavoro è eseguita in parallelo su provini di calcestruzzo normale e di calcestruzzo ad alta resistenza, e prevede la sistematica caratterizzazione del materiale, la calibratura di usuali metodi di prova non distruttivi, la definizione delle leggi costitutive dell'aderenza acciaio-calcestruzzo e infine la determinazione di curve carico spostamenti di elementi di c.a. tesi. Dal punto di vista numerico vengono utilizzati i dati sperimentali per calibrare i modelli attualmente impiegati per la valutazione teorica del comportamento di elementi di c.a. in campo fessurato.

## SUMMARY

The preliminary results are presented of an experimental and numerical research program carried out at Padua on the mechanical behaviour of reinforced high-strength concrete after cracking. The experimental investigations illustrated in the paper are executed on both normal and high-strength concrete specimens and is based on the systematic mechanical characterization of the material, on the calibration of non-destructive test methods, on the evaluation of constitutive laws for steel to concrete bond and of force-displacement curves for reinforced elements subjected to pure tension. Numerical models, in which the experimental results are implemented, are employed to calibrate the theoretical models currently used to evaluate the behaviour of r.c. elements in the cracked phases.

## 1. Introduzione

La ricerca avviata a Padova, e di cui si illustrano qui i primi risultati, si propone di contribuire agli sforzi che molti ricercatori stanno attualmente compiendo per valutare l'affidabilità e l'efficienza, ed eventualmente aggiornare i modelli di calcolo correntemente impiegati per calcolare teoricamente la deformabilità, in campo lineare e non lineare, e la resistenza ultima di elementi di c.a. confezionati con calcestruzzi ad alta resistenza.

A tale scopo è stata impostata una campagna di sperimentazione che parte dalla caratterizzazione del materiale e dalle leggi costitutive dei meccanismi locali di interazione acciaio-calcestruzzo ed arriva alla determinazione di leggi sperimentali carico-spostamento di elementi di c.a. tesi e inflessi.

Allo scopo di evidenziare in maniera diretta gli aspetti che caratterizzano il comportamento del calcestruzzo ad alta resistenza (valore medio della resistenza cubica a compressione compresa

nell'intervallo 90-100 MPa) le indagini sperimentali sono state sempre eseguite in parallelo, e con le stesse modalità, su campioni di uguali caratteristiche geometriche confezionati con calcestruzzo normale (valore medio della resistenza cubica a compressione compresa nell'intervallo 30-40 MPa).

Nel presente lavoro vengono illustrati i risultati fino ad oggi ottenuti, che riguardano, per quanto concernente gli elementi armati, solo quelli soggetti a trazione pura. Viene infine illustrata l'impostazione della modellazione numerica del comportamento di elementi tesi, e la sua applicazione nel confronto fra i risultati sperimentali e quelli ottenibili utilizzando le leggi costitutive dell'aderenza attualmente fornite dalle normative di calcolo.

## 2. Materiali e mix design

Per quanto riguarda gli acciai, sono state impiegate barre ad aderenza migliorata di acciaio FeB44K del diametro di 18 mm (medio-alto, quale normalmente si impiega per le armature principali). Prove di controllo eseguite su due campioni hanno fornito un valore medio della tensione di snervamento pari a 589 Mpa.

	HSC		NSC	
	Ricetta	Usato	Ricetta	Usato
Cemento portland 425 [kg]	425	425	350	352
Silica fume [kg]	25	25	**	**
Sabbia asciutta [kg]	740	740	830	828
Ghiaia asciutta [kg]	1250	1252	1100	1108
Acqua inerti [kg]	**	52	**	47
Acqua aggiunta [l]	127	76	210	160
Acqua totale [kg]	127	131	210	207
Additivo RB2000 [l]	2	14	**	**

Tab. 2.1 : Dosaggi di progetto e dosaggi impiegati.

Per quanto riguarda i calcestruzzi, entrambi gli impasti previsti nel programma di ricerca sono stati confezionati con materiali di comune impiego, e precisamente cemento portland 425, ghiaia e sabbia del fiume Tagliamento, silica fume e un fluidificante di tipo normalmente in commercio.

Le dimensioni massime dell'inerte, composto prevalentemente di dolomia, sono state limitate a 12 mm al fine di ridurre l'influenza dei difetti della roccia originale, contribuendo in tal modo a garantirne più elevati standard qualitativi del prodotto finale.

Nella Tabella 2.1 sono riportate le quantità dei componenti indicati nella ricetta di progetto e quelle effettivamente usate tenendo conto del contenuto di umidità degli inerti (stimate pari al 5% e al 1% rispettivamente per la sabbia e per la ghiaia) per produrre le quantità di calcestruzzo (0.145 m<sup>3</sup> per tipo) necessarie per confezionare tutti i campioni utilizzati nelle prove

Per le due miscele abbiamo quindi i seguenti dati caratteristici :

Tipo	Rapporto a/(c+s)	Rapporto s/c	% Sabbia	% Ghiaia
HSC	0.28	0.05844	37	63
NSC	0.588	0	43	57

I risultati in termini di resistenza sono stati comunque conformi alle aspettative, avendo, come dimostrato nel seguito, due calcestruzzi con resistenze medie cubiche rispettivamente di 101.7 MPa e 36.77 MPa per HSC e NSC.

## 3. Programma delle prove e costruzione dei campioni

Il comportamento in fase fessurata di elementi di c.a. viene qui studiato, come anticipato in premessa, mediante prove di trazione semplice su campioni cilindrici (tre per ogni tipo di calcestruzzo) armati con una unica barra disposta assialmente, che costituiscono quindi la parte più significativa del programma di ricerca.

Le dimensioni dei provini (diametro di 150 mm e lunghezza di 1250 mm, sono state scelte cercando il miglior compromesso possibile fra diverse contrapposte

esigenze, e precisamente il provino avrebbe dovuto avere:

- lunghezza sufficiente per consentire lo studio del fenomeno della fessurazione in condizioni tali da non risentire in modo significativo di effetti di bordo;
- diametro abbastanza grande da evitare rotture per splitting, ma abbastanza ridotto al fine di evitare che avvenga lo snervamento della barra prima della rottura per trazione del calcestruzzo;
- peso sufficientemente limitato (circa 50 kg) da consentirne la movimentazione e l'installazione sulla macchina di prova in modo manuale, evitando qualsiasi manovra che possa provocare danneggiamenti.

Tenuto conto delle caratteristiche delle attrezzature di prova disponibili in laboratorio, che non consentono di seguire prove in controllo di deformazione su campioni dalle caratteristiche sopra descritte, sono state programmate prove limitate al campo di comportamento elastico della barra di armatura.

La prova, apparentemente semplice, richiede una grande cura e precisione nella preparazione dei campioni, soprattutto al fine di ridurre al minimo gli effetti di eccentricità che possono sensibilmente influenzare i risultati. A tale scopo è stato appositamente costruito un cassero speciale, schematicamente indicato nella Figura 3.2, ottenuto dall'assemblaggio di pezzi di alluminio sottoposti a lavorazioni di grande precisione.

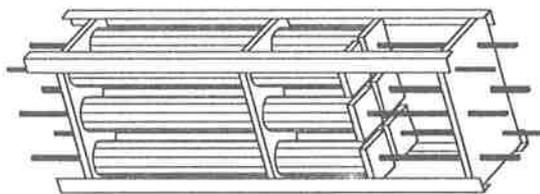


Fig. 3.1 : Schema del sistema di casseri usato per il getto degli elementi in C.A. testati a trazione (immagine ruotata di 90 gradi in senso orario rispetto al reale)

Prima del getto si è provveduto a pulire e quindi passare con disarmante i casseri, quindi si è proceduto al getto alternandolo con opportune fasi di costipamento. La stagionatura degli elementi gettati è avvenuta in apposito locale a temperatura e umidità standardizzate secondo le UNI 6127.

A supporto della prova principale, è stata prevista una adeguata campagna preliminare di prove di caratterizzazione dei due tipi di calcestruzzo basata sulla determinazione di:

- resistenza cubica a compressione (UNI 6132)
- modulo elastico secante come da UNI 6556
- resistenza cilindrica a compressione (UNI 6132)
- massa volumica del calcestruzzo indurito (UNI 6394)

In concomitanza con le prove di trazione sugli elementi armati, e di aderenza acciaio-calcestruzzo descritte nel seguito, è stata eseguita, per una loro più precisa messa a punto, la seguente nuova serie di prove di caratterizzazione:

- resistenza cubica a compressione
- resistenza indiretta a trazione mediante rottura per splitting (prova brasiliana)
- resistenza indiretta a trazione mediante rottura per flessione

Sono state quindi previste prove per caratterizzare il fenomeno dell'aderenza acciaio-calcestruzzo, che gioca, assieme alle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo determinate con le prove precedentemente illustrate, un ruolo decisivo nel determinare il comportamento in fase fessurata di elementi di c.a.

A tale scopo sono state provviste prove, condotte con le modalità e le attrezzature di prova messe a punto nel corso di precedenti programmi di ricerca condotti a Padova sull'argomento.

Il legame locale fra tensione tangenziale di aderenza e scorrimento relativo acciaio-calcestruzzo è ottenuto applicando una forza di estrazione alla barra inserita in un cubo di calcestruzzo di 150 mm di lato e resa ad esso aderente per un tratto di lunghezza molto

limitata (circa 50 mm, pari a circa 3 volte il diametro della barra stessa).

Sono state infine eseguite le seguenti prove non distruttive sui provini sottoposti alle prove di deformabilità e di resistenza precedentemente illustrate:

- prove soniche sui campioni cilindrici (UNI 9524)
- prove sclerometriche sui campioni cilindrici

Tale campagna di prove è stata suggerita dalla disponibilità di una adeguata caratterizzazione meccanica di impasti omogenei di calcestruzzo che ha fornito l'opportunità di verificare, in particolare per il calcestruzzo ad alta resistenza, l'affidabilità delle correlazioni usualmente impiegate fra i risultati di prove non distruttive e i parametri di resistenza e di deformabilità del calcestruzzo.

#### 4. Risultati delle prove di caratterizzazione dei materiali

##### 4.1 Resistenza a compressione e peso specifico

In tabella 4.1 viene riportata una sintesi dei risultati delle prove di rottura a compressione a 28 giorni effettuate sia su cubi che su cilindri per i due tipi di calcestruzzo. Pur tenendo conto che si tratta di un numero di campioni ridotto per ogni prova, si può osservare che la dispersione dei risultati è in generale ridotta, fatta eccezione per i risultati delle prove sui campioni cilindrici di calcestruzzo ad alta resistenza. In quest'ultimo caso, la maggiore dispersione è presumibilmente da imputare a un comportamento più fragile [11] e quindi più sensibile a difetti e imperfezioni del materiale di maggiori caratteristiche.

La modalità di rottura e la forma stessa dei frammenti, soprattutto nel caso dei cilindri (in cui tra l'altro lo stato di tensione è più prossimo allo stato monoassiale di compressione) confermano una marcata differenza di comportamento dei due materiali per quanto riguarda le fenomenologie della frattura e del collasso [11] del materiale.

La rottura dei provini produce in entrambi i casi le tipiche configurazioni a cono dovute all'azione di confinamento del dispositivo di prova, ma per il calcestruzzo ad alta resistenza si assiste a un collasso nettamente più improvviso, di carattere quasi esplosivo. Per quanto riguarda la conformazione dei frammenti

minori e delle superfici di rottura in generale, inoltre, si coglie chiaramente una significativa differenza dei meccanismi di rottura. Le superfici di frattura del calcestruzzo ad alta resistenza risultano più nette e lisce, con una propagazione che avviene in modo relativamente indifferente attraverso gli inerti e la matrice cementizia, arrivando a produrre sezioni del materiale (inerte più matrice) dello spessore di circa un millimetro senza avere lo sgranamento dell'inerte dalla matrice. Nel calcestruzzo a normale resistenza la tendenza dominante è invece quella dello sgranamento dell'inerte dalla matrice cementizia per cui le superfici di frattura tendono a seguire il contorno degli inerti, assumendo quindi una forma molto più irregolare e a un maggior sgranamento del conglomerato.

n° campione	HSC		NSC	
	Cubi	Cilindri	Cubi	Cilindri
1	100.35	90.61	36.8441	29.71
2	101.56	73.12	37.5393	29.54
3	103.20	85.17	35.9375	30.63
Media	101.70	82.97	36.7736	29.96

**Tab. 4.1** : resistenza cubica e cilindrica a compressione a 28 g [MPa].

Ciò conferma sostanzialmente il netto miglioramento di prestazioni nella zona di interfaccia tra inerte e matrice cementizia [4] [7] [13] che generalmente rappresenta uno dei punti di maggior debolezza del calcestruzzo di normale resistenza.

In tabella 4.2 sono riportati i dati attinenti il peso specifico e il fattore di conversione tra resistenza cubica e cilindrica delle due classi.

Per quanto riguarda il primo aspetto, il calcestruzzo mostra un valore più elevato (circa 140 Kg/m<sup>3</sup>, pari a circa il 6%) rispetto al calcestruzzo normale. Tale dato è importante se si pensa che esso indica una riduzione della porosità del materiale, conseguendo una matrice maggiormente compatta, e con maggiore resistenza soprattutto nella zona in prossimità dell'inerte, che rappresenta il punto debole dei normali calcestruzzi

(come già sottolineato parlando delle modalità di frattura dei due materiali considerati [4] [13] [7]), a tutto vantaggio di problemi quali la durabilità e in generale delle prestazioni in condizioni di esercizio.

Tipo Cls	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\alpha$
HSC	2570	0.8158
NSC	2433	0.8145

**Tab. 4.2 :** Peso specifico e fattore di correlazione tra resistenza a compressione cubica e cilindrica.

Per quanto riguarda il secondo aspetto, si noti come il fattore di conversione tra resistenza cubica e cilindrica assuma per il calcestruzzo ad alta resistenza, qualora si scarti il dato che si scosta in maniera anomala rispetto agli altri due, un valore di circa 0.86, rispetto al valore di circa 0.81 ottenuto, in buon accordo con la prassi comune, per il calcestruzzo normale.

n° campione	HSC	NSC
1	100.501	38.085
2	109.758	40.405
3	106.445	38.476
Media	105.568	38.985
Gap %	+ 3.66 %	+ 5.67 %

**Tab. 4.3 :** Resistenza cubica a compressione, seconda serie [MPa].

Le indicazioni riportate in letteratura [4] sul valore da assegnare a tale fattore di conversione non sono concordi. Vi sono infatti documenti quali il MC90 che danno un valore costante (nel caso 0.8) indipendentemente dalla classe del calcestruzzo e dalle dimensioni del provino, e altri che invece danno una maggiore diversificazione in base alla classe del materiale e alle dimensioni dei provini.

In tabella 4.3 sono riportati i risultati delle prove di resistenza cubica a compressione effettuate circa una settimana dopo la prima serie, in coincidenza con l'inizio delle prove di trazione sugli elementi in calcestruzzo armato, assieme alle variazioni in

percentuale rispetto alla determinazione fatta a 28 giorni.

Passando dalla tabella 4.1 alla tabella 4.3 e osservando i valori medi della resistenza cubica a compressione delle due classi di calcestruzzo, ho per calcestruzzo ad alta resistenza e calcestruzzo di normale resistenza un aumento di resistenza in percentuale rispettivamente del 3.66% e del 5.67%.

Le variazioni sono abbastanza modeste, e meno accentuate per i calcestruzzi ad alta resistenza, confermando quindi quanto riportato in letteratura [4] circa il fatto che il guadagno di resistenza in tali calcestruzzi è sostanzialmente concentrato nel primo periodo di maturazione con minori incrementi relativi rispetto a calcestruzzi di normale resistenza che sul lungo periodo sembrano mostrare un maggior guadagno relativo. Alcuni autori imputano questo fatto ad una tendenza alla perdita di resistenza nel lungo periodo, [4] [9] da parte dei calcestruzzi ad elevate prestazioni.

#### 4.2 Modulo elastico

La determinazione del modulo elastico è stata fatta secondo le procedure riportate nelle UNI 6556. Si considera un intervallo di carico compreso fra un valore massimo pari a circa un terzo del carico di rottura e un valore minimo pari a circa un decimo della tensione massima raggiunta durante la prova. All'interno di tale intervallo si eseguono tre cicli di carico, di ampiezza progressivamente crescente ( i cui estremi superiori sono ottenuti suddividendo in tre parti l'intervallo stesso), dai quali si ottengono tre valori del modulo secante.

In tabella 4.4 sono riportati i valori medi del modulo valutati su tre provini cilindrici per ogni tipo di calcestruzzo. Le differenze tra i moduli elastici delle due classi di calcestruzzo sono ovviamente più contenute rispetto a quelle fra i corrispondenti valori di resistenza a compressione [7]. Si osserva tuttavia che le valutazioni fatte si riferiscono a un campo di sollecitazione corrispondente alle condizioni di esercizio dei calcestruzzi. Le differenze sono più accentuate per valori di carico superiori al 30% del carico di rottura, quando il materiale si allontana notevolmente dal comportamento lineare [4].

In tabella sono anche riportati, assieme ai valori sperimentali, i valori del modulo elastico forniti da alcuni codici (Model Code 1990 [1] e il Codice adottato in Norvegia [2], dove esiste già una notevole esperienza

nell'impiego di calcestruzzi ad elevate prestazioni), il valore valutato secondo la relazione fra resistenza e modulo fornito dalla attuale normativa italiana, e una delle proposte più note della letteratura (Carrasquillo et Al. [3]).

Materiale	$E_{\text{medio}}$ (GPa)	MC90 (GPa)	R.I. (GPa)	NS (GPa)	[3] (GPa)
HSC	44.68	43.62	56.19	40.38	40.38
NSC	33.23	33.23	32.91	29.51	25.07
$\frac{E_{\text{HSC}}}{E_{\text{NSC}}}$	1.256	1.238	1.413	1.288	1.379

**Tabella 4.4** : modulo elastico determinato sperimentalmente secondo le UNI 6556, e secondo formulazioni analitiche basate sulla resistenza a compressione .

Risulta innanzitutto evidente l'inadeguatezza della formula del Regolamento Italiano, ma si può notare anche che, a differenze di quanto affermato in [4], il modello fornito dal MC90 non sovrastima il modulo (la eccellente concordanza con il dato sperimentale potrebbe però essere imputabile alla modalità indicata nel MC90 per passare da  $f_{cm}$  a  $f_{ck}$  nel MC90 in mancanza di dati sufficienti per fornire  $f_{ck}$  su base statistica), mentre gli altri modelli portano ad una sottovalutazione.

Va comunque fatto rilevare come il modulo elastico dei calcestruzzi ad alta resistenza tenda ad avvicinarsi a quello dell'inerte, a causa di un notevole miglioramento della matrice e del legame matrice inerte [4] [7] [13], e che il modulo elastico di calcari e dolomie in generale ricade nell'intervallo compreso tra 40 e 70 MPa.

#### 4.3 Resistenza a trazione

Nella tabella 4.5 sono riportati i valori medi delle resistenze a trazione ottenute mediante le prove indirette di splitting su provini cilindrici ( $\sigma_{ct,sp}$ ) e di flessione su provini prismatici ( $\sigma_{ct,f}$ ).

