

TEMA A)

**MATERIALI E TECNICHE SPECIALI NELLA REALIZZAZIONE DI OPERE
IN C.A. E C.A.P.**

ASPETTI TEORICI

Presidente di sessione: prof. ing. Angelo BERIO

Relatore generale: prof. ing. Angelo DI TOMMASO

COMPORTAMENTO A FLESSIONE E TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI LINEARI DI CALCESTRUZZO LEGGERO CON INERTI DI POMICE*

Marcello ARICI, Nunzio MIRAGLIA

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università di Palermo

SOMMARIO

Nel quadro di un programma di ricerca volto ad accertare la possibilità di impiego del calcestruzzo con inerti di pomice come calcestruzzo leggero strutturale, sono qui riportati i risultati di prove su travi armate, realizzate con questo tipo di calcestruzzo, sottoposte a sollecitazioni di flessione e taglio.

I risultati delle prove sono stati confrontati con quelli relativi a prove su campioni simili realizzati con calcestruzzo leggero con inerti di argilla espansa e con calcestruzzo ordinario.

I carichi di prima fessurazione, di fessurazione diagonale e di rottura ottenuti sperimentalmente sono stati confrontati con i valori teorici proposti dalla normativa italiana.

L'analisi dei risultati finora ottenuti mostra che il calcestruzzo leggero confezionato con inerti di pomice può essere impiegato per la realizzazione di elementi strutturali e che l'attuale normativa italiana per i calcestruzzi leggeri strutturali confezionati con inerti artificiali può essere applicata anche per i calcestruzzi leggeri strutturali con inerti di pomice.

SUMMARY

To assess the attitude of pumice aggregate concrete as lightweight concrete an experimental investigation on reinforced concrete beams is presented.

Results of tests on reinforced pumice aggregate concrete beams subjected to bending and shear loads are reported.

Test results have been compared with both expanded clay aggregate concrete and normal weight concrete beams.

First cracking, diagonal cracking and failure loads have been compared with italian code provisions.

The analysis of the results show that pumice aggregate concrete can be employed to build up structural elements.

INTRODUZIONE

Il calcestruzzo leggero strutturale é ormai da anni ampiamente impiegato in tutto il mondo nella realizzazione di strutture per le sue caratteristiche specifiche.

* Ricerca svolta con fondi del Ministero PP.II. (60%)

Le sue proprietà fisiche e strutturali sono state studiate da molti ricercatori che hanno particolarmente approfondito i problemi del ritiro, dell'aderenza con l'acciaio e delle deformazioni. Prove sono state eseguite anche su elementi strutturali (travi, pareti, murature, ecc.).

La maggior parte delle ricerche hanno riguardato il calcestruzzo leggero strutturale con inerti di argilla espansa. Ciò è accaduto anche in Italia, dove da qualche anno è stata emanata una normativa specifica per i calcestruzzi leggeri strutturali con inerti artificiali (I).

Nel Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Palermo è in corso un programma di ricerca volto a verificare la possibilità e gli ambiti di impiego del calcestruzzo con inerti di pomice come calcestruzzo leggero strutturale.

Sono stati studiati in precedenti lavori le caratteristiche fisico-meccaniche dell'inerte di pomice proveniente dall'isola di Lipari e dei calcestruzzi ottenuti con l'impiego di tale inerte.

In particolare sono state valutate le resistenze a compressione e a trazione di campioni realizzati con diverse miscele individuando la composizione ottimale rispetto al rapporto resistenza/peso specifico (II). Un successivo lavoro (III) ha affrontato lo studio del ritiro e dell'aderenza di questo tipo di calcestruzzo.

Per ottenere dati sul comportamento di elementi strutturali realizzati con il calcestruzzo leggero con inerti di pomice, sono state provate travi armate confezionate con questo materiale, sottoponendole a sollecitazione di flessione e taglio.

Per potere condurre un confronto con il calcestruzzo leggero strutturale con inerti artificiali e con il calcestruzzo ordinario, sono state relizzate e provate travi confezionate con questi calcestruzzi, aventi dimensioni e armature uguali a quelle delle travi in calcestruzzo di pomice.

Inoltre, per valutare l'influenza del tipo di armature, si sono impiegati sia ferri ad aderenza migliorata che ferri tondi lisci.

I momenti sperimentali di prima fessurazione, di fessurazione diagonale e di rottura sono stati confrontati con i valori calcolati secondo la normativa italiana (IV), (V) e con quelli della normativa americana (VI).

PROGRAMMA SPERIMENTALE

Sono state realizzate tre serie di travi in cemento armato con armatura a taglio, per un totale di 12 travi. La prima serie (P) è costituita da 5 travi in calcestruzzo con inerti di pomice, la seconda serie (A) è costituita da 4 travi in calcestruzzo con inerti di argilla espansa e, infine, la terza serie (N) è costituita da 3 travi in calcestruzzo ordinario.

Le travi hanno la stessa sezione trasversale rettangolare larga 12 cm e alta 30 cm, ed uguale lunghezza di 220 cm.

TABELLA A

		Ea 350	Aa 370	Ra 250
Cemento tipo 450	Kg	350	370	250
Acqua efficace	l	131	167	136
Acqua di assorbimento	l	64	53	—
Diametro max	mm	15	10	20
Additivo	l	4	4	3
Slump test	cm	5.5	8.5	5
Peso specifico	Kg/mc	1594	1721	2310
Resistenza a compress. a 28 giorni R _{cm}	N/mm ²	24.8	27.4	28
Resistenza a trazione a 28 giorni f _{ctm}	N/mm ²	2	2.3	2.8

Tutte le travi sono state armate con eguale armatura costituita da barre ad aderenza migliorata (Fe B 38 K), eccetto che due travi in calcestruzzo di pomice, una in calcestruzzo di argilla espansa ed una in calcestruzzo ordinario in cui sono state impiegate barre tonde lisce (Fe B 32 K).

Le dimensioni delle travi, la quantità e la disposizione delle armature sono rappresentate nella Fig. 1a. Le dimensioni e le armature dei modelli realizzati sono quelle adottate in una analoga sperimentazione condotta nell'Università di Napoli (VII), volta a studiare le caratteristiche dei calcestruzzi leggeri con inerti di argilla espansa.

Le caratteristiche di composizione e di resistenza dei tre tipi di conglomerato sono riportate nella Tabella A.

La composizione del calcestruzzo con inerti di pomice è quella individuata come ottimale in una precedente ricerca e denominata con la sigla Ea350. Il calcestruzzo con inerti artificiali è stato denominato con la sigla Aa370 e quello ordinario con la sigla Ra250.

Tutti i calcestruzzi sono stati additivati con superfluidificante Tiamac 11 e con agente espansivo Stabilmac per migliorarne le caratteristiche e la lavorabilità.

ATTREZZATURA DI PROVA

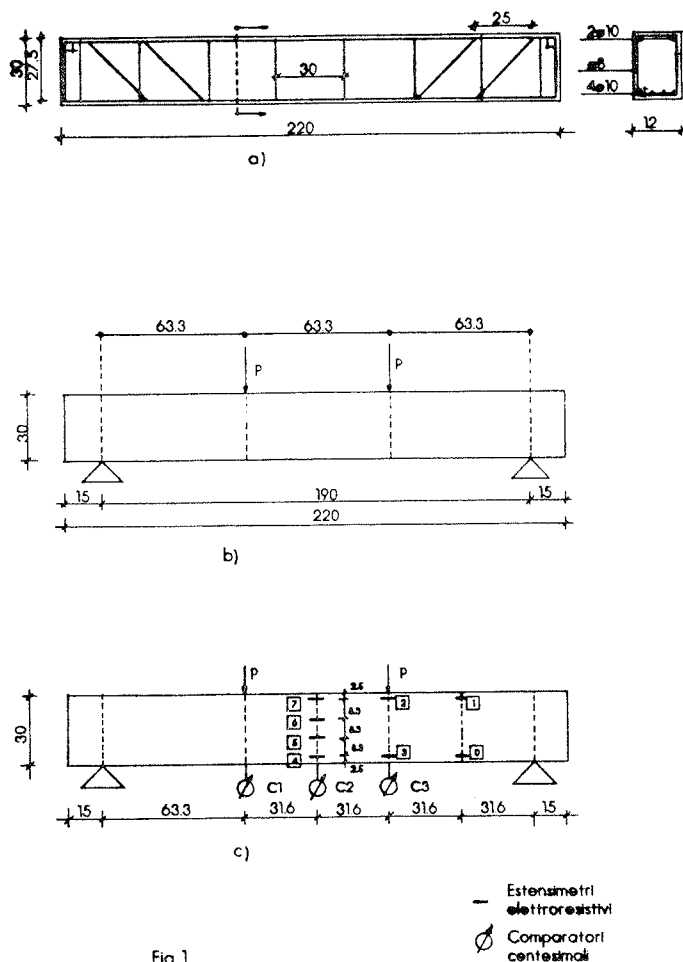
I campioni realizzati sono stati provati come travi semplicemente appoggiate sottoposte a 2 carichi concentrati, eguali e simmetrici, secondo lo schema di Fig. 1 b.

In tutte le prove è stata mantenuta costante la distanza tra gli appoggi (190 cm) e tra i punti di carico (63,3 cm), realizzando un rapporto caratteristico a/d pari a 2,3.

Il carico è stato prodotto con un martinetto idraulico collegato ad una cella di carico HBM DMD 20 di portata massima pari a 100 kN ed è stato applicato alla trave in due punti simmetrici posti a distanza di 63,3 cm dagli appoggi (Foto 1).

I carichi concentrati sono stati incrementati monotonicamente con gradiente di 2,5 kN.

Alle travi sono stati applicati estensimetri elettroresistivi del tipo HBM 50/120LY41, utilizzando una colla bicomponente a freddo.



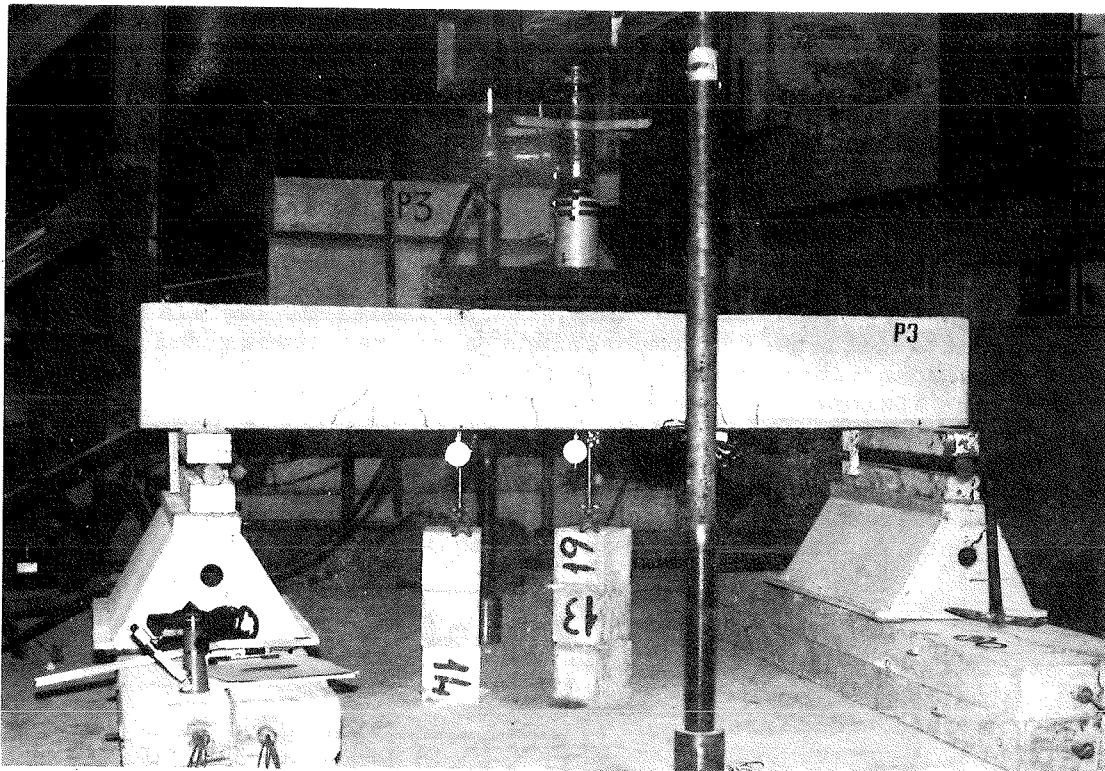


Foto 1

Sono stati collocati 4 estensimetri in corrispondenza della sezione di mezzeria, 2 nella sezione sotto carico e 2 nella sezione intermedia della luce di taglio. La disposizione degli estensimetri è rappresentata in Fig. 1c.

La registrazione delle deformazioni delle fibre del calcestruzzo è stata effettuata per mezzo di una centralina estensimetrica Hottinger Baldwin.

Per la lettura degli abbassamenti della sezione di mezzeria e delle sezioni sotto carico sono stati utilizzati comparatori centesimali.

La misura dell'ampiezza delle lesioni è stata fatta tramite un microscopio ottico tipo Peak a 60 ingrandimenti.

SVOLGIMENTO DELLE PROVE

L'evolversi del quadro fessurativo è stato seguito registrando la posizione, la distanza, l'ampiezza e l'estensione delle fessure.

In tutte le travi le prime lesioni, ad andamento verticale, si sono formate nella zona centrale.

Per ulteriori incrementi di carico, altre fessure si sono formate nella zona centrale mentre nelle luci di taglio sono apparse nuove fessure.

Queste ultime, nelle travi di calcestruzzo ordinario, hanno mostrato all'inizio un andamento verticale e successivamente si sono curvate verso i punti di applicazione dei carichi. Viceversa nei calcestruzzi leggeri, sia con inerti di pomice che di argilla espansa, esse hanno avuto fin dalla fase iniziale un andamento rettilineo inclinato con angolo di circa 45 gradi.

Nelle travi con calcestruzzo di pomice la formazione delle fessure inclinate diagonali ha avuto inizio per bassi valori di carico e si è estesa in modo progressivo, mentre nelle travi con inerti artificiali la formazione è stata repentina e a più alti livelli di carico.

In tutte le travi con barre ad aderenza migliorata si è riscontrata una fessurazione più diffusa e di ampiezza minore rispetto a quanto osservato nelle travi con armatura liscia.

Durante le prove ad ogni incremento di carico sono stati registrati gli abbassamenti delle travi nella sezione di mezzera e nella sezione di applicazione del carico. I comparatori al manifestarsi dell'inizio della fase di rottura sono stati rimossi.

Per tutte le travi la rottura è stata di tipo flessionale ed è avvenuta, in sezioni comprese tra i due punti di carico, per schiacciamento del calcestruzzo in zona compressa dopo lo snervamento delle armature longitudinali. Prima del loro collasso finale, le travi presentavano ulteriori incrementi nella inflessione, come è tipico del modo di rottura flessionale.

La rottura anticipata per flessione e taglio, nella luce tra appoggio e punto di carico, è stata evitata dalla presenza dell'armatura trasversale che, senza raggiungere lo snervamento, ha consentito alle travi di esplicare l'intera capacità flessionale.

Un successivo esame delle superfici delle facce delle fessure in entrambi i gruppi di travi in calcestruzzo leggero ha fatto riscontrare, come era prevedibile, che esse presentavano una minore scabrosità in quanto le fessure si erano propagate tagliando gli inerti, a differenza che nelle travi in calcestruzzo ordinario in cui la fessura contornava gli inerti stessi.

Sono stati registrati i valori dei carichi che hanno prodotto l'insorgere della prima fessurazione nella zona centrale, della fessurazione diagonale nella luce di taglio ed infine il carico ultimo di rottura. La sollecitazione corrispondente alla fessurazione diagonale è stata convenzionalmente rilevata quando lo sviluppo delle fessure raggiungeva la metà dell'altezza delle travi.

Le deformazioni unitarie nelle fibre di calcestruzzo misurate dagli estensimetri ha consentito di valutare l'evoluzione delle dilatazioni orizzontali al progredire dei carichi.

Ai diversi stadi di carico, nella zona centrale, è stata misurata l'ampiezza delle fessure, massima e media, e la distanza tra le stesse.

RISULTATI DELLE PROVE

Nella Tabella B vengono riportati per ogni trave i valori di taglio e di momento corrispondenti alla prima fessurazione, alla formazione delle fessure diagonali ed alla rottura.

Accanto ai valori sperimentali, nella stessa tabella, sono stati riportati, per il confronto, i valori teorici ricavati sulla base della normativa italiana.

In particolare, per momenti di prima fessurazione sono stati calcolati quelli corrispondenti al raggiungimento della resistenza a trazione f_{ctm} nella fibra di calcestruzzo più sollecitata in sezione interamente reagente e assumendo per i calcestruzzi leggeri un coefficiente di omogeneizzazione $n = 36000/\gamma$.

Il momento teorico corrispondente alla formazione delle fessure diagonali è stato calcolato, anche se in presenza di armatura trasversale, in analogia con l'impostazione adottata nelle norme ACI 318/83, assumendo il valore di taglio che determina la formazione delle fessure oblique, con riferimento alla resistenza di calcolo a trazione f_{ctd} .

Il momento teorico di rottura a flessione è stato calcolato con le usuali ipotesi base, assumendo pari all'unità i coefficienti di sicurezza dei materiali.

TABELLA B

SERIE	GRUPPO	TRAVE	VALORI SPERIMENTALI						VALORI TEORICI					
			Sollecitazione di prima fessurazione		Sollecitazione di fess. diagonale		Sollecitazione di rottura		Sollecitazione di prima fessurazione		Sollecitazione di fess. diagonale		Sollecitazione di rottura	
			Taglio	Momento	Taglio	Momento	Taglio	Momento	Taglio	Momento	Taglio	Momento	Taglio	Momento
			V_{Rf} KN	M_{Rf} KNm	V_{Rd} KN	M_{Rd} KNm	V_{Ru} KN	M_{Ru} KNm	V_{efd} KN	M_{efd} KNm	V_{add} KN	M_{add} KNm	V_{rud} KN	M_{rud} KNm
P	Pr	Pr1	10,3	6,5	20,5	13,0	48,8	30,9	10,0	6,4	15,2	9,6	48,2	30,5
		Pr2	9,8	6,2	20,2	12,8	51,5	32,6	"	"	"	"	"	"
		Pr3	10,7	6,8	19,7	12,5	49,1	31,1	"	"	"	"	"	"
	Pl	Pl1	8,9	5,6	19,6	12,4	42,2	26,7	"	"	"	"	40,1	25,4
		Pl2	9,8	6,2	18,6	11,8	41,6	26,3	"	"	"	"	"	"
A	Ar	Ar1	12,0	7,6	21,5	13,6	53,7	34,0	10,9	6,9	17,5	11,1	48,3	30,6
		Ar2	10,3	6,5	21,9	13,9	52,9	33,5	"	"	"	"	"	"
		Ar3	11,1	7,0	21,9	13,9	50,4	31,9	"	"	"	"	"	"
	Al	Al1	9,5	6,0	21,0	13,3	43,1	27,3	"	"	"	"	40,3	25,5
N	Nr	Nr1	12,5	7,9	28,6	18,7	54,5	34,7	11,5	7,3	27,9	17,6	48,3	30,6
		Nr2	12,9	8,2	29,7	18,8	55,6	35,2	"	"	"	"	"	"
	Nl	Nl3	12,0	7,6	28,3	17,9	48,0	30,4	"	"	"	"	40,3	25,5

Per i calcestruzzi sia con inerti di pomice che di argilla espansa, nel calcolo dei valori teorici sono state tenute in conto le riduzioni prescritte dalla normativa specifica per i calcestruzzi leggeri con inerti artificiali.

Nella Fig. 2 è riportato il diagramma che fornisce gli abbassamenti della sezione di mezzeria in funzione dei momenti. Il diagramma è stato ricavato riportando la media dei valori di ciascun gruppo ed evidenziando i valori dei momenti caratteristici relativi alla prima fessurazione, alla fessurazione diagonale ed all'inizio della fase di rottura.

Nella Fig. 3 sono riportati i diagrammi delle deformazioni unitarie, relative alle travi Pr2, Pl1, Ar3, Nr2, misurate dagli estensimetri in funzione del momento flettente di mezzeria relativo ad ogni stadio di carico.

Nella Fig. 4 sono rappresentate le deformazioni della sezione di mezzeria in corrispondenza dei momenti caratteristici.

ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Dal confronto dei dati riportati nella Tabella B, risulta che i valori sperimentali di rottura per le travi in calcestruzzo di pomice sono stati poco più alti dei valori di calcolo ottenuti sulla base della normativa italiana. Maggiore è la differenza tra i valori sperimentali e quelli calcolati riscontrata nelle travi di calcestruzzo con argilla espansa e ancor più nelle travi di calcestruzzo ordinario.

E' da osservare che le travi provate possiedono una significativa percentuale di armatura compressa che senza dubbio ha avuto una notevole

influenza nella crisi della zona compressa riducendo il ruolo assegnato al calcestruzzo.

I valori delle sollecitazioni di rottura sono risultati sempre più bassi in tutte le travi armate con acciaio tondo liscio rispetto a quelli ottenuti nelle travi con armatura ad aderenza migliorata. Ciò deriva dai diversi valori di snervamento dei due tipi di acciaio.

La stessa differenza qualitativa è stata riscontrata nei valori sperimentali corrispondenti alla prima fessurazione ed alla fessurazione diagonale. Quest'ultima differenza è da attribuire all'effetto della diversa conformazione delle superfici nei due tipi di barre.

I valori sperimentali di prima fessurazione sono risultati di poco superiori a quelli teorici e sostanzialmente proporzionali ai valori di resistenza a trazione dei calcestruzzi impiegati.

I valori sperimentali delle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla fessurazione diagonale nei tre tipi di calcestruzzo impiegati sono risultati tutti maggiori di quelli calcolati sulla base della normativa. In particolare il rapporto tra valori sperimentali medi e valori di calcolo $V_{Rd}/V_{Rd,d}$ è risultato pari a 1,32 per il calcestruzzo di pomice, 1,24 per il calcestruzzo con inerti artificiali ed 1,05 per calcestruzzo ordinario.

E' da osservare tuttavia che i valori di calcolo ottenuti nei due tipi di calcestruzzo leggero non tengono conto del coefficiente maggiorativo $\alpha = 1,6 - d$, previsto dalla normativa per i calcestruzzi ordinari e posto uguale all'unità per i calcestruzzi leggeri. La mancata applicazione del coefficiente α per i calcestruzzi leggeri conduce a valori di calcolo più conservativi. Nel caso in esame ciò ha comportato una riduzione di circa il 30% che ha reso cautelativi i valori di calcolo per i calcestruzzi leggeri provati.

Dalla Tabella C, confrontando i valori medi sperimentali di taglio che si hanno in corrispondenza della formazione delle fessure diagonali con

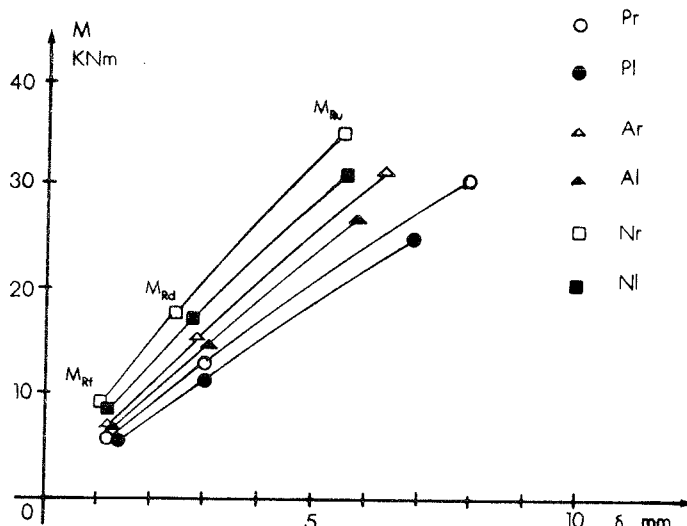


Fig. 2

TABELLA C

GRUPPO	TAGLIO DI FESSURAZIONE DIAGONALE V_{Rd}	
	SPERIMENTALE KN	ACI 318/83 KN
Pr	20.2	22.7
Ar	21.8	23.7
Nr	29.1	27.7

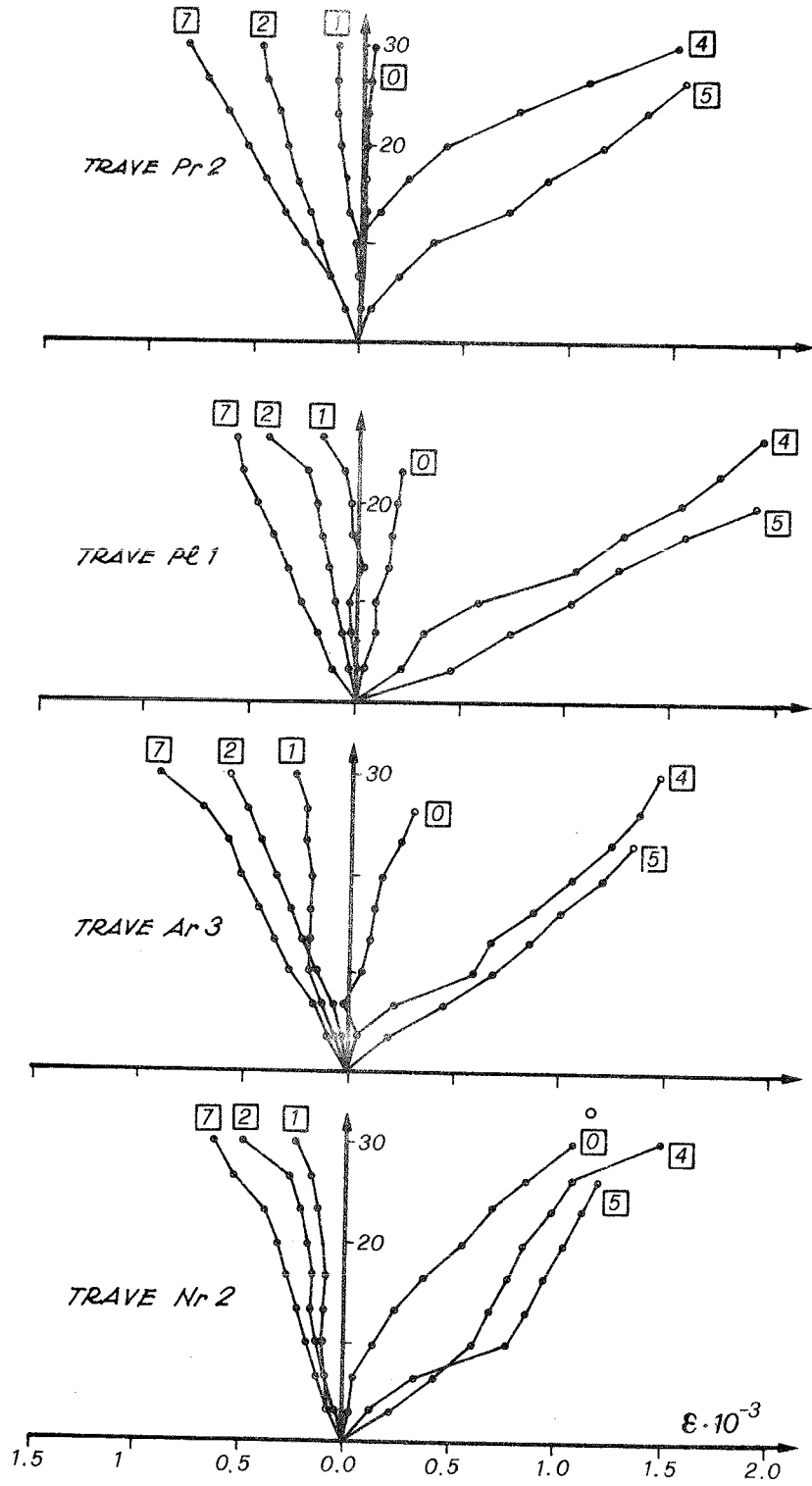


Fig. 3

i valori teorici calcolati con le formule proposte dalla normativa americana, si può osservare che le formule ACI 318/83 sono non conservative per i calcestruzzi leggeri mentre lo sono per quelli ordinari.

Tale circostanza, che si verifica nonostante la stessa normativa preveda per i calcestruzzi leggeri un coefficiente riduttivo 0,8 per la resistenza a trazione dei calcestruzzi leggeri espressa in funzione della resistenza a compressione, deriva dal fatto che essa é basata su prove riguardanti travi in calcestruzzo ordinario. Come é noto, in questo tipo di calcestruzzo si ha un significativo contributo alla resistenza alla fessurazione diagonale da parte dell'effetto ingranamento (aggregate interlock). Tale effetto non é sostanzialmente presente nei calcestruzzi leggeri dato che lungo la superficie di fessurazione gli inerti vengono tranciati essendo minore la loro resistenza rispetto a quella della malta di cemento.

E' interessante notare che la stesse osservazioni critiche sono state rivolte alla normativa americana per i calcestruzzi ad alta resistenza per i quali avviene lo stesso fenomeno di tranciamento degli inerti lungo le superfici di fessurazione (VIII), (IX).

Confrontando i valori di rottura sperimentali ottenuti nella presente ricerca per i calcestruzzi leggeri con quelli ottenuti nella già citata sperimentazione dell'Università di Napoli per travi in calcestruzzo con inerti di argilla espansa, risulta che i primi sono stati inferiori specialmente nel caso delle travi con armature lisce.

Le travi in calcestruzzo leggero di pomice sono risultate più deformabili di quelle in calcestruzzo leggero di argilla espansa.

Il rapporto tra gli spostamenti corrispondenti all'inizio della fase di rottura ed alla prima fessurazione é più alto rispetto ai rapporti misurati nelle serie di travi in argilla espansa ed in calcestruzzo ordinario per le quali si hanno valori pressocché uguali. E' stato però rilevato che la fase di rottura delle travi in calcestruzzo leggero di pomice é stata molto più breve di quella delle travi di calcestruzzo ordinario, mostrando così un comportamento più fragile. In definitiva gli spostamenti osservati a fase di rottura esaurita sono risultati dello stesso ordine di grandezza. Le travi confezionate con calcestruzzo di argilla espansa hanno mostrato un comportamento intermedio tra quelle di calcestruzzo di pomice e quelle di calcestruzzo ordinario.

L'esame dei diagrammi di Fig. 3 mostra che nei calcestruzzi leggeri gli allungamenti delle fibre inferiori, così come gli accorciamenti delle fibre superiori, sono maggiori di quelli ottenuti nel calcestruzzo ordinario, a parità di livello di carico.

I diagrammi di Fig. 4 relativi alle deformazioni della sezione di mezzeria mostrano che nei calcestruzzi leggeri le rotazioni subite dalla sezione per valori di momento di prima fessurazione e di fessurazione diagonale sono maggiori di quelle nel calcestruzzo ordinario. La maggiore rotazione in corrispondenza della rottura della trave Pr2 rispetto a quella della trave P11 é dovuta al maggiore valore di MRu raggiunto dalla trave con armatura ad aderenza migliorata. Si evince anche che la posizione dell'asse neutro subisce uno spostamento verso l'alto e nelle travi in calcestruzzo leggero si mantiene per tutti i valori di carico in posizione più bassa rispetto a quella del calcestruzzo ordinario. Si osserva infine che le sezioni delle travi in calcestruzzo leggero si sono sostanzialmente mantenute piane, rispettando l'ipotesi di Bernoulli-Navier.

Per quanto riguarda l'ampiezza e la distanza delle fessure si é osservato che nella zona centrale, per valori di momento flettente corrispondenti alla metà del valore teorico di rottura, l'ampiezza media delle fessure nelle travi con calcestruzzo di pomice con barre ad aderenza migliorata é stata di 0,18 mm, maggiore del 50% dell'ampiezza delle fessure

misurate nelle travi di calcestruzzo con argilla espansa, ed a distanza di circa 14,5 cm.

In corrispondenza della rottura l'ampiezza massima ha raggiunto il valore di 0,8 mm mentre la distanza tra le fessure principali si é praticamente dimezzata.

In alcune travi di pomice la massima apertura delle fessure si é verificata nelle sezioni in corrispondenza dei punti di applicazione del carico.

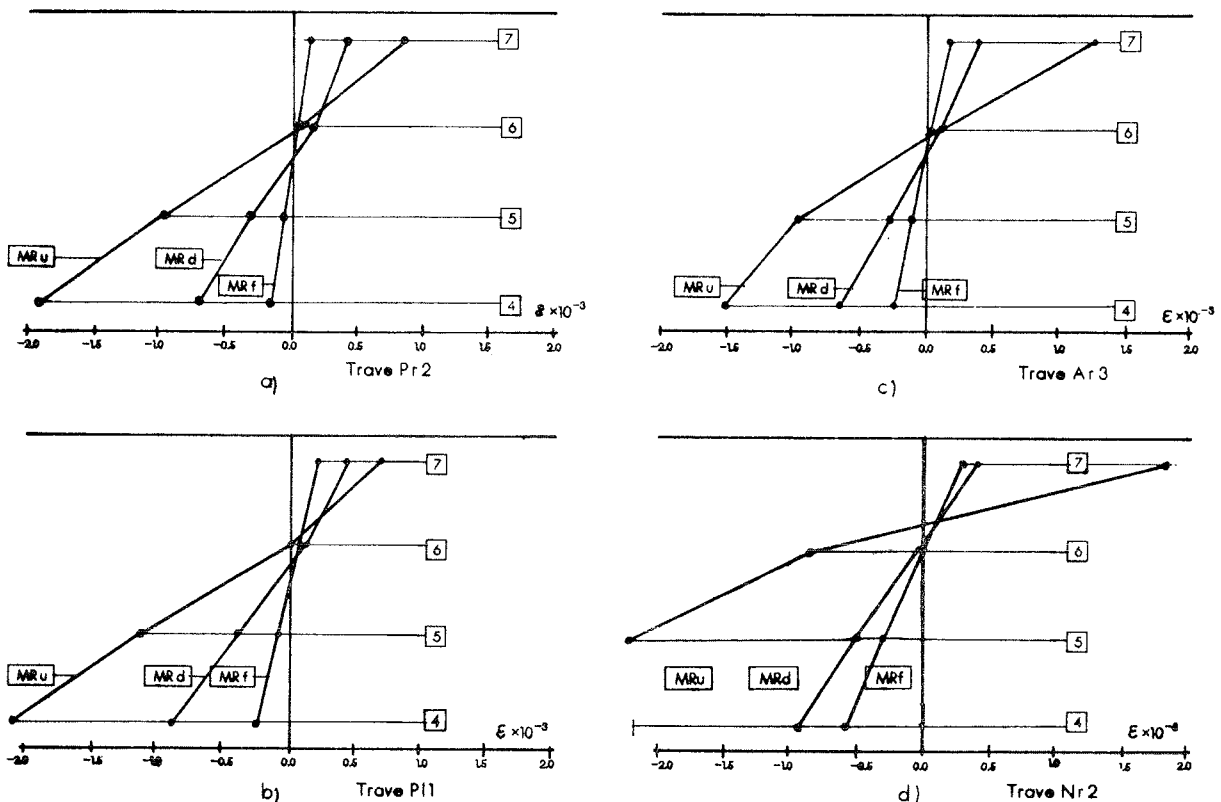


Fig. 4

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nella sperimentazione eseguita si é analizzato il comportamento delle travi in calcestruzzo leggero di pomice sottoposte a sollecitazione di flessione e taglio con l'intento di valutare i tre livelli di sollecitazione caratteristici corrispondenti alla prima fessurazione, alla fessurazione diagonale ed alla rottura.

L'insorgere della prima fessurazione nei calcestruzzi leggeri di pomice si é verificata per valori piuttosto bassi di sollecitazione. Ciò tuttavia non ha influenzato il successivo comportamento.

L'adozione di armatura ad aderenza migliorata si é dimostrata efficace perché ha elevato il livello di carico della prima fessurazione e ha ridotto l'ampiezza e la distanza delle fessure. Viene così confermata anche per i calcestruzzi di pomice l'utilità della prescrizione contenuta nelle norme per i calcestruzzi leggeri artificiali relativa all'impiego di armature con aderenza migliorata.

Si é osservato anche che la drastica riduzione dell'effetto di ingranamento degli inerti ha fortemente condizionato il valore del carico

di fessurazione diagonale per i calcestruzzi leggeri chiamando in causa un maggiore contributo percentuale del comportamento ad arco (arch action).

L'armatura trasversale ha aumentato la resistenza complessiva a taglio delle travi sopportando essa stessa una aliquota del carico, limitando la propagazione e l'apertura delle fessure ed esplicando un effetto spinotto (dowel action). Inoltre le staffe hanno costituito supporto per le armature longitudinali, incrementandone l'effetto spinotto e la resistenza a compressione del calcestruzzo con la loro azione di confinamento.

L'armatura trasversale ha quindi consentito alle travi di evitare la rottura anticipata per taglio e di raggiungere il carico di rottura per flessione.

Per quanto riguarda la rottura, la normativa specifica per calcestruzzi leggeri con inerti artificiali prevede per lo stato limite ultimo per sollecitazioni normali l'adozione del diagramma parabola-rettangolo con ordinata massima ridotta del 6% ed un diagramma rettangolare esteso a 3/4 della zona compressa, mantenendo per il resto le stesse ipotesi base assunte per i calcestruzzi ordinari.

Il basso rapporto tra il momento di rottura sperimentale e quello teorico, $M_{Ru}/M_{Rud} = 1,03$, valutato per il calcestruzzo di pomice con le stesse riduzioni previste per i calcestruzzi leggeri con inerti artificiali, i valori delle deformazioni unitarie registrate nella sezioni di mezzeria e la più bassa posizione dell'asse neutro, consigliano di adottare valori più cautelativi per le massime deformazioni da assumere in condizioni limite, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, e maggiori riduzioni di quelle attualmente previste per gli inerti artificiali.

In definitiva i risultati delle prove hanno mostrato che i calcestruzzi leggeri di pomice hanno un comportamento che poco si discosta da quello confezionato con inerti artificiali di analoga resistenza.

Si ritiene che, nell'ambito di non elevate resistenze, essi possano essere utilmente adottati, in collaborazione con armature ad aderenza migliorata di piccolo diametro sufficientemente diffuse, per la realizzazione di elementi strutturali (travi, solette, murature armate).

Ulteriori sviluppi del programma di ricerca saranno rivolti all'impiego del calcestruzzo leggero strutturale di pomice per la realizzazione di pareti e di murature armate.

Le previsioni normative specifiche per i calcestruzzi leggeri con inerti artificiali possono essere estese anche ai calcestruzzi leggeri con inerti di pomice, con opportune modifiche in senso cautelativo, delle condizioni limite.

APPENDICE

Si riportano le formule adottate per il calcolo dei valori di taglio di fessurazione diagonale.

- Normativa Italiana

$$V_{Rdd} = 0,25 f_{ctd} \cdot r(1+50\rho) \cdot b \cdot d$$

- Norme ACI 318/83

$$V_{Rdd} = (8 \cdot \sqrt{f_c} + 17,2 \cdot \rho \cdot d/a) \cdot b \cdot d \leq 0,3 \cdot \sqrt{f_c}$$

in cui:

V_{Rdd} = taglio di calcolo di fessurazione diagonale

f_{ctd} = resistenza a trazione di calcolo

r = $(1,6 - d)$ con d espressa in metri e comunque $d \leq 0,60$ m

ρ = percentuale di armatura longitudinale

b = larghezza della trave

d = altezza utile della sezione.

β = 0,16 per i calcestruzzi ordinari; 0,136 per i calcestruzzi leggeri

f_c = resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo

a = luce di taglio

Nota: Nell'applicazione delle formule i valori f_c sono stati ottenuti moltiplicando per 0,83 i valori di R_{cm} .

BIBLIOGRAFIA

- I) Circolare n. 27996 c), "Istruzioni per le strutture in conglomerato cementizio con armatura normale o di precompressione e confezionato con aggregati leggeri artificiali", 1 ottobre 1986.
- II) A. FAILLA, P. MANCUSO, N. MIRAGLIA, V. RUISI, "Indagine teorico-sperimentale sui calcestruzzi confezionati con inerti di pomice", L'Industria Italiana del Cemento, n. 3, 1982, pp. 197-204.
- III) P. MANCUSO, N. MIRAGLIA, V. RUISI, "I problemi del ritiro e dell'aderenza nei calcestruzzi leggeri confezionati con inerti di pomice", L'Industria Italiana del Cemento, n. 10, 1983, pp. 653-656.
- IV) Decreto Ministeriale, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche", 27 luglio 1985.
- V) Circolare n. 77996 a), "Istruzioni per l'applicazione del metodo agli stati limite per le strutture in c.a. normale e precompresso", 1 ottobre 1986.
- VI) ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)", American Concrete Institute, Detroit, 1983, 111 pp.
- VII) U. CARPUTI, E. GARZILLO, "Indagine teorico-sperimentale su travi in calcestruzzo leggero sollecitate a flessione e a taglio", L'Industria Italiana del Cemento, n. 10, 1976, pp. 669-686.
- VIII) S. AHMAD, R. KHALOO, A. POVEDA, "Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams", ACI Journal, March-April 1986, pp. 297-305.
- IX) A. ELZANATY, A. NILSON, F. SLATE, "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete", ACI Journal, March-April 1986, pp. 290-296.

Comportamento Sismico di Pilastrini in Calcestruzzo Leggero Strutturale.

C. Baggio^(*), A. Giuffrè^(**), C. Nuti^(***)

- (*) Ricercatore Confermato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università La Sapienza, Roma.
 (***) Professore Ordinario, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università La Sapienza, Roma.
 (***) Professore Associato, Dipartimento di Scienze e Storia, Università G.D'Annunzio, Pescara.

Sommario

Vengono illustrati i principali risultati sperimentali di un'indagine sul comportamento ciclico di pilastrini soggetti a carichi ciclici alternati, svolta nell'ambito di una serie di studi numerici e sperimentali relativi al comportamento sismico del calcestruzzo leggero strutturale (CLS) messo a confronto in modo totalmente parallelo con il cemento armato ordinario (CA).

Summary

Experimental results are presented relative to the investigation on the behavior of columns made of lightweight reinforced concrete, subjected to alternate cyclic loads, this work is part of a comprehensive study both analytical and experimental aimed to assess the seismic behavior of lightweight concrete (CLS) compared in a parallel manner to ordinary reinforced concrete (CA).

1. Inquadramento e finalità

Il materiale 'cemento armato di calcestruzzo leggero strutturale' (CLS) rappresenta ormai una soluzione tecnica con caratteristiche autonome e peculiari di accertata validità in numerose situazioni. La diffusione e la conoscenza delle caratteristiche non può certo paragonarsi a quella del cemento armato ordinario (CA) il cui utilizzo sta ormai raggiungendo i cento anni. Si può tuttavia osservare che gli studi e relative conoscenze sul comportamento ciclico oltre la soglia elastica risalgono agli ultimi due decenni, mentre addirittura le normative sismiche solo ora cominciano a tener conto di tale comportamento. Non sembra quindi eccessivo affermare che, in relazione al comportamento del materiale alla azione sismica, il divario di conoscenza tra CA e CLS è relativamente limitato, sicché una norma sismica altrettanto valida per CA e CLS potrà essere redatta in tempi relativamente limitati.

Nell'ottica di poter definire il comportamento del CLS in condizioni sismiche facendone un immediato confronto con il CA al fine di arrivare contestualmente a prescrizioni normative, in campo sismico, per ciascuno dei due materiali, sono state e sono tutt'ora in corso ricerche sperimentali e teoriche presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università La Sapienza di Roma ed il Dipartimento di Scienze e

Storia dell'Università G.D'Annunzio di Pescara.

Si illustra qui l'indagine sperimentale svolta su pilastri in CA e CLS (6+6), soggetti a carichi assiali costanti ed a carichi orizzontali alternati. Le grandezze misurate sono la storia degli spostamenti orizzontali lungo l'asse della colonna, le deformazioni longitudinali delle fibre di estremità alla base dei pilastri ottenendo quindi le ϵ e le curvature delle sezioni di base. L'indagine rappresenta, almeno per quanto riguarda l'Italia, il primo lavoro nel suo genere, ed anche nella letteratura straniera sono presenti pochi lavori sull'argomento (1), (2).

I risultati ottenuti sono da ritenersi significativi e tali da consentire già alcune considerazioni con immediati risvolti normativi, in particolare sulla duttilità degli elementi e sulle armature di contenimento. Le prove hanno mostrato come il comportamento dei due materiali: CA e CLS sia analogo soprattutto per le percentuali più elevate di armature trasversali. Il minor modulo elastico del CLS rende le strutture più deformabili, e dà luogo ad un maggior impegno delle barre compresse, sicché sembrerebbe ragionevole infittire l'armatura trasversale rispetto al CA onde evitare lo svergolamento delle barre longitudinali, fenomeno oltremodo dannoso ai fini della capacità dissipativa della struttura.

L'indagine ha consentito di raccogliere un notevole quantità di risultati attualmente utilizzati per calibrare modelli analitici con i quali poter estendere la casistica sin qui esaminata (3). Oltre alle indagini numeriche, sono attualmente in corso ulteriori indagini sperimentali su colonne di diversa geometria e resistenza.

Un aspetto su cui sembra ancora necessario indagare è rappresentato dal comportamento dei nodi trave colonna, governato in maniera determinante dai legami di aderenza tra barre e conglomerato. Quest'ultimo è stato oggetto di un'indagine sperimentale su provini di dimensioni ridotte (4) che ha mostrato come il comportamento ciclico risulti sostanzialmente analogo, con ottimi valori della resistenza, risultando la T di sfilamento dell'ordine dei 100 Kg/cm² nel CA e del 15-20% in meno nel CLS, valore anch'esso elevato ed in grado di garantire un comportamento adeguato degli ancoraggi. La effettiva rappresentatività del modello sperimentale di dimensione ridotta, seppur giustificata da considerazioni di carattere ingegneristico nonché da prove condotte anche da altri autori (5), sarà tuttavia valutata con prove su modelli di nodi a scala reale. Si potrà quindi stabilire la fondatezza delle attuali cautele negli ancoraggi oggi previste dalle vigenti disposizioni per i calcestruzzi con inerte leggero (6).

2. Descrizione del Programma Sperimentale.

Sono state eseguite prove su 6 pilastri in CA e 6 pilastri uguali ai precedenti ma in CLS. I pilastri, le cui dimensioni ed armature sono riportate in fig. 1, presentavano 3 diversi valori delle armature di contenimento: staffe $\varnothing 8/13$ cm, $\varnothing 8/9$ cm, $\varnothing 8/5$ cm, corrispondenti ad una percentuale volumetrica $f_c = 0.0085$, 0.018 , 0.0215 . I valori sono stati scelti in modo da intercettare il campo di variazione delle norme vigenti e di prossima

emissione, come può essere osservato in tabella 1.

I provini sono stati sottoposti ad una storia di carico orizzontale alternato per 3 diversi valori di $n = N/(R_b \cdot \text{Area})$, (n = carico assiale ridotto, N = sforzo assiale, R_b = resistenza a compressione del conglomerato su provini cubici): 0.08, 0.16, 0.25 in tabella 2 è riportato un riepilogo dei casi provati, in tabella 3 gli sforzi assiali di prova.

Ai provini in CA è stata imposta la seguente storia di carico: 1) nel primo semiciclo positivo e nel primo semiciclo negativo si raggiungeva la forza di snervamento F_y cui corrispondono gli spostamenti δ^+ e δ^- ; 2) nel secondo ciclo si raggiungeva la forza massima nelle due direzioni; i cicli successivi erano eseguiti ad incremento di spostamento costante $\delta = (|\delta^+| + |\delta^-|)/2$, sino al collasso.

Nei provini in CLS venivano eseguiti i due primi semicicli con lo stesso criterio del CA per poi proseguire con lo stesso incremento δ utilizzato nel CA. Si riteneva in questo modo di poter confrontare le risposte per i due diversi materiali. L'esperienza ha mostrato che questa scelta pur essendo logica non risulta all'atto pratico molto vantaggiosa, si ritiene quindi che per le future sperimentazioni si adotterà una storia di carico ad ampiezza crescente con passo costante indipendente dal carico assiale o dalla soglia di snervamento.

I risultati ottenuti sono principalmente: 1) legame forza orizzontale-spostamento alla sommità del pilastro; 2) deformata massima del provino in ciascun ciclo; 3) legame momento curvatura (rotazione) nella zona inferiore del pilastro; 4) lavoro compiuto durante la storia di deformazione.

I legami forza spostamento sono stati espressi tenendo conto degli effetti del 2° ordine dovuti al carico verticale, così come il legame momento curvatura. Il momento che agisce alla base della colonna vale: $M = F \cdot h + M(N)$, la forza con cui si valuta il legame forza spostamento è: $F' = M/h$. La geometria della macchina di prova (fig.2) ha consentito di limitare l'entità degli effetti del 2° ordine che non hanno mai superato il 10% del carico orizzontale applicato anche nel caso $n=0.25$ con spostamenti dell'ordine dei 10 cm.

Un dato importante che si voleva ottenere con la sperimentazione era la valutazione delle rotazioni e quindi delle curvature (medie) nelle sezioni inferiori. La necessità di dover estendere la casistica in maniera rilevante senza però far eccessivamente lievitare i costi della ricerca imponeva la messa a punto di modelli analitici affidabili che permettessero di estrapolare i dati sperimentali. Si è pensato di riferirsi ad un modello analitico convenzionale di una mensola la cui deformabilità è governata in maniera fondamentale dalla sezione di base. In questi modelli occorre stabilire oltre al legame momento curvatura alla base, anche la lunghezza della "cerniera plastica" e la distribuzione delle curvature al suo interno. Occorre quindi definire anche il comportamento della zona superiore, in parte fessurata ed in parte interamente reagente. A tutt'oggi si è messo a punto un modello affidabile per lo studio del diagramma momento curvatura (3) modificando in parte i legami ormai "classici" del comportamento ciclico delle armature metalliche,

tenendo conto dello svergolamento eventuale in compressione, e mettendo a punto una curva analitica σ - ϵ per il CLS in presenza di armatura di contenimento:

$$\sigma = R_{bo} (\epsilon/\epsilon_o)^3 - 3R_{bo} (\epsilon/\epsilon_o)^2 + 3R_{bo} (\epsilon/\epsilon_o)$$

$$R_{bo} = R_{bo} + 1.85 \sigma_o (1-s/d) \quad (t/mq)$$

$$\epsilon_o = 0.003 + c \sigma_o (1-s/d) \quad (t/mq)$$

$$c = 3.75E-5 - 5.86E-9 R_{bo} \quad (t/mq)$$

R_{bo} = resistenza massima del CLS non contenuto

σ_o = tensione trasversale di contenimento

la curva del terzo ordine vale sino alla resistenza massima R_{bo} oltre la quale il legame è rettilineo con pendenza :

$$K = - 0.133 \sigma_o^2 + 293.3 \sigma_o - 156000 \quad (t/mq)$$

Le incertezze presenti nella valutazione delle curvature sono notevoli, un primo problema è rappresentato dalla inevitabile dissimmetria delle misurazioni, per cui le misure sulle facce dei pilastri non coincidono; un secondo problema è dovuto al fatto che, superata la soglia plastica la zona inferiore del pilastro si deteriora, cosicchè la misura risente del degrado locale del conglomerato attorno agli attacchi dei trasduttori, questo purtroppo è tanto più sentito dove maggiore è l'interesse delle misurazioni. Le prove hanno evidenziato come la differenza di ϵ tra il primo livello di trasduttori posto a 10 cm dalla sezione di spiccato ed il secondo livello, posto a 20 cm, è molto modesto. La misura delle ϵ risulta pressochè coincidente ed anzi talvolta si riscontra un valore maggiore tra il primo ed il secondo livello di misura anzichè nella zona inferiore fig.3; se la distanza della prima staffa dalla seconda è maggiore di quella dalla sezione di spiccato, allora il deterioramento maggiore avviene tra le due staffe e di conseguenza tra esse si concentra la deformazione (3).

La capacità dissipativa delle strutture viene considerata una qualità fondamentale per le strutture sismiche. Vari autori ritengono tra l'altro che una ipotetica funzione di danno non possa prescindere dalla energia dissipata. A tal fine si sono calcolati i lavori di deformazione dei vari provini sino al collasso, e l'elaborazione di una funzione di danno sul tipo di quella proposta da Parkal (8) è attualmente in corso.

3. Risultati Sperimentali

Nelle figg.4-4a sono riportati i diagrammi forza-spostamento, depurati degli effetti del 2° ordine, relativi a ciascun valore del passo delle staffe al variare dello sforzo assiale. Come era lecito attendersi il valore della resistenza aumenta con N, in maniera pressochè indipendente dal tipo di materiale e dalla quantità di staffe presenti. La deformazione massima diminuisce

con N e risente in maniera sensibile della quantità di staffe presenti. E' interessante osservare che, mentre con staffe disposte ogni 9 cm, la diminuzione di deformazione è ultima con N è più sensibile nel CLS rispetto al CA (si passa nel CA da circa 12 cm a 8 cm, nel CLS da 12 cm a 5-6 cm), infittendo le staffe, (passo 5 cm, provini PB1, LB1), il CLS ha raggiunto deformazioni talvolta maggiori rispetto al CA, con oltre 13 cm contro 11 per $n=0.16$, mentre per $n=0.25$ in entrambe i materiali si raggiungono i 10 cm (tab. 4).

In tab. 5 sono riportati i valori della rigidezza elastica calcolata al punto di ginocchio per i diversi materiali. La rigidezza aumenta con lo sforzo assiale ma anche all'aumentare dell'armatura di contenimento. Sembra di un certo interesse osservare che non sempre risulta più rigida la struttura in CA, pur se una certa tendenza in tal senso è innegabile ed era attestante il minor modulo elastico del CLS.

E' interessante l'andamento dell'inviluppo delle curve forza spostamento al di là della soglia elastica. Si può notare come, a parte un brusco calo di resistenza ai primi cicli dovuto all'espulsione del copriferro, nei due materiali si manifesta una certa progressiva diminuzione della resistenza massima con l'ampiezza della deformazione. Questo fenomeno non è imputabile ad effetti del 2° ordine che sono eliminati nei diagrammi presentati, non può quindi che dipendere dal degrado ciclico sia dell'acciaio che del conglomerato. Alcune indagini numeriche (3) hanno dimostrato che esso è da attribuire in massima parte all'instabilità delle barre di acciaio compresse oltre la soglia di snervamento. I valori della pendenza negativa della curva inviluppo oltre la soglia elastica aumentano con lo sforzo assiale e diminuiscono con l'infittirsi delle staffe, come può riscontrarsi in tab.6, con un andamento nei due materiali. Come ultima notazione di carattere generale l'osservazione dei diagrammi forza spostamento evidenzia un modesto 'pinching' che viceversa appare sempre in maniera rilevante nelle analisi numeriche. Peraltro questo fatto rappresenta una ulteriore garanzia di buon comportamento al di là di quanto prevedibile teoricamente con modelli classici anche accurati nei quali il calcestruzzo, una volta fessurato, non reagisce sino al completo richiudersi delle lesioni.

Nelle figg. 5-5a sono riportati i diagrammi momento curvatura relativi ai 10 cm inferiori dei pilastri. Al paragrafo precedente si è già detto circa le incertezze relative a questa valutazione sperimentale. Tuttavia questo diagramma risulta estremamente importante per la calibrazione di modelli analitici. I diagrammi conducono a ripetere le osservazioni fatte relativamente ai diagrammi forza spostamento. Alcune evidenti incongruenze, in particolare relative alla non simmetria dei diagrammi PB1, LC1, LB3, sono imputabili a danneggiamenti del provino in corrispondenza di uno o più trasduttori alla base, le cui letture andranno quindi eliminate ai fini delle future elaborazioni. Un accurato lavoro di ripulitura e controllo dei dati è stato eseguito in (3), nel quale si presentano i risultati relativi ai provini PB3 ed LB3. I diagrammi qui riportati non sono stati ancora elaborati in tal senso e vanno quindi considerati validi in senso qualitativo.

Sono infine presentati i diagrammi relativi all'energia dissipata (figg. 6-6a) in funzione del numero dei semicicli (attraversamento dell'asse delle ascisse). Si ritiene che il confronto sia valido essendo simili i valori degli spostamenti allo stesso ciclo per i differenti provini. I diagrammi hanno andamento parabolico. Poichè in ciascun ciclo lo spostamento massimo cresce in maniera lineare, si può affermare che l'energia dissipata risulta proporzionale allo spostamento massimo. I valori del coefficiente di proporzionalità tra energia e quadrato dello spostamento relativo ad ogni semiciclo sono riportati in tab.7. Si può osservare che la variabilità del coefficiente è piuttosto contenuta e che esso è risultato sistematicamente maggiore nel CA. Va detto che il modesto valore relativo al provino LC1(2.5) non è da ritenere una anomalia di comportamento ma dipende dal minor numero di cicli con cui si è raggiunto lo spostamento massimo, dissipando di conseguenza una energia minore rispetto agli altri provini. Un giudizio quantitativo sui risultati espressi in termini di energia dissipata non sembra attualmente possibile. I risultati sono utili per la calibrazione di modelli analitici per la valutazione del danno quali quello citato al paragrafo precedente.

I risultati sin qui acquisiti pur non potendo ritenersi esaustivi del problema danno certamente indicazioni di un certo rilievo:

- il CLS è certamente un materiale valido per le applicazioni in campo sismico;
- il comportamento del CLS alle azioni cicliche oltre la soglia elastica è analogo a quello del CA;
- la quantità di armatura trasversale prevista dalla normativa sismica attuale è del tutto insufficiente sia per il CA che per il CLS;
- il CLS richiede quantitativi di armatura trasversale leggermente superiori al CA, non tanto per migliorare le prestazioni del conglomerato, quanto per il fatto che le armature compresse sono più sollecitate. L'esame critico delle prescrizioni relative alle armature trasversali previste dalla normativa nazionale ed internazionale va oltre lo scopo del presente articolo. Per le prime analisi preliminari si rimanda a (7) e (3).

Gli autori ritengono che la completa definizione del comportamento sismico del materiale richieda ulteriori sperimentazioni, sia su elementi di pilastro con differenti caratteristiche di resistenza e geometria sia su componenti diversi quali in particolare i nodi trave colonna. Sembra importante sottolineare che le carenze conoscitive sul comportamento sismico non sono certo limitate al solo CLS ma numerose incertezze esistono ancora anche per il CA. Resta indubbio tuttavia che per quest'ultimo materiale sono disponibili le esperienze relative ai più recenti terremoti, pur se va osservato come solo di recente si sia passati ad una attenta osservazione dell'effettivo comportamento sul campo delle strutture, sicchè pochi sono attualmente i dati effettivamente disponibili.

- (1) FORZANI b. POPOV, E:P., BERTERO, V:V:, (1979) **Hysteretic Behavior of lightweight Reinforced Beam-Column Subassemblies**, Report N. UCB-EERC 79/01, University of California, Berkeley.
- (2) RABBAT B.G., DANIEL J.I., WEINMANN F.L., HANSON, N.W. (1986) **Seismic Behavior of Leightweight and Normal Weight Concrete Columns**, ACI Journal, Jn-Feb.
- (3) MONTI G., NUTI C., (1988), **Comportamento Ciclico di Sezioni in CA e CLS Confronto fra Modello Numerico e Sperimentazione**, Atti del Seminario AICAP sui Calcestruzzi Speciali L'Aquila, 5-6 Ottobre.
- (4) NUTI C., PINTO P.E., (1986), **Studio Sperimentale Comparato sul Comportamento Sismico del Calcestruzzo con Inerte Leggero. Rapporto N.1 Provini Sottoposti a Carichi Assiali e Legame di Aderenza Barre di Armatura-Conglomerato**, Pubblicazione del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica N.2.
- (5) ELIGHEHAUSEN R., POPOV E.P., BERTEROV V., (1983) **Local Bond-Stress Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalised Excitations**, Report N. UCB-EERC 83/23, University of California, Berkeley.
- (6) MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI (1986) **Istruzioni per le Strutture in Conglomerato Cementizio con Armatura Normale o di Precompressione e Confezionato con Aggregati Leggeri Artificiali**. Circolare Ministeriale 31 Ottobre 1986, N. 27996.
- (7) NUTI C: (1988), **Studi Sperimentali sul Comportamento Sismico di Strutture in Calcestruzzo Leggero Strutturale: Calibrazione delle Normative in Relazione alle Armature Trasversali**, Atti del Seminario AICAP sui Calcestruzzi Speciali, L'Aquila, 5-6 Ottobre.
- (8) Park Y., Ang A., (1985) **Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete**, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, April.

NORMA	ARMATURA TRASVERSALE	f (%)
ITALIANA	108/25CM	0.436
GNDT	108/6.25	1.72
CEB DL II	108/12.5	0.86
CEB DL III	108/6.25	1.72
EC2	106/24	0.25
ACI 318/83	----	1.72

Tab.1 - Valutazione della percentuale meccanica di armatura trasversale imposta dalle normative ai pilastri di prova.

n	passo staffe (cm)		
	13	9	5
0.08	LA2-PA2		
0.16	LB3-PB3	LC2-PC2	LB1-PB1
0.25	LB2-PB2 LC1-PC1		

Tab.2 - Identificazione dei campioni sottoposti a prova.

n	passo staffe (cm)					
	CA			CLS		
	13	9	5	13	9	5
0,08	232			238		
0,16	463	390	443	470	490	459
0,25	750			798		

Tab.3 - Carico assiale di prova (KN)

n	passo staffe (cm)					
	CA			CLS		
	13	9	5	13	9	5
0,08	115-104			111-99		
0,16	90-81	96-91	100-110	73-68	82-90	158-129
0,25	87-75			63-50		

Tab.4 - Spostamenti massimi nelle due direzioni

n	passo staffe (cm)					
	CA			CLS		
	13	9	5	13	9	5
0,08		4508		3595		
0,16	4794	4820	6434	4131	4900	5104
0,25		6402	6240		5312	6547

Tab.5 - Rigidezza elastica al punto di ginocchio(KN*m)

n	passo staffe (cm)					
	CA			CLS		
	13	9	5	13	9	5
0,08		0.0		1.3		
0,08	5.6	1.2	0.5	10.7	2.0	1.5
0,25		7.5	2.7		5.0	1.9

Tab.6 - Rapporto tra rigidezza negativa del ramo discendente e rigidezza iniziale.

n	passo staffe (cm)					
	CA			CLS		
	13	9	5	13	9	5
0.08		4.7		4.9		
0.16	4.6	5.6	5.2	3.5	4.4	4.7
0.25		4.9	4.4		4.1	2.5

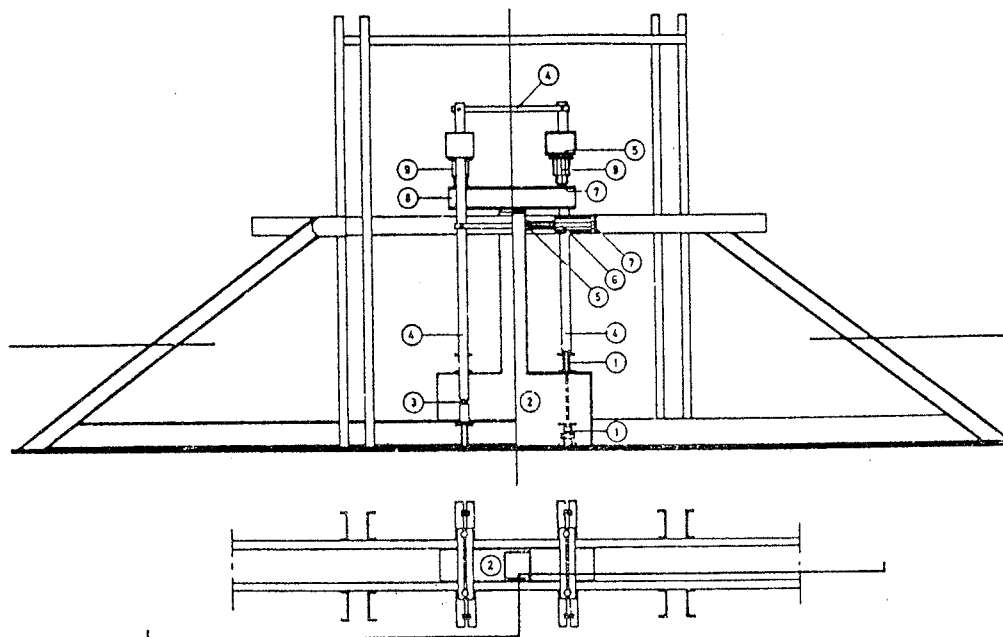
Tab.7 - Legame $E=\alpha*\delta^2$; valori di α , essendo E l'energia dissipata e δ lo spostamento massimo relativo al ciclo.

Fig.2 Apparecchiatura di prova.

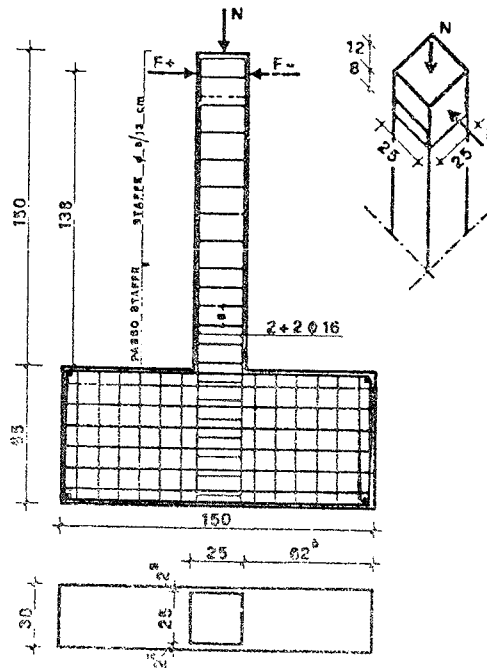
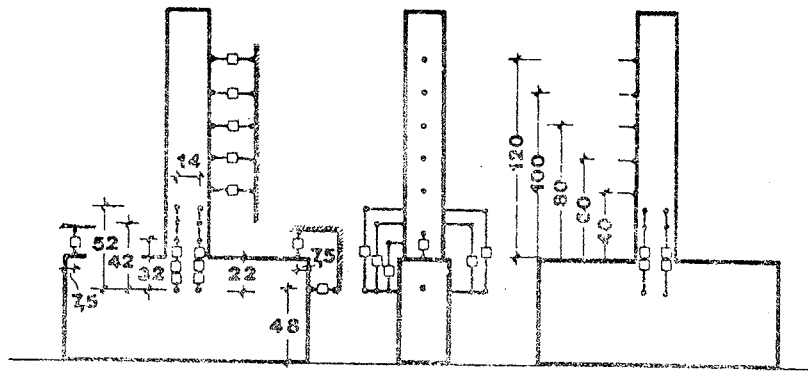


Fig.1 Caratteristiche geometriche, armatura e strumentazione dei provini.

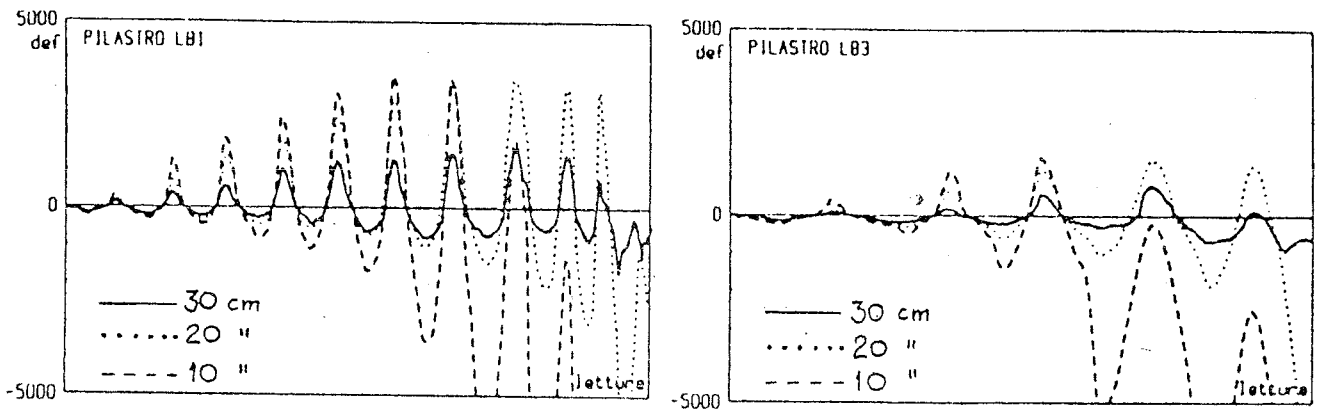


Fig.3 Confronti tra le letture eseguite sui tre livelli di trasduttori a 10, 20 e 30 cm dalla sezione di base.

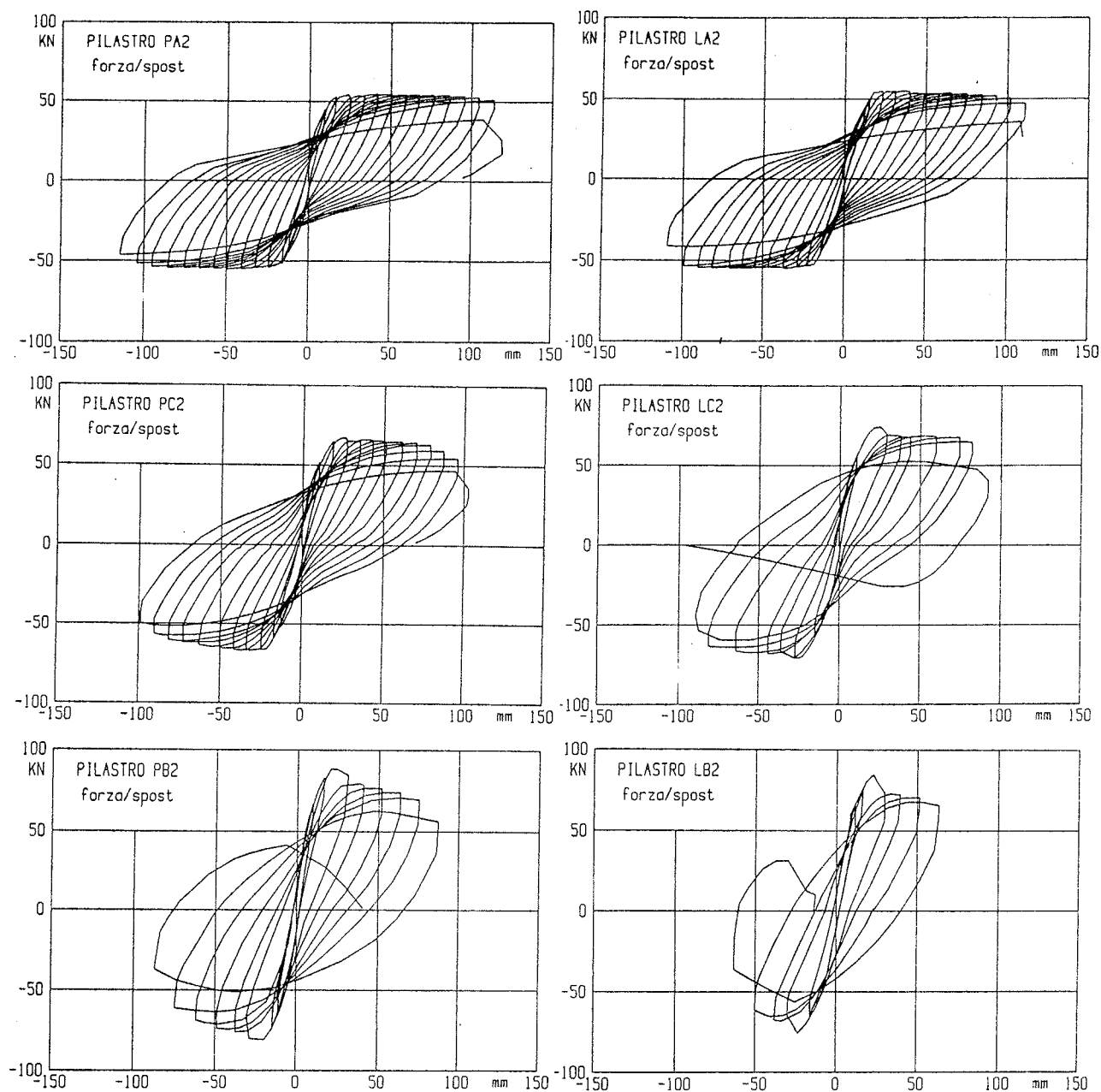


Fig.4 Curve forza-spostamento alla sommità depurate degli effetti del 2° ordine; il passo delle staffe è 9 cm; a sinistra CA a destra CLS; in alto $n=0.08$, al centro $n=0.16$, in basso $n=0.25$.

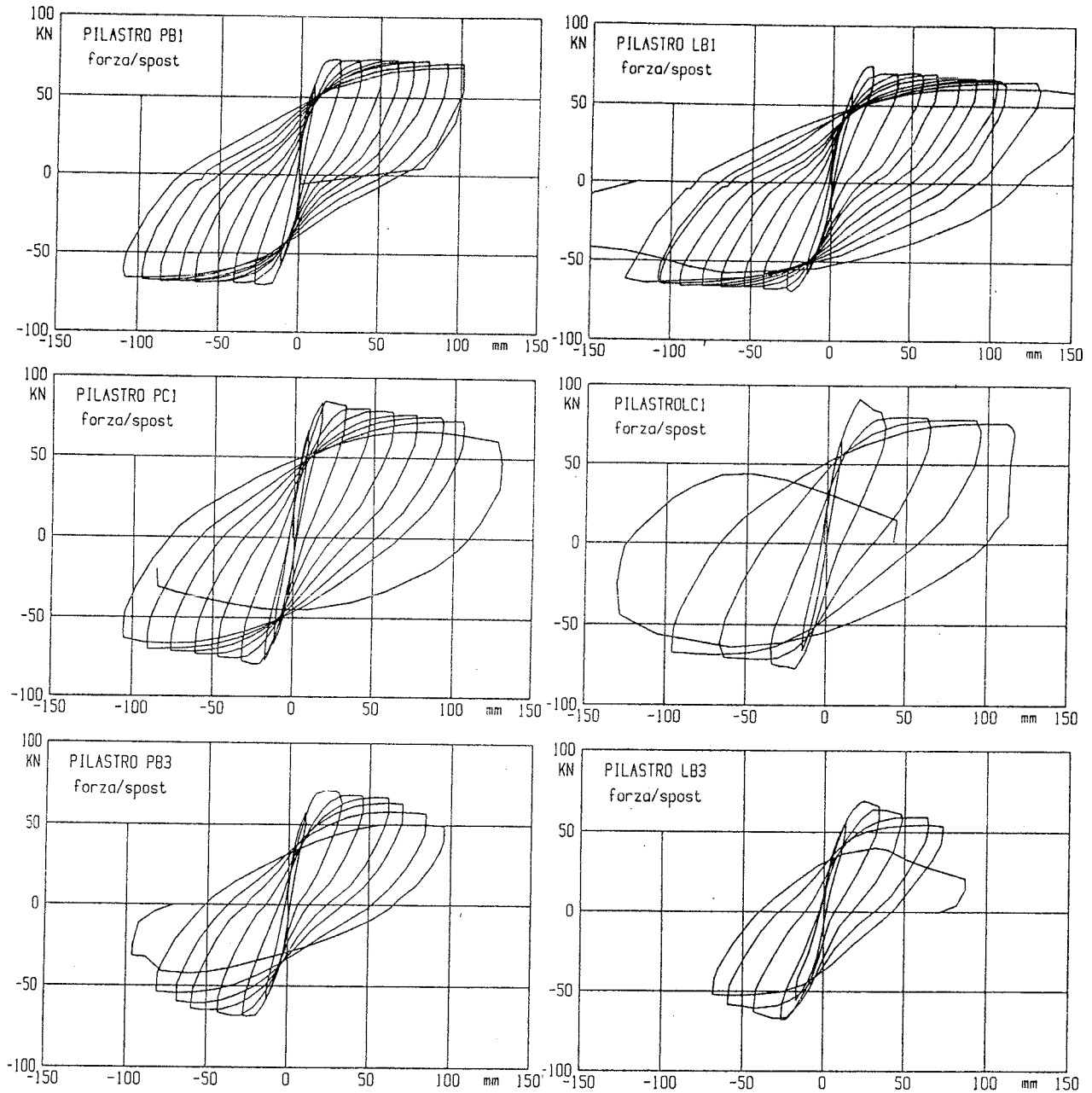


Fig.4a Curve forza-spostamento alla sommità depurate degli effetti del 2° ordine; a sinistra CA a destra CLS; in alto passo delle staffe 5 cm, $n=0.08$, al centro passo delle staffe 5 cm, $n=0.16$, in basso passo delle staffe 13 cm, $n=0.16$.

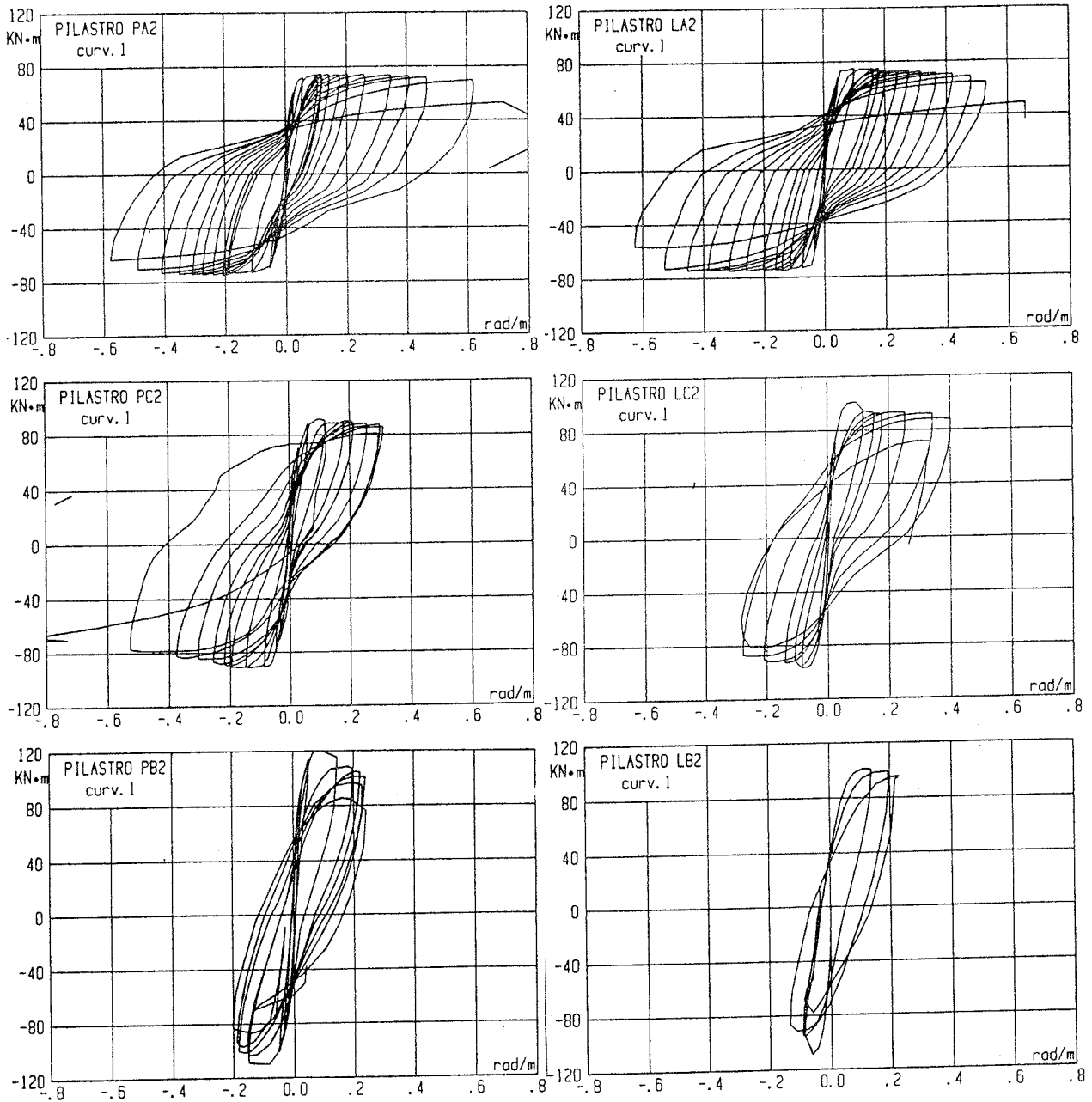


Fig.5 Diagrammi momento-curvatura alla base(primi 10 cm) depurati degli effetti del 2° ordine;il passo delle staffe è 9 cm;a sinistra CA CLS;in alto $n=0.08$,al centro $n=0.16$,in basso $n=0.25$.

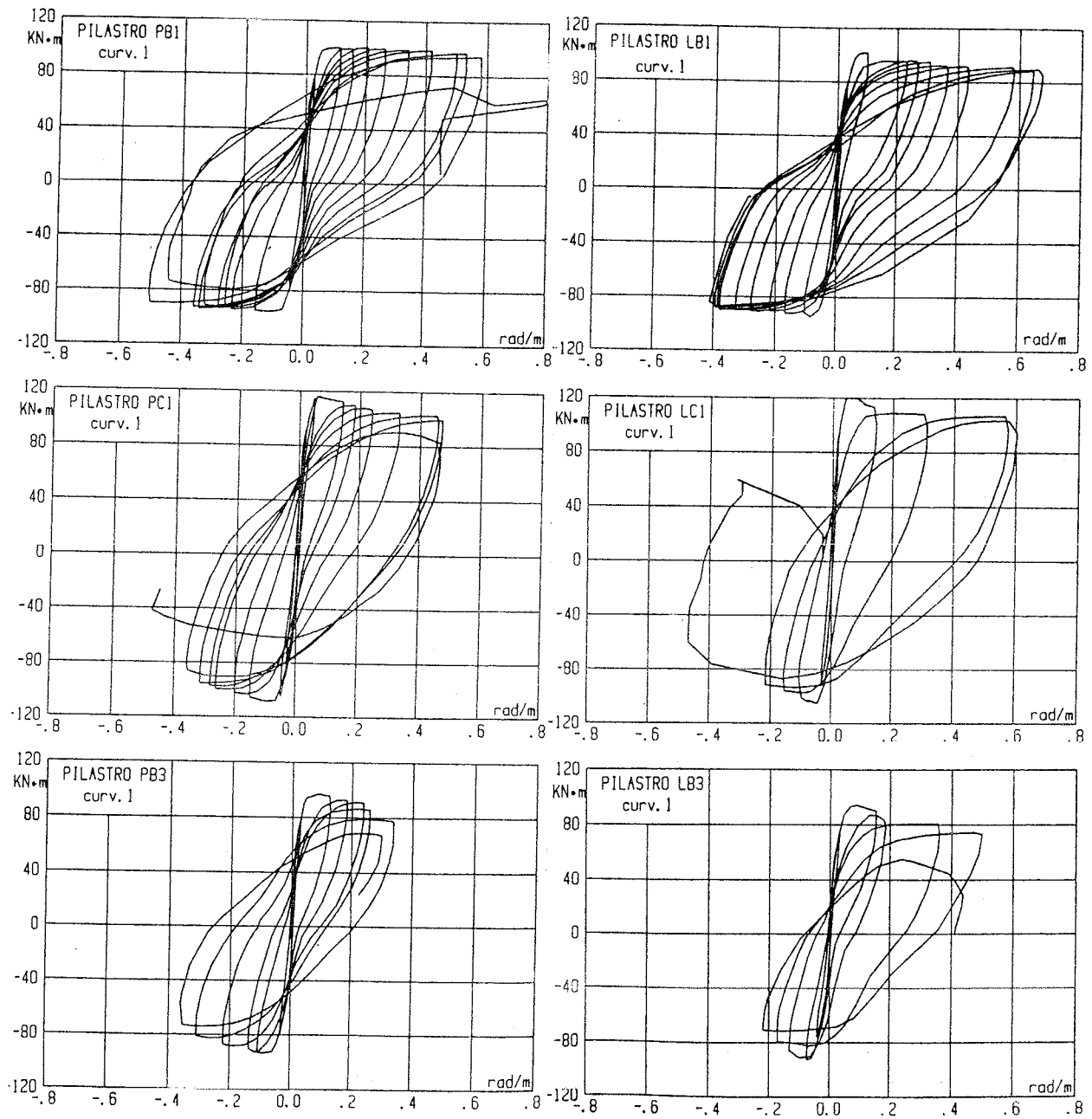


Fig.5a Diagrammi momento curvatura (primi 10 cm) depurati degli effetti del 2° ordine; a sinistra CA a destra CLS; in alto passo delle staffe 5 cm, $n=0.08$, al centro passo delle staffe 5 cm, $n=0.16$, in basso passo delle staffe 13 cm, $n=0.16$.