Risulta interessante considerare i rapporti fra i valori medi della resistenza a trazione ottenuta dalle prove per splitting, che in letteratura viene assunta, per quanto riguarda i calcestruzzi normali, molto prossima (da 0.85 a 1.1 volte) alla resistenza a trazione diretta, e:

- i valori medi della resistenza a compressione cubica;
- i valori medi della resistenza a trazione per flessione.

Per quanto riguarda il secondo, in letteratura vengono forniti valori in funzione delle dimensioni del provino sottoposto alla prova di flessione, ma non si trova ancora alcun riferimento alle caratteristiche del materiale.

I valori riportati in tabella, ottenuti da provini di uguali caratteristiche geometriche, indicano una differenza significativa per i due tipi di calcestruzzo. Il valore del rapporto  $\sigma_{ct,sp}/\sigma_{ct,f}$  relativo al calcestruzzo NSC è maggiormente in accordo con fonti tradizionali (circa 2 per le dimensioni dei provini usati) mentre quello relativo all'HSC è più vicino a quello fornito dal MC90 (1.6, indipendente dalla resistenza del materiale). Al momento, quindi, anche tale aspetto delle proprietà meccaniche dell' HSC non sembra sufficientemente chiarito [4] [7].

Tipo	$\sigma_{ct,sp}$ [MPa]	$\frac{\sigma_{ct,sp}}{\sigma_{c,cubica}}$	$\sigma_{ct,f}$ [MPa]	$\frac{\sigma_{ct,sp}}{\sigma_{ct,f}}$
HSC	5.3407	0.0506	7.93	1.48
NSC	2.342	0.0601	4.6568	1.98

**Tab. 4.5** : risultati delle prove di resistenza a trazione.

Le prove di resistenza a trazione per flessione hanno infine ulteriormente confermato quanto detto in precedenza circa le modalità di rottura del materiale. Le superfici di frattura presentano, nel caso del calcestruzzo normale, lo sgranamento degli inerti più grossi dalla matrice cementizia; sono invece lisce, e passano indifferentemente attraverso gli inerti e la matrice [4] [7], nel caso del calcestruzzo ad alta resistenza.

#### 4.4 Prove ultrasoniche e sclerometriche

Le prove sclerometriche e soniche sono state condotte sugli stessi cilindri su cui sono state successivamente eseguite le prove per la determinazione del modulo elastico e delle resistenze a rottura.

Le prove sclerometriche (eseguite sulla superficie cilindrica di tre provini per ogni tipo di calcestruzzo, effettuando trenta letture valide per ogni campione) hanno fornito i valori medi dell'indice sclerometrico indicati nella tabella 4.6.

Le prove soniche sono state eseguite, secondo le modalità indicate nelle UNI 9524 sia in senso longitudinale (letture da faccia a faccia con sonde piatte) che in senso diametrale (letture ripetute su tre posizioni ai quarti mediante sonde a trombetta diametralmente opposte). I risultati di entrambi i tipi di prova sono riportati nella tabella 4.6.

Nell'ultima colonna della Tabella 4.6 sono riportati i valori di resistenza a compressione stimati sulla base dei risultati delle due precedenti prove mediante la formula di correlazione suggerita in [5]. Tali valori dimostrano che le correlazioni attualmente disponibili fra i risultati di prove non distruttive e di prove distruttive sono state tarate solo per calcestruzzi normali e non sono estensibili, senza una previa ricalibrazione, a calcestruzzi ad alta resistenza.

Tipo Cls	V long. [m/s]	V trasv. [m/s]	scleromet ro	Corr. [MPa]
HSC	4806.1	4616.83	48.65	62.5
NSC	4357.2	4176.93	38.96	35.5

Tabella 4.6 : risultati delle prove sclerometriche e soniche.

#### 4.5 Aderenza acciaio-calcestruzzo

I risultati ottenuti dalle prove di estrazione sono sintetizzati nelle curve di Figura 4.1, che rappresentano i valori della tensione media locale di aderenza in funzione dello scorrimento relativo fra barra e calcestruzzo. Si ricorda che il carico sperimentale di snervamento della barra è di circa 150 KN, corrispondenti ad una tensione media di aderenza pari a circa 54 MPa.

Come si può osservare, nel caso di HSC si è sempre raggiunta la rottura del provino per splitting, e ciò è da imputare a un insufficiente contenimento dovuto a un insufficiente ricoprimento. Ricoprimento che per il momento è praticamente impossibile progettare, senza eccessivi sovradimensionamenti, in modo da evitare lo splitting, data l'incertezza esistente circa la variabilità

sia della resistenza a trazione che dell'aderenza, in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, e dei meccanismi stessi di diffusione delle tensioni nel calcestruzzo. Data la complessità del fenomeno in esame, occorrerebbe infatti approfondire le indagini sulle modalità di interazione locale fra la barre ad aderenza migliorata e il calcestruzzo [4] [6] [10] [16] [17] [18]).

I diagrammi sperimentali sono tuttavia ugualmente significativi al fine di evidenziare alcune delle più importanti differenze di comportamento fra i due tipi di materiale in esame.

Il comportamento dei provini di calcestruzzo di normale resistenza è sostanzialmente concorde con quello previsto da modelli teorici, quale ad esempio quello riportato nel MC90. Anche la superficie del calcestruzzo a contatto dell'acciaio alla fine delle prove mostra gli usuali schiacciamenti dei denti di calcestruzzo compresi fra le nervature delle barre.

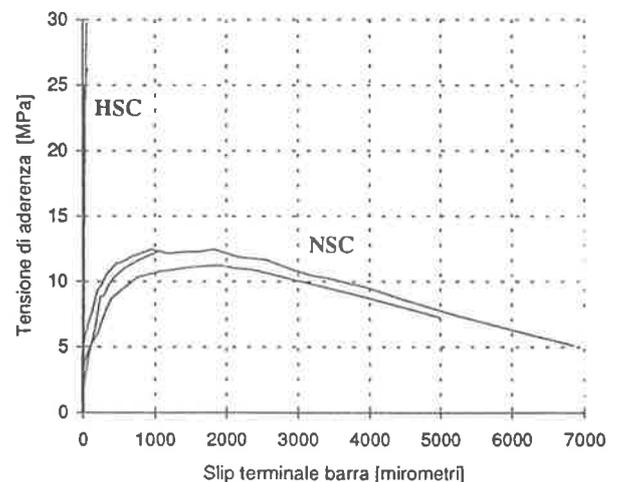


Fig. 4.1 : diagrammi sperimentali delle prove di pullout.

Per quanto invece riguarda i calcestruzzi, è particolarmente evidente la elevatissima rigidità del tratto iniziale, dove manca la distinzione, normalmente presente nel caso di calcestruzzi normali, tra fase di aderenza chimica e quella meccanica. L'analisi dei diagrammi sembra confermare quanto riportato da alcuni autori [6] secondo i quali il coefficiente esponenziale del primo tratto della legge teorica tipo MC90 assumerebbe un valore pari a circa 0.1, rispetto

al valore di 0.3-0.4 usualmente indicato in letteratura per il caso dei calcestruzzi normali.

L'andamento delle curve al momento della rottura anticipata per splitting è inoltre una conferma degli elevati valori di resistenza massima dell'aderenza nel caso di rottura per sfilamento. Ciò è anche confermato dall'osservazione della superficie del calcestruzzo a contatto con l'acciaio: i denti di calcestruzzo compresi fra le nervature delle barre mostrano solo i primi segni di scheggiature ( in parte provocate in fase di rimozione della barra) e di schiacciamento, quest'ultimo riguardante sia la pasta di cemento che gli inerti.

### 5. Prove di trazione su elementi di calcestruzzo armato

Le prove sono state eseguite, tutte con le stese modalità, su tre campioni, di uguali caratteristiche geometriche, per ognuno dei due tipi di calcestruzzo.

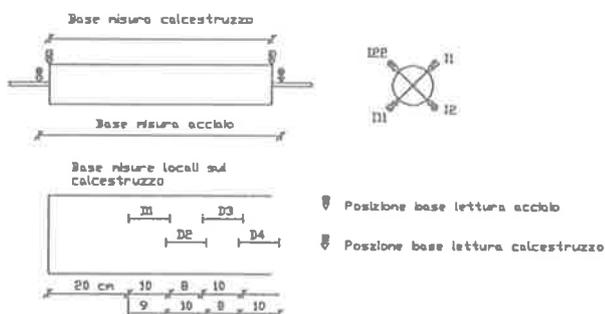


Fig. 5.1 : schema della strumentazione applicata sugli elementi in C.A. sottoposti a prove di trazione.

Le due estremità della barra inserita nel cilindro, strumentato secondo lo schema di fig. 5.1, venivano agganciate ad una pressa universale (a controllo di carico), mediante la quale sono stati applicati due cicli di carico e scarico fra il valore minimo circa 5KN e il valore massimo di circa 140 KN, prossimo al carico di snervamento della bara stessa (limite massimo raggiungibile nel corso della prova considerato il tipo di attrezzatura impiegata).

Nel corso delle prove sono stati rilevati gli allungamenti complessivi del campione sia per quanto riguarda l'acciaio che il calcestruzzo, come pure gli allungamenti locali su intervalli di 10 centimetri, con

deformometri disposti come indicato in figura, nel tentativo di cogliere fenomeni locali legati alla formazione della singola fessura.

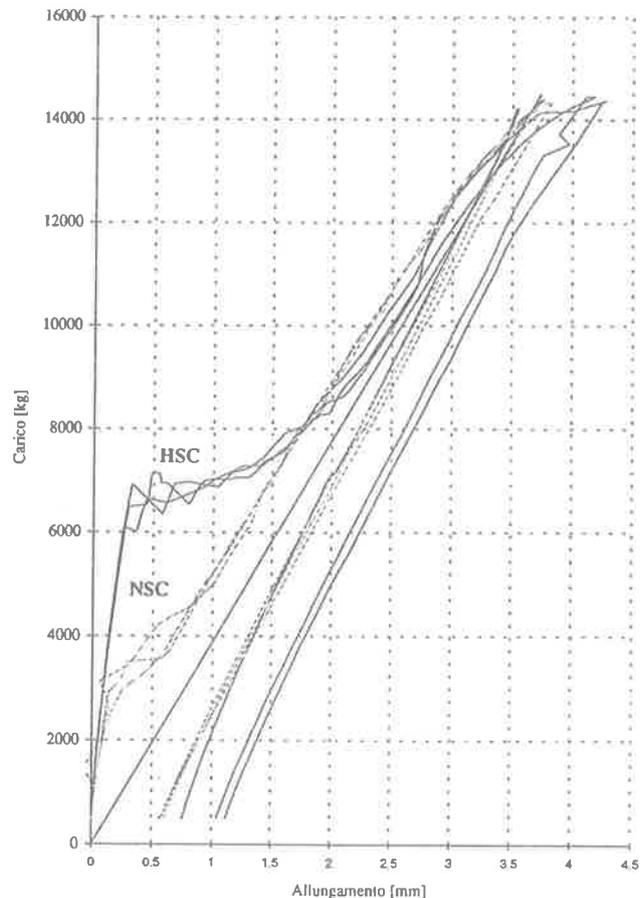


Fig. 5.2 : Confronto della deformazione complessiva (lettura sull'acciaio) nel primo ciclo di carico, tra elementi in HSC e elementi in NSC.

Il problema della misura delle deformazioni complessive dell'elemento è stato risolto mediante un sistema di aste e rinvii disposti a coppie diametralmente opposte al fine di minimizzare l'influenza sulle letture di componenti secondarie di flessione.

Le deformazioni locali sono state rilevate mediante deformometri con base di 10 cm, i cui dati sono risultati gravemente inquinati da scorrimenti dovuti a un sistema di collegamento con la superficie di calcestruzzo inadeguato a far fronte agli effetti di urto causati dall'energia rilasciata durante le prime fasi di fessurazione.

La forma dei diagrammi è quella tipica a ginocchio in tutti i casi, ma assume una conformazione peculiare per ciascun tipo di materiale, sia per quanto riguarda l'intervallo in cui si formano le prime fessure, che l'intervallo successivo fino all'inizio dello snervamento della barra. Le fasi seguenti sono sostanzialmente identiche, probabilmente anche in virtù della deformazione plastica accumulata che limita la richiusura delle fessure e quindi anche un maggior recupero di rigidità.

Si può osservare che a causa dell'incrudimento, e del conseguente aumento del limite elastico, prodottosi nel corso del primo ciclo di carico, l'acciaio rimane sempre in campo lineare nel corso del secondo ciclo di carico.

Le curve sperimentali sono poco disperse, fatta eccezione per le fasi di prima fessurazione, a causa della elevata aleatorietà del meccanismo fragile di rottura per trazione del calcestruzzo, e per la fase di carico massimo, quando piccole differenze di carico possono provocare differenze rilevanti a causa della prossimità del carico massimo al carico di snervamento dell'acciaio.

Le differenze di comportamento nelle fasi di prima fessurazione sono anche evidenziate durante la prova: nel caso di calcestruzzi normali le fessure appaiono e si allargano gradualmente e quasi impercettibilmente,

mentre nel caso di calcestruzzi ad elevate prestazioni compaiono all'improvviso fessure di notevole ampiezza, accompagnate da un notevole rilascio di energia acustica e meccanica in forma di shock dinamici impressi a tutta l'attrezzatura di prova.

Per quanto riguarda il confronto fra le curve relative ai due tipi di calcestruzzo, si può osservare, oltre all'ovvia differenza fra i carichi di prima fessurazione, le notevoli diversità fra le modalità secondo cui avviene tale fenomeno. La perdita di rigidità è decisamente più netta nel caso degli HSC, e prosegue con continuità, senza mostrare un tratto di stabilizzazione come nel caso del NSC, fino a comportare una diminuzione di rigidità rispetto a questi ultimi.

Tale comportamento potrebbe essere dovuto ad una anticipata rottura per splitting dei tronchi di calcestruzzo compresi fra le fessure trasversali e alla conseguente drastica riduzione, e parziale perdita, delle tensioni di aderenza.

Dall'esame dei quadri fessurativi, riportati nella Figura 5.3, non appaiono tuttavia differenze significative, tali comunque da giustificare da sole tale ipotesi, che occorrerà quindi verificare con apposite indagini, anche di carattere sperimentale, del tipo di quelle già utilizzate nel corso di precedenti ricerche condotte a Padova (prove di aderenza in presenza di

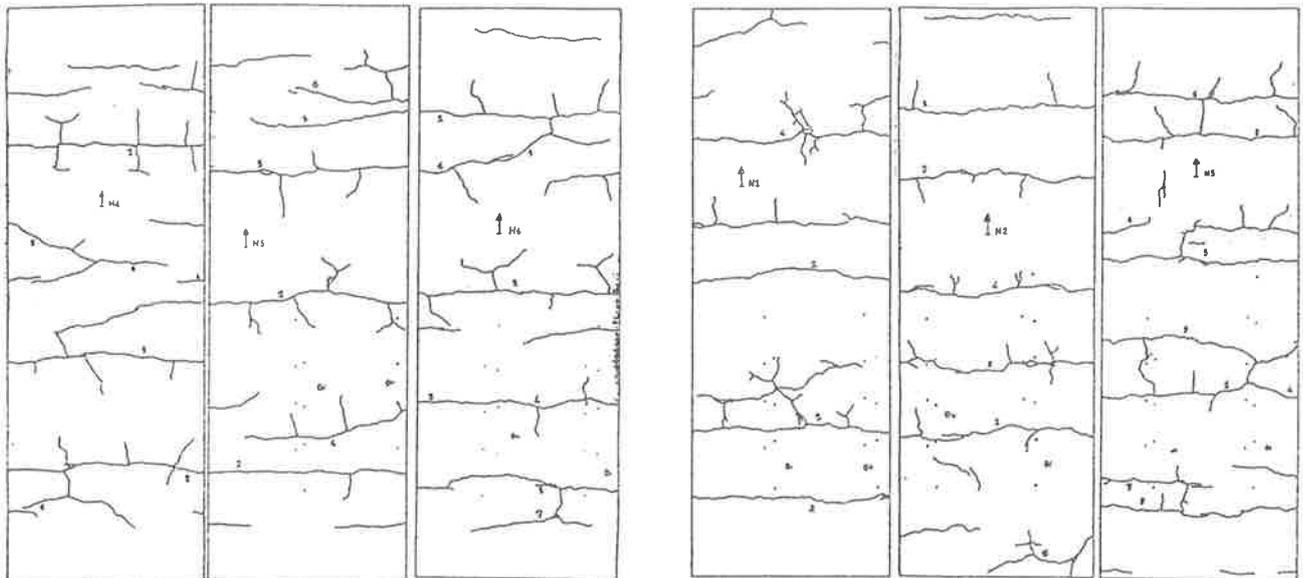


Fig 5.3 : Mappe di fessurazione esterna dei cilindri in C.A. testati a trazione.

fessure da splitting controllate).

L'unico indizio in tal senso è rappresentato da un inizio di fessurazione longitudinale da splitting, presente in entrambe le serie, ma con lineamenti più netti e con uno sviluppo lineare e più marcato per il calcestruzzo ad alta resistenza, più frastagliata e con un minore sviluppo per il calcestruzzo di normale resistenza. Tuttavia alle estremità dei cilindri, le fessure da splitting sembrano più pronunciate nel caso di calcestruzzo normale, per i quali si verifica, contrariamente al caso dei calcestruzzi ad alta resistenza, il distacco di coni terminali.

Per il resto, la distribuzione delle fessure nel calcestruzzo ad alta resistenza sembra maggiormente regolare rispetto a quello di normale resistenza, ma la spaziatura media è confrontabile nei due casi e in buon accordo con le indicazioni fornite nell'EC2.

## 6. Modellazione numerica

Nella simulazione teorica del comportamento di elementi di c.a. in fase fessurata vengono utilizzati modelli numerici alle differenze finite. Si tratta dell'approccio più frequentemente seguito in letteratura [19, 21] in quanto offre, soprattutto nella forma implicita che è stata fino ad ora adottata anche nel corso della presente ricerca, notevoli vantaggi operativi, in particolare per quanto riguarda la possibilità di aggiornare le leggi costitutive.

Il modello fino ad oggi usato, descritto in dettaglio in [24], opera per il momento limitatamente ad elementi tesi e per condizioni di carico crescenti monotonicamente. Per quanto riguarda le leggi costitutive, assume una legge lineare per il calcestruzzo (la cui sezione tesa effettiva è corretta mediante un fattore di parzializzazione fissato a priori) e genericamente non lineari definite per punti per l'acciaio e per l'aderenza. Con riferimento a quest'ultimo fenomeno si può tener conto della influenza delle condizioni al contorno o annullando le tensioni di aderenza lungo un tratta iniziale di barra a partire dalla superficie della fessura o secondo le modalità indicate in [1]. Per quanto riguarda infine le modalità di formazione delle fessure, è possibile prevedere la progressiva frammentazione di elementi lunghi in conci di lunghezza costante o di lunghezza variabile da concio a concio.

Una taratura ed una validazione preliminare del modello è stata effettuata con esito positivo

confrontandone i risultati con alcuni fra quelli, sperimentali e numerici, riportati in letteratura [20, 25, 26], di cui si riferisce in [24]. Successivamente sono state effettuate applicazioni di confronto con i risultati delle prove su elementi lunghi in trazione precedentemente illustrate. In questa fase si sono utilizzate le caratteristiche dei materiali determinate sperimentalmente, facendo riferimento, per quanto riguarda il modello dell'aderenza, ad [1].