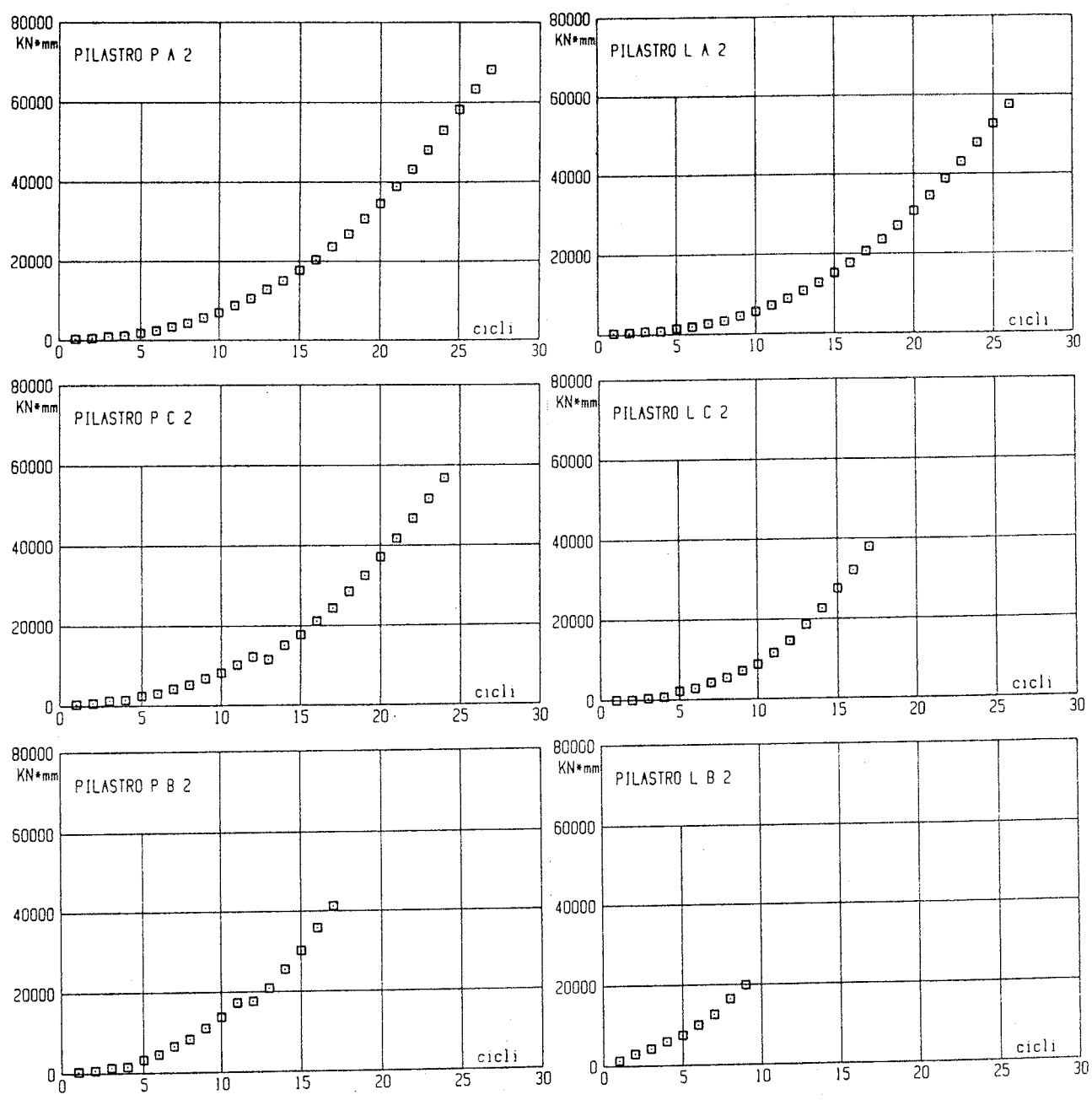


Fig.6 Energia dissipata in funzione dei semicicli(intersezione del curva f- δ con l'asse delle ascisse);il passo delle staffe è 9 cm;a sinistra CA a destra CLS;in alto n=0.08,al centro n=0.16,in basso n=0.25.

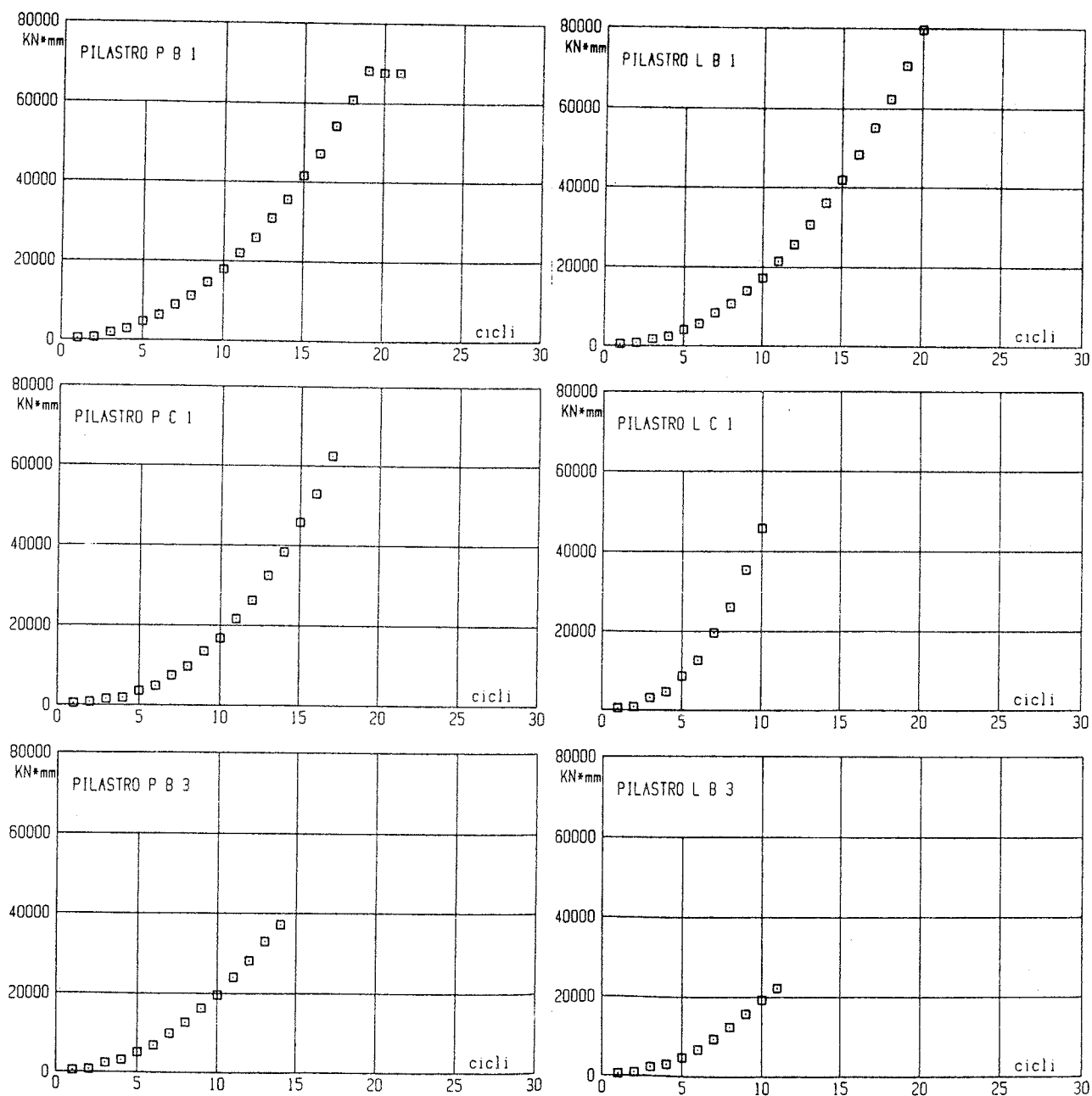


Fig.6a Energia dissipata in funzione dei semicicli (intersezione della curva $f-\delta$ con l'asse delle ascisse); a sinistra CA a destra CLS; in alto passo delle staffe 5 cm, $n=0.08$, al centro passo delle staffe 5 cm, $n=0.16$, in basso passo delle staffe 13 cm, $n=0.16$.

INDAGINE SPERIMENTALE E TEORICA SULLA RESISTENZA A FATICA
OLIGOCICLICA DI ELEMENTI STRUTTURALI DI CALCESTRUZZO INFLESSI
CON ARMATURA CENTRALE O SIMMETRICA RISPETTO ALLO SPESSORE (*).

ANDREA BENEDETTI, PIER PAOLO DIOTALLEVI, FRANCO ZARRI

Istituto di Tecnica delle Costruzioni
Facoltà di Ingegneria dell' Università di Bologna

SOMMARIO

Con particolare riferimento a strutture ricorrenti nella costruzione dei sili, è stata avviata una indagine sperimentale e teorica rivolta ad esaminare il comportamento a fatica oligociclica di elementi strutturali di calcestruzzo inflessi provvisti di armatura centrale rispetto allo spessore, i cui primi risultati sono già stati presentati (I).

Proseguendo tale indagine si riportano ora i risultati della seconda parte ottenuti dalla ripetizione di identiche prove su elementi strutturali di uguali dimensioni ma provvisti di armatura metallica doppia e simmetrica di area complessiva circa uguale a quella della precedente serie.

Dai confronti dei risultati delle prove delle due serie di elementi strutturali vengono ricavate alcune osservazioni conclusive sull'influenza esercitata dalle ripetizioni delle sollecitazioni flessionali nei confronti della fessurazione e della rottura.

Viene presentato un semplice metodo di calcolo teorico che consente di ricostruire i diagrammi carico - spostamento per azioni monotone; la nota si conclude con l'illustrazione di un possibile criterio di valutazione del danneggiamento conseguente alle ripetizioni di carico.

SUMMARY

The experimental and theoretical research presented in this paper got start from the consideration of some standard structural details of common practice in bin erection; in order to evaluate the low cycle fatigue behaviour of reinforced concrete structural elements with the reinforcing bars lying at half the depth, two series of experimental tests have been carried out, whose preliminar results are published elsewhere (I).

In this part of the experimental program it has employed structural elements with the same geometry of the previous ones, but splitting the steel reinforcement in two symmetrical layers near the external surfaces, being nearly equal the reinforcement ratio.

From the comparison of the two test series it has argued some conclusive results on the influence exerted by the load repetitions in the behaviour of the two structural arrangements at cracking and failure.

Finally, a simple theoretical method for the analysis of the load - displacements diagrams is recalled, which allows to reproduce the behaviour of the elements for the static range; the paper ends with the presentation of a selected criterion for the cyclic loading damage level evaluation.

(*) Al presente lavoro gli Autori hanno contribuito in eguale misura.

Lavoro svolto con il contributo finanziario del Ministero della Pubblica Istruzione (M.P.I. 60%).

1. PREMESSA

Nella costruzione di sili, tubazioni e coperture a guscio di calcestruzzo armato, si ricorre talvolta alla adozione di una singola armatura metallica disposta nel piano medio dello spessore, di peso all'incirca uguale a quello della tradizionale doppia armatura posizionata ai lembi dello spessore.

Come è noto queste strutture possono risultare sollecitate oltre che dai carichi diretti (propri e accidentali), comunque quasi statici, anche dalle azioni del vento, dei possibili sismi o delle variazioni termiche tutte di natura ciclica; azioni che possono provocare forti sollecitazioni particolarmente di flessione.

Pertanto può risultare utile conoscere il comportamento a fessurazione e a rottura di tali strutture in presenza sia di azioni monotone sia di azioni cicliche.

A questo riguardo è stata eseguita un'ampia indagine sperimentale presso il Laboratorio annesso all'Istituto di Tecnica delle costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Bologna su due serie di elementi strutturali di calcestruzzo, delle stesse dimensioni ma provvisti rispettivamente di armatura centrale o simmetrica rispetto allo spessore (essendo le due disposizioni di armatura all'incirca di pari peso), sottoposti sia a flessione monotona sia a cicli di flessione alterna uniforme nel campo della fatica oligociclica.

I risultati relativi al comportamento di elementi fortemente inflessi (sia per azioni monotone sia per azioni cicliche) - provvisti di armatura centrale (I^a serie) - sono stati presentati al Convegno AICAP del 1987 (I); nella presente nota vengono riportati e commentati i risultati relativi al comportamento, provocato da uguali condizioni di carico, di elementi strutturali di uguali dimensioni ma provvisti di armatura simmetrica rispetto allo spessore (II^a serie).

A conclusione viene riportata una interpretazione teorica del differente comportamento delle due tipologie strutturali attraverso l'utilizzo di un appropriato indicatore di danneggiamento.

2. ELEMENTI DI PROVA E MODALITA' DI ESECUZIONE

Il programma delle indagini relativo alla seconda parte della ricerca ha riguardato la esecuzione di prove a flessione monotona e ciclica su campioni appositamente preparati ⁽¹⁾; le armature, disposte in prossimità dei lembi (fig. 1.a), sono risultate di peso pressoché uguale a quello delle armature centrali rispetto allo spessore impiegate nella prima serie di prove (fig. 1.b).

Gli elementi strutturali sono stati progettati in modo tale da giungere a rottura, con lo schema statico di fig. 2, per schiacciamento del calcestruzzo.

⁽¹⁾ In quanto segue, ed al fine di distinguere i risultati delle varie prove, si adotterà la seguente nomenclatura: numero romano (I per la prima serie, II per la seconda) seguito da una lettera maiuscola che indica la specifica prova di quella serie.

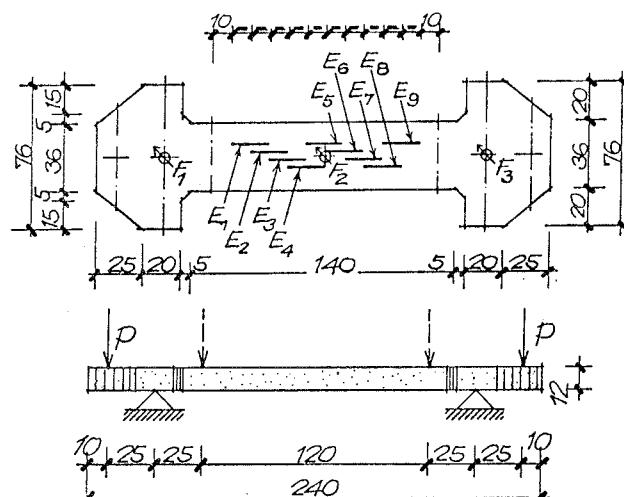
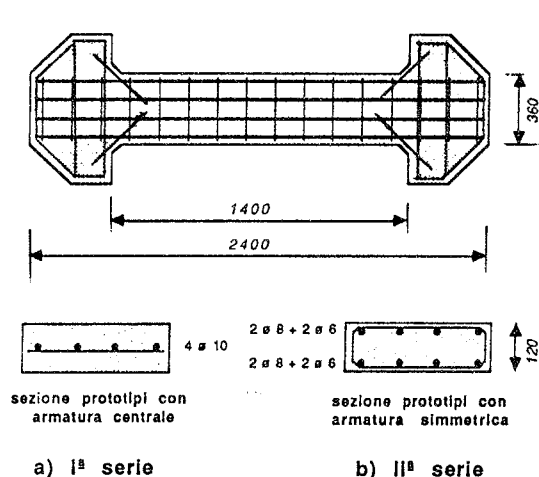


Fig. 1: Disposizione delle armature nelle sezioni dei provini delle due serie impiegati per la sperimentazione.

Fig. 2: Schema statico e strumentazione impiegata per l'esecuzione delle prove cicliche e monotone.

2.1. Prove a flessione monotona

- Sono state eseguite n° 2 prove a flessione monotona per ricavare il diagramma carico-spostamento ($P-\delta$) della sezione di mezzeria e per determinare i valori medi dei momenti flettenti di fessurazione e di rottura per crisi del calcestruzzo.
- Sono state eseguite n° 3 coppie di prove cicliche per altrettanti livelli del valore del momento flettente rispetto al valore medio di fessurazione ricavato dalle prove monotone (in seguito denotato con M_{cr}). Tali livelli sono stati prefissati pari a circa 1,0 1,4 e 1,7 volte del valore di M_{cr} , similmente alla I^a serie di prove.

Come nelle prove della precedente prima serie (I), in relazione agli scopi dell'indagine le sollecitazioni sono state ripetute nel corso di ogni prova per un totale di 100 cicli. Al termine del trattamento ciclico ciascun campione è stato portato a rottura con carico monotono crescente, tracciando il diagramma carico-spostamento ($P-\delta$) della sezione di mezzeria.

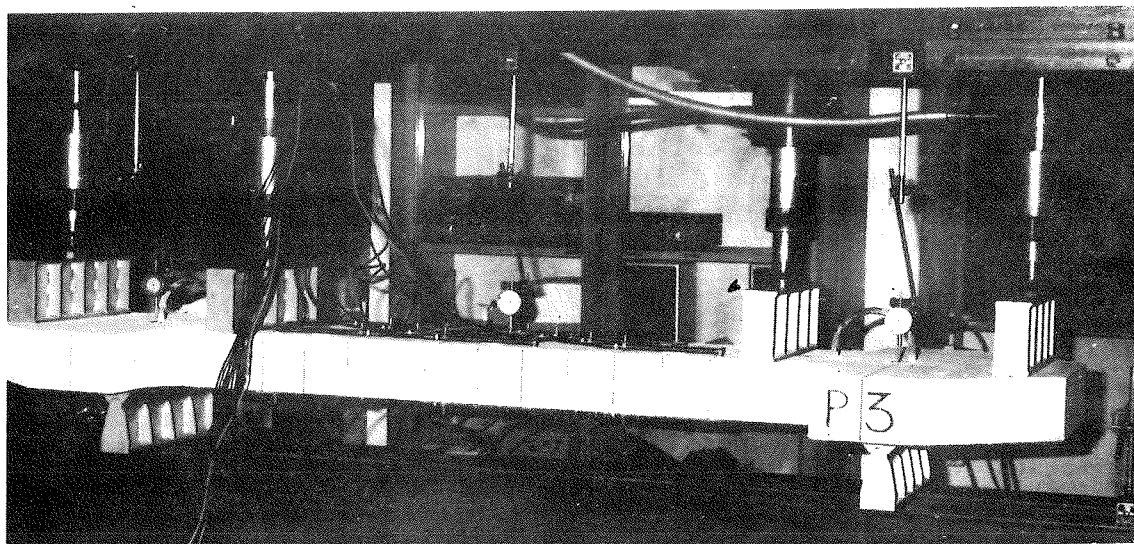


Fig. 3: Dispositivo di carico per l'esecuzione delle prove.

Le prove sono state eseguite con l'apparecchiatura illustrata nella fig. 3, appositamente progettata e descritta nella nota (I) richiamata in precedenza, adottando lo schema statico e la strumentazione illustrate nella già citata fig. 2.

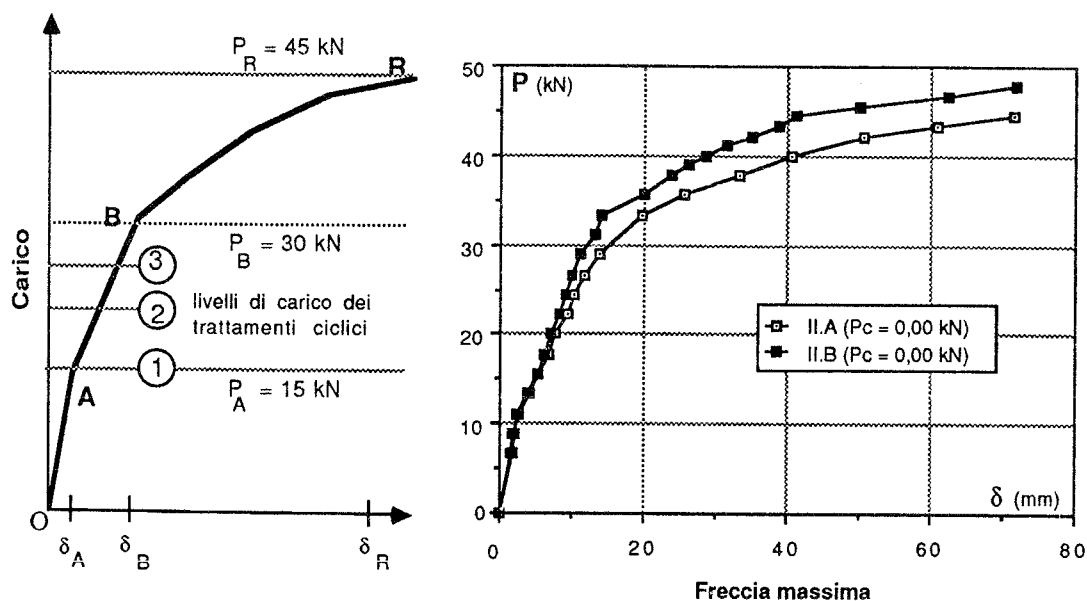


Fig. 4: Seconda serie di prove spinte sino a rottura con carico monotono crescente ($P_A = 15,5$ kN, $P_B = 30,0$ kN, $P_R = 45,0$ kN).

3. RISULTATI DELLE PROVE DELLA II^a SERIE

3.1. Prove con carichi monotoni

I risultati delle due prove eseguite con carico monotono crescente (fra loro sostanzialmente in buon accordo), sono illustrati nei diagrammi P- δ relativi alla sezione di mezzeria, riportati nella fig. 4. In tali diagrammi si possono riconoscere sostanzialmente tre parti distinte:

- un primo tratto OA pressoché lineare, corrispondente alla fase del comportamento elastico del calcestruzzo prima della fessurazione; esso termina col carico P_A (pari a circa 15 kN) di prima fessurazione;
- un secondo tratto AB, anch'esso pressoché lineare, ma con pendenza leggermente minore del tratto iniziale a causa della presenza delle fessure; essa termina col carico P_B (pari a circa 30 kN) di inizio plasticizzazione;
- un terzo tratto BR con andamento decisamente non lineare determinato principalmente dalla plasticizzazione del calcestruzzo compresso; la rottura si è riscontrata per valori dei carichi P_R dell'ordine di 45 kN.

3.2. Prove con iniziale trattamento ciclico.

Sono stati ultimati tre gruppi di prove, ciascuno composto di una coppia di prototipi sottoposti a flessione di segno alterno, applicando tre prefissati valori del carico P_c di esecuzione dei cicli (si veda la tabella I), in relazione al valore medio del carico di prima fessurazione P_A individuato dalle prove eseguite con azioni monotone. Le prove cicliche sono state svolte eseguendo 100 ripetizioni di carico di segno opposto;

tale numero di ripetizioni è stato ritenuto significativo nel campo della fatica oligociclica per strutture di calcestruzzo armato (II) in quanto è in grado di provocare l'insacco di possibili fenomeni di degrado meccanico. Dopo il trattamento ciclico, gli elementi sono stati sottoposti, col medesimo schema statico, a carichi di valore crescente sino a raggiungere la rottura avvenuta con il previsto schiacciamento del calcestruzzo.

P_c (kN)	$\rho_1 = \frac{P_c}{P_A}$	$\rho_2 = \frac{P_c}{P_B}$	$\rho_3 = \frac{P_c}{P_R}$
15,55	1,00	0,50	0,35
22,22	1,40	0,78	0,50
26,66	1,70	0,90	0,60

Tab. I

Gli esiti delle prove sono documentati nei diagrammi carico - spostamento ($P-\delta$) riportati nelle figure 5, 6, 7 rispettivamente per i prototipi sottoposti a carichi P_c corrispondenti ai rapporti $\rho = P_c/P_A$ pari a circa 1,0 1,4 e 1,7.

Dall'esame di tali diagrammi, sovrapposti per confronto nella fig. 8, si nota che il trattamento ciclico preliminare tende ad eliminare, a causa del deterioramento provocato nel calcestruzzo dalla fessurazione, il tratto all'incirca bilineare OAB riscontrato invece nelle prove eseguite con carico monotono crescente senza il preliminare trattamento ciclico; inoltre il nuovo tratto iniziale OB, pressoché lineare, conserva all'incirca, il valore del carico di inizio plasticizzazione P_B .

Infine i valori del carico di rottura P_R e dello spostamento ultimo δ_R restano sostanzialmente invariati nelle diverse prove (con e senza il trattamento ciclico preliminare).

4. ESAME DELLE LESIONI

Per ogni elemento sono state registrate le posizioni e le ampiezze massime delle lesioni; comprese nel tratto a flessione uniforme, per le prove a carico crescente e per quelle cicliche.

A titolo di esempio, nella fig. 9 sono riportati i valori dello spostamento massimo registrati in corrispondenza della sezione di mezzeria per gli elementi della I^a serie (sottoposti a ripetizioni del carico con $\rho = P_c/P_A$ pari a 1,0 1,4 e 1,7) in funzione del numero delle ripetizioni. Si può notare dalla citata figura che l'entità degli spostamenti non dipende sostanzialmente dal numero delle ripetizioni ma dipende principalmente dal valore del carico col quale sono state eseguite le ripetizioni sino a valori di ρ inferiori a 1,4 circa; per valori superiori di ρ già circa 20 ripetizioni determinano, per fatica, un accrescimento dello spostamento a causa del degrado interno del calcestruzzo.

Infine nella fig. 10 sono riportate le distanze tra le lesioni misurate nel tratto centrale a flessione uniforme; con riferimento al valore medio dei risultati (linea a tratto continuo) si può notare che le distanze relative risultano comprese fra 100 e 150 mm ossia praticamente coincidenti col passo delle staffe (III).

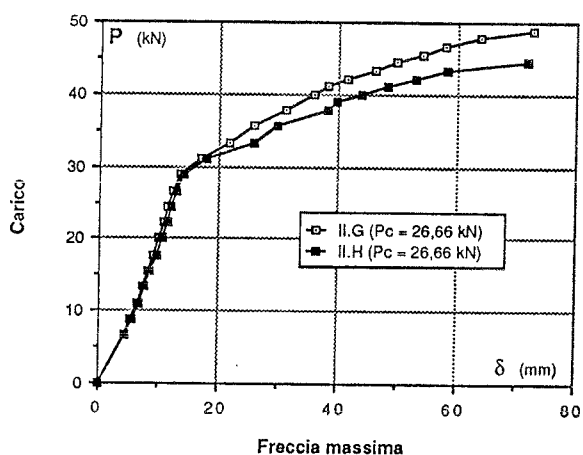
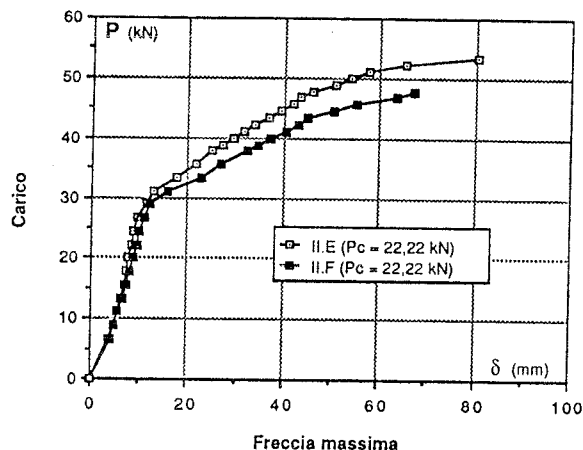
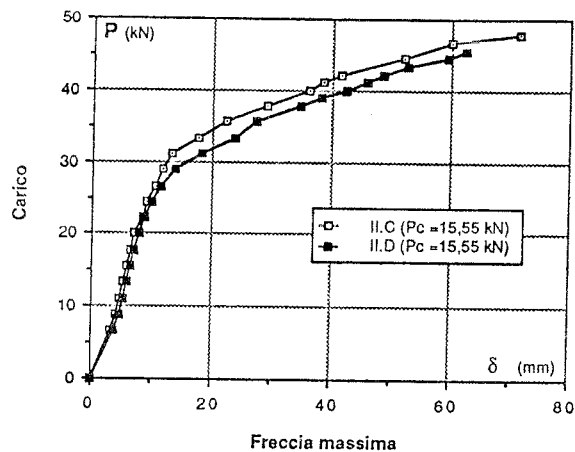


Fig. 5, 6, 7: curve $P - \delta$ delle prove a rottura successive al trattamento ciclico per i prototipi con armatura centrale; $\rho = 1,0$ (in alto a sinistra), $\rho = 1,4$ (in alto a destra), $\rho = 1,7$ (in basso).

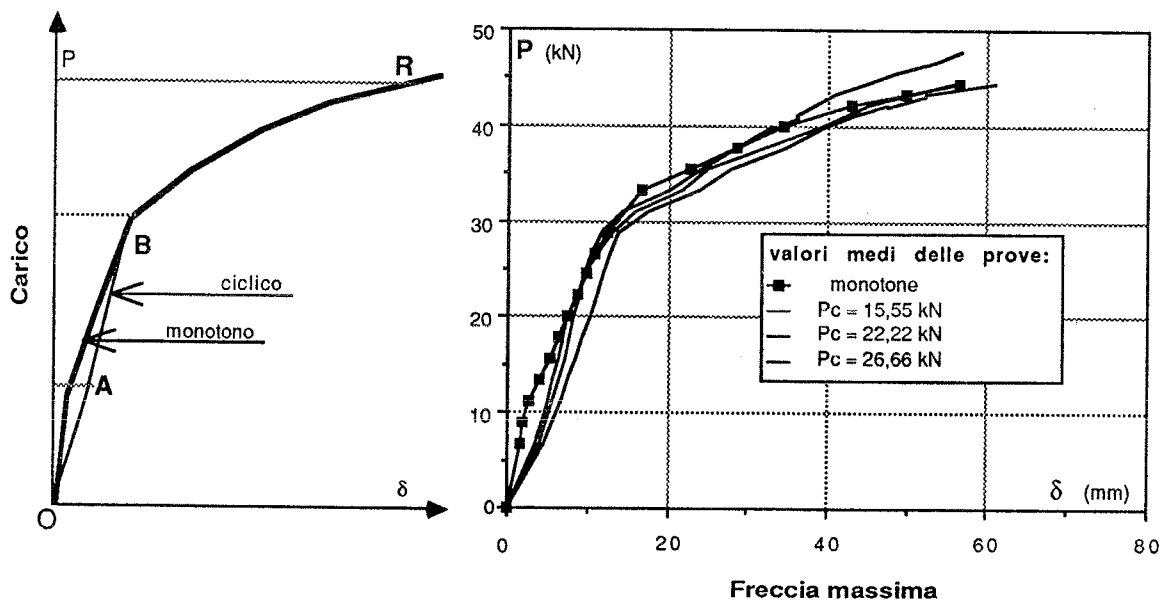


Fig. 8: Diagrammi $P - \delta$ per la sezione di mezzeria: confronto tra le prove eseguite con carico crescente prima e dopo i trattamenti ciclici di 100 ripetizioni, per diversi valori del rapporto ρ . La parte di sinistra riproduce il comportamento qualitativo.

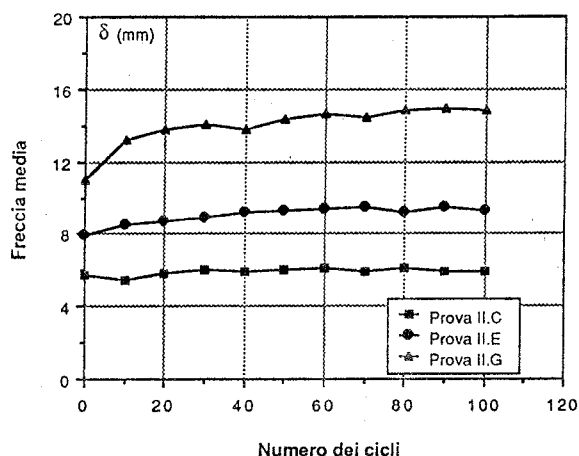


Fig. 9: Valori massimi dello spostamento delle sezioni di mezzeria (per gli elementi C, E, G, della II^a serie) in funzione del numero di ripetizioni di carico alternato di segno opposto, e per diversi rapporti di $\rho = P_C / P_A$.

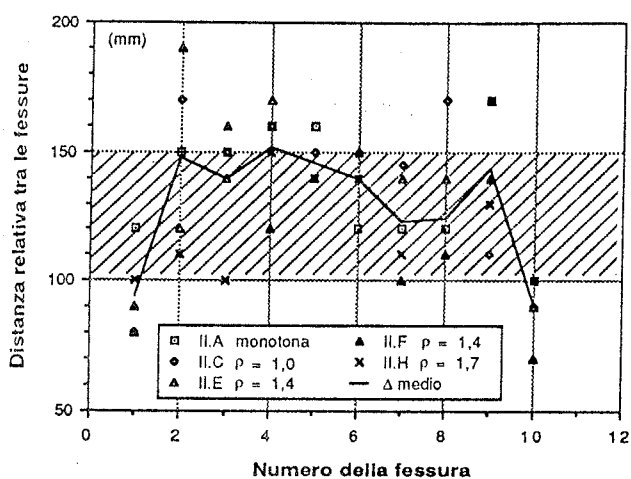


Fig. 10: Distanze tra le fessure nel tratto di flessione uniforme degli elementi provati.

5. CONFRONTI FRA LE PROVE DELLE DUE SERIE DI ELEMENTI

Nel seguito verranno indicati come elementi della I^a e della II^a serie gli elementi di calcestruzzo provvisti rispettivamente di armatura centrale o simmetrica (come già detto, all'incirca di pari peso totale) rispetto allo spessore. Si ritiene utile eseguire un confronto conclusivo fra gli aspetti salienti emersi dai risultati delle due serie di prove sperimentali.

5.1. Prove con azioni monotone

Nella fig. 11 sono riportati a confronto per le due serie i diagrammi carico - freccia in mezzeria ($P-\delta$), con riferimento allo schema statico della fig. 2. Si può allora osservare che:

- i travetti delle due serie possiedono in fase non fessurata moduli elastici pressoché uguali e valori del carico di prima fessurazione fra loro diversi: più precisamente nei travetti della I^a serie (armatura centrale), la fessurazione si manifesta (tratto OC) a valori superiori a quelli dei travetti della II^a serie (tratto OA) di circa il 30%;
- i travetti delle due serie possiedono in fase fessurata moduli elastici apparenti molto diversi e precisamente minore per i travetti della II^a serie rispetto a quello dei travetti della I^a serie. Inoltre, in tale fase, i valori relativi dei gradienti dei carichi e delle frecce per le due serie risultano invertiti (fig. 11), pur conservando i travetti circa lo stesso valore del carico di inizio plasticizzazione. Si nota, per gli elementi della I^a serie un effetto di "tension-stiffening" molto più accentuato rispetto a quello della II^a serie;
- i valori dei carichi di rottura della I^a serie di prototipi risultano leggermente superiori (circa 10 - 15%) rispetto a quelli della II^a serie a parità del valore P_C del trattamento iniziale;
- i valori degli spostamenti ultimi risultano fra loro paragonabili.

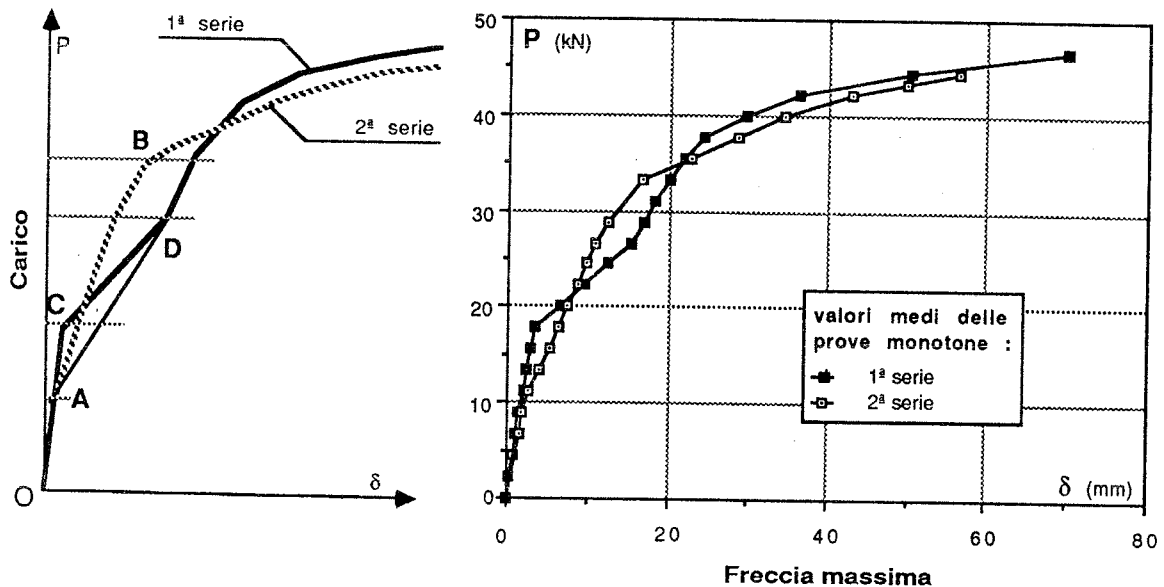


Fig. 11: Prove monotone : confronto fra i diagrammi $P - \delta$ (valori medi) delle prove monotone delle due serie di prototipi senza il preliminare trattamento ciclico.

5.2. Prove con azioni cicliche

Nei diagrammi delle figure 12, 13, 14 sono riportati a confronto, per gli elementi delle due serie, i valori medi dei carichi e degli associati spostamenti δ della sezione di mezzeria registrati nelle prove spinte sino a rottura con carico monotono; come già accennato, tali prove sono state condotte successivamente al trattamento ciclico di 100 ripetizioni di carico alternato, per i tre livelli di P_C/P_A pari a 1,0 1,4 e 1,7 circa.

Dall'esame di tali diagrammi, si può notare che:

- per gli elementi della I^a serie (armatura centrale) è più marcato l'effetto del "tension-stiffening" rispetto a quello della II^a serie (doppia armatura), come già evidenziato nel precedente punto 5.1 per le prove monotone dirette, sino a rapporti $\rho = 1,4$ circa;
- i travetti della II^a serie (armatura doppia) conservano un valore del modulo elastico pressoché costante sino all'ingresso della plasticizzazione che avviene per valori del carico praticamente uguali ai corrispondenti valori dei travetti della I^a serie;
- le differenze riguardanti il valore del modulo elastico iniziale e l'effetto di "tension-stiffening" praticamente scompaiono per valori di $\rho \geq 1,4$: i diagrammi $P - \delta$ delle due serie tendono a coincidere (fig. 14);
- il valore del carico di rottura degli elementi della I^a serie risulta leggermente inferiore (circa 10 + 15%) rispetto al corrispondente valore riscontrato negli elementi della II^a serie (a parità di rapporto P_C/P_A), invertendo così quel che era stato notato per i carichi monotoni ⁽²⁾;
- i valori degli spostamenti ultimi risultano fra loro paragonabili, a parità di P_C/P_A , fra i travetti delle due serie;

⁽²⁾ Si veda al proposito le considerazioni riportate al termine delle conclusioni (capitolo 7).

f) dall'esame della fig. 15, nella quale sono stati riportati a confronto per le due serie di travetti i valori del carico misurato durante le prove a parità di spostamento della sezione di mezzeria (soglia convenzionale di rottura), si può notare per i travetti della I^a serie (armatura centrale) una costante diminuzione del carico di rottura all'aumentare del rapporto P_c/P_A ; per contro nessun degrado sembra evidenziarsi per quelli della II^a serie.

In definitiva per gli elementi della I^a serie si determina a seguito del preventivo trattamento ciclico e per tutti i rapporti ρ adottati, un costante degrado meccanico del calcestruzzo e quindi una maggiore deformabilità strutturale; tale fenomeno non si riscontra, ai fini della deformabilità, negli elementi della II^a serie (armatura doppia);

g) Dall'esame della fig. 16, nella quale sono stati riportati a confronto i valori delle frecce in mezzeria al variare del numero delle ripetizioni e dei valori dei rapporti P_c/P_A (pari a 1,0 1,4 e 1,7), si nota che gli elementi della I^a serie sono molto più deformabili, a parità di rapporto ρ e di numero di cicli n , quando $\rho \geq 1,4$; in particolare l'influenza del numero delle ripetizioni diviene sensibile quando $n \geq 20$ circa. A titolo di esempio per $P_c/P_A \approx 1,7$ e $n = 100$, il valore dello spostamento in mezzeria degli elementi della I^a serie risulta circa doppio di quello degli elementi della II^a serie, mentre per $n \approx 50$ risulta maggiore di circa il 20%.

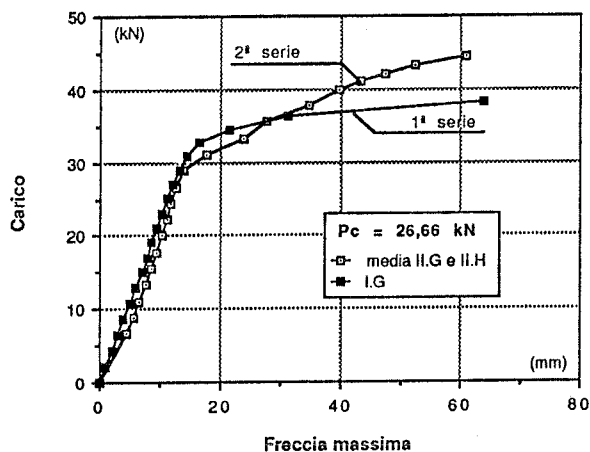
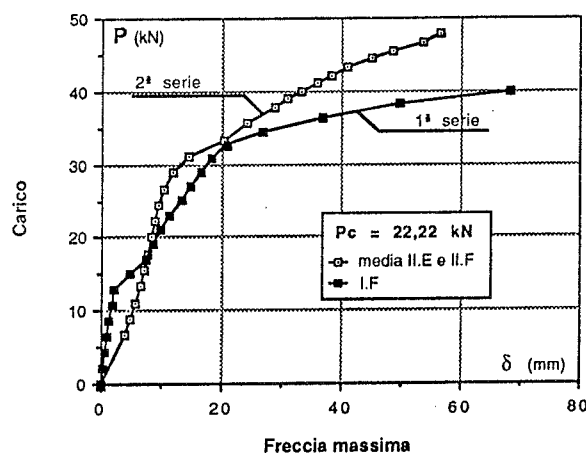
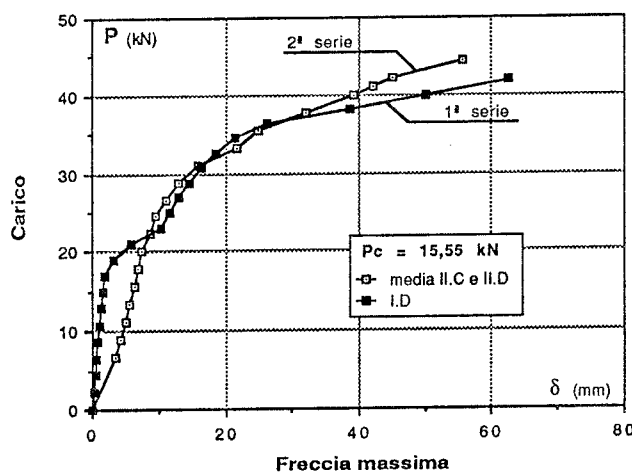


Fig. 12, 13, 14: curve $P - \delta$ delle prove a rottura successive al trattamento ciclico per i prototipi con armatura doppia e simmetrica; $\rho = 1,0$ (in alto a sinistra), $\rho = 1,4$ (in alto a destra), $\rho = 1,7$ (in basso).

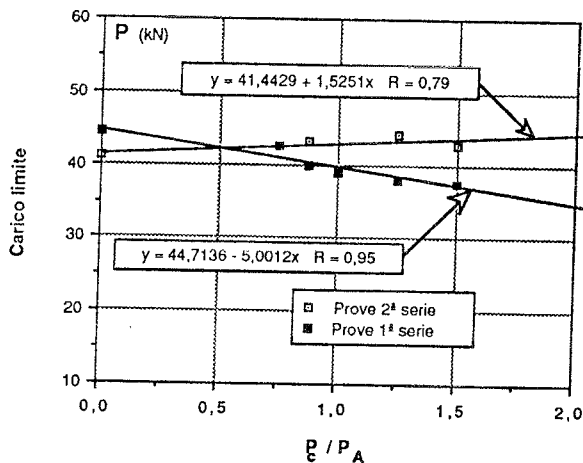


Fig. 15: Confronto tra i valori del carico in prossimità della rottura in funzione del rapporto $\rho = P_c / P_A$.

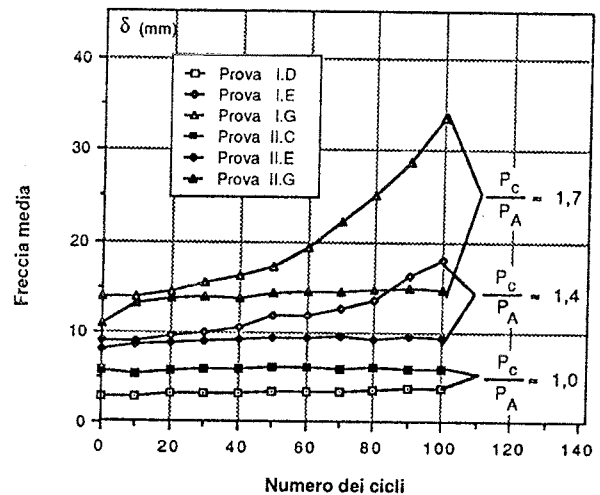


Fig. 16: Freccia in mezzeria al variare del rapporto P_c / P_A e del numero delle ripetizioni cicliche per le due serie di prototipi.

6. INDAGINE TEORICA

6.1. Simulazione numerica del comportamento statico

Il semplice modello di calcolo illustrato nella precedente nota (I), che ha consentito di ricostruire teoricamente i diagrammi carico - freccia massima per le prove eseguite con carico crescente sugli elementi della I^a serie (armatura centrale), è stato applicato con discreto esito, anche agli elementi della II^a serie direttamente sottoposti a carico crescente.

Tale criterio di calcolo è stato formulato tenendo conto del parziale effetto irrigidente del calcestruzzo teso (tension-stiffening), in accordo con le indicazioni contenute nelle istruzioni C.N.R. (IV), e utilizzando per i materiali comprovate relazioni costitutive ricorrenti nella letteratura tecnica.

Il risultato di tale applicazione negli elementi della II^a serie è illustrato nei diagrammi della fig. 17 nella quale sono riportati a confronto i diagrammi ($P-\delta$) sperimentale e teorico per le prove con carico monotono. Come si può notare il modello teorico coglie con discreta approssimazione il comportamento reale.

6.2. Considerazioni in merito al comportamento ciclico

La valutazione del danneggiamento subito da elementi strutturali in c.c.a. sottoposti a caricamento o deformazione ciclica è questione ancora aperta e oggetto di un gran numero di indagini sperimentali.

In forma sintetica, i criteri di valutazione possono essere fatti risalire ai seguenti tipi di interpretazione teorica :

- meccanica della frattura (V,VI);
- dissipazione energetica (VII,VIII);
- teorie microstrutturali, ovvero danneggiamento inteso come variabile di stato della legge costitutiva del materiale (IX).

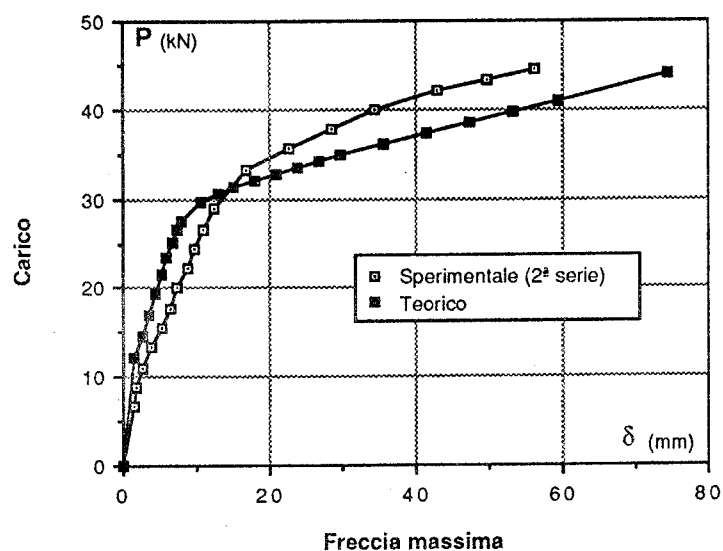


Fig. 17: Diagrammi P - δ teorico e sperimentale medio delle prove monotone iniziali per i prototipi della II^a serie.

In generale, mentre per quanto attiene ai materiali in sé sono disponibili grandi quantità di dati sperimentali e formule di regressione (II) sia per il campo della fatica oligociclica, sia per quella ad alto numero di cicli, per quanto attiene alle strutture (specialmente di c.c.a.), non tutti i modelli di previsione dimostrano sufficiente affidabilità.

In quanto segue, prescindendo da una discussione critica per la selezione di uno specifico criterio di valutazione del danno, si prenderà in esame il danneggiamento relativo dei pannelli con armatura centrale rispetto a quelli con armatura simmetrica, utilizzando una semplice legge evolutiva esponenziale.

Con riferimento a (V), l'incremento di freccia conseguente al caricamento ciclico può essere espresso come segue:

$$\frac{\Delta Y_n}{Y} = e^{\alpha D} - 1$$

ove: Y = freccia statica del provino,

$$D = \frac{N}{N_f},$$

N_f = numero di cicli che provoca la rottura del provino per quel determinato livello tensionale.

Il parametro D fornisce una semplice valutazione del danno esperito dalla struttura; il tipo di regola che ne deriva è cumulativo rispetto ai cicli, ma non lineare negli effetti (V).

La determinazione del valore assoluto di D a partire dai risultati sperimentali richiede la determinazione di α o di N_f con sufficiente precisione; come si vedrà dai semplici conti riportati a seguire, nessuno dei due parametri è di facile calcolo teorica.

Si può peraltro assumere in prima approssimazione che il valore di α sia costante per il campo di fatica esaminato e per i due tipi di pannelli; risulta allora agevole quantificare il danneggiamento relativo di una soluzione tecnologica rispetto all'altra.

Con riferimento alle regressioni esponenziali dei dati delle prove cicliche evidenziati nelle fig. 18 e 19, si possono estrapolare i valori del rapporto N_{fI} / N_{fII} riportati nella successiva tabella II:

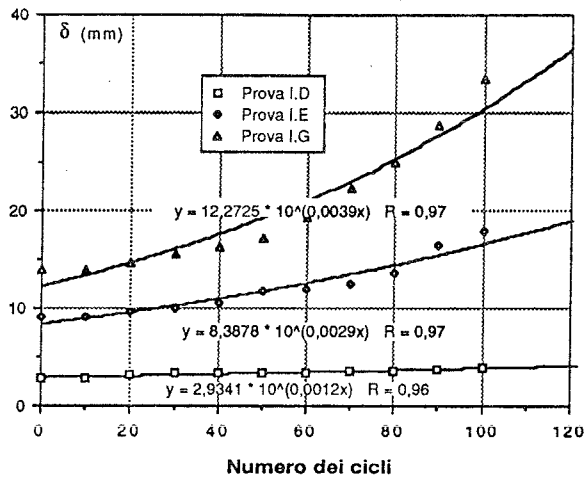


Fig. 18: Regressione esponenziale per i dati della freccia ciclica relativa ai prototipi con armatura centrale.

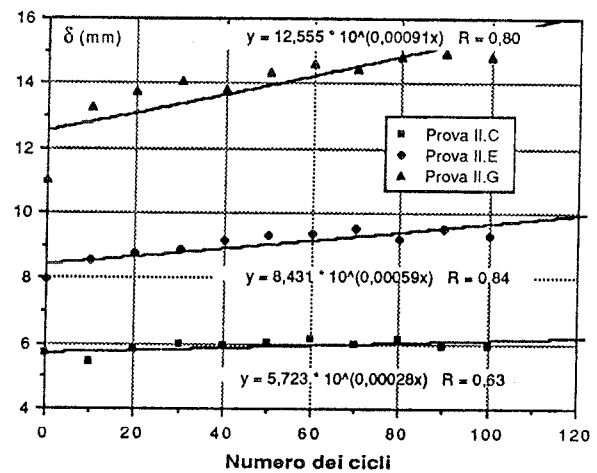


Fig. 19: Regressione esponenziale per i dati della freccia ciclica relativa ai prototipi con armatura simmetrica.

P_c (kN)	$\frac{\alpha N}{N_{fI}}$	$\frac{\alpha N}{N_{fII}}$	$\frac{N_{fI}}{N_{fII}}$
15,55	0,2736	0,0658	0,240
22,22	0,6677	0,1372	0,205
26,66	0,8980	0,2093	0,233

Tab. II

Come si desume da questa, il numero dei cicli che porta a rottura i provini con armatura centrale è circa **un quarto** di quello relativo ai provini con armatura simmetrica, indipendentemente dal livello tensionale a cui viene condotto il trattamento ciclico.

In relazione alla legge di danneggiamento impiegata, ciò corrisponde a dire che, a parità di storia di carico il danneggiamento nei prototipi della I^a serie è **quattro** volte più grande di quelli della seconda.

Una semplice ulteriore analisi consente di mostrare l'elevata sensibilità della legge di danneggiamento alla variazione dei parametri, che si traduce come già detto, nell'impossibilità di stimare il valore assoluto di N_f , a meno di non condurre una rilevazione sperimentale diretta.

La prima considerazione scaturisce dall' esame del valore di $\alpha = 2/3$ proposto da Shah (V, per il solo campo della fatica ad alto numero di cicli); l' utilizzo di tale valore conduce al calcolo di valori di $D > 1$ con conseguente perdita del significato fisico dell' indice proposto.

Una stima più attendibile potrebbe essere condotta ipotizzando che il danneggiamento sia sostanzialmente ascrivibile al deterioramento del calcestruzzo che si verifica sulle facce delle fessure in seguito ai cicli di apertura e chiusura.

Utilizzando una regressione per il campo della fatica a basso numero di cicli riportata in (II) e introducendo un coefficiente amplificatore per tener conto che le facce in compressione risultano prefessurate, si può scrivere:

$$\log N_f \approx 7,5 \left(1,125 - \frac{\sigma_{\max}}{f_c} \right) w$$

Semplici considerazioni consentono di delimitare il valore di w ; infatti tale parametro non può risultare superiore a 1, mentre l' analisi dei risultati sperimentali in base al valore $\alpha = 2/3$ fornisce $w = 0,5$.

Tale campo di variazione, se pure limitato, risulta enormemente amplificato dalla natura esponenziale della formula impiegata; infatti il dimezzamento di un esponente compreso tra 0 e 10 provoca comunque una variazione di diversi ordini di grandezza nella valutazione di N_f .

Risulta pertanto chiara la difficoltà teorica di determinare in forma assoluta il valore di N_f a mezzo di estrapolazioni, a meno che queste non riguardino prove cicliche condotte sino alla rottura del prototipo.

L' unica alternativa valida a tali lunghe e costose determinazioni sperimentali è la valutazione del danneggiamento relativo che non richiede esplicitamente la conoscenza del valore di N_f ; maggiori possibilità sembrano comunque scaturire dall' impiego di più complessi criteri che fanno riferimento a considerazioni di dissipazione energetica (VII, VIII).

7. CONCLUSIONI

Al termine delle indagini sperimentali e teoriche eseguite, è possibile sintetizzare le conclusioni più importanti.

Il comportamento a fatica oligociclica relativo alla fessurazione e alla rottura del conglomerato, risente del livello di sollecitazione flessionale molto più marcatamente (quando questo è superiore al valore della soglia di fessurazione) per gli elementi della I^a serie con armatura centrale rispetto a quelli della II^a serie con armatura doppia e simmetrica, a parità di trattamento ciclico.

Più precisamente all' aumentare del livello di sollecitazione flessionale, il trattamento ciclico provoca un deterioramento interno del calcestruzzo in presenza della armatura centrale che risulta superiore di circa quattro volte a quello riscontrato in presenza della doppia armatura (si veda il par. 6.2); in accordo a ciò, le prove hanno evidenziato una maggiore deformabilità, la presenza di lesioni di apertura maggiore, ed una diminuzione della sollecitazione ultima a parità di trattamento ciclico, per gli elementi della I^a serie rispetto a quelli della seconda.

Inoltre, all' aumentare della azione flettente e del numero delle ripetizioni cicliche, la fatica provoca la quasi completa scomparsa dell' effetto di "tension-stiffening", soprattutto in presenza dell' armatura centrale.

In definitiva, la presenza di una doppia armatura simmetrica di pari peso rispetto a quella posizionata al centro, sembra assicurare una maggiore resistenza e una minore sensibilità alla fatica oligociclica per azioni flettenti; a proposito di tale osservazione è utile ricordare quanto già precisato in precedenza: le azioni cicliche sono state scelte per simulare casi ricorrenti nella pratica, limitando così l'escursione nel campo delle deformazioni irreversibili per il calcestruzzo.

Diversamente infatti, il deterioramento del calcestruzzo (e quindi l'abbattimento del valore del carico di rottura) può risultare decisamente più marcato modificando sensibilmente il quadro dei risultati in precedenza esposti.

In conclusione è comunque da dire che alcune delle osservazioni fatte possono subire qualche modificazione (specialmente per gli effetti di carichi monotoni), quando gli spessori dei ricoprimenti siano molto maggiori di quelli sottoposti a indagine.

Bologna, Istituto di Tecnica delle costruzioni, gennaio 1989.

Gli Autori rivolgono un cordiale ringraziamento al prof. P. Pozzati per l'incoraggiamento ed i preziosi suggerimenti, e alla Società C.M.C. di Ravenna per avere fornito gli elementi strutturali di prova.

BIBLIOGRAFIA

- I) Benedetti A., Diotallevi P. P., Zarri F. "Elementi strutturali di calcestruzzo inflessi con armatura centrale rispetto allo spessore: indagine sperimentale e teorica sulla resistenza e sulla fatica oligociclica", *Atti del Convegno AICAP 1987*, aprile 1987, 211-226.
- II) Hsu T., "fatigue of plain concrete", *ACI Journal*, luglio 1981, 292-305.
- III) Desayi P., Ganesan N. "An investigation on spacing of cracks and maximum crackwidth in reinforced concrete flexural elements", *Materiaux et Constructions*, Vol. 18 n° 104, 1985, 123-133.
- IV) Consiglio Nazionale delle Ricerche, "Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in c.a. e c.a.p. con il metodo semiprobabilistico agli stati limite", *Bollettino ufficiale CNR*, anno XII n° 58, gennaio 1978.
- V) Shah S. P., "Predictions of cumulative damage for concrete and reinforced concrete", *Materiaux et Constructions*, Vol. 17 n° 97, 1984, 65-68.
- VI) Carpinteri A., Carpinteri A., "Elastic plastic shake down in reinforced concrete beams subjected to repeated loadings", *Atti del VI Congresso AIMETA*, Vol. 5, ottobre 1982, 179-190.
- VII) Tepfers R., Hedberg B., Szczechocki G., "Absorption of energy in fatigue loading of plain concrete", *Materiaux et Constructions*, Vol. 17 n° 97, 1984, 59-64.
- VIII) Veneziano D., "Probabilistic seismic resistance of R.C. frames", *3rd Int. Conf. on Structural safety and Reliability*, Moan Shinozuka ed.s, 1982, 241-258.
- IX) Dei Poli S. "Microfessurazione, leggi costitutive e condizioni di rottura per il calcestruzzo in stati di rottura mono e pluriassiali", *Fondazione F.lli Pesenti, Studi e Rendiconti Vol. 15*, Politecnico di Milano 1978.

CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DI CALCESTRUZZI STRUTTURALI LEGGERI
REALIZZATI CON AGGREGATI DI CENERE SINTERIZZATA

M.BERRA, G. FERRARA, G. MELCHIORRI, C. ZUFFI

ENEL-CRIS - Via Ornato, 90/14 - MILANO

SOMMARIO

Aggregati artificiali ottenuti per pallettizzazione e sinterizzazione di cenere leggera, residuo della combustione del carbone, sono stati utilizzati nell'ambito di uno studio condotto presso l'ENEL-CRIS per la definizione di calcestruzzi strutturali leggeri ad alta resistenza. L'articolo fornisce una completa caratterizzazione fisico-meccanica dei calcestruzzi esaminati e dimostra la fattibilità di ottenere resistenze superiori a 60 MPa con densità dell'ordine di 1700 Kg/m³.

SUMMARY

Artificial aggregates made with pelletised and sintered fly ash from coal combustion were used in a research program at ENEL-CRIS to design high-strength structural lightweight concretes. The paper reports the physical-mechanical properties of the concretes examined and shows that compressive strengths over 60 MPa with density of about 1700 Kg/m³ can be obtained.

1. INTRODUZIONE

La crescente richiesta di aggregati per calcestruzzi conduce ad un impiego sempre più diffuso di aggregati artificiali in alternativa a quelli naturali. In particolare assumono grande importanza gli aggregati leggeri che consentono di confezionare anche calcestruzzi strutturali di elevata qualità (I, II), con una resistenza specifica (rapporto tra resistenza meccanica e densità) superiore a quella dei calcestruzzi di normale densità. Ciò costituisce un indubbio vantaggio in molte applicazioni di ingegneria quali ad esempio ponti, strutture marine, ecc. (III).

I calcestruzzi leggeri sono stati ampiamente utilizzati negli Stati Uniti per la costruzione di navi durante le due guerre mondiali e i risultati sono stati eccellenti anche dal punto di vista della durabilità del materiale in ambiente marino (IV). Negli ultimi anni, in diverse parti del mondo, sono state condotte e sono in corso numerose ricerche (V, VI) volte soprattutto alla messa a punto di calcestruzzi leggeri ad alta resistenza, in grado di soddisfare alle onerose specifiche imposte nella realizzazione delle strutture off-shore sia sotto l'aspetto delle prestazioni meccaniche

che di durabilità nel tempo.

Gli studi e le applicazioni hanno finora riguardato esclusivamente i calcestruzzi cosiddetti "semileggeri", cioè confezionati con aggregato grosso leggero e sabbia naturale: tra gli esempi più significativi si possono citare il bacino galleggiante di carenaggio del porto di Genova (VII) e l'isola galleggiante per la perforazione petrolifera ancorata nel mare di Beaufort (Canada).

L'impiego di sola sabbia leggera, tuttavia, potrebbe rappresentare un ulteriore passo avanti nel campo dei calcestruzzi leggeri strutturali ad elevate resistenze ed in questo senso si è indirizzata l'attuale attività di ricerca dell'ENEL-CRIS i cui primi risultati sono riportati nel presente lavoro.

2. AGGREGATI DI CENERE LEGGERA SINTERIZZATA

Non tutti gli aggregati artificiali leggeri possono essere utilizzati per la confezione di calcestruzzi strutturali in grado di soddisfare a determinati requisiti di resistenza e densità. A tal fine risultano particolarmente idonei, oltre agli aggregati di argilla e scisti espansi, gli aggregati ottenuti per pallettizzazione e sinterizzazione delle ceneri leggere residue della combustione del carbone.

Tali aggregati, attualmente non in produzione in Italia, provengono essenzialmente da Inghilterra, Stati Uniti, Germania e Russia.

Gli aggregati usati nella presente ricerca sono quelli prodotti dalla società inglese Pozzolanac Lytag Limited, depositaria del brevetto relativo al processo di produzione illustrato nella fig. 1.

La cenere leggera, costituita da piccole sfere cave con dimensione da 1 a 150 micron, è prima agglomerata con aggiunta di acqua e successivamente granulata in appositi piatti inclinati ruotanti. I granuli di diverse dimensioni così ottenuti, collocati su di un nastro scorrevole, vengono sottoposti ad un trattamento progressivo di essiccazione e sinterizzazione a circa 1300 °C. A fine trattamento il prodotto è suddiviso in due classi granulometriche (5+8 e 8+12); con gli elementi di dimensioni maggiori e quelli tra loro agglomerati viene prodotta per frantumazione la classe granulometrica più fine (0+5).

La fig. 2 mostra le curve granulometriche delle tre classi di Lytag attualmente in produzione ed utilizzate per il presente studio.

La principale differenza tra gli aggregati naturali e quelli leggeri artificiali risiede nella porosità che passa dal 3-4% a valori che possono raggiungere anche il 40%: ciò naturalmente comporta differenze sostanziali nella densità, nelle resistenze allo schiacciamento, nei moduli elastici e nel coefficiente di imbibizione.

La tabella 1 fornisce i valori delle caratteristiche più significative di alcuni aggregati leggeri determinate nel 1980 presso il CRIS secondo la UNI 7549.

Il confronto è realizzato sia tra le classi commerciali che su frazioni

vagliate e quindi più correttamente paragonabili.

Si può notare che le caratteristiche degli aggregati di cenere sono del tutto confrontabili a quelle degli aggregati di argilla espansa di migliore qualità e che l'ultima produzione (1988) risulta ancora migliorata.

3. PROGRAMMA SPERIMENTALE E MATERIALI

I risultati presentati in questa memoria rientrano in un programma sperimentale molto più ampio che il CRIS ha avviato per la messa a punto e la caratterizzazione completa di calcestruzzi ad alta resistenza ed elevata durabilità.

Per la confezione dei calcestruzzi, oltre agli aggregati leggeri di cenere sinterizzata, sono stati utilizzati i seguenti materiali:

- cemento Altoforno 425 con le seguenti caratteristiche:

- . peso specifico $3,09 \text{ g/cm}^3$
- . finezza Blaine $3800 \text{ cm}^2/\text{g}$
- . tempi di presa $145+230 \text{ min}$
- . resistenza a compressione:

a 3 giorni	27,4 MPa	a 7 giorni	39,9 MPa;
a 28 giorni	52,6 MPa	a 90 giorni	64,8 MPa;

- fumi di silice (in aggiunta al cemento in ragione del 10% in peso) con le seguenti caratteristiche:

- . peso specifico $2,21 \text{ g/cm}^3$
- . finezza Blaine $250.000 \text{ cm}^2/\text{g}$
- . contenuto di SiO_2 92,5%

- un additivo superfluidificante appositamente studiato per ottenere buona lavorabilità con rapporti acqua/cemento molto bassi e allo stesso tempo evitare il pericolo di segregazione che nei calcestruzzi leggeri è maggiore che per i calcestruzzi ordinari. L'additivo, agglomerante ed aerante insieme, è stato dosato al 5% in peso su cemento + fumo di silice.

Con questi materiali sono stati approntati i tre calcestruzzi le cui composizioni ponderali sono riportate nella tabella 2.

La progettazione delle miscele è stata condotta volumetricamente tenendo in conto i pesi specifici di ciascun componente. Si è operato in modo da destinare il 28% del volume totale alle due classi di aggregato grosso, ed il rimanente alla malta (sabbia leggera, acqua, cemento, fumo di silice, additivo, aria inglobata).

Le modalità di miscelazione sono state differenti da quelle usate per i calcestruzzi di peso normale: gli aggregati leggeri sono stati miscelati per due minuti con la relativa acqua di bagnatura (quella corrispondente al coefficiente di imbibizione a 30 minuti), lasciandoli successivamente a riposo per otto minuti. La miscelazione è poi continuata per un minuto dopo l'aggiunta del cemento e del fumo di silice e per altri quattro dopo l'unione dell'acqua e dell'additivo superfluidificante.

I valori della massa volumica del calcestruzzo fresco (UNI 6394), della lavorabilità con il consistometro VE-BE e del contenuto di aria inglobata (UNI 6395) sono riportate nella tabella 2.

L'elevato contenuto d'aria inglobata dall'additivo ha evitato qualsiasi

problema di segregazione, frequente nei calcestruzzi leggeri, rendendo l'impasto omogeneo e coesivo.

Per ciascun calcestruzzo sono stati preparati campioni per la determinazione delle seguenti proprietà fisico-meccaniche e termiche: peso di volume, compressione monoassiale, trazione diretta, taglio diretto, modulo elastico statico e vibrazionale, energia di frattura, comportamento post-rottura in compressione, ritiro igrometrico, pull-out, dilatazione, conducibilità e diffusività termica.

I campioni, scasserati a ventiquattro ore dal getto, sono stati conservati fino all'atto delle prove previste in un ambiente a 20 °C e 95% di U.R.

4. RISULTATI

I principali risultati delle prove eseguite sui tre calcestruzzi sono riepilogati nella tabella 3.

L'uso del fumo di silice e l'elevato dosaggio di additivo hanno consentito di ottenere valori del rapporto $(a+A)/(C+S)$ estremamente bassi e conseguentemente elevati valori della resistenza a compressione anche con aggregati totalmente leggeri (peso di volume del calcestruzzo di circa 1700 Kg/m^3).

Il grafico di fig. 3 mette in evidenza sia l'effetto del dosaggio di cemento + fumo di silice sulla resistenza a compressione del calcestruzzo che la presenza di una "resistenza limite" per gli aggregati usati: i valori ottenuti a tempi lunghi tendono a diventare praticamente indipendenti dal dosaggio e quindi dalla resistenza della malta.

Non altrettanto brillante è il comportamento a trazione e taglio diretti, anche se i valori sono in assoluto di tutto rispetto.

Confermando quanto già riportato in letteratura la resistenza a trazione risulta infatti inferiore di circa il 30% a quella di un calcestruzzo ordinario di pari resistenza a compressione ed il rapporto medio tra le due resistenze (σ_c / σ_t) passa da 15 a 25.

I valori di pull-out, ottenuti sfilando per trazione barre lisce di diametro $\phi = 20 \text{ mm}$ da un cubo di calcestruzzo $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}$, risultano sufficientemente elevati e comunque doppi rispetto ai valori prescritti nel paragrafo "C" della Circolare Ministeriale N° 20244 relativa ai calcestruzzi confezionati con aggregati leggeri artificiali.

Il basso valore del modulo elastico degli aggregati, oltre a determinare un modulo elastico del calcestruzzo leggero pari a circa la metà di quello di un calcestruzzo ordinario, determina una distribuzione più uniforme delle tensioni all'interno del calcestruzzo, riducendone le concentrazioni all'interfaccia aggregato/malta. Così, mentre nel calcestruzzo ordinario si perviene alla rottura per il progredire di microfessure che, partendo dall'interfaccia aggregato/malta, sin dai bassi livelli di carico, interessano poi progressivamente tutta la malta, nel calcestruzzo leggero le microfessure si innescano sotto e sopra i granuli più grossi dell'aggregato solo per carichi prossimi alla resistenza ultima e

interessano insieme aggregato e malta, procedendo generalmente nella stessa direzione del carico agente.

Questa assenza di microfessurazione ai carichi bassi determina l'andamento quasi lineare nel tratto ascendente della curva carico-deformazione in compressione, come si rileva dalla fig. 5 relativa allo studio del comportamento post-rottura dei tre calcestruzzi leggeri.

L'esame di queste curve evidenzia come il calcestruzzo leggero abbia un comportamento più fragile di un calcestruzzo ordinario. Il diagramma carico-deformazione, dopo aver raggiunto in modo quasi lineare il valore del carico massimo, presenta una brusca caduta da attribuire prevalentemente ad una mancanza dell'effetto di ingranamento tra la malta e gli aggregati interessati direttamente dalla rottura.

Per contro la deformazione unitaria a rottura risulta più elevata ($\epsilon_r = 3+3,5\%$) e pertanto il valore dell'area A sottesa della curva, che rappresenta il lavoro globale che il materiale è in grado di assorbire, è del tutto confrontabile a quello di un calcestruzzo ordinario.

Il ritiro igrometrico dei calcestruzzi B e C (fig. 4) risulta quasi doppio rispetto a quello di un calcestruzzo ordinario di pari resistenza e rapporto acqua/cemento a causa del basso modulo elastico degli aggregati.

Particolarmente ridotto è risultato invece il ritiro, sia da 1 giorno che da 7 giorni, per il calcestruzzo A: la causa è da ricercarsi nel basso valore del rapporto $(a+A)/(C+S) = 0,314$.

Per quanto riguarda le caratteristiche termiche, i calcestruzzi leggeri in esame presentano una conducibilità pari a circa la metà di quella di un normale calcestruzzo ed un coefficiente di dilatazione di soli $5 \mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$.

La bassa conducibilità unita ai bassi valori del coefficiente di dilatazione rendono il calcestruzzo leggero più resistente anche alla fessurazione da sollecitazioni termiche, in particolare a quelle dovute al raffreddamento delle strutture successivo ai fenomeni di presa ed indurimento del cemento.

Il comportamento fragile per i calcestruzzi in esame emerge anche dalle prove di trazione stabile eseguite su provini $\emptyset = 10 \text{ H} = 20 \text{ cm}$ intagliati anularmente per la determinazione dell'energia di frattura G_F (fig. 6).

I valori misurati di G_F , cioè dell'energia necessaria a creare una frattura di superficie unitaria, sono quasi la metà di quelli relativi ad un calcestruzzo ordinario di pari resistenza. Tuttavia, la citata minore microfessurazione conseguente ai carichi in campo elastico, al ritiro ed ai fenomeni termici, consente al calcestruzzo leggero di conservarsi più integro nelle normali condizioni di esercizio e quindi di essere meno suscettibile di un calcestruzzo ordinario a fenomeni di crisi per crescita improvvisa di fessure.

Le caratteristiche dei calcestruzzi strutturali leggeri realizzati sono del tutto comparabili a quelle riportate nella recente letteratura tecnica internazionale. Ciò è mostrato in tabella 4 che confronta sinotticamente composizione e proprietà del calcestruzzo A studiato presso il CRIS con quelle dei calcestruzzi sperimentati dal CANMET (Energy, Mines and

Resources Canada) presso i propri laboratori di ricerca (fase 1), presso laboratori commerciali (fase 2) e presso normali impianti di preconfezionamento (fase 3) e dall'organizzazione norvegese "Norwegian Contractors" per la realizzazione della torre inclinata di un impianto off-shore a Stavanger.

Appare evidente come l'impiego della sabbia leggera in sostituzione di quella naturale può consentire il raggiungimento di elevati rapporti tra resistenza e densità.

5. CONCLUSIONI

I primi risultati ottenuti nell'ambito di uno studio più ampio sulle prestazioni meccaniche e di durabilità di calcestruzzi leggeri ad alta resistenza consentono di formulare le seguenti conclusioni:

- l'aggregato costituito da cenere sinterizzata è perfettamente idoneo alla confezione di calcestruzzi strutturali di elevatissima resistenza.
- è possibile confezionare calcestruzzi con resistenza a compressione superiore a 60 MPa e densità dell'ordine di 1700 Kg/m^3 , sostituendo la sabbia naturale con sabbia leggera.
- il basso valore del modulo elastico dell'aggregato leggero, vicino a quello della malta, determina una distribuzione più uniforme delle tensioni (per carichi applicati, ritiro e fenomeni termici), riducendo lo stato fessurativo del calcestruzzo. Ciò lascia supporre anche una buona durabilità nel tempo.

BIBLIOGRAFIA

- 1) ACI 213 R.79: "Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete", ACI Manual of Concrete Practice 1983, Part 1, ACI Publication, 1983.
- 2) CEMBUREAU: "Calcestruzzo leggero Strutturale", AITEC, 1974.
- 3) FIP: "Lightweight Aggregate Concrete for Marine Structures", FIP State of Art Report, 1978.
- 4) HOLM, T.A.: "Performance of Structural Lightweight Concrete in Marine Environment", ACI Publication SP-65, 1980, pp. 589-608.
- 5) MALHOTRA, V.M.: "CANMET Investigations in the Development of High-Strength Lightweight Concrete", Atti Simposio impieghi del calcestruzzo ad alta resistenza, Stavanger (Norvegia), Giugno 1987, pp.15-26.
- 6) BERND, K., BJØRN, R.: "High Strength LWA-Concrete for Off-shore Structures - Ready for Action", Atti Simposio impieghi del calcestruzzo ad alta resistenza, Stavanger (Norvegia), Giugno 1987, pp. 679-688.
- 7) COSTANTINO, M. MARCHI, F., LEVI, F., DOCKBAUGSELLSCHAFT, GIUFFRÈ, A., PINTO, P.E., BACIGALUPI, G., NASCÈ, V.: "Bacino Galleggiante di Carenaggio nel Porto di Genova, l'Industria Italiana del Cemento, N° 4, 1978, pp. 336-365.

CARATTERISTICHE	ANNO 1980										ANNO 1988			
	CLASSE COMMERCIALE					FRAZIONE VAGLIATA					CLASSE COMMERCIALE			
	LECA	ARES 6	ARES 8	LYTAG	LECA	ARES 6	ARES 8	LYTAG	LYTAG	LYTAG	LYTAG	LYTAG	LYTAG	
	3+8	3+8	3+8	5+8	6+8	6+8	6+8	6+8	6+8	6+8	6+8	0+5	5+8	8+12
Massa Volumica in mugchio (Kg/m ³)	388	654	800	799	-	-	-	-	-	-	-	1045	831	794
Massa volumica media dgl granulo (Kg/m ³)	-	-	-	-	709	1188	1376	1471	1670	1594	1576			
Resistenza allo schiacciamento (MPa)	1,8	3,1	7,6	7,1	1,8	3,3	6,7	7,0	23,5	8,3	6,6			
Coefficiente di imbibizione (%)	-	-	-	-	16,8	12,0	9,9	10,9	14,0	9,2	9,8			

Tabella 1 - Caratteristiche salienti di alcuni tipi di aggregati leggeri.

TIPO	LYTAG	ALTOFORNO	FUMO	ACQUA	ADDITIVO	PESO DI		ARIA	VE.BE				
						VOLUME	VOLUME						
		425	DI	-----		TEORICO	REALE	a+A	(1 atm)				
	0+5	8+12	SILICE	Bagna- tura	(A)			C+S	%				
		(C)	(S)	ce (a)					sec.				
A	581	102	370	400	40	127	116	22	1758	1781	0,314	5,6	4
B	652	94,3	346	340	34	134	114	18,7	1733	1759	0,355	6,1	5
C	722	86	324	280	28	140	120	15,4	1715,4	1724	0,440	6,3	7

Tabella 2 - Composizione in Kg/m³ dei calcestruzzi leggeri realizzati

CARATTERISTICHE	Stag. (g)	Unità di misura	CALCESTRUZZO			
			A	B	C	
Peso di Volume	γ	28	Kg/m ³	1.749	1.715	1.674
su 4 cubi 15.15.15 cm	"	91	"	1.745	1.713	1.670
Compressione	σ_c	3	MPa	41,9	33,4	23,9
Monoassiale	" _c	7	"	51,8	43,8	31,8
su 4 cubi 15.15.15 cm	"	28	"	59,4	53,5	47,6
	"	91	"	63,5	63,2	56,9
Trazione Diretta	σ_t	28	MPa	2,4	2,1	2,0
su 4 $\emptyset = 10$ H = 20 cm	" _t	91	"	2,3	2,1	1,9
Taglio Diretto	τ	28	MPa	5,0	4,8	4,8
su 3 cubi 20.20.20 cm	" _p					
Modulo Elastico Statico	E	14	MPa	20.600	18.200	16.000
su 3 prismi 16.16.48 cm	" _s	28	"	20.400	19.100	17.800
	"	91	"	22.300	20.800	18.800
Mod. Elas. Vibrazionale	E _v	7	MPa	20.900	20.200	18.900
su 3 prismi 16.16.48 cm	" _v	14	"	22.500	21.000	20.200
	"	28	"	21.900	21.400	20.000
	"	91	"	23.200	21.700	19.100
Energia di Frattura	G _F	28	N/m		51,9	49,3
su 4 $\emptyset = 10$ H = 20 cm						
Post-Rottura in	σ_r	28	MPa	55,2	48,6	40,5
Compressione	ϵ_r	28	$\mu\text{m}/\text{m}$	3.329	3.186	3.032
su 4 $\emptyset = 10$ H = 20 cm	E _m	28	MPa	19.900	18.500	16.800
	A*	28	MPa	0,168	0,144	0,133
Ritiro da 1 giorno	ϵ_r	28	$\mu\text{m}/\text{m}$	230	480	549
	ϵ_r	∞	"	386	858	932
Ritiro da 7 giorni	ϵ_r	28	"	120	219	180
su 2 prismi	ϵ_r	∞	"	202	567	666
10.10.50 cm a 50% U.R.						
Pull-Out	τ_a	28	MPa	1,9	2,1	
Dilatazione	α	28	$\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$	5,41	5,35	5,10
su 2 $\emptyset = 16$ H = 20 cm						
Conducibilità'	λ	28	W/m. $^\circ\text{C}$	0,881	0,856	0,840
su 2 $\emptyset = 16$ H = 32 cm						
Diffusività'	D	28	10 ⁻³ cm ² /sec	4,067	3,982	4,022
su 2 $\emptyset = 16$ H = 32 cm						

*Riferimento di $\epsilon = 10.000 \mu\text{m}/\text{m}$

Tab. 3 - Caratteristiche fisico-meccaniche e termiche dei calcestruzzi realizzati

	CANMET fase 1	CANMET fase 2	CANMET fase 3	NORWEGIAN CONTRACTORS	CRIS cls A
COMPOSIZIONE ³ (Kg m ³)					
Cemento (c)	503	362	500	385	400
Fumo di silice (s)	35	75	30	15	40
Cenere leggera (F)	100	63	0	0	0
Sabbia naturale	441	685	700	600	0
Sabbia leggera	0	0	0	120	581
Aggregato leggero	660	610+655	550	550	472
Acqua/C+S+F	0,29	-	0,26	0,42	0,314
CARATTERISTICHE					
Slump (cm)	18	14	12	22	14
Contenuto d'aria (%)	5,5	-	4,0	-	5,6
Densità allo stato fresco (Kg/m ³)	1.920	1.960	2.025	1.880	1.780
Resistenza a compressione a 91 gg. (MPa)	63,4	69,3	68,1	70,7 (a 28 gg.)	63,5
Modulo elastico a 28 giorni (MPax10 ³)	26,1	-	24,7	25,5	20,4

Tab. 4 - Confronto delle composizioni e delle caratteristiche di calcestruzzi leggeri strutturali ad alta resistenza.