I risultati sono riassunti nelle Figure 6.3 e 6.4, dove sono riportati, per ciascun tipo di calcestruzzo, le tre curve sperimentali e diverse curve ottenute numericamente modificando il coefficiente di parzializzazione della sezione tesa di c.a. e le modalità di frammentazione del provino lungo.

Come si può vedere il 'fuso' in cui sono contenute le curve ottenute numericamente è molto raccolto, e prossimo alle curve sperimentali, nel caso del calcestruzzo normale (confermando così la sostanziale affidabilità del modello), mentre è molto più disperso nel caso di calcestruzzo ad alta resistenza.

Appare quindi ulteriormente confermata la necessità di adeguare i modelli teorici attualmente utilizzati per descrivere il comportamento di elementi di c.a. nel caso di impiego di calcestruzzi ad alta resistenza.

## 7. Conclusioni

Sono stati presentati i risultati di un programma preliminare di indagini sperimentali e modellazioni numeriche sul comportamento strutturale di elementi di c.a. ad alta resistenza. A tale scopo sono state svolte prove, sempre in parallelo su campioni di calcestruzzo normale e di calcestruzzo ad alta resistenza, sia per la caratterizzazione dei materiali che per lo studio del comportamento in fase fessurata di elementi tesi di c.a.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei materiali, i risultati ottenuti hanno sostanzialmente fornito una conferma di quanto si sta progressivamente definendo nella letteratura specialistica. E' risultata evidente in particolare la inadeguatezza dei modelli di valutazione della resistenza a trazione, delle correlazioni fra parametri di prove non distruttive e parametri di resistenza e deformabilità del materiale, nonché dei modelli rappresentativi del fenomeno dell'aderenza.

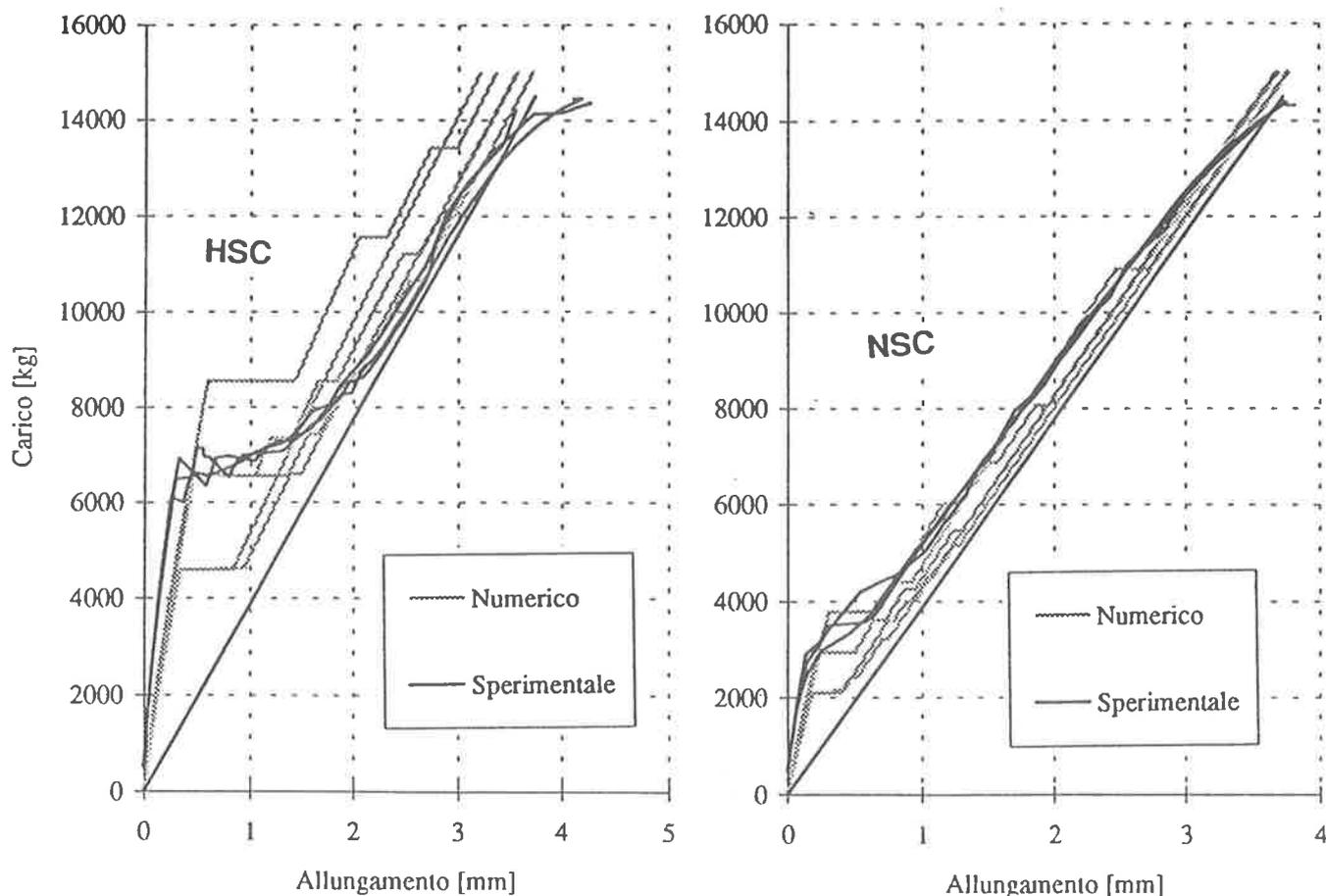


Fig. 6.1: Confronto tra numerico e sperimentale per HSC (a) e NSC (b).

E' invece risultata meno chiara la possibile interpretazione dei risultati delle prove a trazione su elementi lunghi armati, per le quali non esistono peraltro riscontri in letteratura. A fronte delle ovvie differenze di comportamento nella fase iniziale, fino all'innescio della fessurazione, degli elementi di calcestruzzo ad alta resistenza rispetto a quelli di calcestruzzo normale, vi sono infatti quadri fessurativi sostanzialmente simili e una forte ed inattesa perdita di rigidità dei primi rispetto ai secondi.

Per quanto riguarda le simulazioni teoriche del comportamento in fase fessurata di elementi tesi, il modello utilizzato, tarato anche sulla base di risultati sperimentali e numerici disponibili in letteratura, ha evidenziato notevoli difficoltà a seguire il comportamento di elementi confezionati con calcestruzzo ad alta resistenza qualora si utilizzino i modelli relativi ai materiali e ai meccanismi locali di interazione acciaio-calcestruzzo attualmente in uso.

Il programma di ricerca sta attualmente proseguendo sia sul piano sperimentale, al fine di raccogliere dati sufficienti a fornire valutazioni quantitative sugli aspetti qualitativi precedentemente

evidenziati, sia sul piano numerico, soprattutto al fine di mettere in conto correttamente il comportamento estremamente rigido dell'aderenza nella fasi iniziali di carico fino a rottura.

#### Bibliografia

- [1] CEB-FIP. First predraft - 1988. Bulletin d'information N°190 aet b, Juillet 1988, Model Code 1990.
- [2] Norwegian Standard NS 3473, Concrete Structures, Design Rules, 1989
- [3] Carrasquillo, Slate, Nilson - 1981: "Properties of High Strength Concrete subjected to short-term loading. ACI-Journal May-June.
- [4] CEB-FIP - 1990: State of the Art Report. Bulletin d'information N° 197, August.
- [5] Pietro Bocca, Francesco Cianfrone - 1983: "Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata", L'Industria Italiana del Cemento, Giugno

- [6] D. Galeota, M. M. Giammatteo e R. Marino - 1991: "Caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi ad alta resistenza.", Relazione presentata in occasione delle giornate dell'AICAP, Spoleto 16-18 Maggi.
- [7] Yves Malier et Al. - 1993: High Performance Concrete - From material to structure., E & FN SPON, London
- [8] Adam M. Neville: Properties of Concrete, Pitman Publishing Ltd., Londo
- [9] Francois de Larrard, Pierre-Claude Aitcin - 1993: Apparent Strength retrogression of silica fume concrete., ACI Materials Journal, November-December, n° 90-M58,
- [10] Francois de Larrard, Isabelle Schaller -1993: Effect of bar diameter on the bond strength of passivereinforcement in high-performance concrete., Jacques Fuchs ACI Materials Journal, n° 90-M36, July-August 1993.
- [11] Gavindra Gettu, Zdenek P. Bazant, Martha E. Karr - 1990: Fracture Properties and britleness of High-Strength concrete., , ACI Materials Journal, n° 87-M66, November-December 1990.
- [12] Reported by ACI Committe 211 - 1993: ACI: Guide for selecting proportions for high-strength concrete with portland cement and fly ash., ACI Materials Journal, n° 90-M31, May-June 1993.
- [13] Kenro Mitsui, Zongjin Li, David A. Lange, Surendra P. Shah - 1994: Relationship between microstructure and mechanical properties of the paste-aggregate interface., ACI Materials Journal, n° 91-M4, January-February 1994.
- [14] Michel Lessard, Omar Chaallal, Pierre-Claude Aitcin - 1993: Testing High strength concrete compressive strength., , ACI Materials Journal, n° 90-M32, July-August 1993.
- [16] Keivan Noghabai, Ulf Ohlsson, Thomas Olofsson - 1993: Bond properties of high strength concrete., , High-Strength Concrete 1993 - 19-24 June Norway - Proceedings.
- [17] Atorod Azizinamini, Henry G. Russell - 1993: Desing criteria for tension splices in high-strength concrete., High-Strength Concrete 1993 - 19-24 June Norway - Proceedings.
- [18] ACI : Craching resistance of high strength concrete., I. R. Almeida, ACI Special-Publication, SP 121-24.
- [19] Edoardo Cosenza, Carlo Greco, Gaetano Manfredi - 1991: Meccanica dei solidi - La valutazione teorica di spostamenti e rotazioni in fase anelastica negli elementi monodimensionali in cemento armato., Atti della accademia dei Lincei - Matematica e applicazioni - Serie IX volume II fascicolo 3, 1991
- [20] .Gaetano Russo, Filippo Romano - 1992: Cracking response of reinforced concrete members subjected to uniaxial tension, ASCE Vol. 118 n° 5, May 1992
- [21] Vincenzo Ciampi, Rolf Eligehausen, Vitelmo V. Bertero, Egor P. Popov - 1982: Analytical model for concrete anchorages of reinforcing bars under generalized excitations., Report UCB/EERC-82/83 November 1982
- [22] .Modena C., Coltro T., Rosaro G.- 1989: Studio dell'aderenza acciaio-calcestruzzo in presenza di fessure longitudinali da spacco: esperienze a contenimento assegnato, Politecnico di Milano - Studi e Ricerche n° 7 1989
- [23] ., Modena C. - 1992: Bond behaviour with longitudinal cracks of normal and epoxy coated deformed bars Steel concrete interaction and its structural effects, Riga (Latvia) 14 October 1992
- [24] Berto P., Modena C - 1995: Modellazione numerica di elementi tesi in c.a.: impostazione generale ed esempi applicativi..., Rapporto interno - Università di Padova Istituto di Scienza e Tecnica
- [25] Boris Bresler, Vitelmo Bertero - 1992: Behavior of reinforced concrete under repeated load., , ASCE vol. 118 n°8, August
- [26] Ajaya K. Gupta, S. K. Mestrini -1991: Tension stiffnes model for reinforced concrete bars., , ASCE vol. 117 n°3, March

**COMPORTAMENTO DI COMPOSITI CEMENTIZI FIBRORINFORZATI  
PER IL RIPRISTINO STRUTTURALE**

Enzo SIVIERO - Sara BOTTESINI  
Dipartimento di Scienza e Tecnica del Restauro - Istituto Universitario di  
Architettura di Venezia

Marco PAOLINI  
MBT Europe, R&D, MAC S.p.A. - Treviso



## COMPORTAMENTO DI COMPOSITI CEMENTIZI FIBRORINFORZATI PER IL RIPRISTINO STRUTTURALE

**Enzo SIVIERO**

Straordinario di Tecnica delle Costruzioni  
I.U.A.V.  
VENEZIA

**Sara BOTTESINI**

Architetto  
I.U.A.V.  
VENEZIA

**Marco PAOLINI**

Ingegnere  
MBT Europe R&D - MAC S.p.A.  
TREVISO

### SOMMARIO

Obiettivo del presente lavoro è determinare, mediante indagine sperimentale, l'influenza che alcuni tipi di malte cementizie fibrorinforzate, usate per il ripristino strutturale e applicate in corrispondenza dell'intradosso di travi in calcestruzzo ordinario, possono avere sui principali parametri meccanici di una struttura composita (calcestruzzo ordinario e malta di ripristino) al variare del tipo di fibra e dello spessore di riporto.

In particolare si è rivolta l'attenzione nei confronti della duttilità e dei metodi attualmente disponibili per determinarla.

### SUMMARY

This work analyzes the influence of different cementitious fibre-reinforced mortars in structural repair (concrete beams intrados) and their effects on main mechanical characteristics of composite structures. We have studied the influence of different types of fibres and of different repair materials thicknesses with particular emphasis to the toughness index and the methods actually used for its determination.

### 1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni si sono determinate diverse circostanze che hanno portato ad un notevole aumento dei lavori di recupero e di consolidamento delle strutture esistenti.

Tali lavori hanno quindi acquisito un'importanza

rilevante sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo.

Tra i fattori principali che hanno favorito questo tipo di interventi si devono ricordare soprattutto quelli che tendono a limitare la realizzazione di nuove strutture (vincoli posti alle variazioni edilizie nei centri storici, impatto ambientale per le grandi infrastrutture, aumenti

dei costi e degli oneri per le nuove costruzioni) e quelli che producono un aumento della velocità di degrado e dei dissesti delle strutture esistenti (aggressività chimica dell'ambiente, incremento del traffico e dei carichi).

L'uso di malte cementizie fibrorinforzate nel ripristino strutturale di elementi in calcestruzzo è in continua espansione e questo determina un interesse sempre crescente nei confronti delle caratteristiche meccaniche di tali materiali [1].

Questi compositi inoltre contengono agenti espansivi e additivi superfluidificanti che insieme ne limitano il ritiro e quindi conferiscono a tali materiali buone caratteristiche di aderenza ai materiali preesistenti.

La presenza del rinforzo fibroso, oltre a migliorare la resistenza a trazione, a compressione, a flessione e la resilienza del materiale, determina anche un sensibile miglioramento della duttilità, intesa come lavoro di deformazione prima di giungere alla rottura, e anche una maggiore capacità di mantenimento dei carichi dopo la formazione di fessure [2].

Tutte queste caratteristiche, accompagnate alla facilità di messa in opera e al relativo basso costo, hanno determinato quindi il diffondersi delle malte cementizie fibrorinforzate a ritiro compensato come materiale per il ripristino strutturale di elementi in calcestruzzo [3].

## 2. OBIETTIVI DELLA SPERIMENTAZIONE

Uno degli obiettivi del presente lavoro è quello di verificare sperimentalmente l'efficacia presentata da alcuni tipi di rinforzi fibrosi nell'incrementare la duttilità dei compositi cementizi, in particolare delle malte.

Infatti ormai è noto il ruolo che le fibre hanno nel comportamento dei compositi cementizi: esso si evidenzia soprattutto con un incremento dell'energia di deformazione, che implica una più estesa fase deformativa prima della rottura e quindi un'accresciuta duttilità, requisito importante in relazione all'esigenza sempre più avvertita di materiali resistenti alla deformazione (a fronte di sollecitazioni sismiche, deformazioni impresse, ecc.) [4].

I compositi cementizi infatti presentano un comportamento prevalentemente fragile, che ne limita le possibilità di impiego e le prestazioni a lungo termine [5].

Dapprima si è verificata l'influenza del rinforzo fibroso sulla duttilità della malta fibrorinforzata, quindi si è determinata l'influenza che le stesse malte fibrorinforzate, applicate in corrispondenza dello intradosso di travi in calcestruzzo ordinario possono avere sulla duttilità di una struttura composita

(calcestruzzo ordinario e malta di ripristino) al variare del tipo di fibra e dello spessore di riporto.

Queste strutture composite sono state sottoposte a prove a flessione in deformazione controllata sia di tipo statico che dinamico (prove oligocicliche), queste ultime effettuate con lo scopo di verificare l'effetto di carichi dinamici variabili, che simulano in modo più attendibile possibili situazioni reali, ad esempio, nel caso della riparazione di ponti o viadotti degradati.

## 3. COME MISURARE LA DUTTILITÀ

La duttilità, ossia la capacità di assorbire energia di deformazione, di norma viene misurata come area del diagramma carico-freccia ottenuto con prove a flessione in deformazione controllata su provini standard, in condizioni di prova standard.

In tale diagramma la zona di maggiore interesse è quella situata oltre il punto che individua la fase di prima fessurazione: tale area rappresenta sia la resistenza che la tenacità del composito e procura anche un'indicazione sulla qualità del materiale dal punto di vista del controllo sulla fessurazione.

Vari tentativi sono stati fatti per quantificare tali diagrammi e per trovare un parametro che potesse essere utile nel confrontare diverse fibre e diversi spessori di materiali di ripristino.

L'elevata deformabilità causata dalla grande duttilità di alcune fibre metalliche obbliga di fatto a stabilire un limite di deformazione per valutare l'area del diagramma carico-freccia; questo fatto rende incerto e in qualche misura convenzionale il risultato delle prove.

Le prime proposte stabilivano un valore massimo di deformazione determinato come valore assoluto, come costante proporzionata alla luce di prova o come deformazione in corrispondenza della quale il carico diminuisce del 40% [6].

Le prime norme specifiche che riguardano la misura della duttilità sono state redatte in Giappone e negli Stati Uniti.

Entrambe queste norme prescrivono una prova a flessione dove il carico si registra in funzione di una deformazione in costante progressione.

La norma giapponese (JCI-SF 4) [7], definisce la tenacità come la resistenza alla flessione equivalente  $T_b$  (Fig. 1), data dal rapporto tra l'energia assorbita dal travetto (rappresentata dalla superficie sotto la curva) e la deformazione del travetto stesso (pari a 1/150 della luce di prova) moltiplicata per la larghezza e l'altezza al quadrato del travetto.

Questa definizione della flessione equivalente ha il grande vantaggio di poter includere nei calcoli di dimensionamento, applicati con indice di sicurezza, la

caratteristica più importante dei compositi cementizi fibrorinforzati.

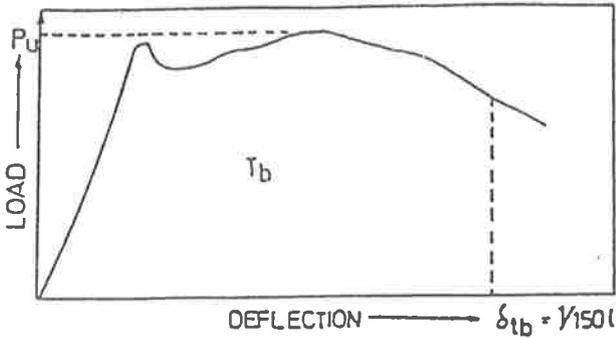


Fig. 1 Definizione della resistenza alla flessione equivalente  $T_b$  secondo la normativa giapponese

La norma statunitense (ASTM C1018-85) [8] introduce la definizione di "indice di tenacità".