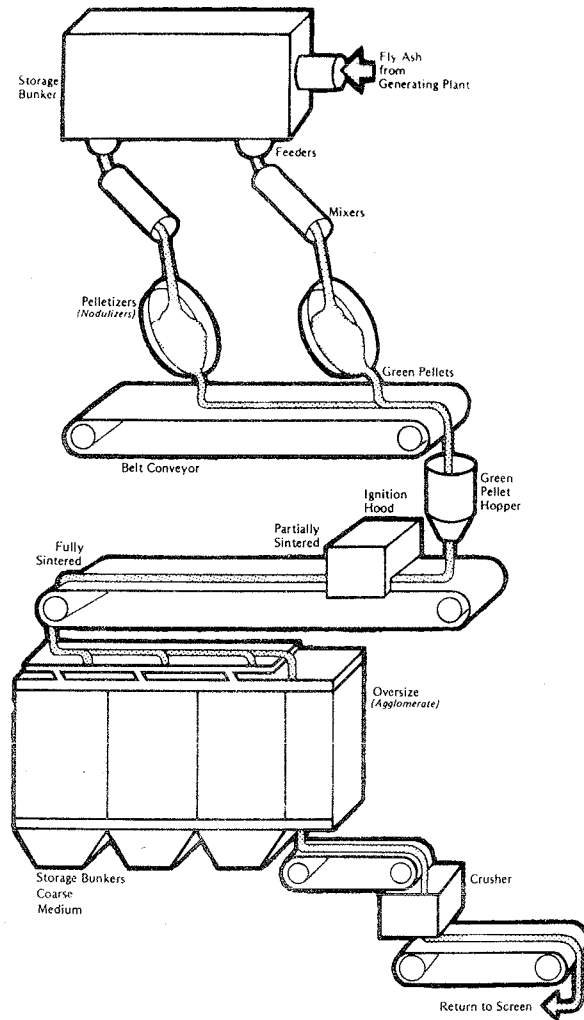


Fig. 1 - Schema del processo produttivo degli aggregati leggeri Lytag.

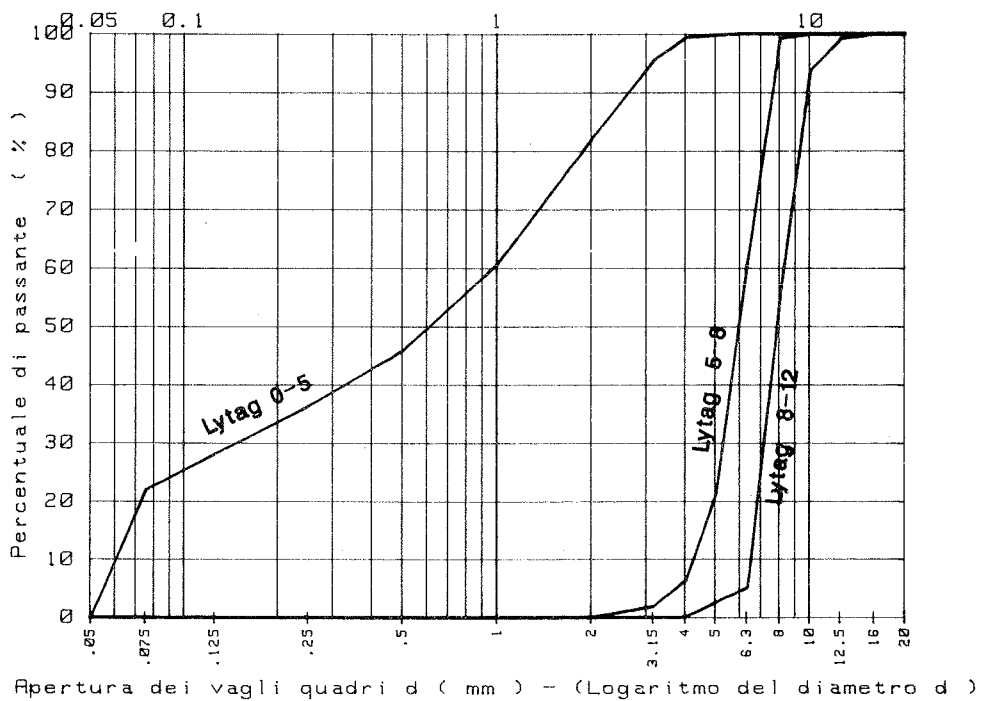


Fig. 2 - Curve granulometriche degli aggregati leggeri.

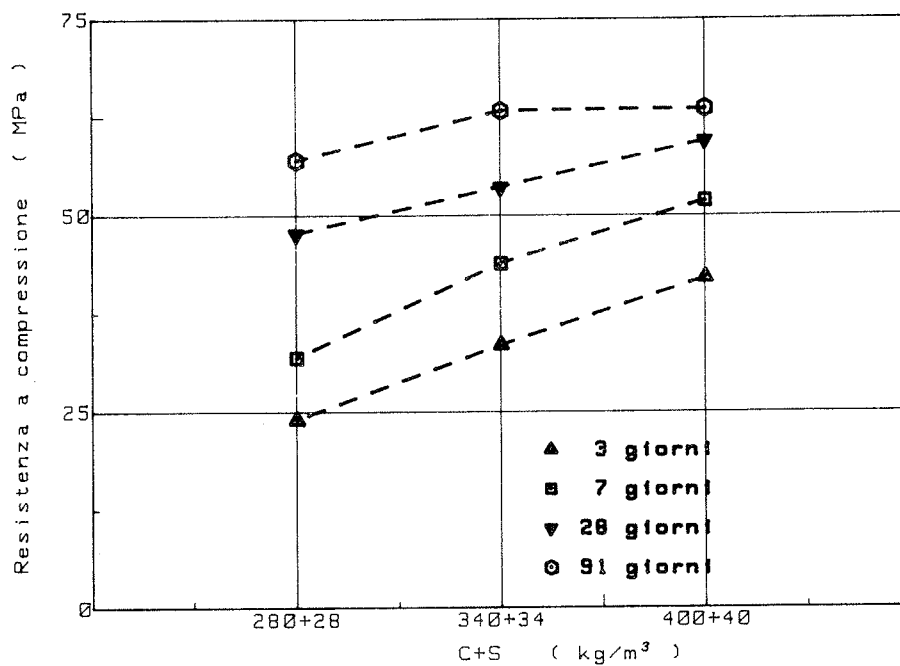


Fig. 3 - Resistenza a compressione dei calcestruzzi in funzione del dosaggio di cemento + fumo di silice.

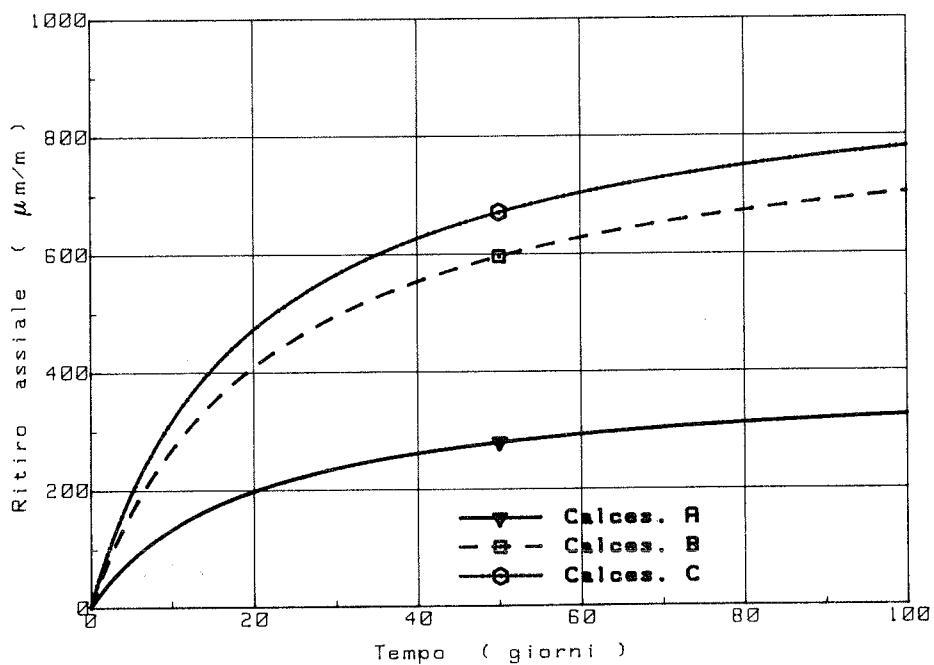


Fig. 4 - Ritiro dei calcestruzzi dopo 1 giorno di maturazione.

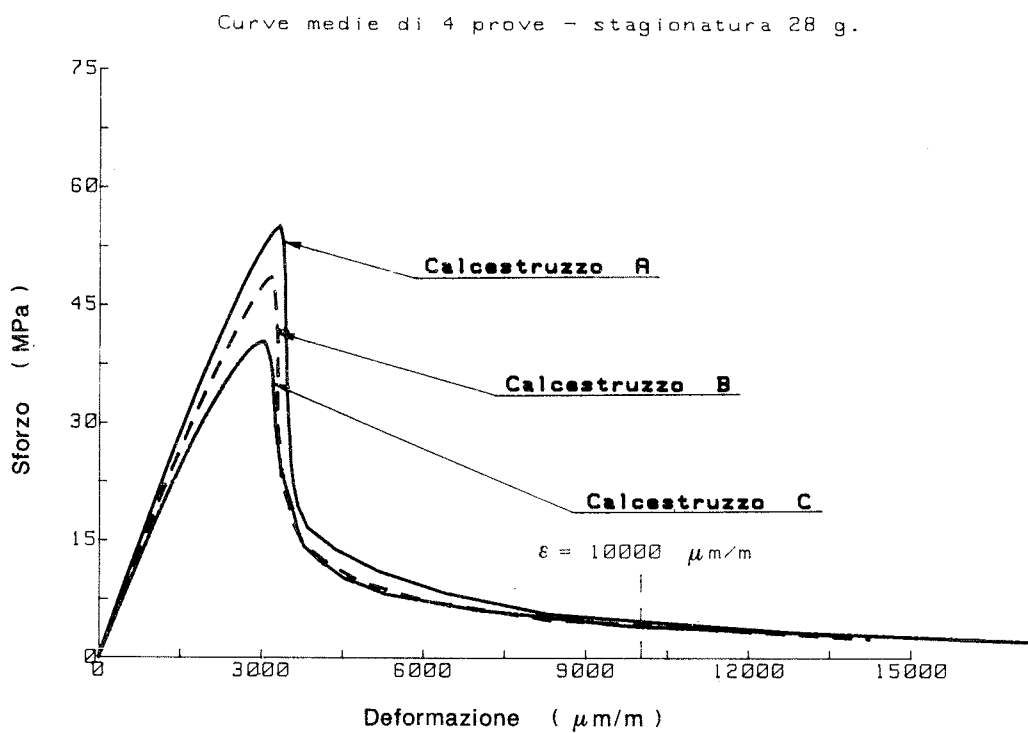


Fig. 5 - Curve complete sforzo-deformazione in compressione.

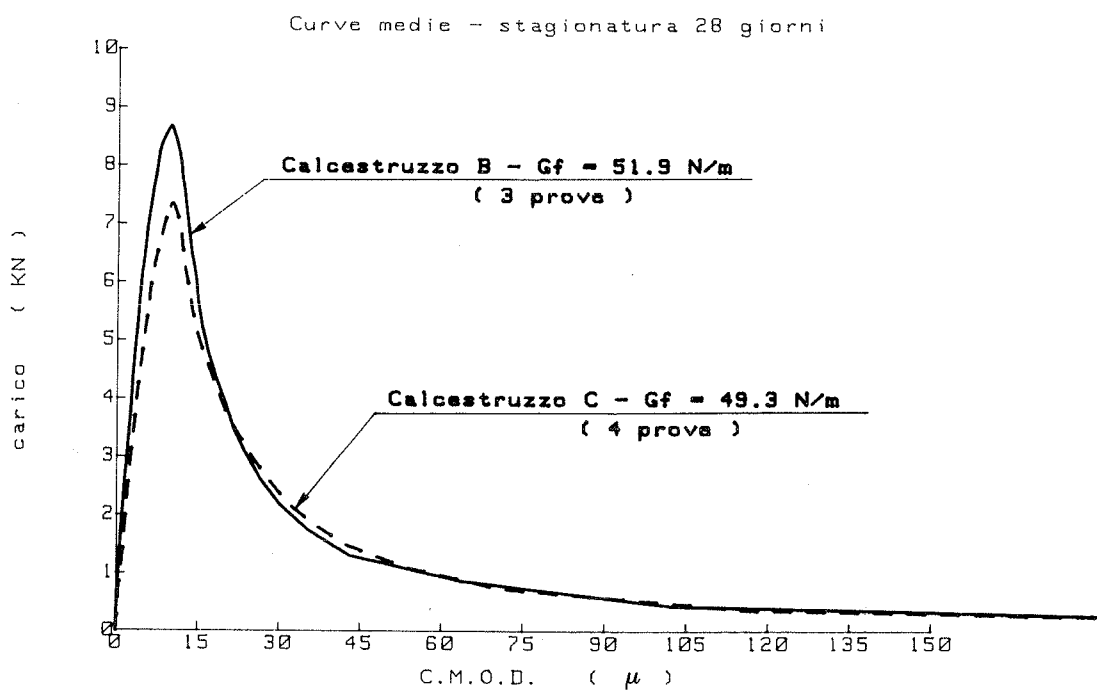


Fig. 6 - Trazione stabile su provini $\phi=10$ H=20 cm intagliati anularmente.

I CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI E LA TEORIA DEL PARABOLOIDE DI RIVOLUZIONE (*)

Umberto Bonvino

Ingegnere Civile
Dipartimento di Vie e Trasporti
Università degli Studi di Bari

(*) Ricerca finanziata con contributo C.N.R. n.87.02585.07

SOMMARIO

Nel corso dello sviluppo scientifico sono state formulate varie teorie sulla rottura dei materiali; esse, in funzione delle ipotesi di partenza, hanno generato (nello spazio delle tensioni principali) particolari superfici geometriche. La presente ricerca, basata sull'applicazione della teoria del paraboloido di rivoluzione, analizza le caratteristiche di resistenza dei calcestruzzi cementizi fibrorinforzati e le determina in maniera rapida e precisa.

SUMMARY

So far, several different theories have been formulated on the cracking of materials. Depending on the underlying hypotheses, these theories have led - in the space around the principal stresses - to particular geometric surfaces. This research, based on the application of the theory of the paraboloid of revolution, analyses the strength of reinforced fiber concretes and quickly and accurately calculates it.

1. INTRODUZIONE

Progettare una pavimentazione stradale rigida consiste, come è noto, nel calcolare le dimensioni delle lastre in calcestruzzo di cemento in modo tale che esse, senza manifestare ammaloramenti che pregiudichino la sicurezza e la qualità della circolazione, possano sopportare le azioni prodotte dal traffico e dalle condizioni ambientali. In termini del tutto generali, quindi, un corretto dimensionamento deve tendere da un lato a ridurre le probabilità che la pavimentazione si fessuri, ostacolando la creazione di eccessivi livelli di sollecitazione, dall'altro a contenere il progressivo generarsi dei fenomeni di degrado dell'integrità e della regolarità superficiali legati, questi ultimi, alla contemporanea azione del traffico e degli agenti atmosferici. Solo alcuni dei fenomeni di degrado, dai quali ci si vuole cautelare con il dimensionamento, sono riconducibili ad una analisi strutturale dello stato tensionale che si instaura all'interno delle lastre; altri, invece, sono legati alle caratteristiche intrinseche dei

materiali impiegati ed al loro comportamento nel tempo sotto l'azione combinata del clima e del traffico. Scopo della presente ricerca è di analizzare i calcestruzzi di cemento fibrorinforzati, giacchè l'introduzione delle fibre nella miscela cementizia migliora alcune caratteristiche del calcestruzzo rendendolo "diverso" da quello tradizionale [I]. Fra le più importanti, si è ritenuto opportuno indicare la **coesione** quale parametro caratterizzante le performance tecnologiche e di resistenza del calcestruzzo. Essa verrà determinata in base ad una semplice e rapida espressione funzione solamente dei carichi di rottura a compressione semplice ed a trazione e, quindi, delle corrispondenti tensioni. Infine, un utilizzo particolare della teoria esposta consentirebbe, ma solo dopo ulteriori sperimentazioni, di individuare una procedura semplice ed affidabile in grado di determinare, per qualsivoglia calcestruzzo di cemento fibrorinforzato, la quantità "ottima" delle fibre, finalizzandola al raggiungimento della massima caratteristica meccanica.

2. LA TEORIA DEL PARABOLOIDE DI RIVOLUZIONE

E' noto che un materiale, sia esso costituito da roccia, calcestruzzo di cemento od altro, si "rompe" allorquando le tensioni indotte da uno stato di sollecitazione raggiungono valori limiti oltre i quali diminuisce la sua capacità di resistere. E' altresì noto che lo stato tensionale in un punto del materiale è sempre esprimibile attraverso le tensioni principali $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ e, al limite della rottura, può essere rappresentato da un punto nello spazio avente quelle come assi coordinati. L'insieme di tali punti rappresenta una superficie, detta appunto di rottura, la cui espressione funzionale è del tipo:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (1)$$

Nel corso dello sviluppo scientifico sono state formulate varie teorie che, a seconda delle ipotesi di partenza, hanno generato - nello spazio delle tensioni principali - superfici geometriche particolari. Senza entrare nel merito della formulazione della teoria del paraboloide di rivoluzione, alla quale si rimanda per i necessari approfondimenti [II], si riporta l'equazione generale nella condizione di plasticità, secondo la procedura descritta dal Prof. Stassi:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 + 2(\sigma_c' - \sigma_t')(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = 2\sigma_c' \sigma_t' \quad (2)$$

nella quale:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sono le tensioni principali orientate secondo gli

assi x, y e z;
 σ_c e σ_t rappresentano, rispettivamente, il carico limite per le sollecitazioni di compressione e di trazione.

Al solo fine adattare la teoria agli scopi della presente ricerca, si è annullata la tensione principale σ_3 , nella eq. (2) e si sono poste uguali e contrarie le altre due:

$$\sigma_3 = 0 \quad (3)$$

$$\sigma_1 = -\sigma_2 \quad (4)$$

Mediante semplici passaggi, per brevità non riportati, si è ottenuta la seguente espressione di taglio semplice:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_c' \cdot \sigma_t'}{3} \quad (5)$$

Infine, assumendo per σ_c' e σ_t' le rispettive tensioni di rottura:

$$\begin{array}{ll} \text{a compressione} & \sigma_c' = \sigma_c \\ \text{ed a trazione} & \sigma_t' = \sigma_t \end{array}$$

si risale, attraverso l'eq. (5), al valore della coesione:

$$\boxed{c = \frac{\sigma_c \cdot \sigma_t}{3}} \quad (6)$$

3. IMPOSTAZIONE DELLA RICERCA

E' altresì noto che la definizione della curva intrinseca presuppone, per la sua determinazione, la possibilità di realizzare - sperimentalmente - qualsiasi tipo di stato tensionale. Tuttavia, con le attrezzature normalmente disponibili si realizzano stati tensionali di rottura variabili entro ristretti intervalli e, comunque, definiti solo attraverso particolari tipi di prove. Nell'ipotesi di:

(a) rappresentazione della curva intrinseca nel sistema di assi cartesiani $\sigma - \tau$,

(b) stati tensionali di rottura relativamente prossimi all'origine del riferimento adottato,

le prove semplici e correntemente utilizzate nei laboratori risultano quelle di:

compressione semplice
trazione indiretta.

Quest'ultima, conosciuta anche come prova brasiliana, è stata preferita a quella di trazione diretta poichè, pur fornendo tensioni di rottura leggermente superiori, presenta il grande vantaggio di una minore dispersione dei risultati numerici sperimentali [III].

L'abbinamento delle prove di trazione e di compressione semplice consente di applicare la classica procedura dei cerchi di Mohr ed assumere, quale curva intrinseca, il segmento di retta tangente ai predetti cerchi. Facilmente, poi, si risale al valore della coesione.

Di contro, con le medesime prove di laboratorio, l'applicazione della teoria del paraboloide di rivoluzione determina ugualmente la ricercata caratteristica meccanica del calcestruzzo, ma in maniera più rapida e con una minore dispersione dei risultati sperimentali. Pertanto, onde verificare l'applicabilità di tale teoria, si sono confrontati i valori della coesione ottenuti dalla più nota procedura del Mohr - Coulomb con quelli dedotti, invece, attraverso l'equazione (6).

Inoltre, poichè le risultanze di laboratorio hanno sempre un significato relativo, si è ritenuto opportuno preparare un calcestruzzo di cemento, ma senza fibre che, sottoposto alle medesime prove di laboratorio, fosse elemento di riferimento per quello, invece, del tipo fibrorinforzato.

4. TIPOLOGIA DELLE FIBRE ADOPERATE

E' noto che il calcestruzzo non armato è un materiale fragile; esso, sottoposto a sollecitazioni di trazione o di flessione - trazione si rompe senza preavviso; quindi il lavoro di deformazione di questo materiale risulta limitato. Ne discende che è sufficiente una debole energia per formare nella matrice cementizia delle microcavillature poste, in generale, nelle zone di discontinuità, ossia nei punti di contatto tra la pasta di cemento e la superficie degli elementi litici. Il solo ritiro è di per sè già sufficiente ad innescare il fenomeno.

La presenza delle fibre, ripartite casualmente nella matrice cementizia, crea un reticolo tridimensionale che ostacola, per ulteriori incrementi delle tensioni di trazione, l'allargarsi e l'estendersi delle microcavillature.

In definitiva una fessura non può allargarsi sino a quando la fibra, che agisce da ponte tra i due opposti lembi, non ne consente l'apertura per:

- il superamento del proprio allungamento elastico,
- sfilamento,
- sfaldamento della pasta di cemento posta intorno,
- rottura.

In tal modo la propagazione incontrollata delle fessure viene ostacolata ed il calcestruzzo fibrorinforzato, visto macroscopicamente, è un materiale omogeneo con migliorate resistenze alla trazione ed alla flessione.

Per raggiungere questi requisiti si è posta l'attenzione su alcune caratteristiche delle fibre e, per indicarne alcune:

- modulo elastico
- lunghezza e diametro
- proprietà chimico fisiche
- dosaggio
- costo

Soprattutto il modulo elastico ha rappresentato il fattore chiave per la scelta del tipo di fibre. Si è infatti preferito non utilizzare fibre ad alto modulo quali, ad esempio, l'amianto, il vetro e l'acciaio, in generale per una conseguente minore lavorabilità dell'impasto cementizio, in particolare per problemi legati alla pericolosità dell'amianto, all'impiego forzato di cementi a basso contenuto alcalino (nel caso si debbano utilizzare fibre di vetro) o, infine, alla minore durata delle fibre in acciaio - rispetto a quelle sintetiche, a più basso modulo elastico - a causa dell'attacco delle soluzioni saline sature. Tra le proprietà fisico-meccaniche delle fibre attualmente in commercio si sono ritenute importanti quelle che, data la loro particolare destinazione, fossero in grado di esaltare il concetto della durabilità di una pavimentazione stradale rigida. Quindi ottima aderenza alla matrice cementizia, inattaccabilità dal cemento e dai raggi ultravioletti, grande resistenza alla trazione, ai sali ed alle basi forti, imputrescibilità e, infine, elevatissimo potere di ritenzione dell'acqua d'impasto.

Per tali motivi la scelta è caduta sulle **fibre di polipropilene, legate e fibrillate, ottenute da polipropilene vergine.**

La Tab.1 mostra alcune caratteristiche delle fibre utilizzate.

TAB. 1

LUNGHEZZA	mm	19
DIAMETRO	mm	0,03
DENSITA'	daN/mc	900
COEFFICIENTE DI POISSON		0,29/0,41
RESISTENZA A TRAZIONE	daN/cm ²	3.000
TEMPERATURA DI FUSIONE	°C	160
MODULO DI YOUNG	KN/mm ²	3,5/6,2
QUANTITA' nel cls	N°/mc	5.000.000

Le Tab. 2 e 3, invece, evidenziano, rispettivamente, la composizione dell'impasto cementizio ed alcune prove

effettuate sugli elementi litici, tutti di provenienza locale.

TAB. 2

COMPOSIZIONE MATERIALI LITICI			
sabbia.....	50%		
graniglia.....	23%		
pietrisco.....	27%		

LEGANTE	: cemento PTL425..	380 Kg/mc	
ACQUA	: potabile.....	180 litri/mc	
ADDITIVO:	Mach 2000.....	1% sul legante	

ANALISI GRANULOMETRICA DEL MISTO			
passante U.N.I.	30	% 100,0
passante U.N.I.	25	% 96,3
"	"	20 % 85,5
"	"	15 % 72,8
"	"	10 % 54,7
"	"	7,1 % 50,7
"	"	5 % 44,6
"	"	3 % 32,5
"	"	2 % 25,5
"	"	1 % 17,6
"	"	0,40 % 13,3
"	"	0,18 % 7,4
"	"	0,074 % 5,3

TAB. 3

	SABBIA	GRANIGLIA	PIETRISCO	MISTO
Equivalente in sabbia	88%	---	---	---
Sostanze organiche	assenti			
P.S. assoluto (gr/cmc)	2,603	2,535	2,532	2,578
P.S. apparente (gr/cmc)	1,693	1,468	1,376	1,742
Los Angeles	---	C25,5%	B26,5%	---
Coefficiente di forma	---	0,308	0,362	

5. LE PROVE DI COMPRESSIONE

Le prove di compressione semplice sono state eseguite [IV] [V] su classici provini cubici (spigolo pari a cm.15) aventi sette giorni di stagionatura. Per ogni giorno di getto si sono confezionate quattro coppie di provini; la prima con la

ricetta riportata nella Tab.1, priva delle fibre di polipropilene, le altre tre con la medesima miscela aggiungendo, però, un'elevata percentuale di fibre sintetiche, rispettivamente pari ad 1, 2 e 3% del peso del cemento. Il tutto, quindi, per un totale di 80 coppie di provini cubici. Dei valori numerici di rottura, corrispondenti a ciascuna coppia di provini, si sono utilizzati quelli medi. Essi sono riportati nella parte superiore della Tab.4; quella inferiore, invece, indica, per ciascuno dei quattro gruppi così formati, alcuni parametri

TAB. 4

coppia	COMPRESSIONE SEMPLICE (daN/cm ²)			
	0%	1%	2%	3%
1	370	385	375	360
2	365	380	350	370
3	345	395	380	370
4	370	370	380	370
5	350	370	385	390
6	335	375	385	375
7	360	375	395	360
8	300	380	380	385
9	310	385	390	370
10	310	380	400	360
11	305	380	390	375
12	360	380	390	370
13	380	385	375	380
14	380	350	385	380
15	380	370	390	370
16	360	375	385	370
17	375	380	390	395
18	365	390	380	380
19	370	375	385	385
20	360	395	380	375
Media aritmetica	350	380	385	375
Val.Quadr.Medio	124918	143546	147170	140337
Varianza	661	95	98	87
Scar.Quadr.Medio	25,71	9,73	9,89	9,34
Errore Q.M.M.	5,75	2,14	2,18	2,05
Coef.Variab. %	7,29	2,57	2,58	2,49
Grado Variab.	debole	debole	debole	debole
Coef.asimmetria	-0,93	-8,27	-1,65	0,26
Coef.appiatt.	2,48	4,57	7,37	2,21

statistici quali: la media aritmetica, il valore quadratico medio, la varianza, lo scarto quadratico medio, l'errore quadratico medio della media, il coefficiente di variabilità,

il grado di variabilità (debole, medio, forte), i coefficienti di asimmetria e di appiattimento. Alcuni di questi parametri, volutamente, sono stati approssimati alla seconda cifra decimale.

Una rapida osservazione della Tab.4 consente di trarre alcune prime considerazioni.

a) L'incremento del dosaggio delle fibre nell'impasto cementizio determina, già a soli sette giorni di stagionatura, più elevate resistenze alla compressione rispetto allo stesso calcestruzzo senza fibre. Anche con gli elevati dosaggi impiegati, gli incrementi delle resistenze risultano, però, modesti e, al massimo (dosaggio del 2%), pari al 10% circa della resistenza del calcestruzzo di riferimento.

b) Tuttavia, appare singolare che il legame matematico tra la resistenza a compressione del calcestruzzo con fibre ed il contenuto percentuale delle stesse sia esprimibile tramite una funzione parabolica ad andamento concavo verso il basso, a significare, forse, che per un prefissato calcestruzzo di cemento esiste una quantità "ottima" di fibre. Ciò sarà oggetto di ulteriori approfondimenti.

c) Inoltre, è di una certa importanza l'ulteriore osservazione sui valori assunti da alcuni parametri statistici quali, ad esempio, la varianza, lo s.q.m., il coefficiente di variazione, ecc...; essi sono risultati notevolmente inferiori a quelli dello stesso calcestruzzo senza fibre, e ciò per qualunque dosaggio delle fibre nell'impasto.

e) Ancora, forse non a caso, nel calcestruzzo fibrorinforzato i parametri statistici più significativi (varianza, s.q.m., e.q.m.m., coefficiente di variazione), risultano praticamente uguali per ogni calcestruzzo fibrorinforzato e, quindi, indipendenti dalla maggiore o minore percentuale delle fibre inserite nella matrice cementizia.

6. LE PROVE DI TRAZIONE INDIRETTA

Con la stessa miscela base si sono approntate, sempre giornalmente, oltre le precedenti coppie di provini cubici (sottoposti alle prove di compressione), anche altrettante coppie di provini, però, di forma cilindrica (diametro cm.15, altezza cm.30) che differivano, ovviamente, solo per la diversa percentuale delle fibre:

0% 1% 2% 3%.

I provini, per complessivi 80 cilindri, sono stati sottoposti alla prova di trazione indiretta nel rispetto della Norma U. N. I. 6135-1972 [VI]. I risultati della sperimentazione, distinti per i quattro tipi di calcestruzzo, sono riportati nella Tab.5 che, al solito, nella parte superiore, mostra la media aritmetica delle tensioni di rottura corrispondenti a ciascuna coppia di provini; in quella inferiore, invece, i relativi parametri statistici.

TAB. 5

coppia	TRAZIONE INDIRETTA (daN/cm ²)			
	% fibre			
	0%	1%	2%	3%
1	24,5	28,5	27,5	31,5
2	26,0	27,0	30,0	32,5
3	26,5	27,5	28,5	32,0
4	25,0	28,5	28,5	31,0
5	25,0	28,0	30,0	31,0
6	24,5	27,5	28,5	31,5
7	25,5	29,0	29,0	33,0
8	26,0	28,5	29,0	32,5
9	26,5	27,5	28,0	32,0
10	25,0	30,0	28,5	31,5
11	24,5	29,5	28,5	31,0
12	25,5	29,0	29,0	31,5
13	25,0	28,0	29,0	32,0
14	25,5	28,0	29,0	31,0
15	27,5	27,5	29,5	31,0
16	22,0	28,5	29,0	31,5
17	21,5	29,0	30,0	32,0
18	27,0	27,0	28,5	31,5
19	22,0	28,0	29,5	32,0
20	26,5	28,5	29,5	32,5
Media aritmetica	25,0	28,0	29,0	32,0
Val.Quadr.Medio	631	799	839	1007
Varianza	2,53	0,61	0,42	0,34
Scar.Quadr.Medio	1,59	0,78	0,65	0,58
Errore Q.M.M.	0,36	0,17	0,14	0,13
Coef.Variab. %	6,35	2,77	2,24	1,83
Grado Variab.	debole	debole	debole	debole
Coef.asimmetria	-0,90	0,31	0,09	0,41
Coef.appiatt.	3,16	2,54	2,66	2,32

Anche l'esame di questa tabella permette delle considerazioni alcune delle quali, tuttavia, appaiono diverse da quelle dedotte attraverso il test di compressione.

a) Come era logico attendersi, la resistenza alla trazione si incrementa all'aumentare della percentuale delle fibre.

b) Il conseguente incremento percentuale delle resistenze alla trazione risulta, per i dosaggi più elevati (2% e 3%), maggiore rispetto a quelli riscontrati durante la prova di compressione semplice.

c) La legge di variazione della resistenza alla trazione con la percentuale delle fibre sintetiche non risulta, tuttavia, di tipo parabolico. L'analisi di regressione condotta sui dati sperimentali ha evidenziato, invece, un andamento quasi lineare (coefficiente di correlazione pari a 0,983).

d) Anche per questo tipo di prove, la varianza, lo s.q.m., ecc..., dei calcestruzzi fibrorinforzati sono risultati, sempre, inferiori ai corrispondenti dell'impasto cementizio privo delle fibre e, quindi, poco influenzabili dal loro rispettivo dosaggio.

7. LA COESIONE ATTRAVERSO L'INVILUPPO LINEARE DEI CERCHI DI MOHR

In possesso dei precedenti risultati sperimentali, utilizzando la ben nota procedura Mohr-Coulomb, si è calcolata, per ogni coppia dei valori delle tensioni di rottura, corrispondenti alle due citate prove di compressione semplice e trazione indiretta, la misura della coesione del conglomerato di riferimento e di quello fibrorinforzato. La Tab.6 evidenzia le risultanze numeriche ottenute dall'applicazione della citata procedura, nonché i soliti parametri statistici.

In particolare si confermano alcune considerazioni già emerse nei precedenti paragrafi.

a) La misura della coesione del calcestruzzo di cemento fibrorinforzato risulta sempre maggiore di quella corrispondente al calcestruzzo di riferimento, privo delle fibre di polipropilene.

b) Tuttavia, gli incrementi della ricercata caratteristica meccanica appaiono meno sensibili all'aumentare della percentuale delle fibre.

c) Come era logico attendersi, i più importanti parametri statistici (varianza, s.q.m., ecc...) risultano inferiori a quelli ottenuti con l'impasto di riferimento a dimostrazione, quindi, di una più costante qualità del nuovo materiale.

TAB. 6

C O E S I O N E (daN/cm ²)				
* * *				
PROCEDURA MOHR - COULOMB				
N°	0%	1%	2%	3%
1	48,3	53,3	51,7	54,3
2	49,5	51,5	52,3	56,3
3	48,7	53,0	53,0	55,5
4	48,9	52,3	53,0	54,6
5	47,6	51,8	54,7	56,0
6	46,1	51,7	53,3	55,4
7	48,7	53,1	54,4	55,7
8	45,1	53,0	53,4	57,0
9	46,2	52,3	53,1	55,5
10	44,9	54,4	54,3	54,3
11	44,0	53,9	53,6	55,0
12	48,7	53,4	54,1	55,1
13	49,5	52,8	53,1	56,2
14	50,0	50,4	53,8	55,3
15	52,0	51,3	54,6	54,6
16	45,1	52,6	53,8	55,1
17	45,5	53,4	55,1	57,3
18	50,5	52,1	53,0	55,8
19	45,8	52,1	54,2	57,0
20	49,7	54,0	54,0	55,9
Media aritmetica.	47,7	52,6	53,6	55,6
Val.Quadr.Medio	2286	2770	2876	3092
Varianza	4,80	0,96	0,67	0,72
Scar.Quadr.Medio	2,19	0,98	0,82	0,85
Errore Q.M.M.	0,48	0,22	0,18	0,19
Coef.Variab. %	4,59	1,86	1,53	1,52
Grado Variab.	debole	debole	debole	debole
Coef.asimmetria	-0,02	-0,25	-0,40	0,41
Coef.appiatt.	1,89	2,55	2,80	2,42

8. LA COESIONE ATTRAVERSO LA TEORIA DEL PARABOLOIDE DI RIVOLUZIONE

L'applicazione della teoria del paraboloide di rivoluzione, esplicitata tramite l'eq.(6), ha fornito, invece, i risultati numerici esposti nella Tab.7 che, come le precedenti, riporta, per i necessari confronti, le medesime informazioni. In particolare:

a) a più elevate percentuali delle fibre disperse nella pasta cementizia corrispondono più alti valori della coesione;

b) gli incrementi percentuali di questa caratteristica risultano del tutto identici a quelli ottenuti utilizzando la più nota procedura del Mohr-Coulomb; tuttavia, l'applicazione della teoria del Prof. Stassi, a parità della percentuale delle fibre di polipropilene, determina più alti valori della coesione;

TAB. 7

C O E S I O N E (daN/cm ²)				
* * *				
PARABOLOIDE DI RIVOLUZIONE				
N°	0%	1%	2%	3%
1	55,0	60,5	58,6	61,5
2	56,2	58,5	59,2	63,7
3	55,2	60,2	60,1	62,8
4	55,5	59,3	60,1	61,8
5	54,0	58,8	62,0	63,5
6	52,3	58,6	60,5	62,7
7	55,3	60,2	61,8	62,9
8	51,0	60,1	60,6	64,6
9	52,3	59,4	60,3	62,8
10	50,8	61,6	61,6	61,5
11	49,9	61,1	60,9	62,2
12	55,3	60,6	61,4	62,3
13	56,3	59,9	60,2	63,7
14	56,8	57,1	61,0	62,7
15	59,0	58,2	61,9	61,8
16	51,4	59,7	61,0	62,3
17	51,8	60,6	62,4	64,9
18	57,3	59,2	60,1	63,2
19	52,1	59,2	61,5	64,6
20	56,4	61,3	61,1	63,2
Media aritmetica	54,2	59,7	60,8	62,9
Val.Quadr.Medio	2943	3566	3699	3962
Varianza	6,20	1,22	0,87	0,96
Scar.Quadr.Medio	2,49	1,10	0,93	0,98
Errore Q.M.M.	0,55	0,24	0,20	0,22
Coef.Variab. %	4,59	1,85	1,54	1,56
Grado Variab.	debole	debole	debole	debole
Coef.asimmetria	-0,05	-0,31	-0,42	0,41
Coef.appiatt.	1,90	2,66	2,73	2,40

c) infine, al solito, i più importanti parametri statistici (varianza, s.q.m., ecc...) risultano sempre inferiori se il calcestruzzo è del tipo fibrorinforzato.

10. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il numero delle prove effettuate, pur modesto, consente di affermare che alcune delle coincidenze emerse nei precedenti paragrafi saranno sempre verificate, anche per materiali diversi dai calcestruzzi [VII].

Le prove di compressione semplice e di trazione, sulle quali si è già riferito, prese ognuna per proprio conto, non possono certo essere assunte quali prove tipo per verificare la "bontà" delle lastre in calcestruzzo di cemento fibrorinforzato. Ciò soprattutto perchè gli strati superficiali delle pavimentazioni rigide sono sottoposti, continuamente, a sollecitazioni composte e non ad una sollecitazione semplice di compressione o di trazione.

Per questo motivo è sembrato opportuno far intervenire contemporaneamente i valori di resistenza trovati mediante la coesione che, come si è dimostrato, li contiene entrambi. I risultati ottenuti consentono, quindi, di affermare quanto segue:

a) la teoria del paraboloide di rivoluzione, è applicabile anche ai calcestruzzi con elevati dosaggi delle fibre sintetiche;

b) l'utilizzo della espressione (6) rappresenta un notevole vantaggio in termini di semplicità e rapidità nei confronti di altre procedure quali, ad esempio, quella del Mohr - Coulomb;

c) l'applicazione della teoria del paraboloide fornisce, in generale, risultati equivalenti a quelli ottenuti dalla tradizionale applicazione dei cerchi di Mohr;

d) i più importanti parametri statistici, dedotti dalla sperimentazione, risultano praticamente costanti al variare della quantità di fibre presenti negli impasti;

e) ancora, l'applicazione della teoria esposta determina, rispetto alla più nota bilatera, valori più elevati della coesione. La Tab.8, infatti, mostra quanto precedentemente affermato evidenziando, nel contempo, che gli incrementi percentuali del valore della coesione, derivanti dall'applicazione della teoria del paraboloide di rivoluzione, rispetto alla procedura lineare, non appaiono legati alla quantità delle fibre disperse nella matrice cementizia;

g) infine, dall'applicazione della presente procedura emergerebbe un nuovo criterio per la determinazione della percentuale ottimale delle fibre in relazione al valore massimo della coesione. Ciò sarà oggetto di successivi approfondimenti.

TAB. 8

PROCEDURA	PERCENTUALE FIBRE			
	0%	1%	2%	3%
Mohr-Coulomb	47,7	52,6	53,6	55,6
Stassi	54,2	59,7	60,8	62,9
Δ	+14	+13	+13	+13

10. OPERE CONSULTATE

[I] R.AICARDI. "Il calcestruzzo con l'aggiunta di fibre". L'edilizia e l'industrializzazione. Gen./Feb.1988 n°1/2.

[II] F.STASSI D'ALIA. " Un paraboloide di rivoluzione quale condizione di plasticità". L'ingegnere 1951.

[III] F.LEONHARDT. "Le basi del dimensionamento nelle costruzioni in cemento armato". Edizioni Tecniche ET 1978.

[IV] U.N.I. 6130-72

[V] U.N.I. 6132-72

[VI] U.N.I. 6135-72

[VII] U.BONVINO. "La coesione dei conglomerati bituminosi "aperti" e la teoria del paraboloide di rivoluzione". Rivista LE STRADE n°1252 - ottobre 1988.

DOCUMENTAZIONE "Fibermesh". Levocell s.p.a.

DOCUMENTAZIONE "Montefibre". Gruppo Montedison.

EFFETTO SCALA SUL PROGETTO DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA.

C. BOSCO, A. CARPINTERI, P. G. DEBERNARDI

Dipartimento Ingegneria Strutturale - Politecnico di Torino.
TORINO

SOMMARIO.

Sulla base di prove sperimentali eseguite in controllo di deformazione su travi in c.a. con calcestruzzo ad alta resistenza, di differenti dimensioni e percentuali di armatura, si valuta l'incidenza dell'effetto scala sulla percentuale minima di armatura e sul comportamento a taglio di travi senza armatura d'anima, confrontando i risultati con le più recenti normative per le strutture in cemento armato.

SUMMARY

Consequently to experimental testing carried out on high strength reinforced concrete beams, with different sizes and steel percentages, the authors evaluate the influence of scale effects on the minimum steel percentage and on the shear behaviour of beams without shear reinforcement. The results are compared with the requirements of the most recent international standards.

1. PREMESSA.

Nella sperimentazione sulle strutture in c.a. si riscontrano fenomeni di instabilità legati alla formazione di fessure. Solo con prove condotte in controllo di deformazione, ad esempio imponendo una deformazione della zona tesa crescente con legge prestabilita (lineare, ecc.), si può seguire il fenomeno nella sua effettiva evoluzione.

In figura 1 è riportato un diagramma qualitativo carico-freccia ottenuto controllando prima la deformazione del corrente teso e successivamente l'apertura della fessura. In modo analogo si possono rappresentare altre caratteristiche connesse con la deformazione della trave, come ad esempio la rotazione della sezione fessurata.

Nelle condizioni di esercizio la struttura può essere soggetta all'effetto di azioni di differente natura: carichi direttamente applicati o deformazioni impresse.

Nel caso di strutture isostatiche soggette a carichi direttamente applicati, la deformazione o la freccia al momento della formazione della prima fessura (punto A in figura 1) subisce un incremento istantaneo fino al punto B, mentre la sollecitazione esterna rimane costante. In tale caso quindi non si può osservare il reale percorso A-C-B.

Viceversa, in strutture iperstatiche, se vi sono deformazioni impresse (ad esempio cedimenti vincolari, ritiro nel calcestruzzo o variazioni termiche differenziali), al momento della prima fessurazione la sollecitazione si riduce (passando dal punto A al punto C in figura 1). Nel caso di carichi agenti sulla struttura iperstatica, per effetto della fessurazione, la sollecitazione passa dal punto A ad un punto intermedio tra C e B, in seguito alla redistribuzione delle sollecitazioni.

L'analisi del comportamento sperimentale descritto da utili informazioni per la determinazione del quantitativo minimo di armatura da disporre in

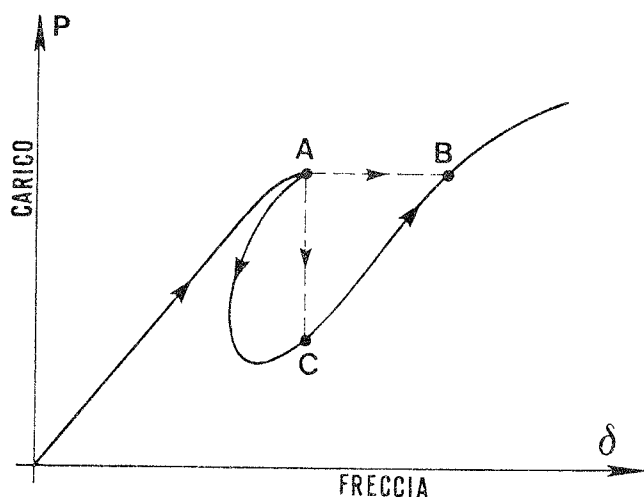


Figura 1: Diagramma carico-freccia ottenuto in controllo di deformazione.

strutture in c.a. inflesse. Occorre infatti verificare che per effetto della formazione della prima fessura, l'armatura non raggiunga la tensione di snervamento.

Risulta pertanto, da quanto discusso in precedenza, che in strutture isostatiche, nelle quali la fessurazione è prodotta da carichi applicati, l'armatura minima deve essere calcolata per il momento di prima fessurazione. Se la struttura è iperstatica avviene invece una redistribuzione delle sollecitazioni ed il momento nella sezione che si fessura subisce una riduzione che dipende dall'insieme strutturale. Altrettanto si verifica quando la fessurazione è prodotta da deformazioni impresse. La riduzione della sollecitazione consente di calcolare l'armatura minima per un valore ridotto del momento di prima fessurazione. È tuttavia necessario aggiungere che spesso, in pratica, entrambe le azioni, carichi esterni e deformazioni impresse, sono contemporaneamente presenti, per cui è in generale necessario valutare con una certa prudenza le sollecitazioni ancora presenti dopo la formazione della prima fessura.

Nel comportamento descritto si osserva inoltre una notevole incidenza delle dimensioni dell'elemento strutturale. Questo aspetto, che generalmente è trascurato nelle normative, ha influenza oltre che sul comportamento flessionale a cui si riferisce la determinazione dell'armatura minima, anche su altre risposte strutturali, quali il comportamento a taglio di elementi privi di armatura d'anima e la rotazione plastica localizzata nella zona critica (parametro che riveste un ruolo importante nel calcolo non lineare). In questo contesto si sono effettuate le prove che sono descritte nel seguito.

2. LA SPERIMENTAZIONE.

Per tenere conto dell'effetto scala e di altre caratteristiche meccaniche dei materiali che riguardano non solo la loro resistenza a trazione ma anche il comportamento in fase plastica, si è fatto riferimento ai parametri della meccanica della frattura ed in particolare alla tenacità del calcestruzzo, mediante la sua energia di frattura G_F . Dalla bibliografia specialistica (I), (II), (III), si ricava che il comportamento di elementi in c.a. è caratterizzato dal numero di fragilità'

$$N_P = \frac{f_y h^{1/2}}{K_{IC}} \frac{A_s}{A} \quad (1)$$

ove f_y rappresenta la tensione di snervamento dell'acciaio, K_{IC} il valore critico del fattore di intensificazione degli sforzi del calcestruzzo, h l'altezza della sezione trasversale ed il rapporto A_s/A la percentuale geometrica di armatura, riferita all'intera sezione $A = bh$ di calcestruzzo. Il valore critico del fattore di intensificazione degli sforzi K_{IC} e' ricavabile nel seguente modo

$$K_{IC} = \sqrt{G_F E}$$

ove i termini sotto radice quadrata sono rispettivamente l'energia di frattura ed il modulo elastico del calcestruzzo.

Nel termine N_F quindi risultano conglobate informazioni relative non solo alle caratteristiche meccaniche classiche dei materiali, acciaio e calcestruzzo, ma anche alla tenacita' del calcestruzzo ed alla scala (altezza della sezione).

Assumendo come parametro di riferimento il numero N_F , si e' impostata la sperimentazione su una prima serie di 30 travi in c.a. ad alta resistenza, caratterizzate da differenti altezze, luci, percentuali di armatura e tensioni di snervamento dell'armatura. La sola caratteristica mantenuta costante e' stata la resistenza meccanica del calcestruzzo avente valore medio di rottura $R_{cm} = 91.2 \text{ N/mm}^2$ e scarto quadratico medio $\delta = 8.8 \text{ N/mm}^2$. Il calcestruzzo e' stato confezionato con 480 kg/m^3 di cemento tipo 525, rapporto acqua-cemento di 0,27 ed inerti di frantumazione con dimensione massima di 12,7 mm.

Le caratteristiche geometriche delle travi, il quantitativo e la tensione di snervamento delle armatura, il carico di prima fessurazione, di snervamento e di rottura delle travi, sono riportati nella tabella 1.

Nella stessa tabella sono riportati i valori del numero di fragilita' N_F che risultano dalla relazione (1), applicata alla sperimentazione effettuata.

Per ogni dimensione (travi tipo A, B, C) e per ciascun numero di fragilita' (0, 1, 2, 3, 4) sono stati realizzate n. 2 travi per un totale di 30 saggi.

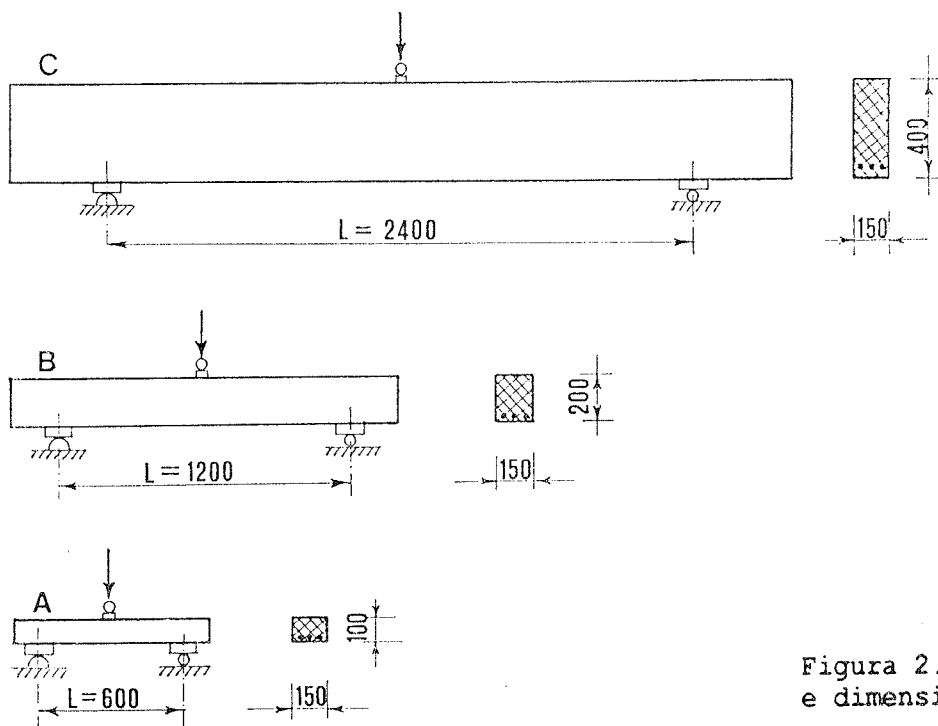


Figura 2. Schema di prova e dimensioni delle travi.

Tutte le travi sono state sottoposte a prova senza fessura preformata, con il metodo del "three point bending" mediante macchina M.T.S., presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino. Le travi sono state appoggiate ad una estremita' su un rullo cilindrico ed alla estremita' opposta su un'articolazione sferica. Il carico e' stato applicato mediante un martinetto idraulico vincolato alle estremita' con articolazioni sferiche. Lo schema di prova e' riportato in figura 2. Le prove sono state condotte in controllo di deformazione mediante estensimetro tipo DD1 disposto all'intradosso delle travi, nella direzione dell'asse della trave, simmetricamente al carico applicato. Il segnale in uscita veniva immesso nel ciclo di controllo della deformazione la quale e' stata imposta con rampa lineare crescente a velocita' molto ridotta. La freccia, depurata dai cedimenti degli appoggi e la deformazione all'intradosso sono state direttamente diagrammate mediante un x-y recorder in funzione del carico applicato; cio' per poter seguire l'evolversi della prova in tempo reale.

3. RISULTATI SPERIMENTALI.

La sintesi dei risultati e' riportata nella tabella 1; i valori indicati si riferiscono alla media dei risultati ottenuti sui due saggi realizzati per ogni tipo di trave.

TABELLA 1. Dati riassuntivi sulle caratteristiche delle travi e sui risultati delle prove.

TIPO DI TRAVE	CLASSE DI FRAGILITA'	b h (mm)	As	$\rho\%$	f_y (N/mm ²)	N_p	P_F (kN)	P_s (kN)	P_R (kN)
A	0	150x100	0	0.00	0	0	11.77	0.00	0.00
	1	"	1 Ø 4	0.085	637	0.134	11.77	7.02	5.78
	2	"	2 Ø 5	0.256	569	0.360	12.50	15.20	11.28
	3	"	2 Ø 8	0.653	441	0.710	13.53	27.94	22.06
	4	"	2 Ø 10	1.003	456	1.170	14.90	34.51	47.81
B	0	150x200	0	0.00	0	0	22.55	0.00	0.00
	1	"	1 Ø 5	0.064	569	0.128	19.52	10.29	5.80
	2	"	3 Ø 5	0.190	569	0.380	20.84	23.10	17.14
	3	"	3 Ø 8	0.490	441	0.760	22.36	41.43	56.72
	4	"	3 Ø 10	0.775	456	1.240	26.67	64.95	76.56
C	0	150x400	0	0.00	0	0	40.20	0.00	0.00
	1	"	2 Ø 4	0.043	637	0.135	36.67	15.69	8.40
	2	"	4 Ø 5	0.128	569	0.360	38.73	32.36	24.40
	3	"	4 Ø 8	0.327	441	0.720	43.14	53.93	65.00
	4	"	4 Ø 10	0.517	456	1.170	48.93	84.42	97.65

As = Armatura nominale delle travi

$\rho\%$ = Percentuale effettiva di armatura riferita all'area bh della trave

f_y = Tensione di snervamento sperimentale dell'acciaio

P_F = Carico di prima fessurazione

P_s = Carico di snervamento delle armature

P_R = Carico di rottura della trave

La distanza d tra l'armatura e il lembo superiore della trave e' pari a 0,9h

I diagrammi carico-freccia sono riportati in figura 3, per ciascuna dimensione delle travi, al variare del numero di fragilita' N_p definito con la relazione (1). Ciascuna curva e' relativa ad un singolo provino dei due considerati. Come e' possibile verificare nella stessa figura, il picco del carico di prima fessurazione e' decisamente piu' basso del carico di snervamento dell'acciaio solo nella travi di tipo 3 e 4, cioe' per elevati numeri di fragilita' N_p . Nel caso delle travi di tipo 0 e 1, si sono ottenuti risultati opposti come si riscontra chiaramente dalle figure men-

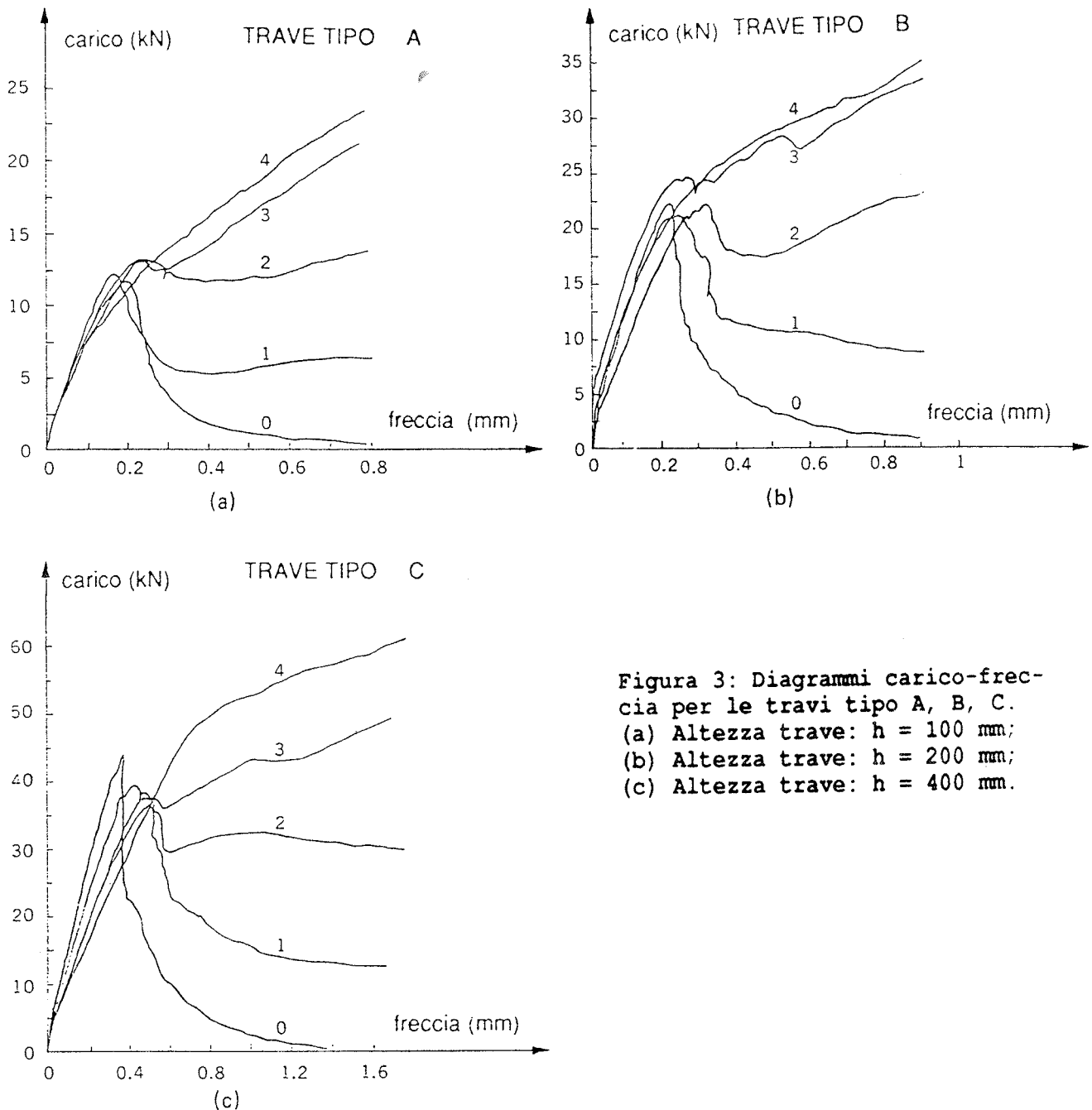


Figura 3: Diagrammi carico-freccia per le travi tipo A, B, C.
 (a) Altezza trave: $h = 100$ mm;
 (b) Altezza trave: $h = 200$ mm;
 (c) Altezza trave: $h = 400$ mm.

zionate. Il caso 2 e' invece di transizione tra l'iperresistenza ed il collasso plastico, essendo i due carichi critici molto prossimi. Dalla sperimentazione risulta che esiste un valore del numero di fragilita', che e' di transizione, compreso tra 0,36 e 0,72.

Il provino C0 ($h = 400$ mm, senza armatura) presenta un comportamento con evidente snap-back, essendo il ramo discendente della curva a pendenza positiva. Questa rilevazione e' stata possibile controllando il processo di carico mediante imposizione di una legge di incremento monotona dell'apertura della fessura. Se il parametro di controllo fosse stata la freccia in mezzeria, si sarebbe rilevata una improvvisa caduta della capacita' portante ed una instabile e rapida propagazione della fessura.

In figura 4 sono riportati i momenti flettenti adimensionalizzati in funzione della rotazione nella sezione di mezzeria, per ciascuna classe di fragilita' ed al variare della dimensione delle travi. La rotazione locale e' adimensionalizzata rispetto al valore rilevato all'atto della prima fessurazione ed e' calcolata in riferimento ad un elemento, nell'intorno della prima fessura, di lunghezza pari all'altezza h della trave. La adimensionalizzazione dei momenti flettenti e' eseguita rispetto alla tenacita' alla frattura K_{Ic} ed all'altezza h della trave.

I diagrammi in figura 4 sono significativi solo per valori $\Phi/\Phi_0 > 1$, in quanto le grandi deformazioni e la curvatura localizzata si manifestano solo dopo la prima fessurazione.

Il momento adimensionalizzato di prima fessurazione appare non essere costante, a parita' di classe di fragilita', se si varia la dimensione della trave. Cio' e' dovuto all'assenza di fessure iniziali o intagli preformati. D'altra parte, i rami discendenti che seguono il picco di prima fessurazione sono molto prossimi l'uno all'altro e presentano la stessa forma per ciascuna classe di fragilita'.

La similitudine fisica sembra governare il comportamento successivo al picco di prima fessurazione, specialmente per bassi numeri di fragilita' N_p (classi 0, 1, 2, 3), e per elevate altezze h delle travi (travi tipo B, C). In questi casi, infatti, e' molto probabile che la zona di processo all'apice della frattura sia trascurabile rispetto alla zona ove la singolarita' delle tensioni e' dominante, cosicche' il modello della Meccanica della Frattura Elastica Lineare (e la adimensionalizzazione di figura 4) e' coerente con il fenomeno sperimentale.

4. ARMATURA MINIMA.

Per quanto attiene il contenuto minimo di armatura, dalla figura 4 e da quanto descritto nel paragrafo 3, si puo' osservare che a parita' di N_p si ha un andamento delle curve momento-rotazione affine. In particolare viene rilevata l'esistenza di un valore di N_p per cui si ha l'eguaglianza tra il momento di snervamento e quello di prima fessurazione. Tale e' la condizione che definisce il quantitativo minimo di armatura.

Si puo' osservare chiaramente come, a parita' di N_p , la percentuale di armatura sia inversamente proporzionale all'altezza della sezione trasversale della trave.

Nelle figure 5a e 5b sono riportate le curve di fragilita' $N_p = \text{cost.}$, cioe' la percentuale di armatura in funzione dell'altezza h della sezione trasversale della trave. Le due figure differiscono per le diverse caratteristiche meccaniche dell'acciaio impiegato, che nel caso della figura 5a ha tensione di snervamento media $f_y = 441$ N/mm² e nel caso della figura 5b, $f_y = 569$ N/mm². Con riguardo alla armatura minima, le principali norme internazionali sono basate sull'impostazione classica del problema, che consiste nel considerare

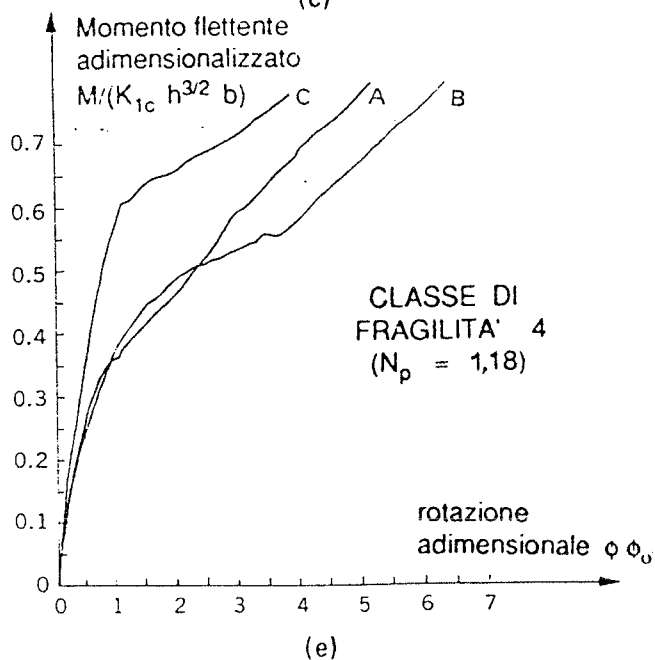
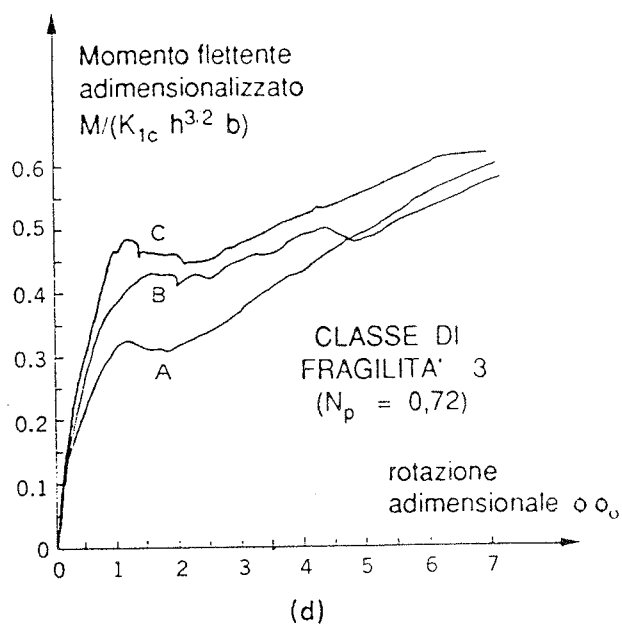
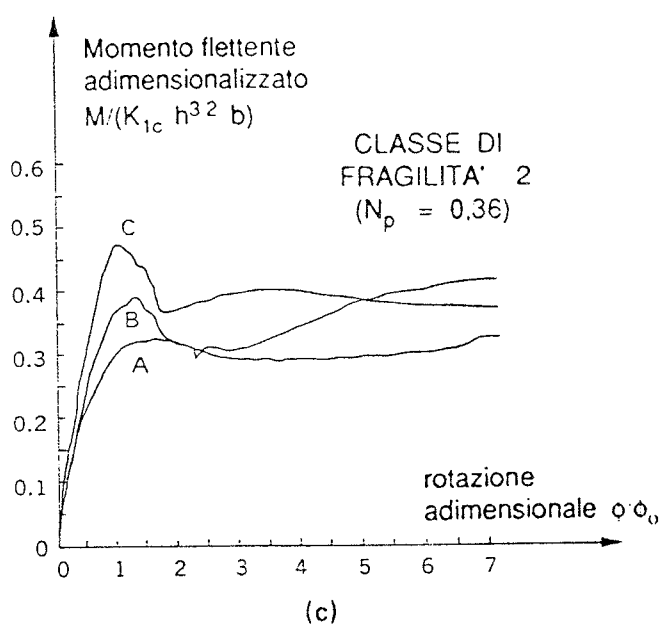
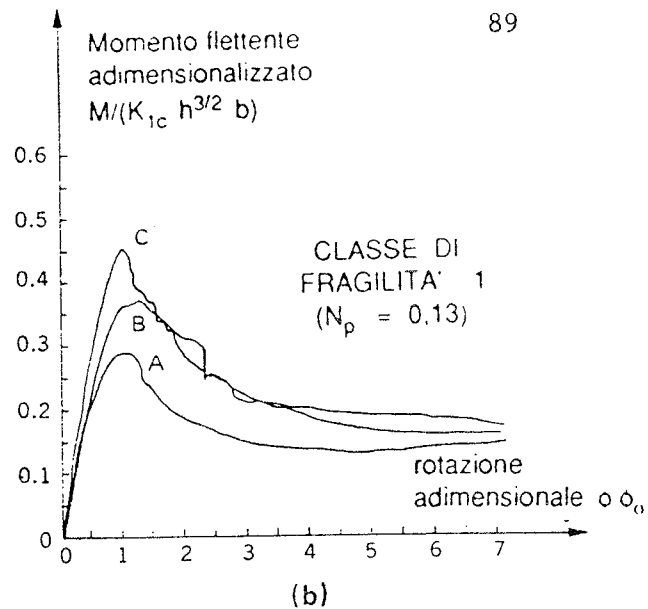
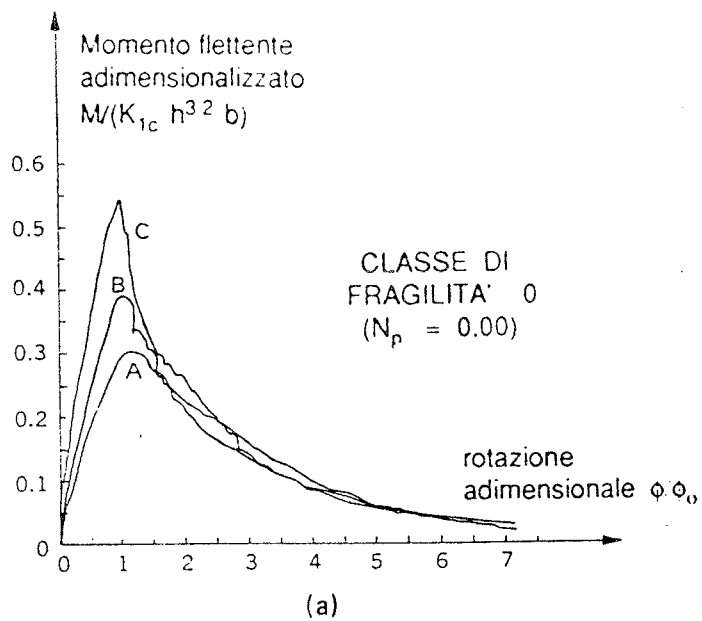


Figura 4. Diagrammi adimensionalizzati del momento flettente in funzione della rotazione della sezione di mezzeria delle travi.

Numeri di fragilita': $N_p = 0$ (a); $N_p = 0,13$ (b); $N_p = 0,36$ (c); $N_p = 0,72$ (d); $N_p = 1,18$ (e).

nel calcolo essenzialmente la tensione di trazione massima del calcestruzzo e quella di snervamento dell'acciaio. Solo recentemente si e' ipotizzato che sul dimensionamento minimo delle armature abbiano influenza altri parametri, come l'altezza della sezione trasversale (IV) e, ancora piu' recentemente (V), si e' proposto di considerare un ulteriore parametro rappresentato dall'energia di frattura che si dissipa nel fenomeno di fessurazione. Inoltre, sempre di recente, sono state operate delle distinzioni tra il comportamento per carichi direttamente applicati e quello dovuto alle deformazioni impresse (IV), considerando, in particolare per questo ultimo, l'influenza dell'altezza della sezione trasversale. La sperimentazione tuttavia non ha ancora fornito dati sufficienti per una soluzione generale del problema ed in definitiva, allo stato attuale, la letteratura internazionale non da' ancora interpretazioni uniformi per le strutture debolmente armate e le normative prescrivono quantitativi minimi anche notevolmente diversi tra loro (VI). In alcuni codici (Francia, Svizzera) il quantitativo minimo e' indicato sulla base del rapporto tra la tensione di calcolo a trazione del calcestruzzo e quella dell'acciaio; altre normative prescrivono una formulazione che tiene conto della sola tensione di snervamento dell'acciaio (Gran Bretagna, American Concrete Institute), mentre altre ancora (Italia, USSR) prescrivono un minimo fissato indipendentemente da ogni altro fattore.

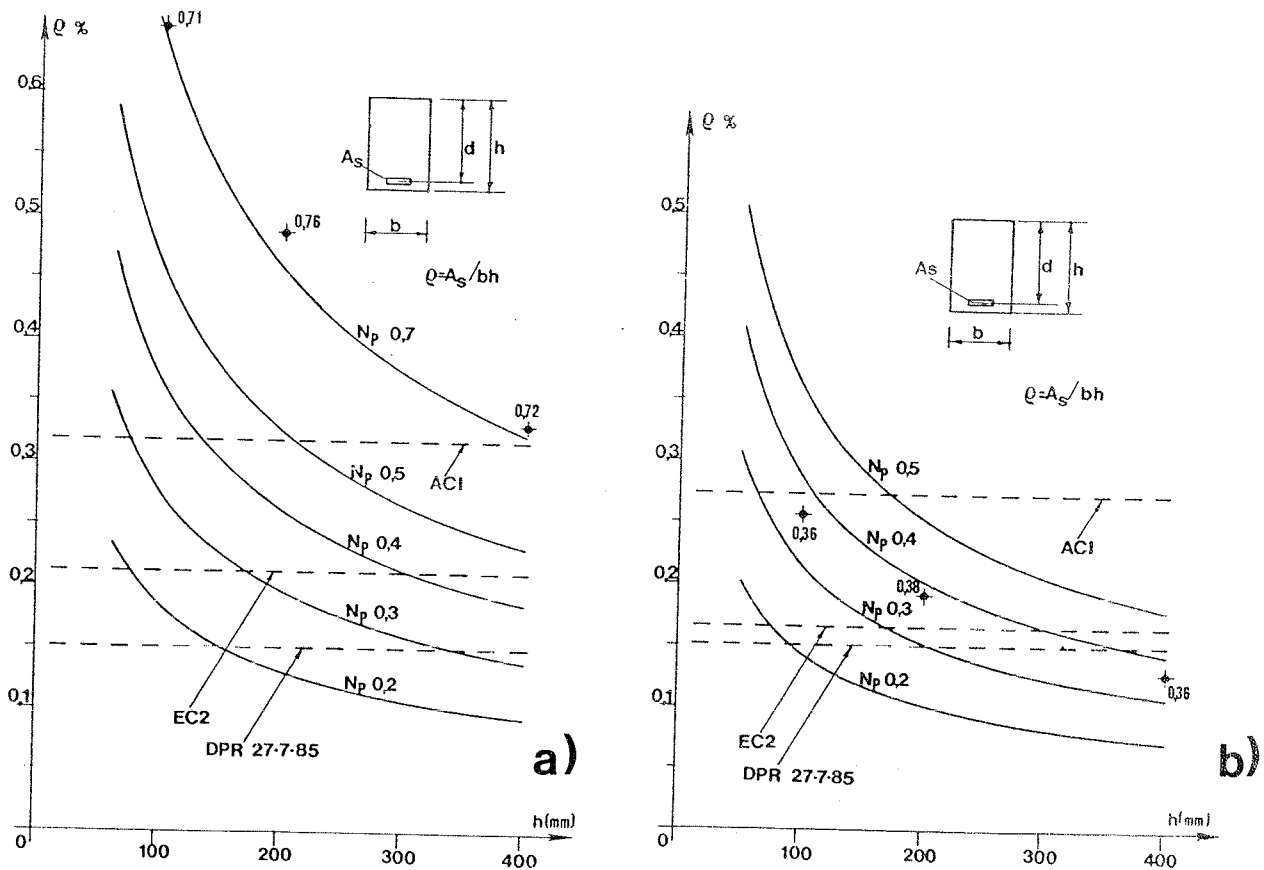


Figura 5: Percentuali di armatura per $N_p = \text{cost.}$, in funzione dell'altezza h della sezione trasversale della trave.

(a) Tensione f_y dell'acciaio = 441 N/mm^2 .

(b) Tensione f_y dell'acciaio = 569 N/mm^2 .

L'Eurocodice EC2 nella sua piu' recente versione compie un passo avanti con l'introduzione di un coefficiente correttivo k da applicare in funzione del tipo di sollecitazione agente (flessione, trazione) e dell'estensione della parte tesa all'atto della prima fessurazione. Fornisce inoltre un fattore di riduzione k_c (rispetto ai quantitativi che sono previsti per carichi direttamente applicati) in funzione dell'altezza della sezione, da adottarsi se il fenomeno della fessurazione si produce per effetto di deformazioni impresse. Compare quindi, almeno per particolari azioni esterne quali le deformazioni impresse, il fattore di scala nella valutazione della percentuale minima di armatura.

La relazione proposta dall'EC2, e' la seguente:

$$A_s = k_c k f_{ct} A_{ct} / f_y$$

ove f_{ct} rappresenta la resistenza a trazione del calcestruzzo, A_{ct} l'area di calcestruzzo tesa all'atto della prima fessurazione ed f_y la tensione di snervamento dell'acciaio. A_s esprime la quantita' di armatura da disporre nella parte tesa A_{ct} della sezione (per sezioni rettangolari eguale a $bh/2$). La corrispondente formula dell'ACI 318-83 e' :

$$\rho = 200 / f_y$$

dove $\rho = A_s / (bwd)$ e f_y e' la tensione di snervamento dell'acciaio (unita' di misura in psi).

Ciononostante la formulazione rimane ancorata al concetto classico di comportamento elastico lineare del calcestruzzo, fino alla rottura, che avviene per la tensione massima a trazione f_{ct} .

Nelle figure 5a e 5b gia' citate, sono riportate anche le funzioni corrispondenti alle formulazioni dei principali codici internazionali (American Concrete Institute ed Eurocodice EC2) e alla normativa italiana contenuta nel D.M. 27 luglio 1985. Esse corrispondono a delle costanti, rappresentate dalle linee tratteggiate orizzontali.

5. COMPORTAMENTO A TAGLIO DI ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA D'ANIMA.

Un altro campo nel quale ha influenza l'effetto scala e' quello della resistenza a taglio di elementi privi di armatura specifica per questa sollecitazione. Sull'argomento sono state sviluppate di recente alcune indagini teoriche e sperimentali (VII), (VIII), i cui risultati tuttavia sono ancora notevolmente dispersi e incerti. L'argomento e' di estrema importanza, basti pensare alle strutture costituite da solettoni pieni in calcestruzzo, alle strutture miste calcestruzzo-laterizio, per la quasi totalita' prive di armatura d'anima.

Le varie normative danno delle indicazioni estremamente diverse. I parametri che vengono presi in conto sono la resistenza a trazione del calcestruzzo, la percentuale di armatura longitudinale, la configurazione di carico (carico distribuito o, nel caso di carico concentrato, la sua posizione rispetto agli appoggi) e, in alcuni casi, anche le dimensioni trasversali della sezione.

Sebbene siano stati compiuti notevoli progressi nel settore teorico e sperimentale per interpretare meglio il comportamento a taglio, esistono ancora considerevoli differenze tra i risultati sperimentali e quelli dati dalle formule finora introdotte nei regolamenti.

La formulazione dell'Eurocodice EC2 considera la relazione:

$$v_u = V_u / (b_w d) = \tau k (1,2 - 40 \rho_1) \quad (2)$$

ove v_u rappresenta il taglio ultimo ridotto, b_w e' la larghezza della parte tesa della sezione mentre d e' la distanza dell'armatura tesa dal bordo compresso. Il fattore τ e' uguale a $0,25 f_{ct}$, essendo f_{ct} la resistenza a trazione del calcestruzzo e $k = 1,6 - d > 1$ (m), e' un fattore che tiene conto dell'effetto della diminuzione di resistenza all'aumentare dell'altezza della sezione. Nelle verifiche a stato limite ultimo l'Eurocodice EC2 indica che il termine f_{ct} sia assunto pari a $f_{ctk0,05}/\gamma_c$.

L'approccio dell'A.C.I. e' rappresentato dalla relazione:

$$v_u = 1.90 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w v_u d / M_u \leq 3.5 \sqrt{f'_c} \quad (3)$$

dove v_u ha lo stesso significato precedente, f'_c e' la resistenza a trazione del calcestruzzo, V_u e M_u rappresentano rispettivamente il taglio massimo ed il momento che agisce contemporaneamente nella sezione trasversale considerata. Il termine $V_u / (b_w d)$ non deve essere superiore a 1.

La meccanica della frattura introduce nello studio del comportamento a taglio un criterio energetico di valutazione e, come gia' per la flessione, mette in risalto come la resistenza a taglio dipenda da fattori quali l'altezza della sezione trasversale, il diametro degli inerti, ecc.

Tuttavia anche le piu' recenti formulazioni non coprono tutti i casi possibili e in particolare, tra le membrature senza armatura specifica di taglio, quelle che hanno basse o bassissime percentuali geometriche di armatura longitudinale.

I risultati relativi alla descritta sperimentazione mostrano una notevole dispersione rispetto alle previsioni di resistenza al taglio delle piu' note normative internazionali, risultando inoltre non del tutto concordi con le indicazioni fornite dalle piu' recenti formulazioni (VII). In figura 6 sono riportate le curve corrispondenti alle formulazioni dell'ACI 318-83 e dell'Eurocodice EC2 nonche' quelle proposte in (VII), per varie percentuali di armatura longitudinale. Le curve sono tracciate in relazione al tipo di calcestruzzo e di inerte impiegato nella presente sperimentazione. Nello stesso diagramma sono altresì riportati i risultati ottenuti nella presente sperimentazione. Essi si riferiscono al massimo carico raggiunto durante le singole prove, per ogni dimensione e numero di fragilita'.

Emerge comunque una tendenza alla diminuzione del taglio ridotto v_u all'aumentare dell'altezza h della sezione trasversale.

Il confronto dei risultati sperimentali ottenuti, con le indicazioni di normativa e' meno puntuale in quanto la progettazione della sperimentazione non ha potuto tenere conto di travi aventi dimensioni diverse, con eguale percentuale di armatura, in quanto basata sul numero di fragilita' N_F . Si osserva comunque una considerevole discordanza rispetto alle formulazioni delle normative internazionali (ACI e EC2), che risultano non sufficientemente sensibili alle variazioni della percentuale longitudinale di armatura ed al fattore scala (altezza della trave). I risultati appaiono inoltre non corrispondere pienamente neanche con le piu' recenti ipotesi teoriche (VII). In ogni caso si osserva che anche in questo campo andrebbero maggiormente approfonditi gli aspetti riguardanti l'influenza del fattore di scala e della variazione della percentuale di armatura longitudinale, particolarmente nell'intorno dei valori minimi di quest'ultima.

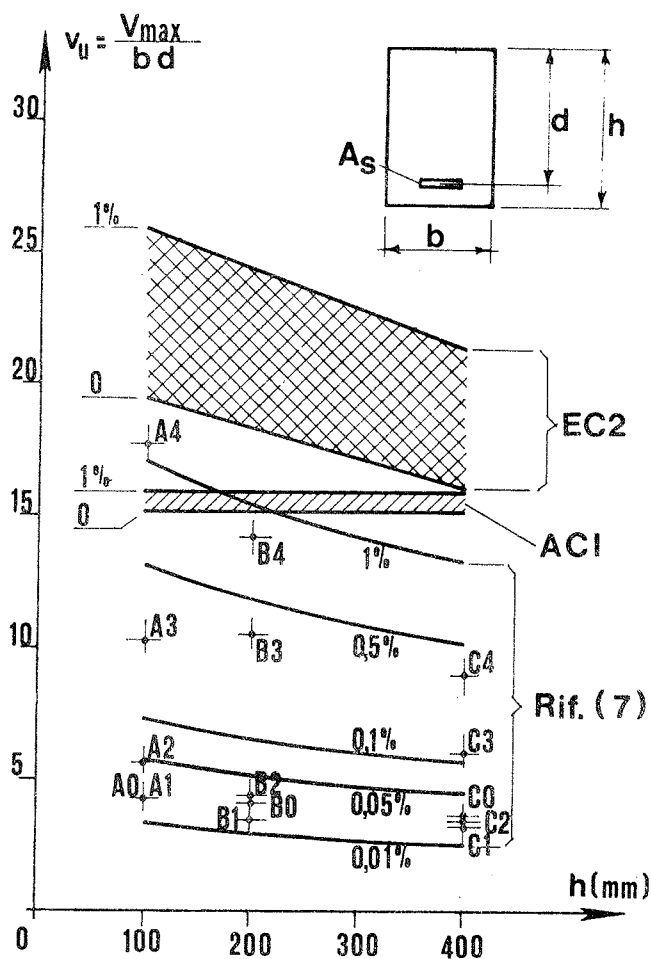


Figura 6: Taglio ridotto in funzione dell'altezza della sezione trasversale della trave, secondo alcune normative. I dati singoli corrispondono ai risultati sperimentali.