L'indice di tenacità (Fig. 2) è pari al rapporto tra l'energia assorbita dal campione fino ad una data deformazione e l'energia assorbita fino alla prima fessurazione.

La deformazione che limita l'area suddetta deve essere un multiplo della deformazione corrispondente alla prima fessurazione. Correntemente le deformazioni limite sono pari a 3, 5,5 e 15,5 volte quella di prima fessurazione.

L'indice di tenacità così ottenuto è confrontato con quello di un materiale di riferimento elastoplastico, che per le stesse deformazioni ha indici rispettivamente pari a 5, 10 e 30.

Tale prova ha per inconveniente la difficoltà di determinare con precisione la deformazione di prima fessurazione, un valore molto basso che però influenza considerevolmente l'indice di tenacità.

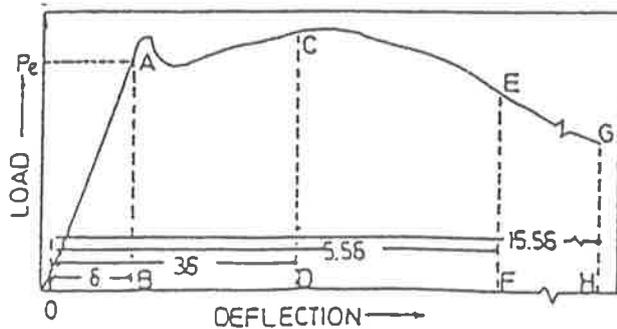


Fig. 2 Misura dell'indice di tenacità secondo la normativa statunitense

Le "Raccomandazioni tecniche AICAP per

l'impiego del conglomerato cementizio fibrorinforzato" (Aggiornamento 1992) indicano tre diversi metodi per misurare la duttilità di conglomerati cementizi fibrorinforzati [9]:

1 - Determinazione dell' indice di tenacità, che viene calcolato dividendo l'area sottostante la curva carico-freccia in mezzeria per l'area della curva limitata al carico di prima fessurazione (Fig. 3);

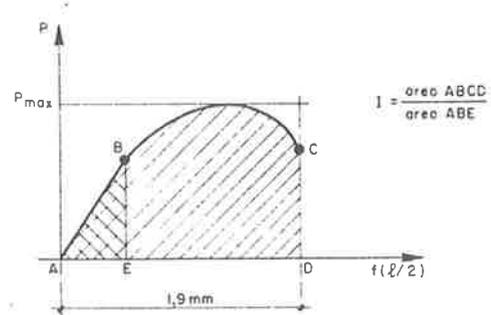


Fig. 3 Misura della duttilità con il 1° metodo della normativa italiana

2 - Determinazione del rapporto tra i lavori di deformazione a carico residuo ed a prima fessurazione, che viene determinato dividendo l'area sottesa dalla curva carico-freccia, limitata in corrispondenza al valore di carico residuo pari ad un terzo del carico massimo, per l'area corrispondente alla prima fessurazione (Fig. 4);

3 - Determinazione del rapporto tra il lavoro di deformazione del conglomerato cementizio fibroso ed il lavoro di deformazione della matrice, determinato dividendo l'area sottesa dalla curva carico-freccia, limitata in corrispondenza al valore di carico residuo, relativa al provino in conglomerato cementizio fibroso, per l'area del diagramma analogo, relativo alla matrice (Fig. 4).

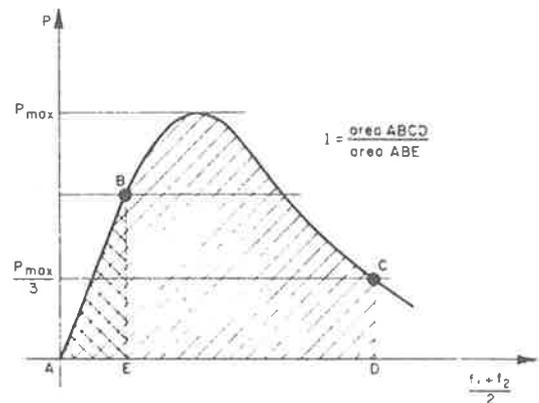


Fig. 4 Misura della duttilità con il 2° e 3° metodo della normativa italiana

#### 4. MALTE CEMENTIZIE FIBRORINFORZATE UTILIZZATE

Come materiali di riporto sono stati utilizzati tre diversi tipi di malte cementizie fibrorinforzate a ritiro compensato: due sono prodotti premiscelati già esistenti in commercio, mentre il terzo è un composito ottenuto con una matrice premiscelata alla quale sono state aggiunte fibre di carbonio.

L'uso delle fibre di carbonio nei compositi cementizi

abbastanza basso (circa 60) ed una percentuale critica<sup>2</sup> elevata (12%), essendo il diametro degli inerti presenti nella miscela inferiore a 5 mm; tali caratteristiche rendono possibile l'utilizzo di queste fibre in quantità notevoli senza conseguenze negative sulla lavorabilità del prodotto cementizio (Tab. 1).

Per le loro caratteristiche meccaniche (resistenza a trazione pari a 1250 N/mm<sup>2</sup>) queste fibre possono essere utilizzate in tutti i riprisini, soprattutto in quelli di tipo strutturale, ricordando però che nel caso di applicazioni

Tab. 1 Composizione delle malte cementizie fibrorinforzate usate come materiale di riporto

COMPOSIZIONE	MALTA TIPO A	MALTA TIPO B	MALTA TIPO C
Miscela cementizia (% in peso)	80,5	85,2	80,7
Additivo superfluidificante (% in peso)	-	-	0,8
Fibre (% in peso)	6,5	1,8	1,6
Lunghezza fibre (mm)	30	30	24
Larghezza fibre (mm)	-	1,6	-
Spessore fibre (mm)	-	0,029	-
Diametro equivalente fibre (mm)	0,5	0,243	0,009
Rapporto di forma fibre	60	123	2660
Peso specifico fibre (kg/m <sup>3</sup> )	6756	3448	1560
Percentuale critica fibre	12	3	1,6
Resistenza a trazione fibre (N/mm <sup>2</sup> )	1250	1850	620

non è ancora molto diffuso, specialmente per i problemi relativi al costo delle fibre stesse. In questi ultimi anni lo sviluppo tecnologico è riuscito a ottenere una riduzione dei costi [10, 11].

##### 4.1 Malta tipo A

La malta tipo A (EMACO SFR) è un prodotto premiscelato in polvere, pronto all'uso, contenente fibre di acciaio rigide galvanizzate.

Le caratteristiche principali di questa malta sono le seguenti: si tratta di un materiale autolivellante, a ritiro compensato, ad elevate prestazioni meccaniche e altamente resistente agli urti.

Le fibre presenti in questo prodotto derivano da fili d'acciaio trafilati a freddo, a basso tenore di carbonio (C10); sono fibre rigide e presentano ancoraggi alle estremità.

In genere, per facilitare la preparazione della miscela stessa, sono incollate con colla solubile in acqua per formare placchette composte da 10 fibre, che si scompongono durante il processo di miscelazione.

Tali fibre presentano un rapporto di forma<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Il rapporto di forma delle fibre è dato dalla lunghezza fratto il diametro delle fibre stesse.

a spruzzo si rende necessario l'utilizzo di attrezzature potenti, quali pompe per spritz-beton [12].

##### 4.2 Malta tipo B

La malta tipo B (EMACO CFR S150) è un prodotto cementizio composito, colabile, autolivellante, a ritiro compensato, resistente ai solfati, di elevata resistenza meccanica e durabilità.

La malta è fibrorinforzata con fibre di acciaio flessibili di speciale lega metallica amorfa, non attaccabili dai cloruri e non ossidabili, anche se immerse in soluzione acida. Queste fibre sono lunghe come quelle di tipo rigido (30 mm), ma presentano una forma appiattita, il cui diametro equivalente è molto inferiore rispetto alle prime (0,5 mm).

Da ciò deriva un rapporto di forma maggiore (più del doppio) rispetto alle fibre rigide e conseguentemente una percentuale critica inferiore (3) (Tab. 1).

Tale percentuale critica determina un dosaggio di fibre molto inferiore rispetto al caso della malta tipo A, al fine di ottenere un prodotto facilmente lavorabile.

<sup>2</sup> La percentuale critica delle fibre rappresenta la percentuale massima di fibre che può essere aggiunta ad una miscela cementizia per non avere problemi di lavorabilità.

Anche le fibre in acciaio flessibile possono essere utilizzate in qualunque tipo di ripristino, compreso quello strutturale (resistenza a trazione pari a 1850 N/mm<sup>2</sup>) e a differenza delle fibre rigide possono essere impiegate molto facilmente per applicazioni a spruzzo anche con normali macchine intonacatrici [12].

#### 4.3 Malta tipo C

La malta tipo C (EMACO S88) è un prodotto premiscelato secco, pronto all'uso, da mescolare con acqua per ottenere una malta reoplastica, cioè fluida e non segregabile, a ritiro compensato, ad alta resistenza meccanica, di elevato potere adesivo all'acciaio ed al calcestruzzo, impermeabile e particolarmente durevole anche in ambienti fortemente aggressivi.

Non contiene particelle metalliche né cloruri. E' raccomandato in restauri in cui lo spessore massimo di riporto è pari a 40 mm.

A questa miscela sono state aggiunte fibre di carbonio del tipo RK Pyon.

Queste fibre sono costituite da filamenti neri discontinui, lunghi 24 mm, che contengono almeno il 66% di carbonio, tollerano temperature elevate (fino a 400 °C) e sono resistenti alla maggior parte delle sostanze chimiche e dei solventi. La loro superficie è rivestita da una miscela costituita da politetrafluoroetilene (PTFE) e grafite.

Il diametro dei filamenti è pari a 0,009 mm; da questo deriva un rapporto di forma molto elevato (2660) e conseguentemente una percentuale critica bassissima (1,6) (Tab. 1).

Tali caratteristiche non permettono di usare elevate quantità di questo rinforzo fibroso.

Queste fibre al carbonio inoltre presentano una notevole tendenza ad assorbire l'acqua aggiunta nell'impasto, il quale per mantenere una lavorabilità accettabile richiede quindi dosi d'acqua superiori rispetto ai due prodotti precedenti.

Per non raggiungere quantità d'acqua tali da influenzare negativamente le resistenze meccaniche del prodotto si è ricorsi all'aggiunta supplementare di un additivo superfluidificante [12].

#### 5. FASI DI LAVORO

La prima fase è stata quella di caratterizzare le malte fibrorinforzate usate come materiali di ripristino; si sono determinate le loro principali proprietà sia allo stato fresco (contenuto d'aria e d'acqua, peso specifico, slump) che a quello indurito (resistenza a compressione, a flessione, aderenza del composito al calcestruzzo, ritiro, espansione, modulo elastico).

La prova per determinare l'aderenza della malta cementizia fibrorinforzata al calcestruzzo ordinario è quella conosciuta come metodo Cunei Autostrade.

Questa prova viene realizzata su travetti prismatici, le cui dimensioni sono 100x100x400 mm, costituiti da un cuneo in calcestruzzo con superficie inclinata di 20° rispetto alla verticale, sulla quale viene colata la malta da testare, in modo da completare la forma del travetto.

Il calcestruzzo di supporto è un calcestruzzo con dosaggio di cemento 525 PTL di 450 kg/m<sup>3</sup>, stagionato in stanza umida per almeno 28gg.

La superficie inclinata del cuneo viene irruvidita mediante "sabbatura" dopo 24 ore dal getto. Alle date prestabilite, il carico viene applicato assialmente sulle facce di minore dimensione e la resistenza è data dal taglio sulla faccia inclinata.

Per determinare l'effetto della presenza delle fibre nei confronti del comportamento espansivo del materiale è stata eseguita la prova di espansione contrastata, secondo UNI 8147.

Tale prova prevede la preparazione di provini (50x50x250 mm) contenenti una barra di armatura filettata  $\phi 6$ ; questi campioni, una volta scasserati dopo 8 ore dal getto e dopo aver misurato la lunghezza iniziale della barra, vengono immersi in acqua satura di calce e ivi stagionati per 28 giorni. In questo intervallo di tempo viene registrato, a scadenze prefissate, l'allungamento della barra attraverso la misurazione dei provini.

Oltre alle prove di caratterizzazione solitamente realizzate, le malte fibrorinforzate sono state sottoposte anche ad una prova per determinare la loro duttilità, o più propriamente la loro capacità ad assorbire energia.

Questa prova è stata eseguita seguendo le indicazioni riportate dalle "Raccomandazioni tecniche AICAP per l'impiego del conglomerato cementizio fibrorinforzato" e precisamente facendo riferimento al 3° metodo. A questo proposito si sono realizzati 12 travetti (100x100x400 mm) di cui 6 sono stati preparati con i prodotti premiscelati fibrorinforzati (2 per ogni tipo di malta) e 6 invece sono stati confezionati con gli stessi prodotti premiscelati privati delle fibre (matrice).

Tali travetti sono stati sottoposti ad una prova di flessione (Fig. 5) in deformazione controllata (0,050 mm/sec) che ha permesso di ottenere un diagramma carico-freccia per ogni tipo di malta fibrorinforzata e per ogni matrice relativa.

Il rapporto ottenuto dividendo l'area sottesa dalla curva carico-freccia, misurata in fase discendente fino ad un terzo del carico massimo, relativa ai provini realizzati con il composito fibrorinforzato per l'area della curva analoga relativa ad un provino realizzato con la sola matrice determina la duttilità del materiale fibrorinforzato.

E' fondamentale infatti determinare la duttilità propria del materiale fibrorinforzato, per poter poi analizzare se si presentano differenze tra il comportamento più o meno duttile del materiale stesso e quello nel caso in cui venga applicato come materiale di ripristino.

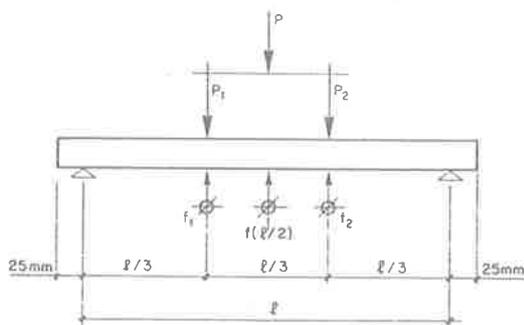


Fig. 5 Sistema di carichi nella prova a flessione

Nella seconda fase dello studio sono stati realizzati dei travetti in calcestruzzo (Tab. 2).

A questi travetti è stato poi applicato in corrispondenza dell'intradosso uno spessore variabile (20-25-30 mm) di malta rinforzata con i tre tipi di fibre, ottenendo così dei provini le cui dimensioni si mantenevano sempre uguali (150x150x600 mm), per simulare e verificare il comportamento del composito fibrorinforzato applicato su una soletta di calcestruzzo ammalorato.

Oltre ai travetti con l'applicazione di malta sono stati preparati anche quelli in calcestruzzo ordinario, di dimensione pari a 150x150x600 mm, utilizzati come termine di riferimento.

Si deve ricordare che prima di applicare la malta fibrorinforzata, la superficie del provino è stata irruvidita, a 28 gg dal getto, al fine di migliorare l'adesione tra il materiale di ripristino e quello preesistente.

Tutti i campioni sono stati sottoposti ad una prova di flessione in deformazione controllata (0,050 mm/sec) da cui sono stati ricavati i diagrammi carico-freccia.

Utilizzando il 1° metodo riportato dalle "Raccomandazioni tecniche AICAP per l'impiego del conglomerato cementizio fibrorinforzato" è stato possibile determinare l'indice di tenacità relativo ai vari provini, confrontando i materiali di riporto utilizzati e i vari spessori.

Tale indice è pari al rapporto tra l'area sottostante la curva carico-freccia, fino ad una freccia massima pari a 1,9 mm, e l'area della curva limitata al carico di prima fessurazione.

Tale tipo di analisi ha permesso di evidenziare il diverso comportamento, più o meno duttile, tra travetti

realizzati con solo calcestruzzo e quelli ai quali era stato applicato uno strato di malta fibrorinforzata, l'efficacia dei diversi tipi di fibre utilizzate e l'influenza degli spessori del materiale di ripristino nell'incrementare l'energia di deformazione assorbita da parte di una struttura riparata con questo materiale.

Tab. 2 Composizione del calcestruzzo

<b>CEMENTO</b>	
Tipo	PTL 425
Dosaggio nominale (kg/m <sup>3</sup> )	350
Peso (kg)	10,50
<b>INERTI</b>	
Classe (0,2-0,3 mm) (kg)	8,10
Classe (0,5-1 mm) (kg)	5,25
Classe (1-2 mm) (kg)	8,70
Classe (9-19 mm) (kg)	36,00
Peso totale (kg)	58,05
<b>ADDITIVO</b>	
Tipo	Superfl. RH 1000
Quantità (cc)	105
<b>ACQUA</b>	
Umidità inerte (kg)	Inerte asciutto
Immessa (kg)	5,16
<b>PESO TOTALE IMPASTO (kg)</b>	<b>74,76</b>
<b>CALCESTRUZZO FRESCO</b>	
Peso specifico (kg/m <sup>3</sup> )	2425
Dosaggio effettivo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	340,58
Rapporto acqua/cemento	0,49
Contenuto aria (%)	4,6
Slump (cm)	18
<b>RESISTENZA A COMPRESIONE</b>	
Res. Compr. 3gg (N/mm <sup>2</sup> )	35,1
Res. Compr. 28gg (N/mm <sup>2</sup> )	46,9
<b>MODULO ELASTICO DINAMICO</b>	
Mod. El. Din. 28gg (N/mm <sup>2</sup> )	47470

Nella terza fase dello studio, su travetti dello stesso tipo di quelli utilizzati nella fase precedente, sono state realizzate ancora delle prove a flessione, sottoponendo i provini a un massimo di 20 cicli di carico e scarico (prove oligocicliche), sempre a deformazione controllata.

L'obiettivo è stato quello di verificare l'effetto dei carichi dinamici variabili su una struttura composita. Il carico applicato in queste prove è stato fatto variare tra lo 0,4 e lo 0,8 del carico ultimo di rottura dei provini, per simulare più efficacemente il comportamento di una struttura soggetta a carichi ciclici, nella quale non si arriva al carico di rottura.

Questo intervallo è stato fissato sulla base delle

precedenti prove, nelle quali si è riscontrato che il limite elastico assume valori vicini allo 0,6 del carico ultimo di rottura<sup>3</sup>.