6. CONCLUSIONI.

Dalla presente indagine, emerge la necessita' di analizzare il comportamento sperimentale delle travi in c.a. con verifiche piu' sofisticate e di interpretare i risultati, nel caso particolare quelli relativi a travi in calcestruzzo ad alta resistenza con bassa percentuale di armatura, mediante i concetti della meccanica della frattura. Come dimostrato nella presente memoria, la possibilita' di interpretare il comportamento al variare della scala, e' affidato al numero di fragilita' N_F , nel quale, oltre ai tradizionali parametri geometrici e meccanici, compare anche la tenacita' a frattura del calcestruzzo, K_{IC} , ovvero la sua energia di frattura G_F .

I risultati sperimentali, seppure limitati a 30 travi, hanno trovato scarsa corrispondenza con le norme, almeno nel caso di calcestruzzo ad alta resistenza, in quanto esse non tengono conto di parametri che hanno influenza determinante sul modo di rottura delle travi. Si puo' osservare in particolare come le percentuali di armatura date dalle normative siano troppo conservative (maggiore quantitativo rispetto al necessario) per travi alte, mentre risultino in taluni casi insufficienti per travi basse.

Gli autori stanno attualmente sperimentando calcestruzzi a resistenza ordinaria, $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ e $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$, per verificare se il numero di

fragilita' N_p , anche per i calcestruzzi ordinari, possa essere assunto come efficace indicatore nella determinazione del quantitativo minimo di armatura in strutture inflesse.

BIBLIOGRAFIA

- 1) A. CARPINTERI, "A Fracture Mechanics Model for Reinforced Concrete Collapse", IABSE Colloquium on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, Delft, pp 17-30 (1981).
- 2) A. CARPINTERI, "Stability of Fracturing Process in RC Beams", Journal of Structural Engineering (ASCE), 110, pp 544-558 (1984).
- 3) ALBERTO CARPINTERI and ANDREA CARPINTERI, "Hysteretic Behaviour of RC Beams", Journal of Structural Engineering (ASCE), 110, pp 2073-2084, (1984)
- 4) EUROCODICE n. 2., "Design of Concrete Structures", Prepared for the Commission of the European Communities. Final Draft, Dec. (1988).
- 5) C. BOSCO, A. CARPINTERI, P.G. DEBERNARDI, "Fracture of reinforced concrete: scale effect and snap-back instability", Presented at the International Conference on Fracture and damage of concrete and rock, July 4-6, 1988 - Vienna (Austria); to appear on the Journal of Engineering Fracture Mechanics, March 1989.
- 6) K. SZALAI, "Principle of dimensioning of slightly-reinforced concrete structures", Lectures presented at the 26th CEB Plenary Session, Dubrovnik, September 20 to 23, (1988).
- 7) Z.P. BAZANT, J.K. KIM, "Size effect in shear failure of longitudinal reinforced beam", ACI-Journal, Sept-Oct. 1984, pp. 456-468, Disc. n. 4, 1985, pp. 579-583.
- 8) J.C. WALRAVEN, "Shear in Prestressed Concrete Members", a State-of-the-Art-Report", Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information n. 180, Lausanne, April 1987.
- 9) A. CARPINTERI, "Interpretation on the Griffith Instability as a Bifurcation of the Global Equilibrium", NATO Advanced Research Workshop on Application of Fracture Mechanics to Cementitious Composites, Evanston (Illinois), September 4-7, 1984; S.P. Shah, Ed., Martinus Nijhoff, pp 287-316 (1985).
- 10) F. LEVI, C. BOSCO, P.G. DEBERNARDI, "Two Aspects of the Behaviour of Slightly Reinforced Structures", 25th CEB Plenary Session, Treviso (Italy), May 11-13 (1987).
- 11) A. CARPINTERI, "Catastrophical Softening Behaviour and Hyperstrength in Low Reinforced Concrete Beams", 25th CEB Plenary Session, Treviso (Italy), May 11-13 (1987).
- 12) F. LEVI, "On Minimum Reinforcement in Concrete Structures", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 111, no. 12, December (1985).
- 13) G. KÖNIG, "Restraint Crack-Width Control and Minimum Reinforcement in Thick Concrete Members", Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, Darmstad Concrete, Vol 1, (1986).
- 14) J.P. JACCOUD, H. CHARIF, "Armature Minimal Pour le Contrôle de la Fissuration", Rapport final des essais série «C», Publication IBAP n. 114, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Juillet (1986).
- 15) A. HILLEBORG, "Fracture Mechanics Concepts Applied to Moment Capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams", Presented at the International Conference on Fracture and damage of concrete and rock, July 4-6, (1988) - Vienna (Austria).
- 16) I. HOLLAND, "Design aspect of High-Strength Concrete", Session IV A, Resumes of the Lectures at the 26th CEB Plenary Session, Dubrovnik, September 20 to 23, (1988).

LA PRECOMPRESSIONE CON CAVI NON ADERENTI IN PRESENZA DI ARMATURA PASSIVA

Andrea Chiarugi, Diego Di Stefano, Salvatore Morano, Paolo Spinelli
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Firenze

SOMMARIO

Il comportamento delle strutture precomprese con cavi non aderenti (unbonded) presenta sostanziale equivalenza rispetto alle strutture tradizionali fintantoché le sezioni risultano interamente reagenti, mentre si possono registrare cadute, talora pericolose, dei margini di sicurezza nelle fasi successive alla decompressione fino allo stato limite ultimo. Nel presente lavoro si vogliono evidenziare i benefici effetti che, nei confronti dello stato limite ultimo, può apportare la presenza anche di modesti quantitativi di armatura passiva, quale è il caso tipico che si verifica nel caso di rinforzi o di consolidamenti di strutture esistenti con l'ausilio di cavi non aderenti.

SUMMARY

The behaviour of prestressed concrete structures with unbonded reinforcement presents an equivalence with respect to the traditional prestressed concrete structures, as long as the section remain entirely reacting, whilst a dangerous drop in safety margins can verify from the decompression of sections up to the ultimate limit state. The present work wants to underline the benefits of the presence also of a modest quantity of passive reinforcement in the behaviour of unbonded reinforced concrete sections. This can be typically the case of the use of unbonded technique for the consolidation of existing structures.

1. INTRODUZIONE

La tecnologia di precompressione con cavi non aderenti (unbonded), basata sull'uso di cavi post-tesi che interagiscono con la struttura in calcestruzzo soltanto in particolari sezioni, sta espandendo il proprio dominio di applicazione tanto nella costruzione di impalcati da ponte quanto nel consolidamento e rinforzo di strutture che hanno perso totalmente o parzialmente la propria capacità portante.

Tale crescente affermazione, soprattutto in paesi quali U.S.A. e Francia, è dovuta essenzialmente ai vantaggi tecnico-costruttivi che essa propone; tra i più evidenti possiamo segnalare la sostituzione e/o l'incremento dei cavi

danneggiati o insufficienti, quindi un rilevante contributo alla durabilità delle opere, la semplicità e la velocità di costruzione nonché la continua ispezionabilità di ogni parte della struttura.

Gli aspetti sopra accennati hanno proposto decisamente all'attenzione dei progettisti l'utilizzazione dei cavi unbonded, malgrado la rinuncia all'ipotesi di aderenza possa condurre in taluni casi ad un abbassamento dei margini di sicurezza a rottura tanto in termini di resistenza quanto di duttilità.

Nel prendere in esame il comportamento delle strutture in c.a. precomprese con cavi unbonded si è cercato di evidenziare le peculiarità di questo sistema di presollecitazione al fine di proporre all'attenzione dei progettisti da un lato i vantaggi tecnico-costruttivi consentiti dal sistema unbonded e, dall'altro, le specifiche puntualizzazioni in relazione al comportamento a rottura.

È doveroso ancora una volta sottolineare come la precompressione con cavi esterni, fintantoché si considerano le sezioni interamente reagenti, presenta una sostanziale equivalenza con la tecnologia tradizionale; infatti l'influenza della non-linearità geometrica del tracciato del cavo risultante rispetto all'asse deformato della trave non riveste particolare rilevanza, soprattutto se i blocchi di deviazione sono in numero sufficiente e ben disposti (I).

Si deve, però, porre molta attenzione ad affrontare il problema tenendo conto solamente delle considerazioni sopra esposte in quanto il comportamento delle strutture precomprese con cavi unbonded è significativamente diverso da quello con cavi iniettati proprio a partire dalla decompressione della sezione più sollecitata.

Infatti, allorquando la fessurazione comincia ad interessare alcune sezioni, mentre il cavo iniettato subisce per aderenza un cospicuo incremento localizzato di deformazione, e quindi di tensione, il cavo unbonded, invece, potendo scorrere liberamente per tutta la sua lunghezza, assume una deformazione uniforme per tutto il suo sviluppo (naturalmente ciò avviene, a rigore, solo se è nullo l'attrito ai deviatori).

Basandoci su tale concetto fondamentale ed avendo assunto le usuali ipotesi di lavoro, si è in (I) e (II) analizzato il comportamento di una particolare, ma significativa, struttura quale è una trave semplicemente appoggiata precompressa con cavo rettilineo avente eccentricità costante e diversa da 0. In questa analisi si è tenuto conto necessariamente della non linearità meccanica conseguente alle leggi costitutive dei materiali, nonché della non linearità dovuta al fatto che il cavo non è aderente e, pertanto, la sezione non si conserva piana.

Dobbiamo altresì riconoscere che il procedimento di

calcolo adottato, ancorché per una struttura della massima semplicità, risulta assai pesante e praticamente insostenibile per le usuali verifiche ; per questo motivo ci preme mettere in evidenza i risultati più interessanti che sono stati ottenuti e sviluppare alcune considerazioni per casi tipici della pratica progettuale.

In primo luogo possiamo affermare che in assenza di armature lente passanti, come nel caso degli impalcati costruiti per conci, si riscontrano rilevanti carenze della precompressione unbonded in relazione alla tecnologia tradizionale. Infatti nelle strutture in c.a.p. unbonded, a causa del piccolo incremento di tensione assunto dal cavo risultante in regime di deformazione uniforme, si osserva un esiguo incremento della risultante delle trazioni che comporta, quindi, un valore del momento ultimo resistente più basso di quello della stessa struttura a cavi aderenti. In (II) si è visto che l' incremento del tiro del cavo a rottura per una trave unbonded, con dimensioni geometriche e caratteristiche di carico usuali, è dell' ordine del 8%, 10% per sezioni rettangolari, che diminuisce (fino al 4% 5%) per sezioni a T ed aumenta se è presente un armatura lenta.

Prima di quantificare la carenza riscontrata nei confronti del c.a.p. tradizionale è altresì opportuno mettere l' accento sul fatto, assai importante, che in assenza di armature passive il collasso per una sezione con armatura unbonded si raggiunge per schiacciamento del calcestruzzo e quindi con preoccupanti modalità di tipo fragile.

2. CONFRONTO FRA LE TECNOLOGIE IN ESAME

Volendo dare una valutazione dei parametri al collasso nelle due tecnologie in esame abbiamo voluto investigare il comportamento del "coefficiente di confronto" Γ definito come il rapporto fra il momento di rottura di una sezione con cavo aderente e il momento di rottura per la stessa sezione con la stessa quantità di armatura attiva e passiva e lo stesso sforzo di precompressione all' atto del tiro, ma con cavo non aderente

$$\Gamma = \frac{M_{ad}}{M_{un}} \frac{du}{du}$$

dove il simbolo *ad* sta ad indica la precompressione con cavi aderenti, *un* quella unbonded e *du* la grandezza "di progetto con riferimento alla stato limite ultimo".

Prima di procedere a fornire alcuni risultati quantitativi trovati per alcuni esempi di sezione rettangolare, vale la pena svolgere qualche considerazione qualitativa sulla variazione di Γ .

Innanzitutto il valore del coefficiente di confronto Γ è

influenzato dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione e, principalmente, dal valore dell'armatura lenta in trazione e in compressione (A_s e A_s'), dallo sforzo di precompressione iniziale in fase non fessurata N_p e dall'area dell'acciaio da precompressione A_p , nonché dall'incremento dello sforzo di precompressione a rottura nel caso di cavo unbonded. Nel seguito, per semplicità supporremo che la tensione nel cavo sotto il tiro iniziale N_p sia sempre la stessa pari a $f_{pi} = 0.6 \cdot f_{ptk}$.

Indicando con

$$\alpha = \frac{N_{pdu}^{un}}{N_p}$$

si ha che Γ diminuisce, tendendo ad 1, al crescere di α .

Per quanto riguarda la variazione con N_p è da notare che, per valori molto elevati di N_p , sia le sezioni unbonded che quelle tradizionali si rompono lato calcestruzzo con scarso incremento del tiro a rottura rispetto al tiro iniziale, le modalità di rottura tendendo ad assomigliarsi e, perciò, il coefficiente di confronto Γ tende ad 1.

D'altra parte, per valori molto bassi di N_p (ovvero per piccole aree di acciaio da precompressione A_p) le sezioni tradizionali si rompono dal lato dell'acciaio armonico mentre le sezioni unbonded, nel caso sia presente un armatura lenta, si rompono per eccessiva dilatazione dell'acciaio lento. In tal caso, al tendere di N_p a 0, Γ tende ad 1 perché i due tipi di sezione tendono a comportarsi come sezione non precompressa.

Se $A_s = A_s' = 0$, quando N_p (ovvero l'area dell'acciaio di precompressione) tende a 0, l'asse neutro tende verso il lembo superiore ed il braccio della coppia interna tende ad essere uguale per entrambe le tecnologie. In tale situazione il rapporto fra i momenti ultimi tende a coincidere con il rapporto fra le risultanti delle compressioni, ovvero tra i tiri nel cavo in situazione ultima. Avremo, perciò, come limite superiore il valore del coefficiente di confronto :

$$\Gamma = \frac{N_{pdu}^{ad}}{N_{pdu}^{un}} = \frac{A_p \cdot f_{ptd}}{A_p \cdot f_{pi} \cdot \alpha} = \frac{1.377}{\alpha}$$

il valore 1.377 si ha nel caso $f_{pi} = 0.6 f_{ptk}$ e $f_{ptd} = \frac{f_{ptk}}{1.2}$ come ispirato dalla normativa (III).

Ricapitolando c'è da attendersi due comportamenti distinti :

- Per travi senza armatura lenta avremo che Γ sarà una funzione decrescente con N_p che ha un suo massimo per $N_p = 0$ (sempre inferiore, come si è visto, a $1.377/\alpha$) mentre tende ad 1 per valori elevati di N_p .

- Per travi con armatura lenta poiché Γ tende ad 1 sia

per N_p che tende a 0 che per N_p che assume valori elevati, c' è da attendersi che il coefficiente di confronto abbia un massimo per valori intermedi di N_p .

Per quanto riguarda l'andamento di Γ in presenza di armatura lenta, si ha che l'aumento della quantità di armatura passiva tesa tende a rendere simili il comportamento del tradizionale e dell'unbonded, per cui c' è da aspettarsi, a parità di N_p , una diminuzione di Γ (tendente ad 1) all'aumentare delle percentuali di armatura lenta.

A titolo di esempio si riportano nel seguito i domini di resistenza di sezioni rettangolari tradizionali ed unbonded, con differenti percentuali di armatura lenta. Nella tabella 1 si riportano i dati della sezione investigata, con riferimento alla fig. 1.

Tabella 1

Sezione rettangolare di dimensioni esterne $b \times h$
 e_c eccentricità di A_s' rispetto al lembo superiore = $0.05 h$
 e_t eccentricità di A_s rispetto al lembo superiore = $0.95 h$
 A_t = percentuale dell'armatura lenta tesa = $A_s / b h$
 A_c = percentuale dell'armatura lenta compressa = $A_s' / b h = \frac{1}{2} A_t$
 cavo da precompressione alla stessa quota del baricentro delle armature lente tese
 calcestruzzo con $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
 acciaio lento tipo FeB 44 non controllato
 acciaio da precompressione $f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2$
 tensione di precompressione iniziale $f_{pi} = 0.6 f_{ptk}$
 coefficiente di incremento del tiro nel cavo unbonded a rottura
 $\alpha = 1.10$

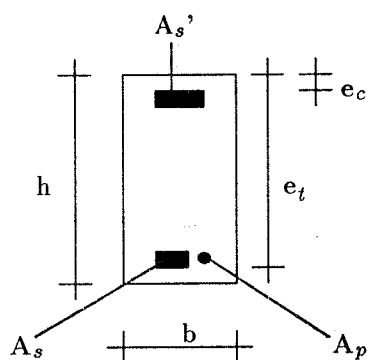


fig. 1

Poiché per determinare il valore del momento di rottura per una sezione precompressa tradizionale che si rompa per schiacciamento del calcestruzzo è necessario conoscere ϵ_p , deformazione della fibra di calcestruzzo a contatto del cavo al momento dell'iniezione, nel caso analizzato, come ulteriore ipotesi, si è assunto per ϵ_p un valore tale da causare una tensione nulla nella fibra di calcestruzzo all'estradosso all'atto dell'iniezione.

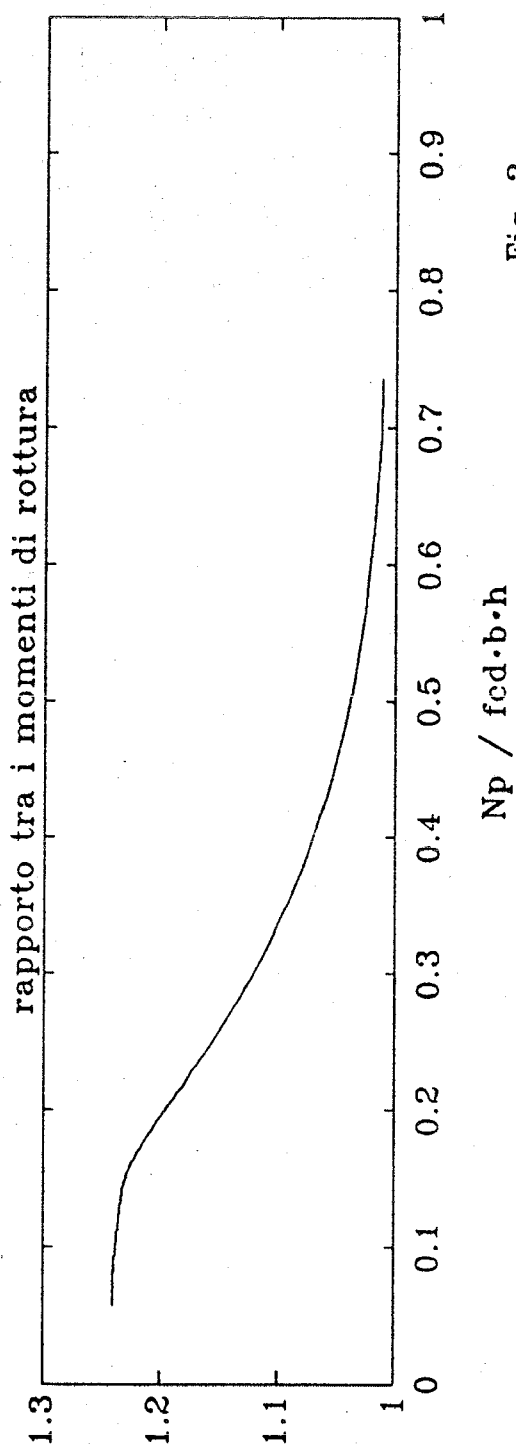
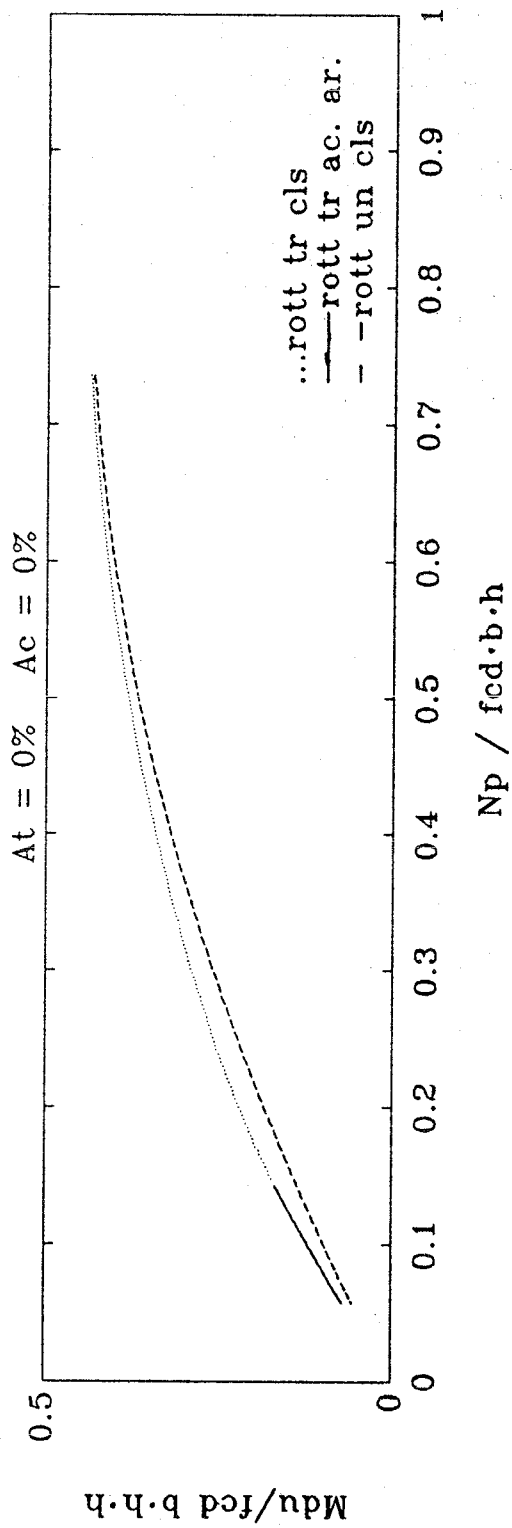


Fig. 2

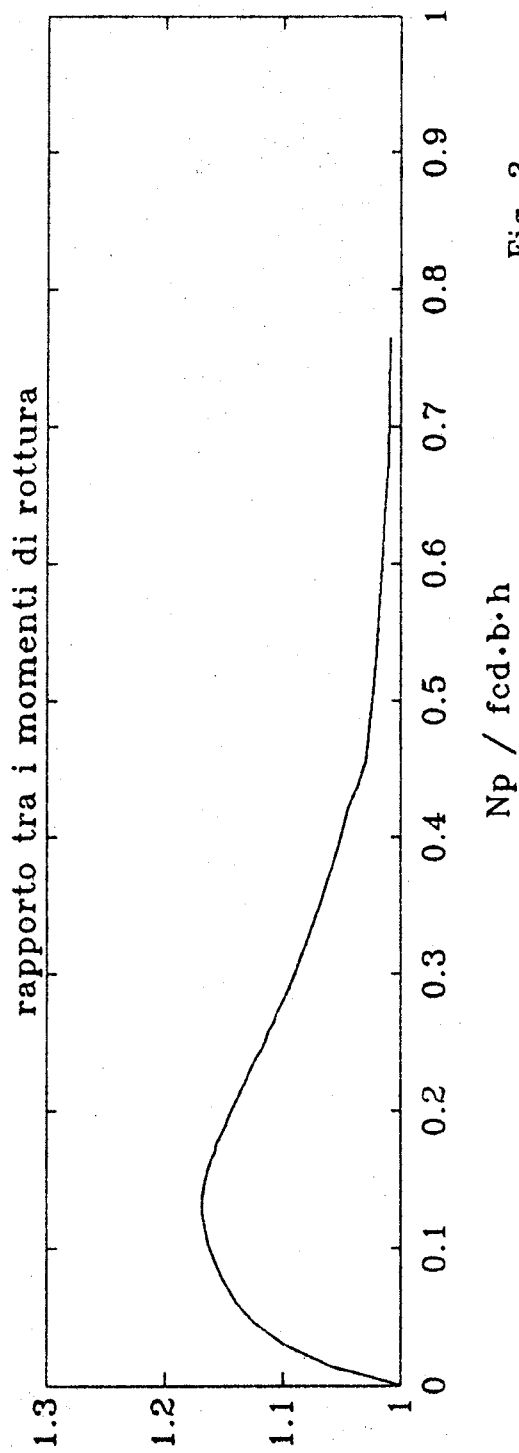
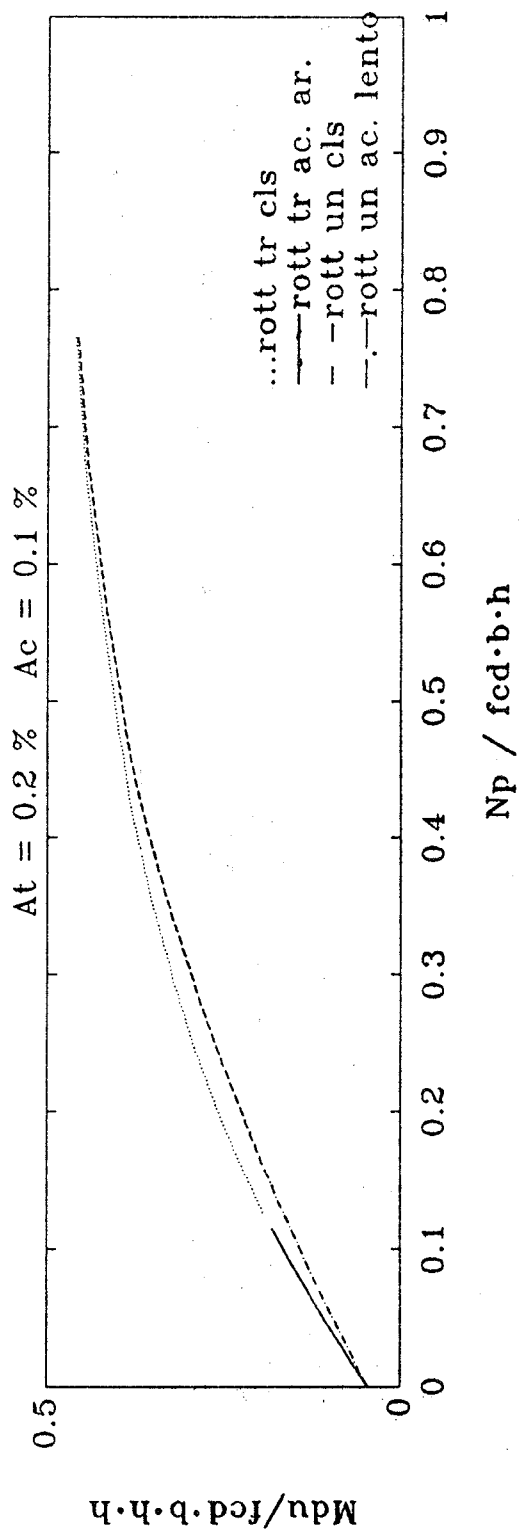


Fig. 3

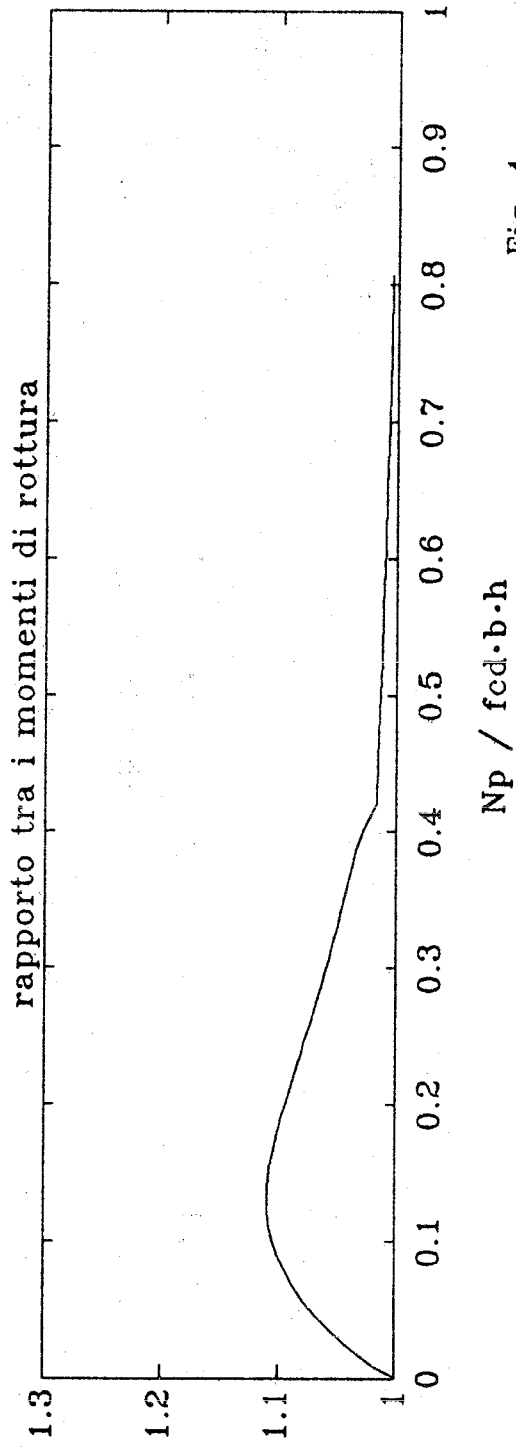
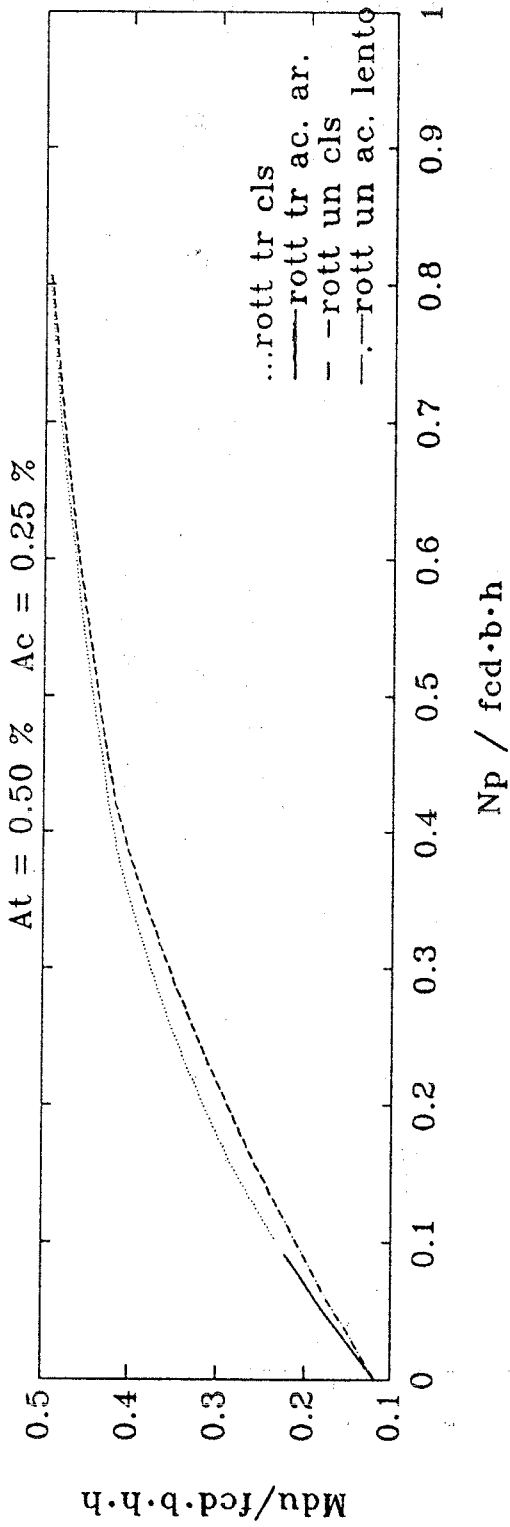
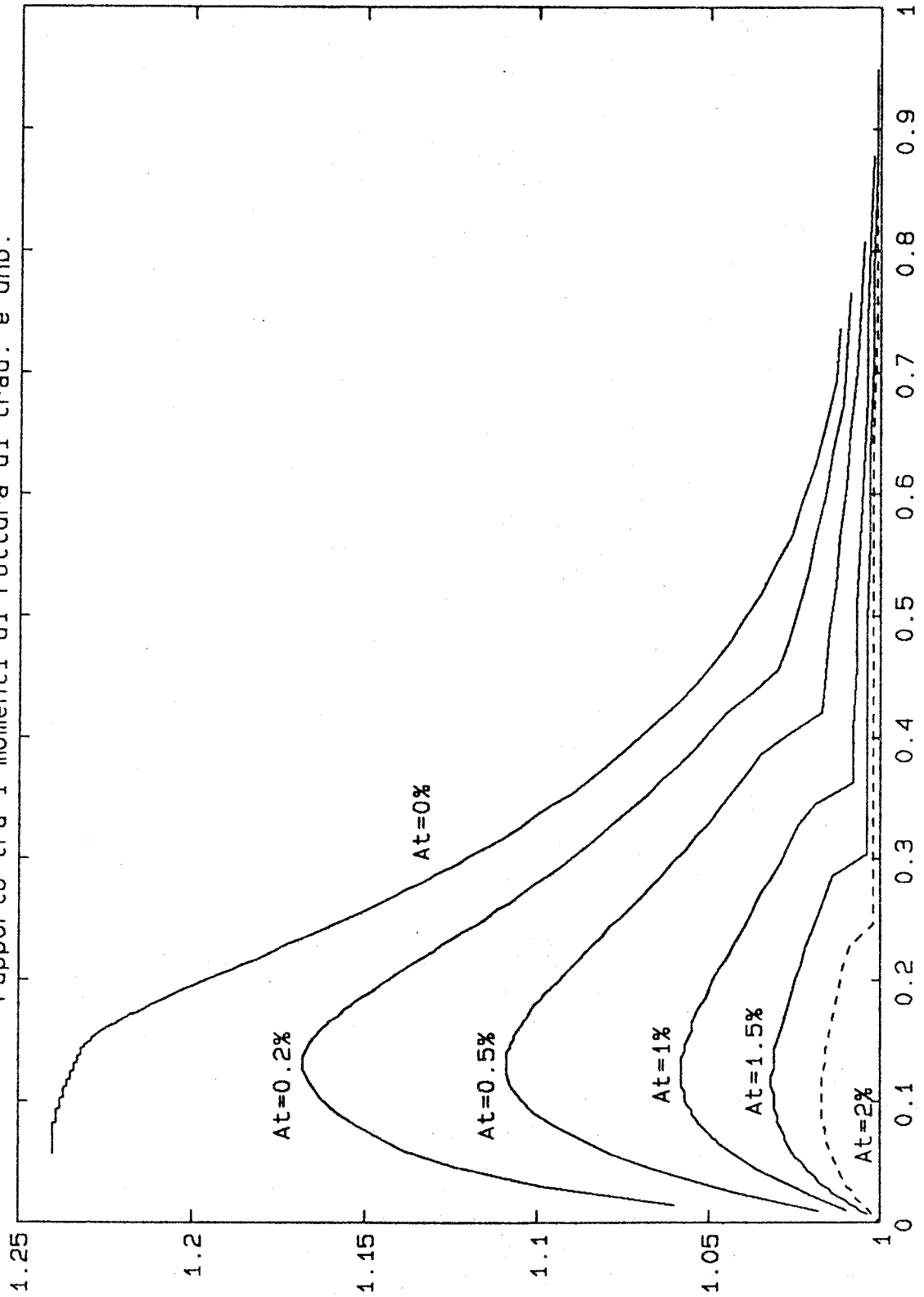


Fig. 4

rapporto tra i momenti di rottura di trad. e unb.



$N_p / f_{cd} \cdot b \cdot h$

fig 5

Per il tracciamento dei domini di resistenza si è ipotizzato un diagramma delle deformazioni relativo ad una situazione di rottura per la sezione unbonded e si sono ricavati N_{pdu}^{un} e M_{du}^{un} , quindi si è ottenuto $N_p = N_{pdu}^{un} / \alpha$ e si è determinato M_{du}^{ad} , momento di rottura per una sezione, di caratteristiche note, precompressa con uno sforzo di precompressione iniziale N_p .

Nelle figg. 2, 3, 4 si riportano per tale sezione i domini di resistenza e l'andamento del coefficiente di confronto Γ per diverse percentuali di armatura in funzione dello sforzo di precompressione N_p . Si è adimensionalizzato sia N_p che il momento di rottura rappresentando i rapporti $N_p / f_{cd} b h$ e $M_{du} / f_{cd} b h^2$.

Nei grafici di Γ il punto angoloso che si trova per valori elevati di N_p è dovuto al passaggio dell'acciaio lento teso dal campo plastico al campo elastico; si deve comunque considerare che tali valori di N_p sono assai più elevati di quelli solitamente adoperati nella pratica.

In fig. 5 si è altresì rappresentato l'andamento sovrapposto di Γ per diverse percentuali di armatura lenta. Si vede, ad esempio, come nel caso di $A_t = 0.5\%$ si abbia un valore di Γ prossimo ad 1.1 e come, fra l'altro, tale massimo decresca rapidamente

3. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Possiamo, a nostro avviso, trarre un primo interessante suggerimento: "un progettista che intenda eseguire la verifica a rottura di una struttura precompressa con cavi unbonded può procedere come se i cavi fossero aderenti salvo poi confrontare i valori delle grandezze sollecitanti con quelle resistenti divise per Γ ". Γ assume, in altre parole, il significato di una sorta di "coefficiente di comportamento" della sezione unbonded che affligge il momento resistente di progetto.

Risulta palese a questo punto come, da un punto di vista strettamente teorico e nel caso di travi costruite per conci successivi, il comportamento dei cavi non aderenti generi un abbattimento della resistenza ultima nonché una modalità di collasso di tipo fragile.

Assai diversa è la situazione qualora si esamini il caso dell'uso della tecnologia unbonded per strutture gettate in opera oppure per consolidamenti di strutture esistenti provviste di armatura lenta in cui i cavi di acciaio armonico si sono degradati o che sono chiamate a sostenere carichi superiori a quelli previsti dal progetto originario.

Oltre ai benefici illustrati in fig. 5, che si possono sintetizzare in una diminuzione del coefficiente di comportamento Γ , l'armatura aderente presente consente alla struttura una maggiore deformabilità, quindi un allungamento

maggiore del cavo unbonded che può, in tal caso, assumere tensioni più elevate.

Un'ulteriore considerazione da fare, che fa capire come i risultati riportati in fig. 2-5 siano, per casi usuali, a vantaggio di sicurezza è il fatto che il valore di $\alpha = 1.10$ usato nelle figure è, in genere, nel caso di presenza di armatura lenta, un limite superiore, data la notevole maggiore deformabilità a rottura della trave. Infatti (II), facendo riferimento ad una trave con sezione a T su una luce di m 20, con spessore dell'anima e della soletta di cm 10, altezza della sezione e larghezza della piattabanda cm 100, tiro di precompressione 97 tonn., è stato sufficiente inserire 8 cm² di barre di acciaio FeB 44 K al lembo inferiore per ripristinare gli stessi margini di sicurezza a rottura del tradizionale riscontrando un incremento di sforzo normale superiore al 14%.

Prendendo spunto dai risultati mostrati ci è sembrato, inoltre, di grande interesse lo studio teso ad impostare la progettazione di strutture precomprese parzialmente con cavi unbonded.

Infatti l'adozione di armature passive, esistenti in strutture da consolidare e che con la loro presenza contribuiscono a superare le carenze intrinseche dei cavi unbonded nello stato ultimo, può venire utilizzata già in fase di esercizio per resistere ai carichi variabili rari. È, peraltro, da osservare, come si ricava dalla fig. 5, che il diminuire dello sforzo di precompressione (a vantaggio, ovviamente, di un incremento di armatura lenta) nell'ottica di una precompressione parziale, porta ad un valore inferiore del coefficiente di confronto.

Così facendo il compito della presollecitazione è quello di mantenere le sezioni interamente reagenti in condizioni di carico permanente e/o frequente, mentre la resistenza nei confronti dei carichi accidentali è affidata alle armature passive che lavorano in situazione di decompressione delle sezioni più sollecitate.

4. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

(I) A. CHIARUGI, D. DI STEFANO, P. SPINELLI, S. TORRE : "La precompressione con cavi non aderenti : problemi di sicurezza a rottura"

Atti del congresso C.T.E. "Evoluzione della industrializzazione edilizia"

Venezia 4 - 6 novembre 1988

(II) D. DI STEFANO , S. TORRE: "Sulla progettazione di strutture precomprese con cavi non aderenti "

tesi di laurea, Università di Firenze, luglio 1987

relatori proff. ingg. A. Chiarugi e P. Spinelli

(III) DECRETO MINISTERIALE 27 - 7 -1985

"Norme tecniche per l' esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"

(IV) A. MIGLIACCI F. MOLA : "Progetto agli stati limite delle strutture in cemento armato"

Divisione Scientifica Tamburini. Milano 1985

(V) M. VIRLOGEUX : "La precontrainte exterieure "

Annales de I.T.B.T.P. , N° 420, Decembre 1983

(VI) G. MACCHI : "Il precompresso: caratteri evolutivi e tecnologia avanzata. Aspetti teorici"

Atti delle giornate A.I.C.A.P. 1985, Riva del Garda

INFLUENZA DELL'AGGIUNTA DI NITRITO DI CALCIO AL CALCESTRUZZO SUL COMPORAMENTO ALLA CORROSIONE DELL'ARMATURA

RANIERI CIGNA⁽¹⁾ - GIUSEPPE FAMILIARI⁽²⁾ - GIORGIO PERONI⁽²⁾
RENATO TURRIZIANI⁽¹⁾

(1) Dipartimento ICMMPM, Università di Roma "La Sapienza"

(2) Autostrade S.p.A.