## 6. RISULTATI OTTENUTI

### 6.1 Caratterizzazione malte fibrorinforzate

I risultati ottenuti dalle prove di caratterizzazione delle malte fibrorinforzate sono riassunti nella Tab. 3. E' interessante notare che per quanto riguarda la resistenza a flessione si sono riscontrati ottimi risultati nel caso della malta tipo A e di quella B; infatti dopo 24 ore dal getto sono stati registrati valori superiori a 14 N/mm<sup>2</sup>, risultato più che soddisfacente considerando la resistenza a flessione del calcestruzzo ordinario (5 N/mm<sup>2</sup>). Per quanto riguarda la resistenza a flessione della malta tipo C i valori sono risultati scarsi e questo si potrebbe attribuire sia alla bassa resistenza a trazione delle fibre (620 N/mm<sup>2</sup>) rispetto alle fibre di acciaio rigide (1250 N/mm<sup>2</sup>) e a quelle flessibili (1850 N/mm<sup>2</sup>), sia alla scarsa aderenza fibra-matrice che potrebbe portare alla rottura per sfilamento della fibra stessa (Fig. 6).

Per quanto riguarda invece l'aderenza delle malte fibrorinforzate al materiale preesistente, la malta tipo B presenta un comportamento nettamente superiore rispetto agli altri due compositi (a 28 gg 15,1 N/mm<sup>2</sup> nella prova di aderenza Cuneo Autostrade); ricordiamo che questa caratteristica è molto importante nel caso di materiali di riporto che devono aderire il più possibile al materiale già esistente.

I valori di espansione contrastata ottenuti a 48 ore dal getto risultano elevati nel caso della malta tipo A

(784 micron/m) mentre sono inferiori per quanto riguarda le malte tipo B e C (rispettivamente 500 e 560 micron/m).

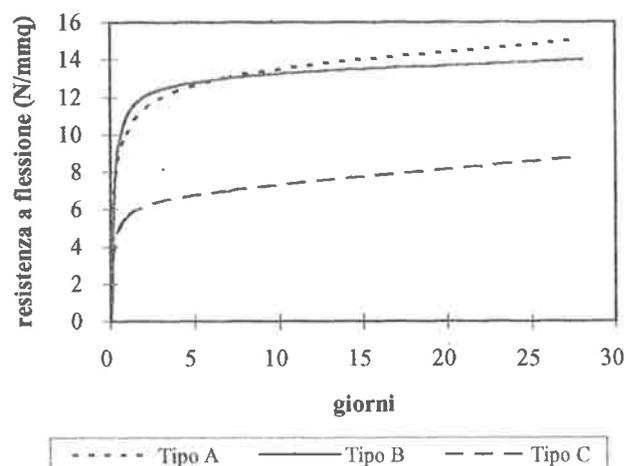


Fig. 6 Resistenza a flessione delle malte cementizie fibrorinforzate

Dobbiamo ricordare che i valori di espansione delle malte fibrorinforzate sono inferiori rispetto a quelli delle comuni malte cementizie a ritiro compensato; questo dipende dal fatto che il rinforzo fibroso assorbe gli sforzi di trazione dovuti al tentativo di espansione da parte della matrice. Per reazione quindi le fibre pongono la matrice cementizia in una benefica condizione di precompressione.

Infine dai diagrammi carico-freccia ottenuti dalla prova a flessione in deformazione controllata per i tre tipi di malte fibrorinforzate e per le relative matrici è stato possibile individuare il ruolo delle diverse fibre nei

Tab. 3 Prove di caratterizzazione delle malte cementizie fibrorinforzate

PROVE ESEGUITE	MALTA TIPO A	MALTA TIPO B	MALTA TIPO C
Contenuto aria (%)	7	11,5	6,5
Contenuto acqua (% in peso)	13	13	16,9
Spandimento (%)	110	90	63
Peso specifico (kg/m <sup>3</sup> )	2250	2075	2025
Res. Compr. 28gg (N/mm <sup>2</sup> )	76,5	66,6	62,7
Res. Fless. 28gg (N/mm <sup>2</sup> )	15,2	14,6	8,7
Pull out 28gg (N/mm <sup>2</sup> )	2,5	2,2	2,65
Aderenza cuneo autostrade 28gg (N/mm <sup>2</sup> )	12,6	15,1	8,4
Modulo Elastico Dinamico 28gg (N/mm <sup>2</sup> )	38014	35300	33068
Espansione contrastata 48h (micron/m)	784	500	560

<sup>3</sup> La preparazione dei provini e la realizzazione delle prove sono state effettuate presso i Laboratori Tecnologici della MAC S.p.A. di Treviso e della CALCESTRUZZI S.p.A. di Ravenna

confronti della duttilità una volta avvenuta la rottura della matrice, quando solo le fibre fanno da ponte attraverso le fessure.

Infine dai diagrammi carico-freccia ottenuti dalla

prova a flessione in deformazione controllata per i tre tipi di malte fibrorinforzate e per le relative matrici è stato possibile individuare il ruolo delle diverse fibre nei confronti della duttilità una volta avvenuta la rottura della matrice, quando solo le fibre fanno da ponte attraverso le fessure.

Infatti dopo la rottura della matrice il carico dovrebbe essere trasferito alle fibre che servono ad incrementare sia la resistenza del composito rispetto a quella della sola matrice, facendo da ponte e trasferendo le sollecitazioni e i carichi attraverso le fessure, sia la tenacità del composito, procurando meccanismi di assorbimento di energia, relativi ai fenomeni di distacco e di estrazione delle fibre.

Questi comportamenti sono stati verificati nel caso della malta tipo A; infatti la presenza di fibre in acciaio rigide incrementa notevolmente il carico di rottura rispetto a quello della matrice ed inoltre favorisce ottimamente il comportamento duttile (Fig. 7).

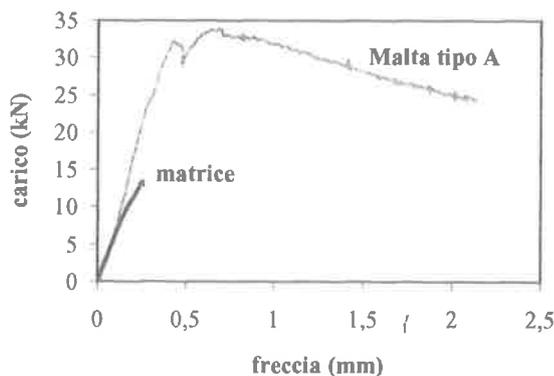


Fig. 7 Diagramma carico-freccia malta tipo A e matrice

Questo grazie soprattutto al meccanismo per attrito che trasferisce le sollecitazioni dalla matrice alle fibre: le fibre rigide infatti presentano delle deformazioni in corrispondenza delle estremità che favoriscono la loro adesione alla matrice.

Inoltre queste fibre sono caratterizzate da un'elevata duttilità; la loro capacità di deformazione incrementa la tenacità del materiale composito, che quindi passa da un comportamento fragile ad uno duttile. Il collasso della malta tipo A avviene per sfilamento delle fibre dopo elevati valori di deformazione.

Anche nel caso delle fibre in acciaio flessibile contenute nella malta tipo B si riscontra un aumento del carico di rottura rispetto a quello della sola matrice, ma l'energia di deformazione è inferiore rispetto a quella accumulata nel caso della malta tipo A (Fig. 8).

Questo comportamento è dovuto alle fibre che, appositamente studiate per l'applicazione a spruzzo della malta, sono di forma piatta, senza deformazioni o

estremità uncinata.

Infatti tali caratteristiche geometriche determinano un minor carico di sfilamento tra la matrice cementizia e le fibre.

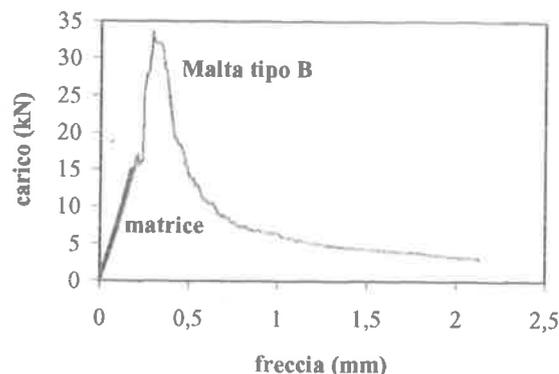


Fig. 8 Diagramma carico-freccia malta tipo B e matrice

Inoltre si deve ricordare che l'area di armatura presente nella malta tipo B è considerevolmente inferiore rispetto a quella della malta tipo A.

Questi fattori spiegano come mai la malta di tipo B presenti una duttilità inferiore rispetto alla malta tipo A pur contenendo fibre che hanno una resistenza a trazione superiore (flessibili 1850 N/mm<sup>2</sup> e rigide 1250 N/mm<sup>2</sup>).

Anche nel caso della malta tipo B il collasso è dovuto allo sfilamento delle fibre dalla matrice e non alla rottura delle fibre stesse.

Nel caso delle fibre al carbonio, contenute nella malta tipo C, si rileva un leggero incremento del carico di rottura rispetto alla matrice, ma per quanto riguarda la duttilità non si riscontrano miglioramenti apprezzabili (Fig. 9).

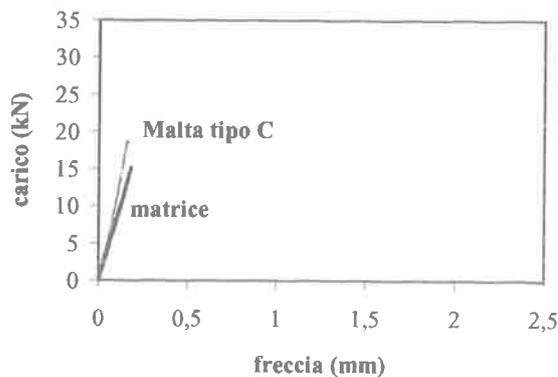


Fig. 9 Diagramma carico-freccia malta tipo C e matrice

In questo caso il collasso del materiale fibrorinforzato è determinato dalla rottura combinata di

fibre e matrice (resistenza a trazione delle fibre al carbonio  $620 \text{ N/mm}^2$ ) [13].

## 6.2 Applicazione delle malte fibrorinforzate

La presenza della malta tipo A influisce positivamente sul comportamento del travetto, qualunque sia lo spessore applicato, rispetto a quello del provino in calcestruzzo ordinario.

Infatti il carico di rottura risulta sempre superiore (arriva a 55 kN, 51 kN e 53 kN rispettivamente per spessori di 20, 25 e 30 mm contro i 37 kN del calcestruzzo ordinario) e appare inoltre evidente il comportamento duttile dei travetti riparati con la malta tipo A (le deformazioni superano i 3 mm) rispetto al comportamento fragile del calcestruzzo (Fig. 10).

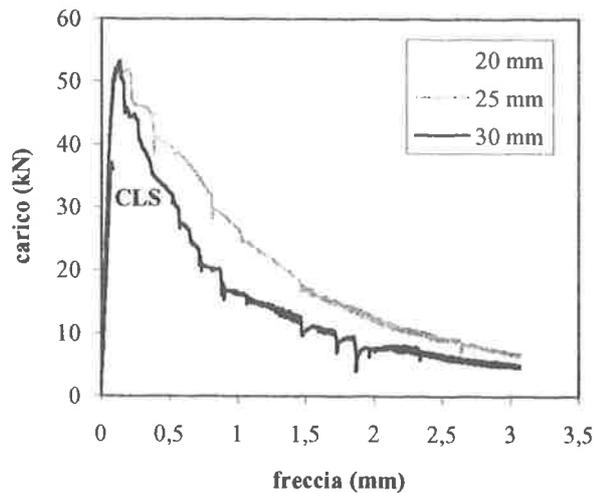


Fig. 10 Diagramma carico-freccia provini riparati con 20, 25 e 30 mm di malta di tipo A

L'applicazione della malta tipo B influisce positivamente sul carico di rottura rispetto al calcestruzzo ordinario: 48 kN, 52 kN e 51 kN rispettivamente per spessori di 20, 25 e 30 mm. Sostanziali miglioramenti per quanto riguarda la duttilità si verificano nel caso degli spessori maggiori (25-30 mm) (Fig. 11).

Nel caso della malta tipo C il carico di rottura diminuisce all'aumentare dello spessore di malta applicata (42 kN, 41 kN e 34 kN) fino ad assumere un valore inferiore rispetto a quello del calcestruzzo ordinario nel caso dell'applicazione pari a 30 mm. Per quanto riguarda la duttilità non si riscontrano incrementi di rilievo rispetto al calcestruzzo ordinario (Fig. 12).

Per quanto riguarda la duttilità delle strutture composite (calcestruzzo ordinario e malta fibrorinforzata) si nota che i migliori risultati si riscontrano nel caso della malta tipo A e in particolare con l'applicazione di 25 mm di prodotto (16,11). Anche

nel caso della malta tipo B i risultati migliori si ottengono con uno spessore di applicazione pari a 25 mm (5,95).

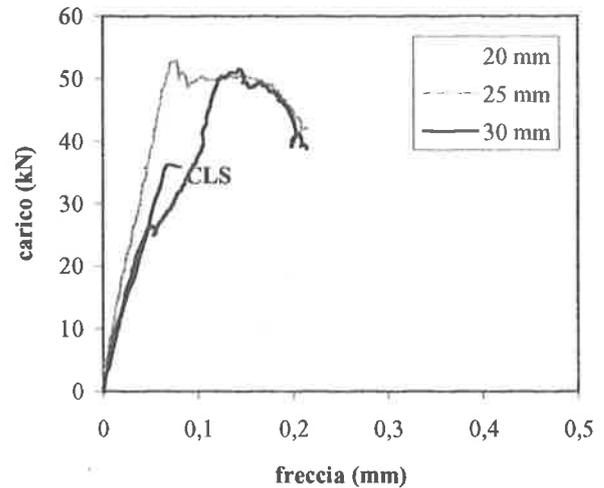


Fig. 11 Diagramma carico-freccia provini riparati con 20, 25 e 30 mm di malta di tipo B

Da tali risultati però non si può trarre la conclusione che uno spessore di ripristino pari a 25 mm sia lo spessore ottimale da applicare; infatti non ci si deve dimenticare dell'effetto scala presente e fortemente caratterizzante queste prove.

Una ulteriore conferma della scarsa efficienza della malta tipo C nel migliorare la tenacità è evidente nella Fig. 13, dove i valori dell'indice di tenacità dei provini riparati con questo materiale sono vicinissimi a quello del calcestruzzo ordinario (1,45) [13].

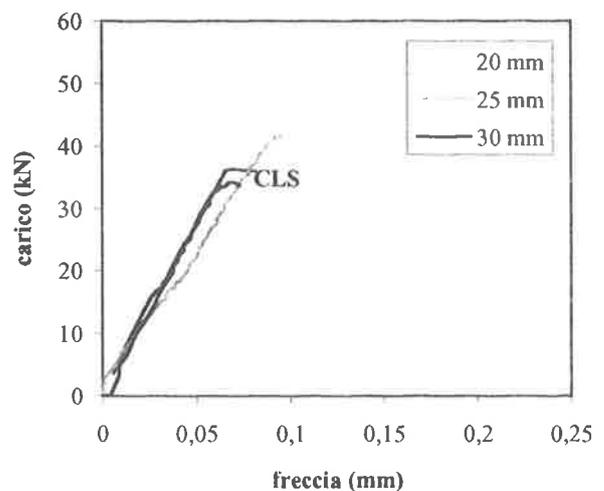


Fig. 12 Diagramma carico-freccia provini riparati con 20, 25 e 30 mm di malta di tipo C

Nell'ultima fase del lavoro si è voluto analizzare il comportamento di elementi in calcestruzzo ordinario riparati con malte cementizie fibrorinforzate nei

riguardi del mantenimento della duttilità, dopo aver sottoposto i provini ad una prova oligociclica.

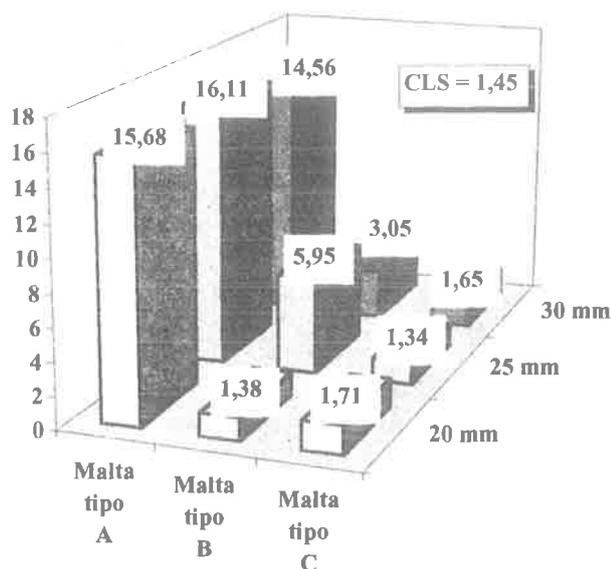


Fig. 13 Indici di tenacità dei provini riparati con le malte cementizie fibrinforzate

A seguito dei risultati ottenuti nelle prove precedenti, si è deciso di prendere in considerazione i provini in calcestruzzo ordinario e quelli riparati con le malte di tipo A e di tipo B per la realizzazione delle prove cicliche (20 cicli), con carico variabile dallo 0,4 allo 0,8 del carico ultimo di rottura proprio di ogni materiale; in particolare sono stati testati gli spessori di riporto pari a 25 e 30 mm.

I travetti in calcestruzzo si sono rotti dopo solo 15 cicli, mentre quelli riparati con malte cementizie fibrinforzate dopo aver superato i 20 cicli sono stati portati a rottura in condizioni di deformazione controllata, per valutare l'influenza di un carico variabile dinamico sulla duttilità di un elemento composito.

Durante il corso delle prove oligocicliche non si è notato un incremento delle deformazioni dovute ai cicli, come invece ci si poteva aspettare; tutti i materiali hanno invece presentato un comportamento "elastico".

Nel caso del ripristino pari a 25 mm con malta di tipo A il diagramma carico-freccia ottenuto dopo la prova dinamica si presenta molto simile a quello relativo alla prova monotona.

Per quanto riguarda il valore del carico massimo si evidenzia un leggero incremento (circa 5%), mentre del tutto analogo risulta l'andamento delle deformazioni (Fig. 14).

Anche nel caso di uno spessore di 30 mm si è evidenziato un leggero aumento del carico ultimo (circa 5,5%) mentre si è riscontrata un'inferiore deformazione

ultima (circa 1,25 mm).

Il lieve incremento del carico si può attribuire ad un maggiore grado di compattazione del materiale dovuto alla prova oligociclica (Fig. 15).

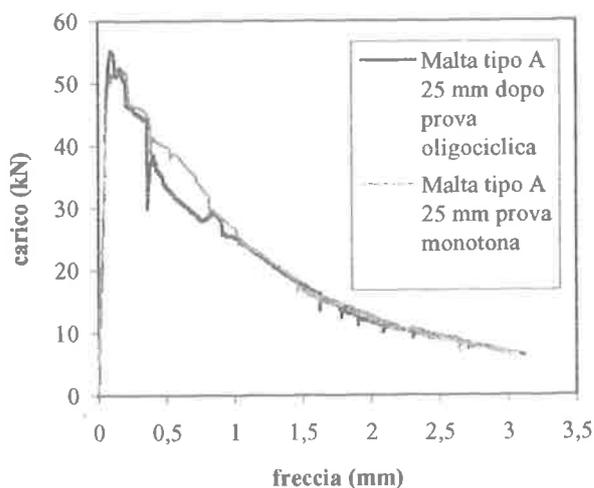


Fig. 14 Diagramma carico-freccia di provini riparati con 25 mm di malta di tipo A

Per quanto riguarda il ripristino con la malta di tipo B non si riscontrano differenze di comportamento tra i due diversi spessori.

In entrambe i casi si verifica una leggera diminuzione del carico ultimo (-3% nel caso dei 25 mm e -8% per i 30 mm) e una diminuzione della deformazione massima, che comunque mantiene valori superiori a 0,15 mm (Fig. 16 e Fig. 17).

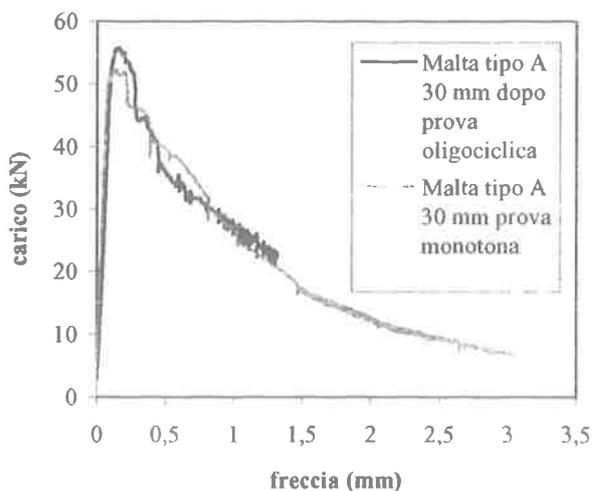


Fig. 15 Diagramma carico-freccia di provini riparati con 30 mm di malta di tipo A

## 7. RIFLESSIONI CONCLUSIVE

I risultati ottenuti confermano ampiamente ciò che viene riportato in letteratura [14, 15, 16].

I compositi cementizi fibrorinforzati utilizzati hanno infatti dimostrato una maggiore capacità ad assorbire energia di deformazione rispetto alle relative matrici (Fig. 18); inoltre anche il comportamento dopo la rottura nel caso di applicazioni di malte fibrinforzate a travetti in calcestruzzo ordinario è risultato migliore rispetto a quello di provini in solo calcestruzzo.

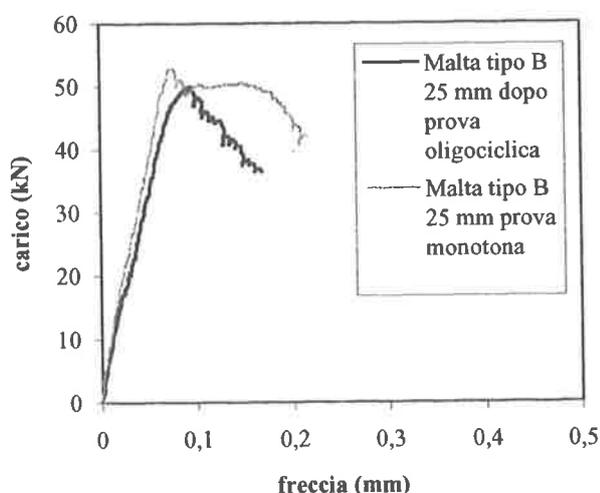


Fig. 16 Diagramma carico-freccia di provini riparati con 25 mm di malta di tipo B

In particolare l'applicazione della malta tipo A contenente fibre in acciaio rigide è risultata la più

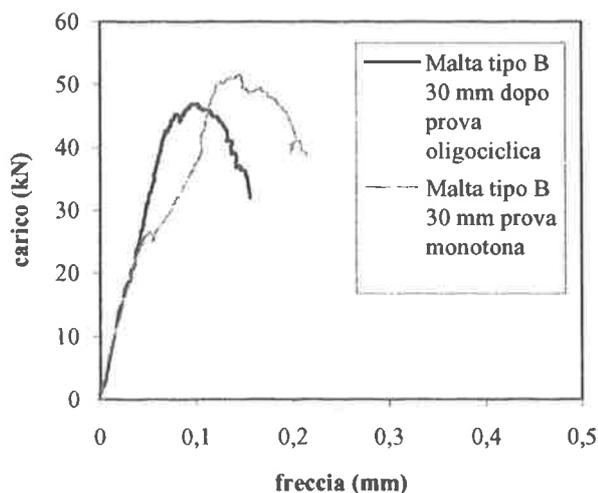


Fig. 17 Diagramma carico-freccia di provini riparati con 30 mm di malta di tipo B

efficace nei confronti del comportamento duttile

dell'elemento composito (travetto in calcestruzzo ordinario con applicazione di malta fibrinforzata).

L'indice di tenacità ottenuto nel caso di applicazioni di malta rinforzata con tali fibre risulta, in media, 30 volte superiore rispetto a quello del calcestruzzo ordinario e le prestazioni migliori si ottengono nel caso di applicazioni pari a 25 mm su travetti di 150x150x600 mm.

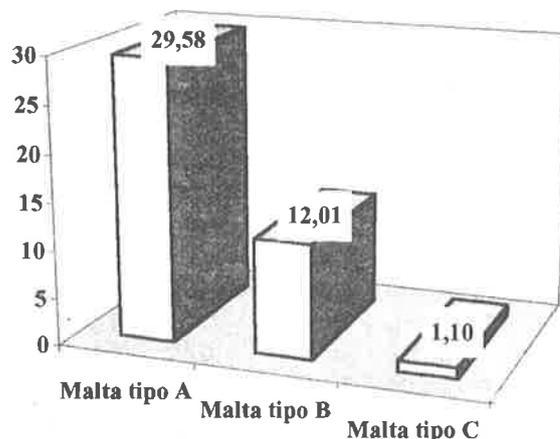


Fig. 18 Indici di tenacità malte cementizie fibrinforzate

Inoltre questo materiale fibrinforzato mantiene inalterata la sua capacità di assorbire energia di deformazione anche dopo essere stato sottoposto ad una prova "severa" come quella oligociclica.

Nel caso della malta tipo B con fibre in acciaio flessibile, il risultato ottenuto si può ritenere soddisfacente anche se non raggiunge gli ottimi livelli del materiale precedente (l'indice di tenacità è solo 2,5 volte quello del calcestruzzo e il risultato migliore è sempre quello ottenuto con l'applicazione di 25 mm).

Tale materiale rappresenta un notevole passo in avanti grazie alla sua estrema facilità di applicazione a spruzzo con intonacatrici di piccole dimensioni che ne consente un ampio uso soprattutto nelle fasi di ripristino rispetto alle normali malte cementizie premiscelate.

Questo materiale presenta inoltre un'elevata aderenza nei confronti del calcestruzzo di supporto (15,1 N/mm<sup>2</sup> nella prova di aderenza al cuneo); tale caratteristica determina un vincolo intimo tra la malta di riporto e il materiale esistente.

Anche questa malta fibrinforzata ha dimostrato buone caratteristiche di duttilità dopo prove di tipo oligociclico.

L'applicazione della malta tipo C con fibre al carbonio non determina invece alcun miglioramento per quanto riguarda la duttilità rispetto al calcestruzzo. Si può quindi ritenere che questo tipo di fibre non sia particolarmente adatto nel caso di ripristini, che

dovrebbero migliorare le caratteristiche del materiale preesistente.

Forse, apportando alcune modifiche alle caratteristiche fisiche di tali fibre (forma e superficie) e unendole in fasci si potrebbero ottenere risultati più soddisfacenti.

Va dunque sottolineata l'esigenza di sviluppare con ulteriori studi l'analisi del comportamento di travetti riparati con malte fibrorinforzate stimolando ulteriormente la ricerca e lo sviluppo in ambito applicativo di soluzioni basate sull'utilizzo di questi materiali che presentano ancora ampi spazi di approfondimento.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] FILIPUZZI C. - 1987, I calcestruzzi fibrorinforzati, in AA.VV. "Manutenzione, riparazione e durabilità delle strutture in cemento armato", CISM, pp. 277-281.
- [2] SIVIERO E., BOTTESINI S., PAOLINI M. - Ottobre 1994, Utilizzo delle fibre nei conglomerati cementizi, in "Le Strade", n° 1306, pp. 894-899.
- [3] MANTEGAZZA G. - 1990, Applicazione di compositi innovativi nel recupero, in Atti del Simposio Internazionale: "Composite materials in buildings: state of the art, research and prospects", CNR, pp. 357-374.
- [4] BENTUR A., MINDESS S. - 1990, Fibre reinforced cementitious composites, Elsevier Applied Science.
- [5] NEVILLE A.M. - 1980, Le proprietà del calcestruzzo, Sansoni.
- [6] ACI COMMITTEE 544 - 1984, Measurement of properties of fibre reinforced concrete, in "Fibre Reinforced Concrete", ACI SP-81, pp. 433-439.
- [7] JAPAN CONCRETE INSTITUTE - 1983, Method of test for flexural strength and flexural toughness of fibre reinforced concrete, pp. 45-51.
- [8] ASTM C1018 - 1985 - Standard test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of fibre-reinforced concrete.
- [9] AICAP.- 1992, Raccomandazioni tecniche AICAP per l'impiego del conglomerato cementizio rinforzato con fibre metalliche, in Notiziario AICAP n° 11.
- [10] MANTEGAZZA G., DI TOMMASO A. - Compositi cementizi a base di fibre di carbonio con basso deterioramento chemo-meccanico per l'affidabilità dei ripristini strutturali, Atti Giornate AICAP 1989, pp. 217-230.
- [11] DI TOMMASO A., MANTEGAZZA G., PENNA A. - Ottimizzazione della tenacità di compositi cementizi carbo-fibrosi, Atti Giornate AICAP 1991, pp. 185-194.
- [12] Dati riportati da informative tecniche fornite da ditte produttrici di fibre utilizzate per i compositi cementizi.
- [13] BOTTESINI S. - I compositi cementizi fibrorinforzati nel ripristino strutturale, Tesi di laurea I.U.A.V., Relatore Prof. E. Siviero, Novembre 1994.
- [14] DI TOMMASO A. - 1986, Le fibre di acciaio nei conglomerati cementizi, in "Acciaio", pp. 85-89.
- [15] NAAMAN A.E. - 1985, Fibre reinforced for concrete, Concrete International, pp. 21-25.
- [16] JOHNSTON C.D. - 1985, Toughness of steel fiber reinforced concrete, in "Steel Fiber Concrete", Elsevier Applied Science Publishers, pp. 333-360.

**FESSURAZIONE DA RITIRO NEI CALCESTRUZZI  
CONFEZIONATI CON FIBRE IN POLIACRILONITRILE (PAN)  
E IMPIEGO DI CEMENTI PREVISTI DALLA NORMA EUROPEA (ENV 197/1)**

Enzo SIVIERO - Michela FORIN - Michele ANGONESE  
Dipartimento di Scienza e Tecnica del Restauro - Istituto Universitario di  
Architettura di Venezia

Marco PAOLINI  
MBT Europe, R&D, MAC S.p.A. - Treviso

Giulio Maria CASARICO  
Società Montefibre S.p.A. - Milano



**FESSURAZIONE DA RITIRO NEI CALCESTRUZZI CONFEZIONATI CON FIBRE IN  
POLIACRILONITRILE (PAN) E IMPIEGO DI CEMENTI PREVISTI DALLA NORMA  
EUROPEA (ENV 197/1)**

**Enzo SIVIERO**

Straordinario di Tecnica delle Costruzioni  
I.U.A.V. - VENEZIA

**Michela FORIN**

Architetto  
I.U.A.V. - VENEZIA

**Marco PAOLINI**

Ingenere Civile  
MBT Europe, R & D, MAC S.p.A. - TREVISO

**Giulio Maria CASARICO**

Ingegnere Civile  
Società Montefibre S.p.A. - MILANO

**Michele ANGONESE**

Architetto  
I.U.A.V. - VENEZIA

**SOMMARIO**

L'obiettivo di questo studio è quello di valutare il comportamento delle fibre PAN nel controllo della fessurazione da ritiro plastico e ritiro igrometrico del calcestruzzo in relazione ai nuovi cementi prodotti secondo la norma europea ENV 197/1. Vengono riportate le analisi dello sviluppo del fenomeno fessurativo, ampiezza e densità di fessurazione nel tempo.

**SUMMARY**

The target of this work is the evaluation of the behaviour of PAN fibers to control the crackings in concrete due to plastic and free shrinkage, in relation with different types of cement produced in accordance with the new ENV 197/1. In this study the cracking phenomena has been analyzed in relation with time, i.e. the control of behaviour of width and density of cracks in time is shown.

## 1. INTRODUZIONE

E' da più parti confermato che la presenza delle fibre in poliacrilonitrile PAN all'interno del calcestruzzo serve a contrastare la fessurazione da ritiro plastico [1],[2],[3],[4],[5] (fig. 1), fessurazione che si innesca principalmente quando le condizioni di cantiere sono tali da consentire una rapida evaporazione dell'acqua sulla superficie esposta del manufatto di calcestruzzo fresco.

Le condizioni climatiche (forte ventilazione, alta temperatura e bassa umidità relativa)[6] non sono le sole responsabili di questo tipo di fessurazione; le cause per cui in un manufatto di calcestruzzo si generano le fessure da ritiro possono essere così riassunte:

- caratteristiche geometriche del manufatto; estensione della superficie esposta e spessore del getto;
- caratteristiche del tipo di cemento impiegato e caratteristiche dell'impasto; dosaggio e tempo di presa del cemento, capacità di espansione dello stesso, rapporto a/c [7],[8];

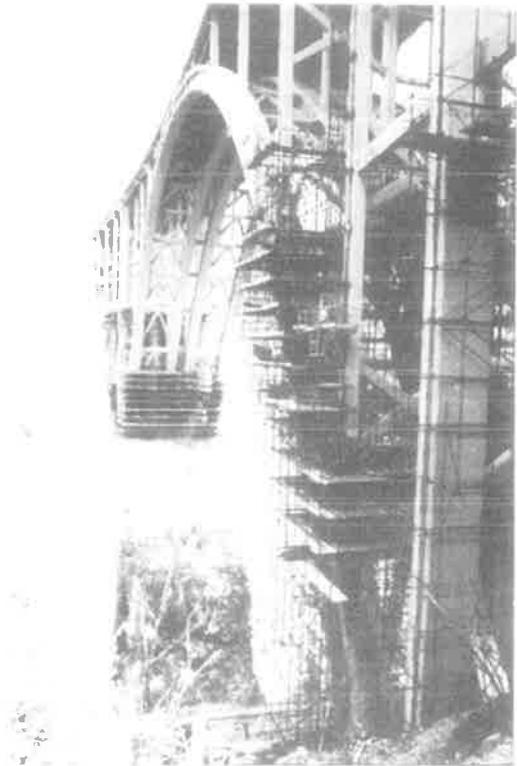
La fessure da ritiro che cominciano durante la fase plastica e che si propagano nel tempo anche nel calcestruzzo indurito (ritiro igrometrico), creano una vera e propria via di accesso agli agenti aggressivi esterni [9].

L'impiego nel giusto dosaggio delle fibre in poliacrilonitrile rende il manufatto cementizio più durevole nel tempo e questo grazie alla capacità delle fibre di redistribuire le tensioni locali che si formano attorno alla cricca sia in fase plastica che nel calcestruzzo indurito [10],[11],[12],[13],[14].

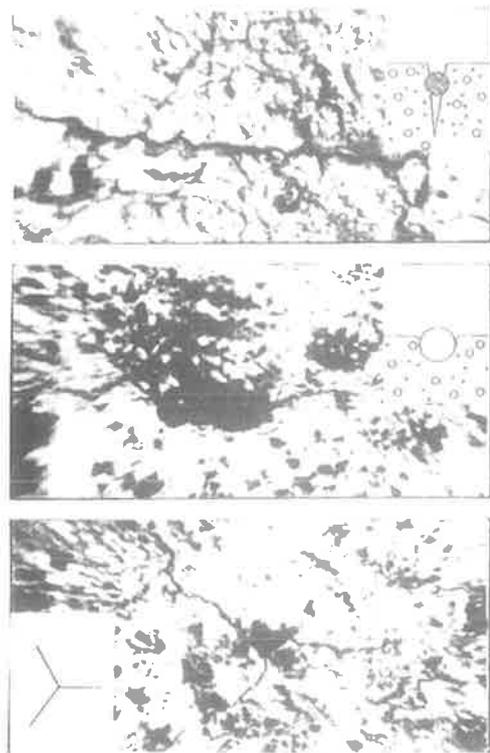
Le fessure da ritiro analizzate in letteratura si possono distinguere in tre categorie [8],[15] (fig. 2):

- le prime dette a "zampa di corvo" che si innescano sulla superficie esposta del calcestruzzo fresco;
- le seconde si innescano attorno agli aggregati più grossi che si trovano sulla superficie esposta;
- le terze si manifestano in corrispondenza dei ferri d'armatura.

Nelle ultime due situazioni le fessure si verificano per il contrasto esercitato dagli aggregati e dall'acciaio al movimento laterale del calcestruzzo. Nel caso in cui le fessure, e quindi gli agenti aggressivi, giungano fino ai ferri d'armatura, la struttura può risultare compromessa ancora prima di iniziare la propria vita di servizio.



**Fig. 1 - Ponte sull'autostrada Bologna Firenze; le particolari condizioni climatiche durante il getto hanno visto l'uso di calcestruzzi rinforzati con fibre PAN per contrastare la fessurazione da ritiro**



**Fig. 2 - Tipologia delle fessure da ritiro.**

## 2. PRECEDENTI TRATTAZIONI SULL'ARGOMENTO

Nell'ambito di una prima indagine è emerso che le fibre in poliacrilonitrile (PAN) risultano più efficienti nel contrasto della fessurazione da ritiro rispetto ad altri tipi di fibre sintetiche (polipropilene singolarizzato e fibrillato, nylon) e questo grazie alla loro più elevata adesione alla matrice cementizia.

In quella fase sono stati fissati i dosaggi ottimali di questo tipo di fibra da impiegare.

In una seconda studio si è voluto determinare in modo rigoroso il volume di fibre da impiegare per ogni possibile condizione climatica.

Dopo varie prove e simulazioni in laboratorio furono scelti i tre valori dei parametri climatici principali (ventilazione, umidità e temperatura), che combinati in maniera appropriata, evidenziavano al meglio le fessurazioni.

Si concluse che con un volume di 1,2 kg di fibre per metro cubo di calcestruzzo il fenomeno fessurativo veniva totalmente eliminato anche nella peggiore condizione climatica.

Nell'ambito di queste indagini si è peraltro riscontrato che l'impiego di cementi dello stesso tipo, ma di provenienze diverse può giocare un ruolo determinante in relazione ai quadri fessurativi.

## 3. PRESENTAZIONE E MOTIVAZIONI DELLA RICERCA

Le ragioni che ci hanno indotto a questo studio sono dettate dalla preoccupazione generale dei progettisti sul comportamento dei cementi della nuova norma europea ENV 197/1, che è divenuta esecutiva con il D.M. del 13 settembre 1993.

Si è dunque indagato il comportamento a ritiro plastico ed igrometrico dei cementi di uso più comune e conformi alla nuova norma, con l'impiego delle fibre PAN per il controllo della fessurazione.

## 4. METODOLOGIA DI PROVA

Il programma di sperimentazione per la determinazione del controllo della fessurazione da ritiro plastico ed igrometrico è stato eseguito su 30 piastre di calcestruzzo (dimensioni 500x500x30 mm) con e senza fibre, realizzate utilizzando 8 tipi di cemento.

La prima fase di maturazione delle piastre (fase plastica) è avvenuta in una camera di prova in cui sono state riprodotte le condizioni ambientali favorevoli alla formazione delle fessure da ritiro plastico (35 °C, 50 % U.R. e velocità dell'aria di 4,2 m/s).

Successivamente le stesse piastre sono rimaste esposte all'aperto presso il laboratorio per 7 mesi; grazie ad un rilievo mensile dello sviluppo della lunghezza e dell'ampiezza di ogni singola fessura si è potuto avere un quadro preciso di come evolve nel tempo il fenomeno fessurativo (ritiro igrometrico) sia per le piastre con le fibre sia per le piastre di riferimento "tal quale", cioè senza fibre.

### 4.1 Composizione del calcestruzzo con fibre

Per il confezionamento delle miscele sono stati impiegati i seguenti materiali:

- cemento: 1) CEM I 52,5 di provenienza 1
- 2) CEM I 52,5 di provenienza 2
- 3) CEM II A-L 42,5
- 4) CEM II A-L/R 42,5
- 5) CEM II A-M/R 32,5 di provenienza 1
- 6) CEM II A-M/R 32,5 di provenienza 2
- 7) CEM II A-M/R 32,5 di provenienza 3
- 8) CEM IV A/R 42,5.

Tutte le piastre sono state realizzate utilizzando un dosaggio di cemento pari a 550 kg /m<sup>3</sup>;

- aggregati (diametro. max 19 mm) secondo il seguente proporzionamento:

sabbia fine	6 %
sabbia media	14 %
sabbia grossa	18 %
ghiaino	62 %

-additivo superfluidificante tipo Rheobuild 1000 impiegato negli impasti con fibre per mantenere lo slump a valori costanti pari a 50 mm;

-fibre sintetiche in poliacrilonitrile (PAN) di lunghezza di 24 mm con dosaggi diversi: 0,8-1,2-1,6 kg/m<sup>3</sup>

-rapporto acqua/cemento pari a 0,4.

#### 4.2 Tipo di fibre e loro applicazione

Le fibre impiegate per la sperimentazione sono in poliacrilonitrile (PAN) le cui caratteristiche fisico-meccaniche sono indicate in Tab. 1.

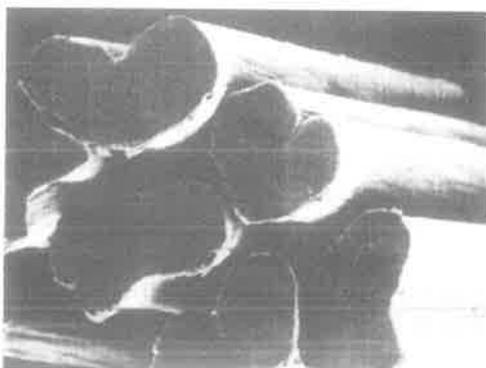
Questo tipo di fibra rientra nel campo delle fibre sintetiche stabili in ambiente alcalino e pertanto particolarmente adatte per essere impiegate nelle matrici cementizie.

I vantaggi di questo tipo di fibra non sono solo la compatibilità chimica con la matrice basica del calcestruzzo, la resistenza agli acidi ed ai cloruri e la stabilità ai raggi U.V., ma sono anche legati alla particolare forma della sezione detta "a rene" (fig. 3) ed alla sua rugosità superficiale che ne migliorano l'aderenza con la matrice cementizia, sia essa calcestruzzo o malta.

Tra i numerosi campi di impiego delle fibre PAN i più significativi sono: intonaci e malte, spritz-beton, elementi sottili prefabbricati, opere aeroportuali, pavimentazioni in calcestruzzo, opere idrauliche (serbatoi, vasche e canali), opere militari.

**Tab. 1.: Caratteristiche fisico-meccaniche delle fibre PAN**

Composizione	poliacrilonitrile:	100%
Diametro equivalente:	$\mu\text{m}$ :	16
Resistenza a trazione:	MPa	570
Modulo elastico	MPa	13.500
Allungamento a rottura	%	10
Peso specifico	$\text{g/cm}^3$	1,18



**Fig. 3 - Fibre PAN viste al microscopio elettronico**

#### 5. PREPARAZIONE DELLE PIASTRE

Nella prima fase della miscelazione, eseguita con un miscelatore a tino orizzontale, sono stati introdotti il cemento, gli aggregati e le fibre; successivamente sono stati aggiunti l'acqua e l'additivo superfluificante.

Al fine di rendere più evidente il fenomeno fessurativo è stato necessario utilizzare un alto dosaggio di cemento nell'impasto, introdurre due reti elettrosaldate (con la funzione di predefinire un ambito direzionale all'insorgere della fessurazione) e impiegare provini con una ampia superficie esposta (50 x 50 cm) e un ridotto spessore (3 cm).

La lavorabilità del calcestruzzo è stata determinata sia col cono di Abrams (slump di 5 cm), sia con il consistometro di Vebe (3-4 secondi di tempo).

#### 6. AMBIENTE DI PROVA

Le prime 16 ore di maturazione delle piastre sono avvenute in una camera di prova (fig. 4) al cui interno un climatizzatore ed un grosso ventilatore sono stati in grado di fornire i valori termoigrometrici e di ventilazione richiesti per la formazione delle fessure da ritiro; questi valori sono stati costantemente controllati da un termoigrografo e da un anemometro.

Per la determinazione delle condizioni ambientali che favoriscono il ritiro igrometrico sono fatte maturare le piastre all'aria naturale per 7 mesi; la stessa sorte infatti spetta anche al calcestruzzo in cantiere.



**Fig. 4 - La camera di prova**

## 7. RISULTATI E DISCUSSIONE

I risultati ottenuti sono stati rappresentati sia qualitativamente, riportando la distribuzione fisica delle fessure così come sono state osservate sulle piastre, sia quantitativamente, tramite elaborazione in diagrammi per fornire un'esatta entità di fessurazione e consentire, per contro, l'individuazione del dosaggio più idoneo per contrastarla.

Nella fig. 5 vengono rappresentati gli schemi riassuntivi dei quadri fessurativi delle 29 piastre di prova esaminate dopo 16 ore mediante ispezione visiva, raggruppate secondo il tipo di cemento impiegato.

Il quadro fessurativo è stato rilevato a 16 ore dal confezionamento delle piastre con frequenza mensile per un periodo di tempo pari a sette mesi.

L'andamento generale della fessurazione (calcolato sulla popolazione dei provini a pari contenuto di fibre) è rappresentato nel grafico di fig. 6, nel quale il tempo compare in ascissa e in ordinata l'ampiezza ( $\mu\text{m}$ ) e la "densità di fessurazione" [calcolata come  $(M \cdot S / A) \times 10^4$ ]; dove: M è la somma delle lunghezze delle fessure di una piastra (in m); S è la media della profondità delle fessure (in m); A è la superficie della piastra (nel nostro caso pari a  $0,25 \text{ m}^2$ ).

I diagrammi da fig. 7 a 14 rappresentano l'andamento della fessurazione nel tempo delle varie piastre confezionate raggruppate per tipo di cemento.

Si è voluto inoltre indagare l'influenza dell'introduzione delle fibre PAN sui principali parametri meccanici: per ciò in fig. 15 vengono riportati i valori a compressione (su cubi di lato pari a 10 cm) e a flessione (su travetti  $10 \times 10 \times 40$  cm) a 28 giorni dei provini confezionati con e senza fibre.

Dall'esame dei risultati ottenuti dall'elaborazione di tutte le prove eseguite è possibile osservare quanto segue:

- la provenienza ed il tipo di cemento impiegato per la realizzazione di manufatti in calcestruzzo svolgono un ruolo fondamentale in relazione alla densità di fessurazione da ritiro plastico;

- altre prove di carattere fisico - chimico svolte in questo studio hanno inoltre dimostrato che la densità di fessurazione si amplifica all'aumento del tempo di presa del cemento (fig. 16) e diminuisce con la capacità di espansione dello stesso;

- impiegando un certo dosaggio di fibre PAN è possibile contrastare il fenomeno fessurativo fino alla sua totale eliminazione.

	senza fibre	0,8 kg/m <sup>3</sup>	1,2 kg/m <sup>3</sup>	1,6 kg/m <sup>3</sup>
CEM I 52,5 1				
CEM I 52,5 2				
CEM II A-L 42,5				
CEM II A-L/R 42,5				
CEM II A-M/R 32,5 1				
CEM II A-M/R 32,5 2				
CEM II A-M/R 32,5 3				
CEM IV A-R 42,5				

Fig. 5 - Schema riassuntivo dei quadri fessurativi delle singole piastre dopo 16 ore

Questo dosaggio, per essere efficace, deve tener conto sia del tipo sia delle caratteristiche del cemento impiegato sia delle condizioni climatiche di cantiere;

- si è altresì concluso che l'impiego delle fibre PAN non solo contrasta la fessurazione da ritiro plastico ma anche la fessurazione che avviene a distanza di 3 mesi dal confezionamento del getto, cioè la fessurazione da ritiro igrometrico;

- le resistenze di prelievo a compressione e a flessione delle piastre hanno dimostrato che l'impiego di questo tipo di fibre nei manufatti di conglomerato cementizio non apporta significativi cambiamenti nella resistenza a compressione e a flessione del manufatto.

## 8. ATTIVITA' IN CORSO

Durante il corso delle prove si è riscontrato che per avere una conoscenza più approfondita del comportamento dei calcestruzzi fibrorinforzati con le fibre PAN è necessario:

- estendere le prove meccaniche a calcestruzzi con classi di resistenza di più comune impiego;
- analizzare la possibile relazione tempi di presa del cemento - fessurazione.

Su questi aspetti gli autori stanno ancora indagando con un'attività non ancora ultimata e che sarà oggetto di apposita pubblicazione.

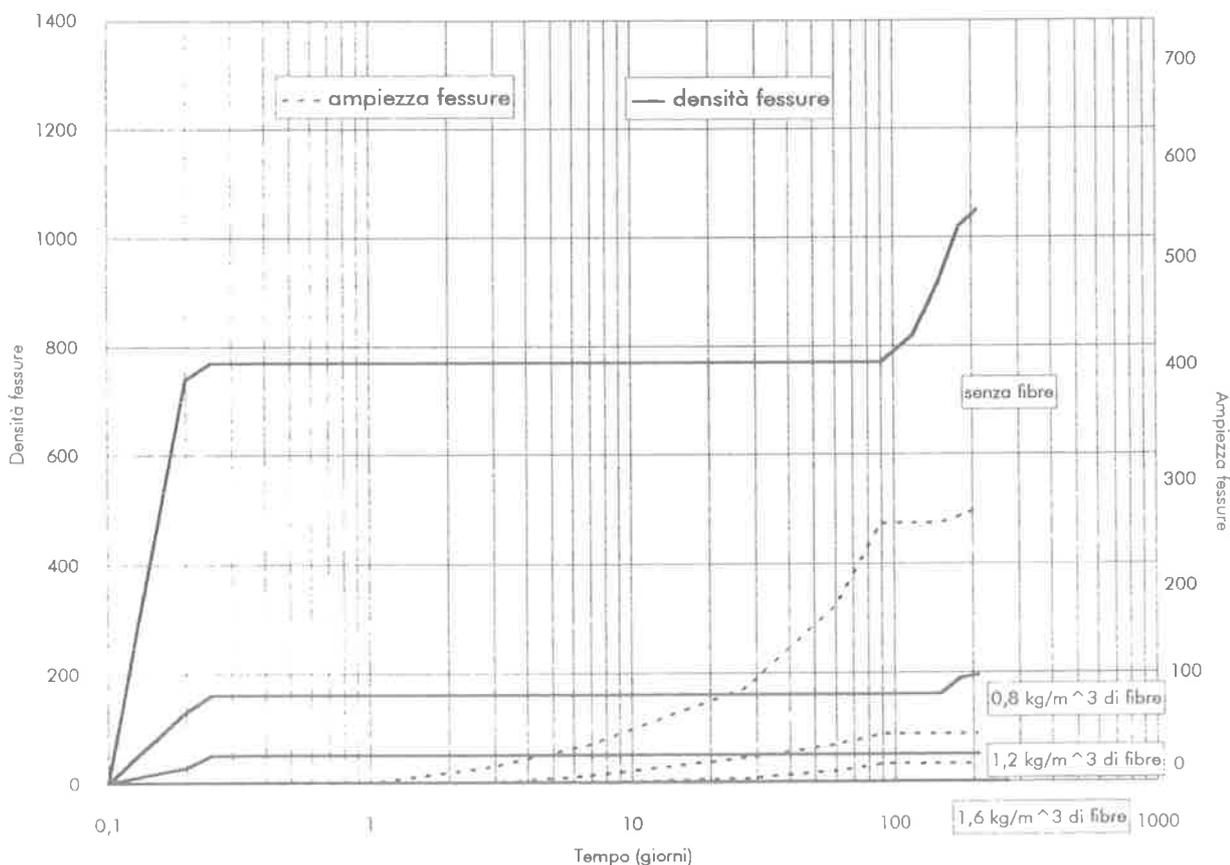


Fig. 6 - Rappresentazione grafica dell'andamento generale nel tempo della fessurazione delle piastre

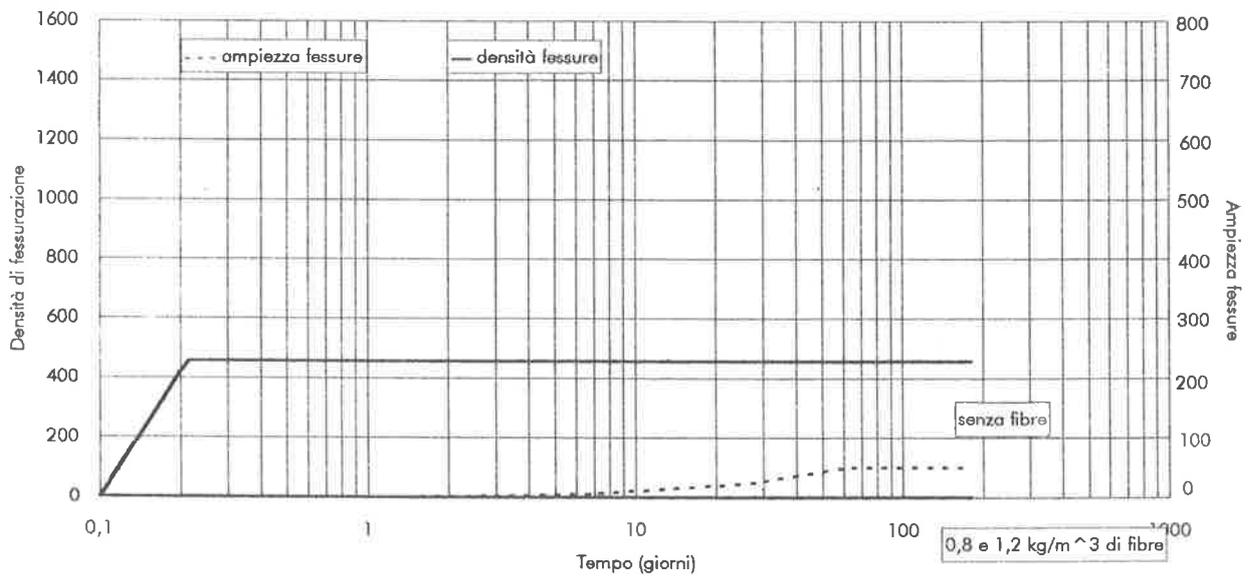


Fig. 7- Sviluppo nel tempo della fessurazione delle piastre realizzate con il cemento CEM I 52,5/1

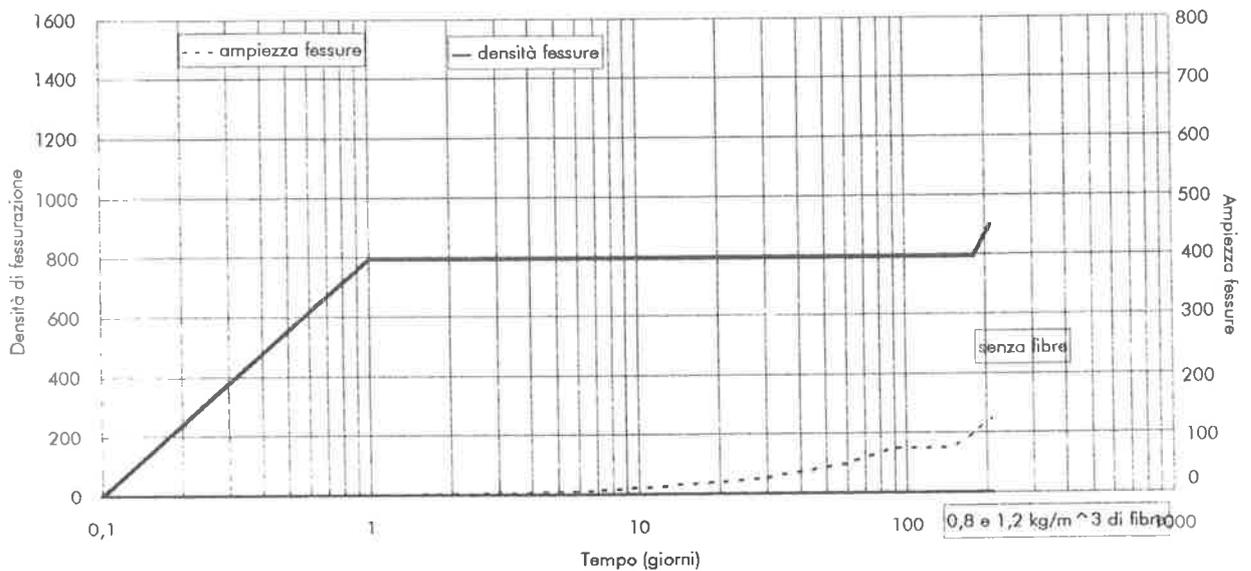


Fig. 8 - Sviluppo nel tempo della fessurazione delle piastre realizzate con il cemento CEM I 52,5/2

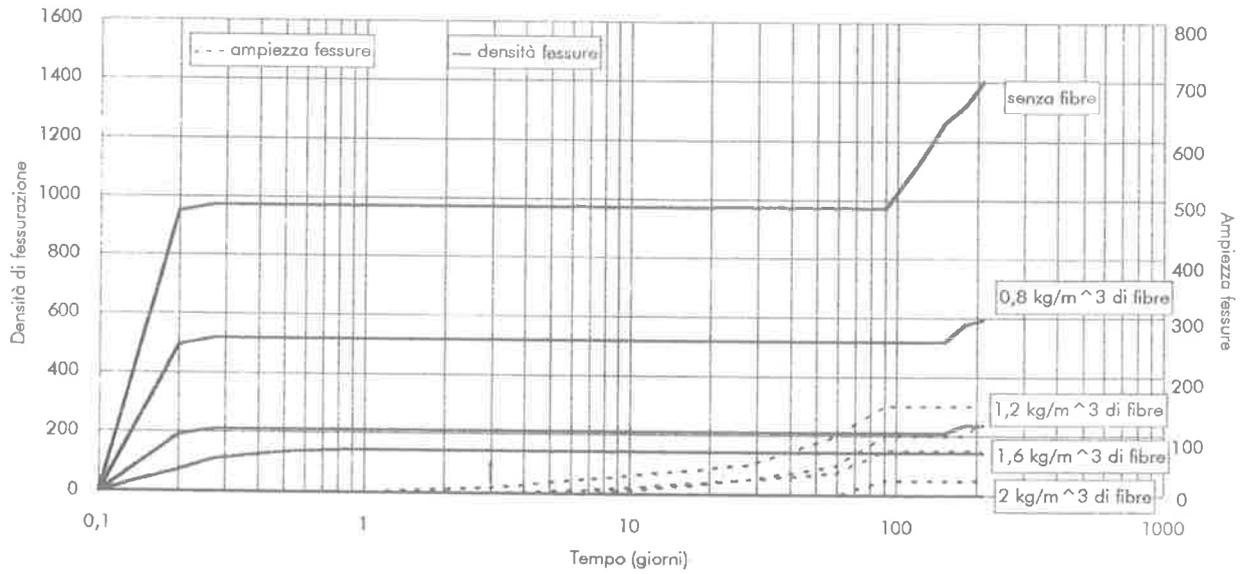


Fig. 9- Sviluppo nel tempo della fessurazione delle piastre realizzate con il cemento CEM II A-L 42,5

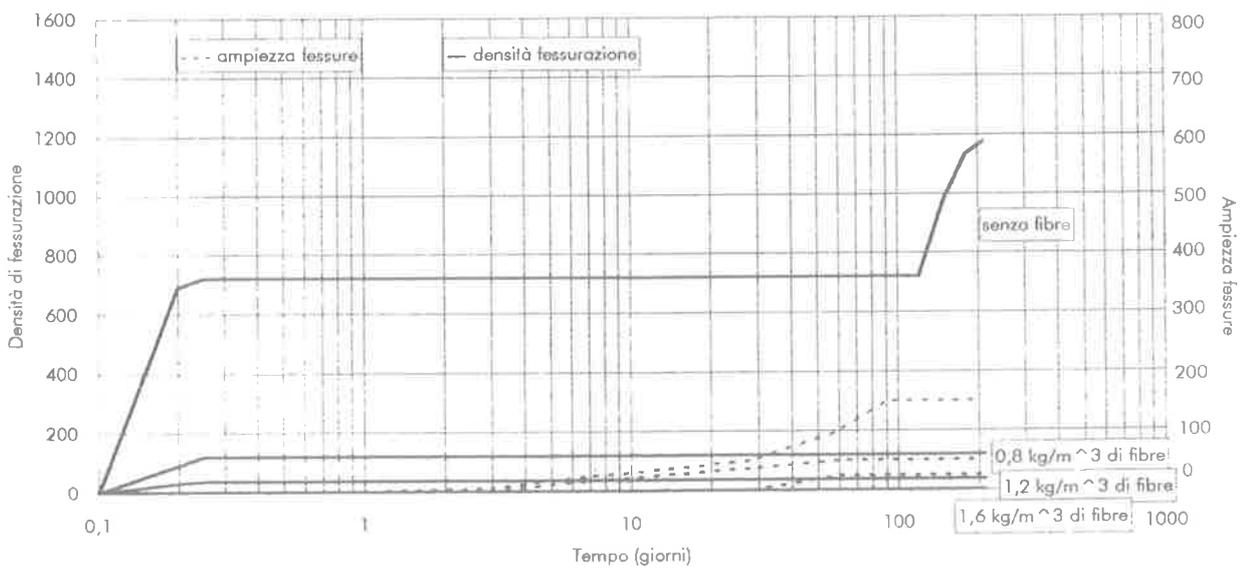


Fig. 10 - Sviluppo nel tempo della fessurazione delle piastre realizzate con il cemento CEM II A-L/R 42,5

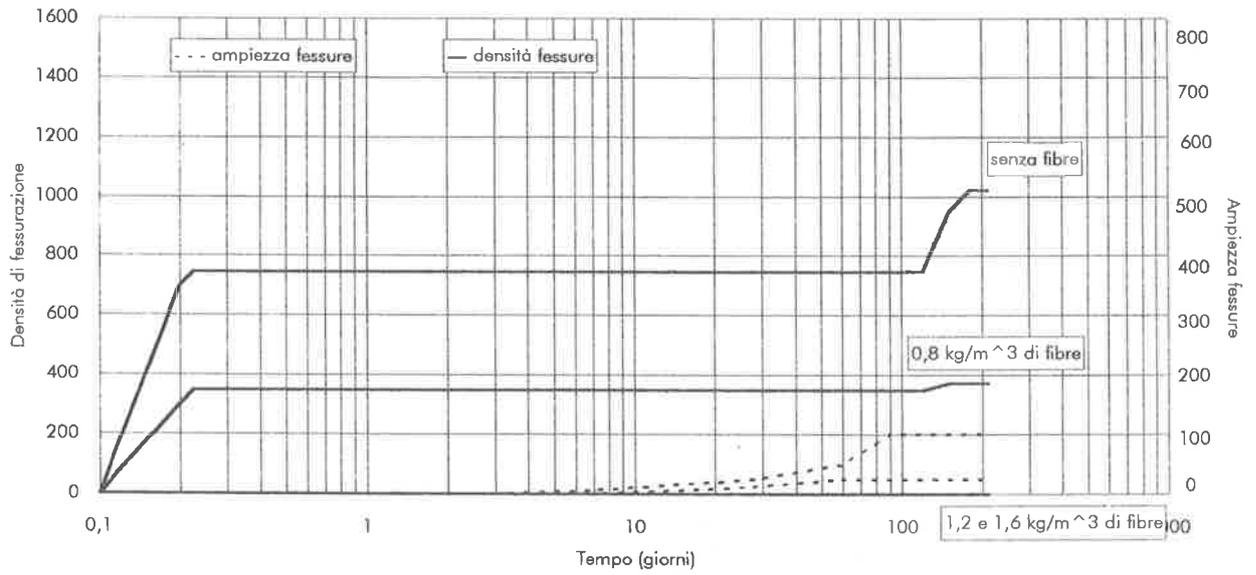


Fig. 11- Sviluppo nel tempo della fessurazione delle piastre realizzate con il cemento CEM II A-M/R 32,5/1

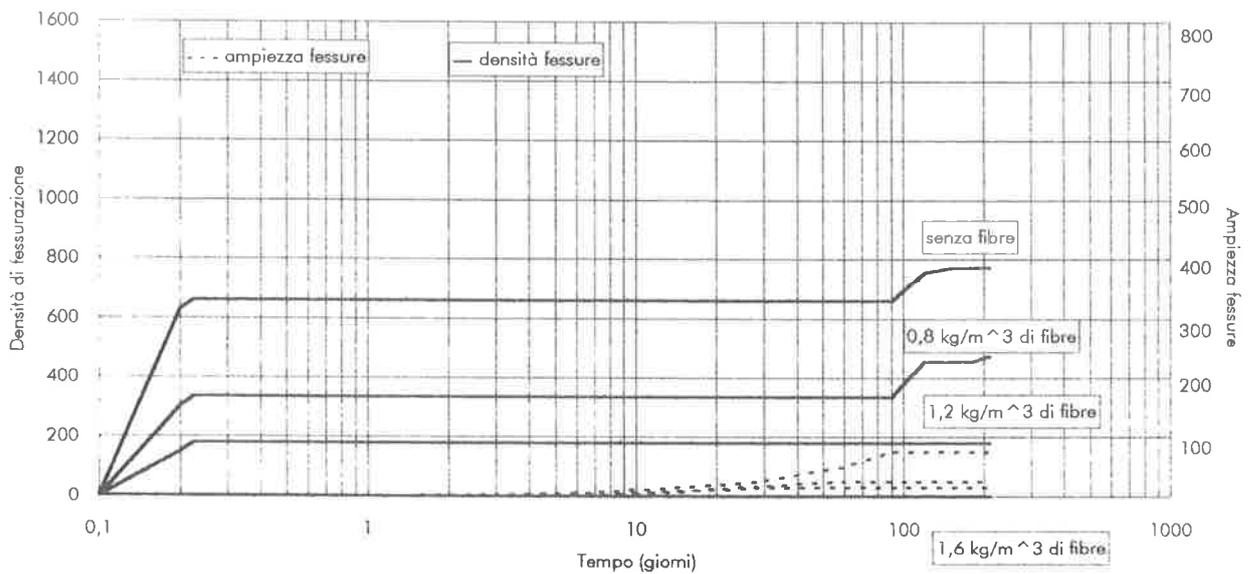


Fig. 12 - Sviluppo nel tempo della fessurazione delle piastre realizzate con il cemento CEM II A-M/R 32,5/2

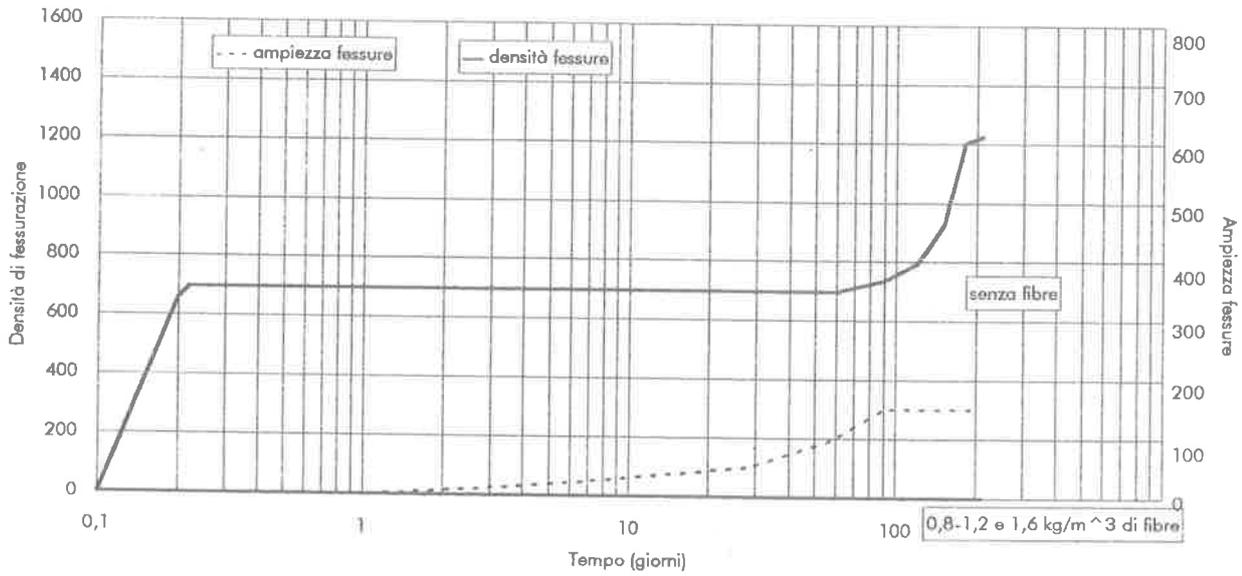


Fig. 13 - Sviluppo nel tempo della fessurazione delle piastre realizzate con il cemento CEM II A-M/R 32,5/3

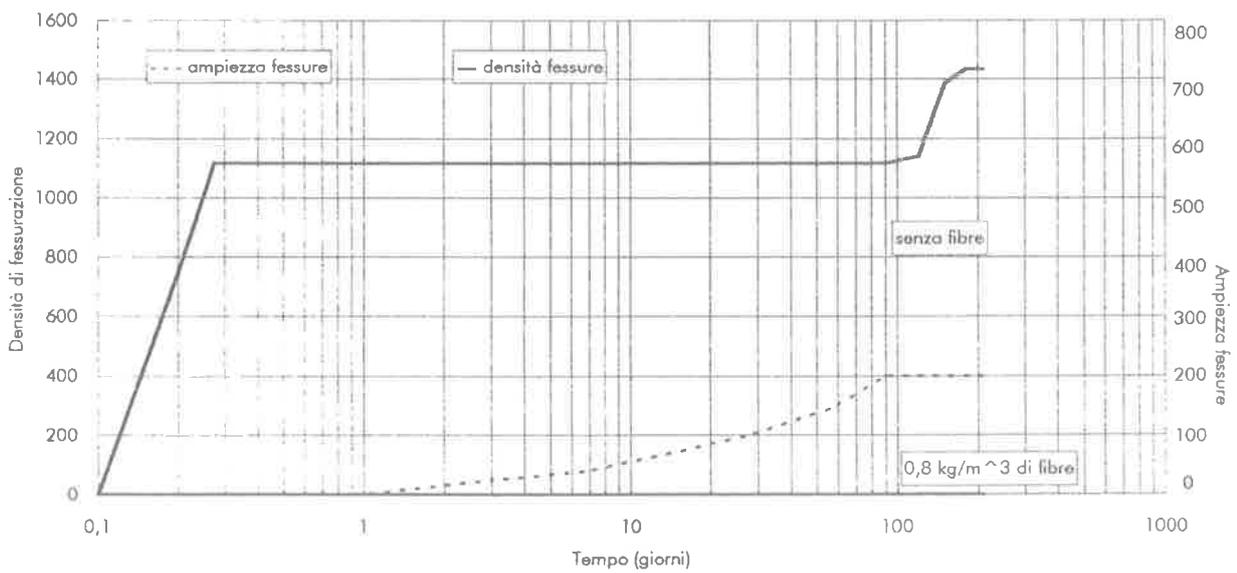


Fig. 14 - Sviluppo nel tempo della fessurazione delle piastre realizzate con il cemento CEM IV A/R 42,5

Dosaggio di fibre in kg/m <sup>3</sup>		CEM I	CEM I	CEM II	CEM II	CEM II	CEM II	CEM II	CEM IV
		52,5 1	52,5 2	A-L 42,5	A-L/R 42,5	A-M/R 32,5 1	A-M/R 32,5 2	A-M/R 32,5 3	A-R 42,5
0	Flessione	7,2	7,5	7,1	7,2	5,7	6,2	5,6	7,3
	Compressione	61,6	62,3	58,9	64,7	45,5	52,3	51,5	63,6
0,8	Flessione	7	7,3	6,7	5,6	6,1	5,3	5	6,4
	Compressione	64,3	65,1	56,3	59,5	48,9	51,6	52,8	59,5
1,2	Flessione	6,3	7	6,8	6,4	6,7	6,2	5,1	
	Compressione	60,6	62,3	59,4	56	46,6	51,9	53,2	
1,6	Flessione	5,9		5,8	6	5,5	5,1	5,5	
	Compressione	63,7		56	60	47,5	53,6	56,2	

Fig. 15 - Resistenze di prelievo a flessione (10x10x40 cm) e a compressione (10x10x10 cm) a 28 giorni in MPa

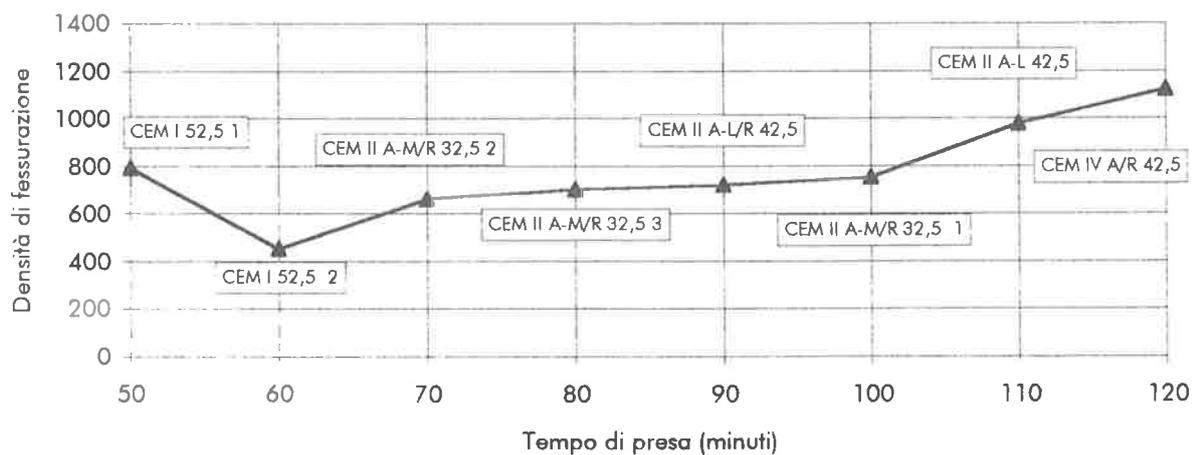


Fig. 16 - Relazione tra il tempo di presa e la densità di fessurazione dopo 16 ore

**BIBLIOGRAFIA**

- [1] E. SIVIERO, "Il calcestruzzo fibrorinforzato", L'edilizia, giugno, 1992;
- [2] E. SIVIERO, M. FORIN, G. M. CASARICO, R. SACCONI, "Valutazione sperimentale dell'efficacia dell'impiego di fibre poliacrilonitriliche (PAN) per il contrasto del ritiro plastico nel calcestruzzo", Giornate AICAP, '93, Pisa, giugno 1993;
- [3] E. SIVIERO, "Acrylic fiber contribute to the durability of mortar and concrete structures" in Italian Building and Construction, n°52, marzo 1993;
- [4] E. SIVIERO, M. FORIN, "In tema di calcestruzzi e malte rinforzate con fibre sintetiche per il controllo della fessurazione da ritiro plastico", Studi e Ricerche, vol.14, 1993;
- [5] E. SIVIERO, M. FORIN, "Use of acrylic fibre reduce plastic shrinkage in concrete structures", in Italian Building and Construction, n°54, aprile-giugno 1994;
- [6] "Non-structural cracks in concrete", Concrete Society Technical Report n°22, London 1985;
- [7] A. ALBI MARINI, M. COLLEPARDI, M. CORRADI, S. M. GUELLA, M. VALENTE "Risanamento statico delle strutture in calcestruzzo armato lesionate o degradate", in Recuperare, n°19, marzo-aprile 1984;
- [8] M. COLLEPARDI, "Durabilità del calcestruzzo: teoria, pratica e prescrizioni di capitolato", in L'industria italiana del cemento, n°11, 1992;
- [9] G. DEL PIERO, "Manutenzione, riparazione e durabilità delle strutture in cemento armato", CISM, Udine, giugno 1986;
- [10] K. VISALVANICH, A. E. NAAMAN, "Fracture Model for fiber reinforced concrete", ACI journal, march-april 1983;
- [11] H. M. S. ABDUL-WAHAB H. K. AHMAD, "Fibre effect on craking of concrete due to shrinkage". Fiber Reinforced Cement and Concrete, RILEM, 1992;
- [12] H. MIHASHI, K. KIRIKOSHI, N. NOMURA, "Strenth properties of FRC on the basis of fracture mechanics", High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, RILEM, 1992;
- [13] K. SIAH, J. A. MANDEL, B. R. MOUSA, "Micromechanical Finite Element Model for Fiber Reinforced Cementitious Materials", ACI Materials Journal, may-june, 1992;
- [14] P. BALAGURU, "Contribution of fibers to Crack Reduction of Cement Composites During the Inizial and Final Setting Period", ACI Materials Journal, may-june, 1994;
- [15] V. A. ROSSETTI, "Calcestruzzo, materiali e tecnologia", Treviso, 2-5 marzo, 1993