SOMMARIO

Viene discusso il meccanismo proposto per spiegare il comportamento protettivo degli ioni nitrito nei riguardi del ferro di armatura. Vengono poi descritti i dispositivi progettati e messi in opera per tenere sotto controllo lo stato di corrosione in un viadotto autostradale di nuova fabbricazione in cui è stato utilizzato il nitrito di calcio quale mezzo preventivo contro i fenomeni corrosivi che potrebbero verificarsi a seguito dell'uso di sali antigelo nel periodo invernale.

SUMMARY

In a brand new motorway viaduct calcium nitrite was added as a preventive measure against the corrosion phenomena which could occur after the spreading of deicing salts in wintertime. The paper first discusses the mechanism which should explain the protective behaviour of nitrites for concrete reinforcement. Thereafter, the paper describes the devices which have been designed and used to control the corrosion of the reinforcement.

1. INTRODUZIONE

E' sin troppo noto che il ferro di armatura nel calcestruzzo risulta ben protetto, in virtù dello stato di passività che viene ad esso conferito spontaneamente dall'ambiente alcalino creato dall'idratazione dei costituenti del clinker.

Infatti, essendo il valore del pH della soluzione contenuta nei pori nell'intervallo 12-13, come dimostrato dalle analisi effettuate da alcuni Autori (I, II) si può facilmente constatare dal diagramma di Pourbaix relativo al sistema ferro-acqua (Fig. 1) che in tale intervallo di pH con o senza l'intervento dell'ossigeno il metallo si autoprottegge per ricoprimento con strati di ossidi passivanti.

Purtroppo però nel caso in cui le strutture in calcestruzzo armato non vengano realizzate rispettando i criteri previsti in sede di progettazione, in particolare relativamente alla scelta del tipo di cemento, della qualità degli aggregati e dell'acqua, del rapporto a/c, del valore del copriferro, oppure commettendo errori in sede di messa in opera anche in relazione alle caratteristiche ambientali, può accadere che l'ingresso di sostanze indesiderate, segnatamente anidride carbonica e cloruri, possa determinare condizioni locali o generalizzate di suscettibilità alla corrosione dell'armatura (III).

In particolare le opere soggette a contatti continuati con ambienti ad

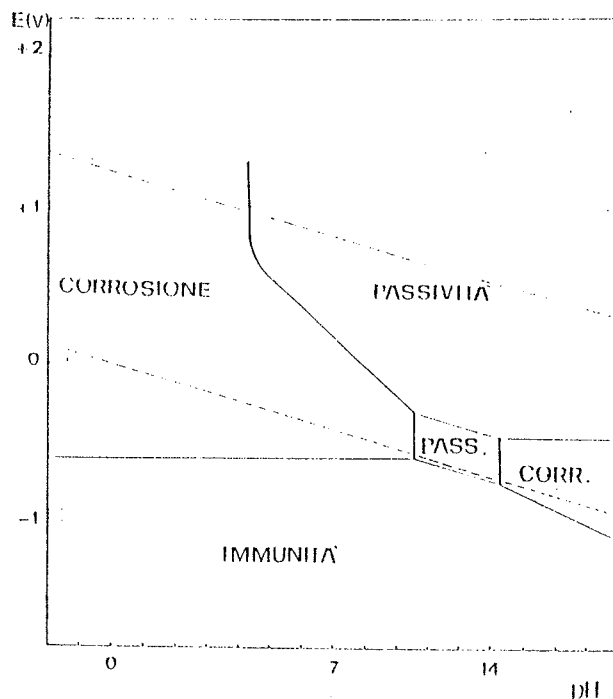


Fig. 1 - Condizioni teoriche di corrosione, passività e immunità del ferro a 25°C

elevato contenuto salino, come quelle marine o i viadotti autostradali, ove vengono sparsi sali antigelo, devono a maggior ragione rispondere ai requisiti di alta qualità affinché venga ostacolato l'ingresso dei cloruri e quindi l'attacco corrosivo a carico del ferro di armatura.

In tali casi, e particolarmente per i viadotti, si è osservato, specialmente negli USA, che quelle che venivano ritenute precauzioni più che sufficienti per le comuni opere civili in calcestruzzo armato, si sono rilevate inadeguate a fronteggiare il pericolo di corrosione dovuta ai cloruri, tanto è vero che sono in atto e sono previsti per i prossimi anni lavori di riparazione, a costi molto elevati, da effettuare per mantenere le strutture in condizioni di sicurezza adeguate (IV).

Da molti anni ormai si sta pensando in tutto il mondo all'adozione, in aggiunta alla corretta confezione delle strutture, di metodologie addizionali per la prevenzione della corrosione dell'armatura in caso di ingresso indesiderato di agenti aggressivi. Tra le varie ipotesi, si è persino pensato di sostituire il ferro con un altro metallo, quale ad esempio l'acciaio inossidabile; al di fuori di una tale inconsueta ed antieconomica soluzione, altre possibili ipotesi, più o meno mutuata dall'anticorrosione industriale, nelle quali molta ricerca è stata condotta talora con risultati pratici di notevole rilievo, riguardano:

- adozione di sistemi di protezione catodica con correnti impresse;
- aggiunta di inibitori di corrosione all'atto della preparazione dell'impasto;
- creazione di una barriera superficiale mediante impregnazione con polimeri;
- uso di ferri rivestiti con resine epossidiche;
- uso di ferri zincati.

Le prime tre delle cinque tecniche sopra indicate sono utilizzabili anche per riparazione di strutture ammalorate ed anzi la protezione catodica è particolarmente consigliata a questo fine.

La presente memoria si propone di considerare in dettaglio la tecnica di prevenzione della corrosione che prevede l'uso di inibitori di corrosione, mettendo in luce il meccanismo di funzionamento dell'additivo nonché illustrando e commentando i primi risultati ottenuti in via sperimentale in un viadotto, realizzato con calcestruzzo contenente un inibitore di corrosione, usando metodi di rilevamento di tipo elettrochimico.

2. GLI INIBITORI DI CORROSIONE

Gli inibitori di corrosione sono composti chimici che, immessi in un ambiente aggressivo in piccole quantità, abbassano sensibilmente la velocità di corrosione dei materiali metallici ivi presenti.

Considerando la natura elettrochimica dei processi corrosivi, costituiti basilamente da due o più reazioni elettrodiche di cui una almeno anodica ed una almeno catodica, l'azione degli inibitori consiste nel rallentare l'una o l'altra delle due reazioni fondamentali o nel rallentare entrambe (V). Nei diagrammi tensione-corrente di Fig. 2 sono schematicamente rappresentati i meccanismi di funzionamento delle tre categorie di inibitori ora citate.

Nel caso del calcestruzzo, trattandosi di proteggere un materiale, il ferro, che spontaneamente dovrebbe essere in condizioni di passività, sono stati provati unicamente inibitori anodici. Questi possono funzionare secondo due diversi meccanismi: se i composti sono di per sè ossidanti (cromati, nitriti, borati) non necessitano della presenza di ossigeno, mentre se non sono ossidanti (fosfati, benzoati, silicati) richiedono la presenza di ossigeno per poter riuscire a passivare il ferro.

Nella Fig. 3 è riportato un tipico andamento della velocità di corrosione dell'acciaio al carbonio in acqua a temperatura ambiente in presenza di aggiunte crescenti di vari inibitori anodici; si osserva che per taluni inibitori quantità inferiori a un valore critico possono persino incrementare la velocità di corrosione, provocando quindi inconvenienti superiori a quelli dati dall'ambiente stesso di per sè.

Inizialmente negli anni '60 le sostanze aggiunte in via sperimentale agli impasti cementizi al fine di mitigare gli effetti negativi dell'ingresso di sostanze aggressive a carico del ferro di armatura furono essenzialmente le stesse impiegate nelle soluzioni acquose; successivamente le ricerche sono state concentrate praticamente sui soli nitriti, anche se in

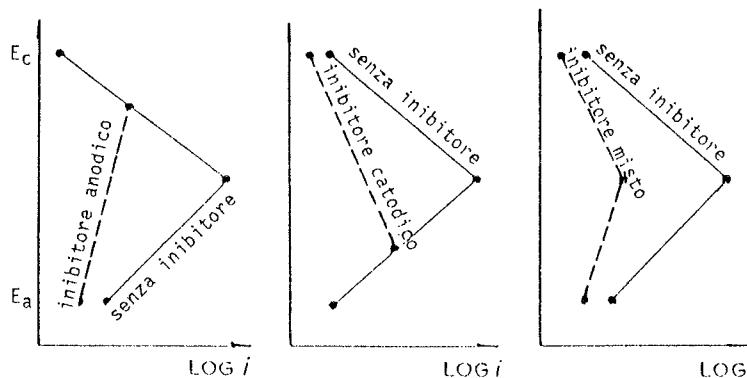


Fig. 2 - Meccanismi di azione degli inibitori anodici, catodici e misti

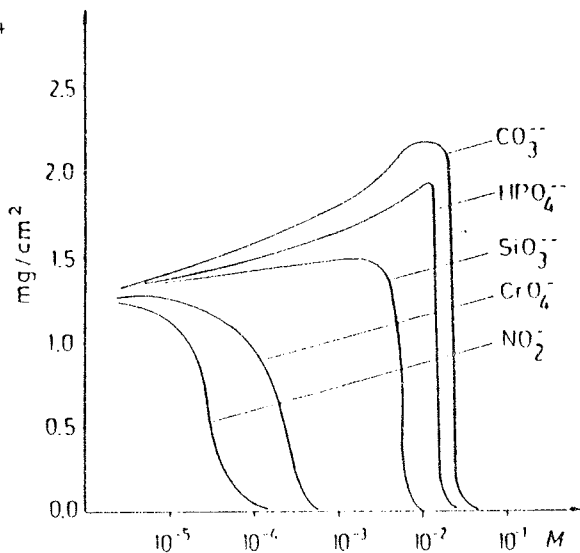


Fig. 3 - Perdite di peso (in 5 giorni) di provini in acciaio al carbonio in funzione dell'aggiunta di diversi inibitori anodici

alcuni casi sporadicamente sono stati utilizzati nitriti, ligninsolfonati, polifosfati, gluconati, tannini e silicati (VI - XI).

In particolare il nitrito di calcio, annoverato negli Stati Uniti anche come additivo per accelerare la fase di indurimento del calcestruzzo (XII), è attualmente considerato il più probabile inibitore per prevenire la corrosione dell'armatura del calcestruzzo (XIII-XV).

3. MECCANISMO DI FUNZIONAMENTO DEI NITRITI

In presenza di cloruri lo strato passivo del ferro può essere perforato con conseguente passaggio in soluzione di ioni ferrosi che, secondo le più accreditate teorie sulla corrosione per pitting, vengono parzialmente complessati dai cloruri stessi (XVI).

Gli ioni complessi $(Fe\ Cl\ compl)^+$ si allontanano dalla superficie del metallo e vanno a reagire lontano da esso con gli ioni ossidrili formando un ossido idrato che non è di alcuna utilità ai fini della protezione spontanea dalla corrosione in quanto appunto distante e quindi non direttamente a contatto con il ferro.

La presenza di ioni nitrito nella soluzione dei pori vicina all'armatura consente che si verifichi la reazione, in competizione con quella di complessazione da parte dei cloruri:



Prove di laboratorio hanno mostrato che mentre in presenza di cloruri l'ossidazione distruttiva del ferro procede senza mai arrestarsi, quando sono presenti anche ioni nitrito si ha, in tempi brevissimi, sia l'arresto della formazione di ioni ferrosi che lo sviluppo di bollicine di ossido di azoto (XVII).

Nella Fig. 4 sono riassunte schematicamente le tre reazioni che possono avvenire nei siti anodici del ferro di armatura: a) in assenza di cloruri, b) in presenza di cloruri, e c) in presenza di cloruri e nitriti. Nella stessa figura è anche riportata l'equazione, derivata dalle tre singole reazioni, che mostra la cinetica di scomparsa degli ioni ferrosi nel tempo.

Viene così evidenziato come il valore della concentrazione dei nitriti sia un fattore molto importante, soprattutto in relazione alla quantità di

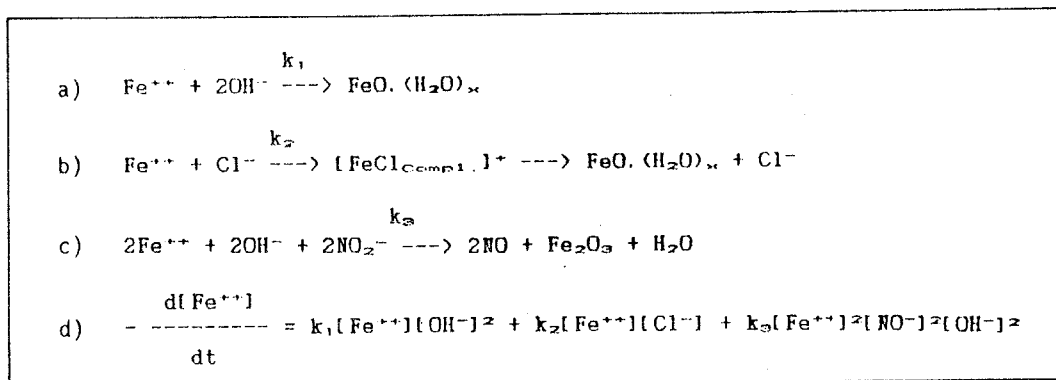


Fig. 4 - Reazioni anodiche del ferro nel calcestruzzo

cloruri che vengono a trovarsi in prossimità dei ferri.

Numerose prove, effettuate sia in laboratorio che su strutture hanno mostrato che l'efficienza dell'inibitore è accettabile fino a che il rapporto molare tra la quantità di cloruri e quella di nitriti presenti in vicinanza del metalli si mantiene a valori inferiori a 1.5.

4. CARATTERISTICHE DELL'IMPASTO

Il viadotto sul quale sono state effettuate le misure è situato in prossimità del Lago Maggiore, ad un'altitudine di circa 300 m s.l.m. e, per le condizioni climatiche del luogo, è destinato ad essere oggetto di spargimento di sali antigelo nel periodo invernale.

La struttura dell'impalcato è stata realizzata mediante il procedimento denominato per estrusione; essa è costituita da una trave continua a cassone in c.a.p. di altezza (misurata sull'asse centrale della sezione retta) pari a 2.76 m (Fig. 5).

La sezione comprende:

- una soletta superiore di larghezza 13.23 m e di spessore 25 cm;
- due anime subverticali di spessore minimo 30 cm;
- una soletta inferiore di larghezza 4.15 m e di spessore minimo 18 cm.

In corrispondenza degli appoggi, lungo il perimetro interno, vi è un diaframma di irrigidimento munito di passo d'uomo e la soletta inferiore presenta un ringrosso di 27 cm.

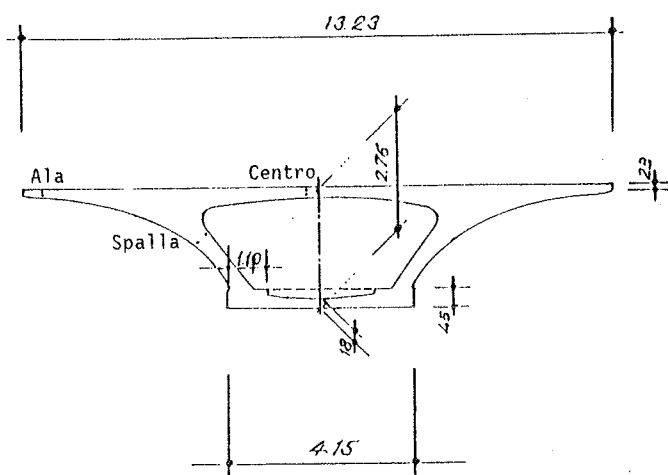


Fig. 5 - Sezione dell'impalcato con i punti di misura

L'impalcato è stato confezionato, per conci successivi, in un'unica stazione di fabbrica posta a tergo di una delle due spalle.

La continuità strutturale fra i vari conci è garantita dall'aderenza stessa del calcestruzzo, dalle armature continue convenzionali e di precompressione.

Terminato il periodo previsto di maturazione del calcestruzzo, il concio e con esso tutta la porzione di impalcato già costruita vengono spinti in avanti mediante un sistema di slitte e di martinetti idraulici, lasciandosi alle spalle, nel cantiere di fabbrica, lo spazio necessario per la costruzione di un nuovo concio.

5. CARATTERISTICHE DELL'IMPASTO

Nella tabella 1 sono riportate le quantità in peso, per metro cubo di calcestruzzo di resistenza caratteristica $R_{ck}=450 \text{ kg/cm}^2$, degli ingredienti utilizzati.

La confezione dell'impasto è stata eseguita secondo la seguente sequenza: 1. aggregati, 2. acqua, 3. aerante, 4. cemento, 5. ritardante, 6. inibitore; 7. superfluidificante.

Nel periodo aprile-ottobre è stato anche utilizzato un ritardante, in quanto il nitrito di calcio conferisce al calcestruzzo fresco un effetto accelerante (XII).

Tabella 1 - Caratteristiche dell'impasto

		Novembre - Marzo kg/m ³	Aprile - Ottobre kg/m ³	
Cemento tipo 425 altoforno		420	420	
Aggregati	Ghiaia 15-30	711	711	
	Ghiaietto 7-15	176	176	
	Sabbione 0-10	888	888	
Additivi + acqua	Acqua	155	155	
	Darex AEA	0.21	0.21	
	Daracem 200	Superfluidificante	10.5	10.5
	Daratard 17	Ritardante	-	0.84
	DCI	Inibitore	19	19

6. SISTEMA DI MONITORAGGIO

Trattandosi del primo caso in Europa di utilizzazione del nitrito di calcio in un'opera di così vaste dimensioni, la Soc. Autostrade, per tenere sotto controllo l'evoluzione dello stato di corrosione dell'armatura nel viadotto, ha ritenuto opportuno, compatibilmente con le esigenze di cantiere, corredare un numero significativo di conci con un ampio numero di sonde disposte in modo tale da fornire dati sull'influenza di parametri quali la posizione longitudinale lungo il concio (monte-valle) e la posi-

zione trasversale (destra-sinistra). Nella Fig. 5 sono segnalati i punti della sezione trasversale in cui sono stati posizionati i dispositivi di misura.

I sistemi adottati per il controllo dello stato dei ferri sono i tre seguenti:

1. misura del potenziale di corrosione, direttamente sull'armatura;
2. rilevazione della velocità di corrosione su coppie di campioni posti in posizione opportuna in relazione all'esposizione degli agenti aggressivi;
3. misura della corrente galvanica su coppie di campioni posti in posizione opportuna in relazione all'esposizione degli agenti aggressivi.

Sono stati allestiti punti di misura in 10 dei 38 conci costituenti il viadotto, 5 per ogni carreggiata; due conci, uno per ciascuna carreggiata, non sono stati additivati con l'inibitore al fine di ricavare dati di confronto.

6.1 Dispositivo per la misura del potenziale di corrosione

Per la misura del potenziale di corrosione veniva saldato un pezzo di tondino ai ferri di armatura più esterni in posizione centrale (in senso trasversale) del viadotto e sulla spalla utilizzando nel contempo un ponte salino in membrana plastica ionicamente conduttiva, fornita dalla Soc. Oronzio De Nora di Lugano, per il trasferimento della lettura nel camminamento di ispezione del viadotto stesso. Prove preliminari hanno mostrato che il valore del potenziale di giunzione membrana-calcestruzzo è trascurabile (ordine di grandezza di qualche mV) rispetto al potenziale assunto dal ferro di armatura.

Poichè il ponte salino è stato garantito dalla ditta fornitrice per un funzionamento nel calcestruzzo a non più di 1.5 m dallo strumento di misura (con impedenza 1000 Mohm), non è stato possibile predisporre la misura del potenziale sulle "ali" dei conci, a causa dell'eccessiva distanza di queste dal camminamento; tuttavia le misure sui ferri qui situati è comunque possibile con il metodo tradizionale del tampone umido (ASTM C 876-80) a patto di collegarsi direttamente su uno dei ferri con il voltmetro. L'elettrodo di riferimento usato per le misure è quello rame-solfato di rame saturo (CSE).

6.2 Misura della velocità di corrosione

La misura della velocità di corrosione dei ferri è ottenuta utilizzando la ben nota tecnica della rilevazione della resistenza di polarizzazione, consigliata da diversi Autori per la valutazione dell'aggressività dovuta all'ambiente circostante l'armatura.

Tale tecnica è basata sull'equazione di Stern e Geary che correla la densità di corrente di corrosione, dovuta al funzionamento delle pile locali, alla variazione di potenziale che il metallo subisce in seguito all'imposizione di una corrente tramite un generatore:

$$i_{\text{corr}} = \frac{1}{2.3} \left(\frac{b_a b_c}{b_a + b_c} \right) \cdot \frac{i_{\text{est}}}{\Delta V}$$

in cui b_a e b_c sono i coefficienti delle equazioni di Tafel relative alle reazioni locali anodica e catodica; il termine $\Delta V/I_{est}$ è comunemente detto resistenza di polarizzazione (R_p). A sua volta la i_{corr} può essere rapidamente trasformata in velocità di corrosione espressa come penetrazione annua tramite le leggi Faraday, ottenendo la seguente espressione:

$$v_{corr} = \frac{k}{R_p}$$

in cui il valore di k è facilmente determinabile tramite prove preliminari; nel caso dell'armatura del calcestruzzo tale valore è noto con sufficiente approssimazione, anche se esso dipende in una certa misura dalle condizioni ambientali locali (ossigenazione, presenza di cloruri, umidità, presenza di inibitori, ecc.). Secondo alcuni Autori il valore di k è circa 0.26 volte per strutture già in stato di corrosione e 0.52 per opere di nuova costruzione, per R_p espressa in mohm x cm² e v_{corr} in mm/a (XVIII).

In ogni caso i valori di velocità di corrosione così determinati hanno in linea di massima un interesse relativo, in quanto è la loro variazione nel tempo che maggiormente mette in luce le variazioni di aggressività dell'ambiente.

Lo scostamento del potenziale da quello spontaneo dell'armatura deve essere dell'ordine di grandezza di 10-20 mV, affinché lo stato del ferro non venga successivamente perturbato ed inoltre perchè di solito solo in quell'intorno di potenziale c'è linearità tra tensione e corrente.

Naturalmente non è possibile rilevare la resistenza di polarizzazione direttamente sui ferri di armatura e pertanto è stato necessario inserire nella struttura opportune sonde a tre elettrodi, il cui elettrodo di lavoro deve essere disposto con esattezza all'altezza dei ferri più superficiali, allo scopo di valutare senza errori l'effetto dell'eventuale ingresso di agenti aggressivi nel manufatto.

6.3 Misura della fem di macropile artificiali

Il terzo tipo di dispositivo adottato nel viadotto è quello che generalmente viene denominato "macropila di corrosione artificiale" e che consiste in uno spezzone di tondino rivestito con malta o calcestruzzo contenente l'agente aggressivo di cui si teme l'ingresso (di solito cloruri) collegato in corto circuito attraverso un amperometro a resistenza nulla all'armatura, la quale di per sé avrà inizialmente comportamento catodico. Nel caso presente si è preferito realizzare la macropila artificiale inserendo nel calcestruzzo una coppia di spezzoni di tondino, isolati dall'armatura e collegati a due cavi che terminano con due spinotti in cui è possibile inserire lo strumento di misura. La macropila viene così formata, per quanto riguarda le posizioni centro e spalla, da un ferro esposto alla superficie esterna e da un ferro situato nella parte interna del viadotto (camminamento di ispezione) per cui quest'ultimo è sicuramente in situazione di protezione migliore del primo; per quanto riguarda la posizione ala, i due ferri sono entrambi sulle superfici a contatto con l'atmosfera, uno sotto e uno sopra.

6.4 Dispositivo utilizzato per le misure

Nella Fig. 6 è illustrato schematicamente un posizionamento tipico in una sezione di concio, comprendente anche lo schema di funzionamento di un dispositivo dei tre sistemi di rilevamento. Come si può osservare, due dei tre elettrodi della sonda per la rilevazione della R_p sono utilizzati anche per altre misure: il ferro di armatura oltre ad essere il controelettrodo della cella è anche l'elettrodo di cui si misura il potenziale rispetto all'elettrodo di riferimento; l'elettrodo più lungo costituisce il riferimento della cella ed è anche uno dei due elettrodi della macrocella galvanica.

La sequenza delle misure da effettuare, al fine di minimizzare la perturbazione delle situazioni locali, deve essere la seguente:

1. misura del potenziale spontaneo del ferro di armatura;
2. misura della velocità di corrosione (l'elettrodo di riferimento non viene assoggettato a passaggio di corrente);
3. misura della corrente galvanica dovuta alla macropila.

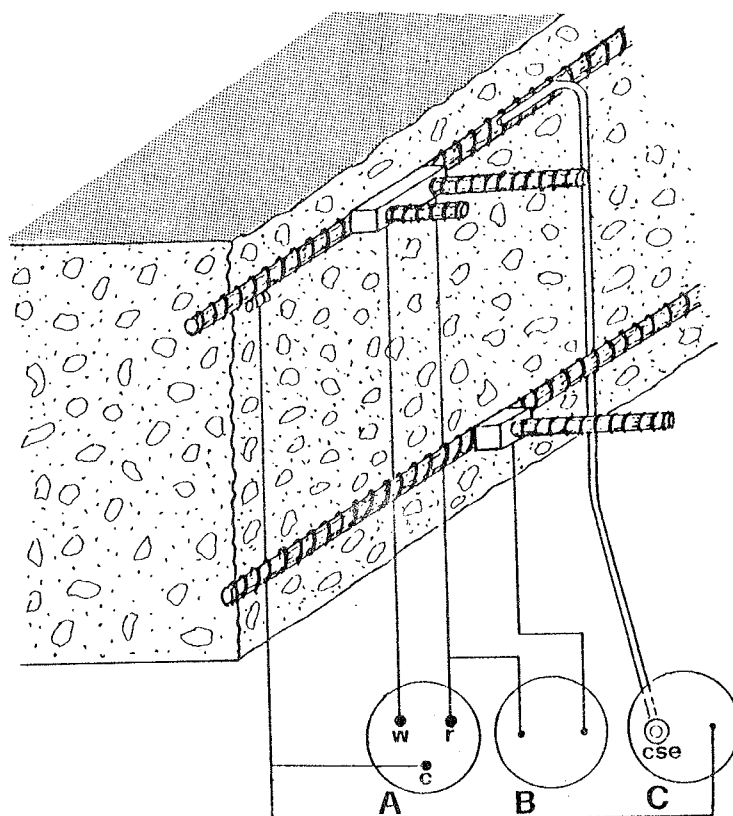


Fig. 6 - Dispositivo per le misure elettrochimiche di:

- A - velocità di corrosione (w = elettrodo di lavoro; r = elettrodo di riferimento; c = controelettrodo);
 B - FEM di macropila;
 C - potenziale di corrosione (cse = terminale del ponte salino per l'elettrodo di riferimento a rame-solfato di rame)

7. MISURE SPERIMENTALI

Nelle Figg. 7+10 sono riportati i valori delle velocità di corrosione e dei potenziali rilevati nei primi tre mesi dopo il completamento del viadotto; nella tabella 2 sono indicate le date di confezionamento dei singoli conci e sono segnalati i conci in cui non è stato utilizzato il nitrito.

Tabella 2 - Conci nei quali è stato realizzato il monitoraggio

Carreggiata	N. concio	Data gettata	Nitrito di calcio
Destra	4	27.07.88	Si
Destra	9	6.09.88	No
Destra	10	12.09.88	Si
Destra	14	6.10.88	Si
Destra	16	17.10.88	Si
Sinistra	10	26.07.88	Si
Sinistra	13	8.09.88	No
Sinistra	14	14.09.88	Si
Sinistra	17	5.10.88	Si
Sinistra	18	11.10.88	Si

Non è ovviamente possibile trarre delle conclusioni significative dai dati ottenuti, tenuto conto che il sistema su cui sono state effettuate le misure è chiaramente in evoluzione.

Tuttavia nella loro globalità i dati ottenuti mostrano che si ha una tendenza nel tempo verso valori di potenziale meno negativi, tipici del ferro passivato, anche se ancora tali valori non hanno raggiunto, salvo qualche caso, il limite di -200 mV, che secondo le norme ASTM è quello che contraddistingue la raggiunta passività del ferro.

Le velocità di corrosione, ad eccezione di alcuni sporadici valori, sono generalmente basse, ma non tali, per lo più, da raggiungere i valori di $1+3$ um/a ritenuti di assoluta sicurezza (XVIII).

Si è inoltre osservato che le differenze di potenziale nelle macrocoppie galvaniche sono rappresentative delle diverse condizioni in cui si trovano i ferri nei diversi siti dell'impalcato. La variabilità delle misure è da attribuire alla diversa umidità e alla diversa diffusività dell'ossigeno nei punti di misura, diversità che sono associate dall'avanzamento del processo di idratazione, il quale comporta consumo di acqua, aumento della microporosità, discontinuità del sistema di pori.

8. CONCLUSIONI

L'uso del nitrito di calcio come inibitore di corrosione nei riguardi dell'armatura del calcestruzzo, divenuto abbastanza comune negli Stati Uniti per le strutture ove si teme l'intervento negativo dei cloruri, si presenta, tra i diversi metodi di prevenzione, come uno dei più semplici da attuare.

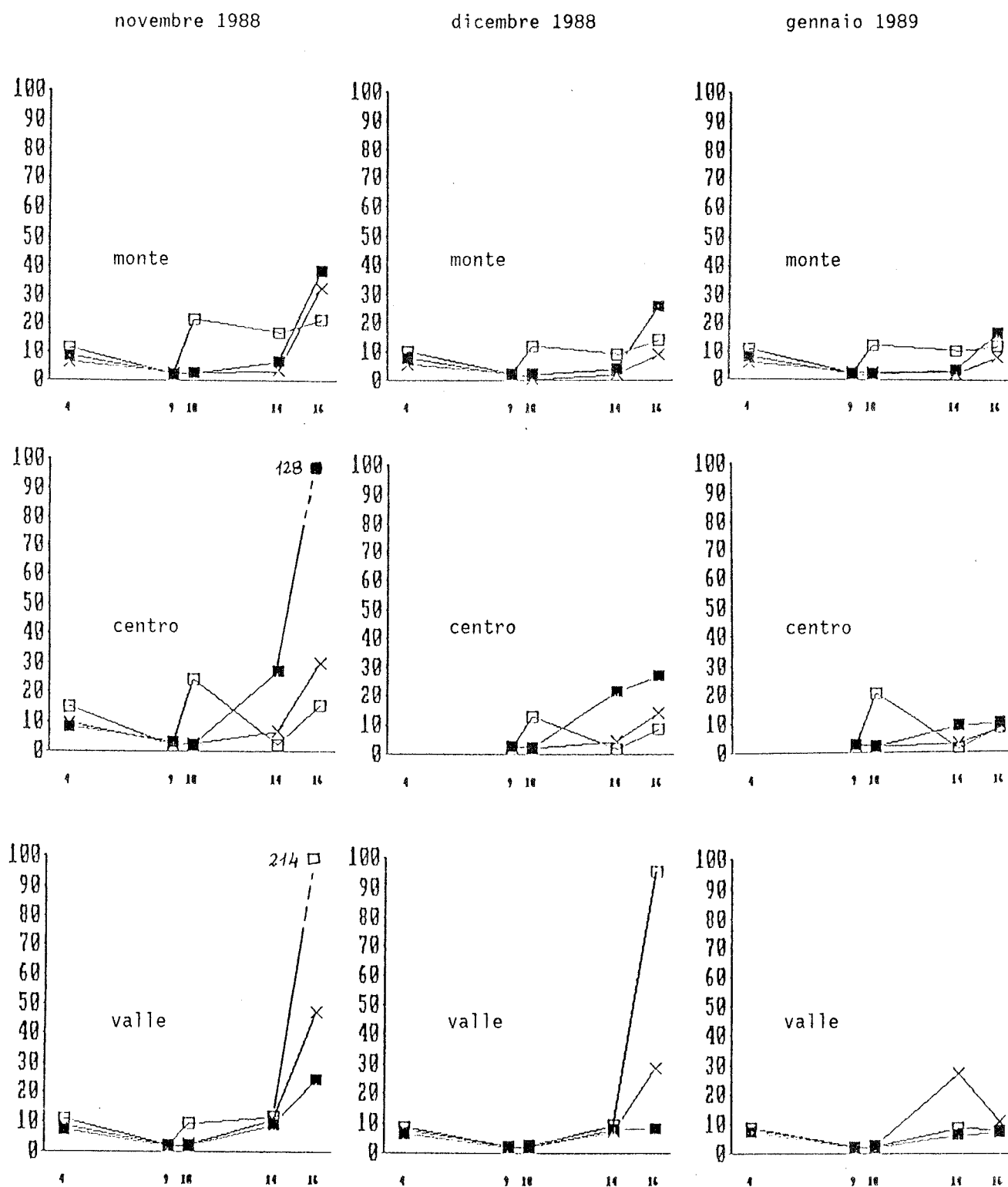


Fig.7 - Velocità di corrosione ($\mu\text{m}/\text{anno}$) misurate nei conchi della carreggiata destra in posizione centrale (■), sulla spalla (□) e nell'ala (X).

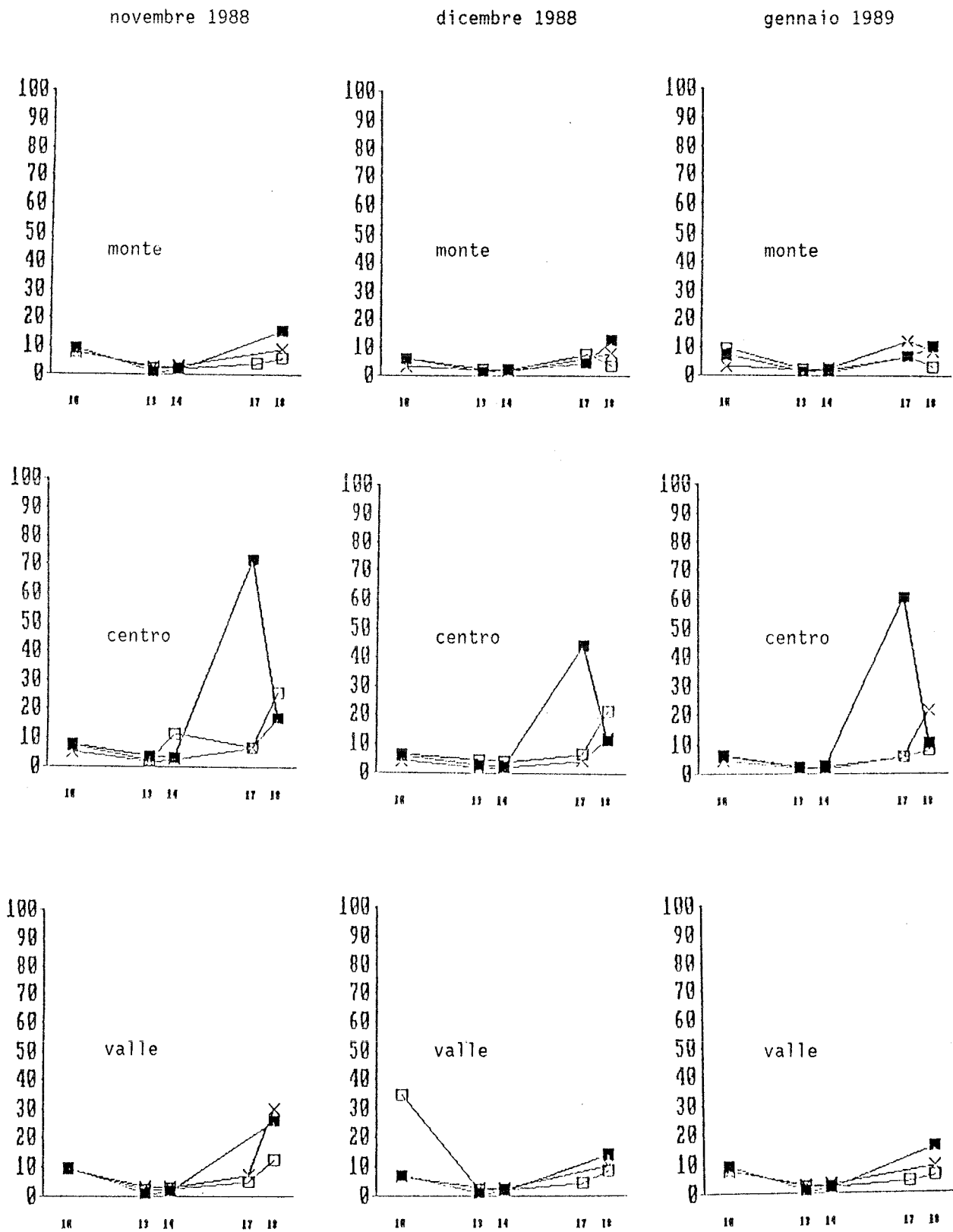


Fig.8 - Velocità di corrosione ($\mu\text{m/anno}$) misurate nei conchi della carreggiata sinistra in posizione centrale (■), sulla spalla (□) e nell'ala (X).

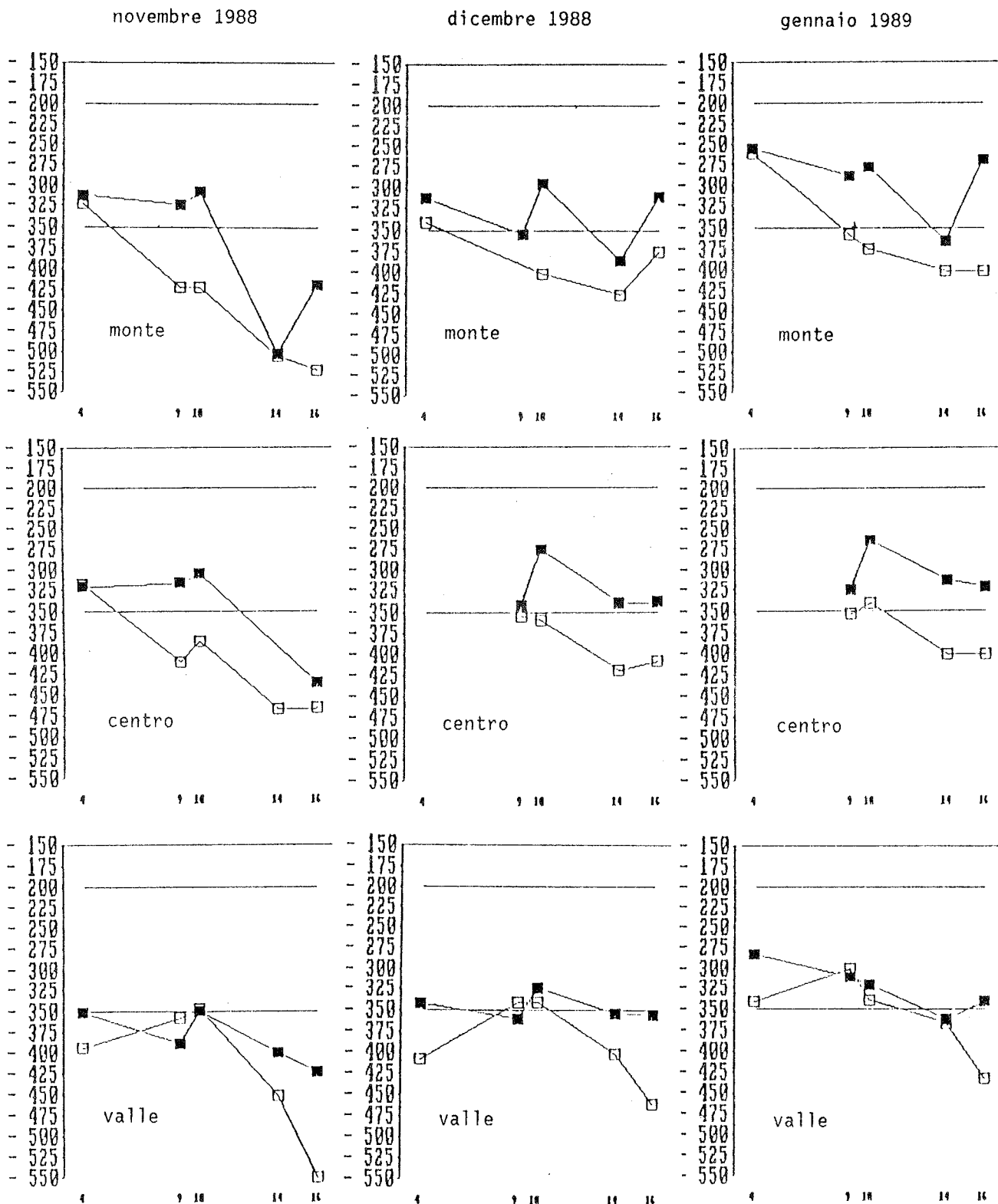


Fig.9 - Potenziale di corrosione (mV) misurato nei conci della carreggiata destra in posizione centrale (■) e sulla spalla (□).

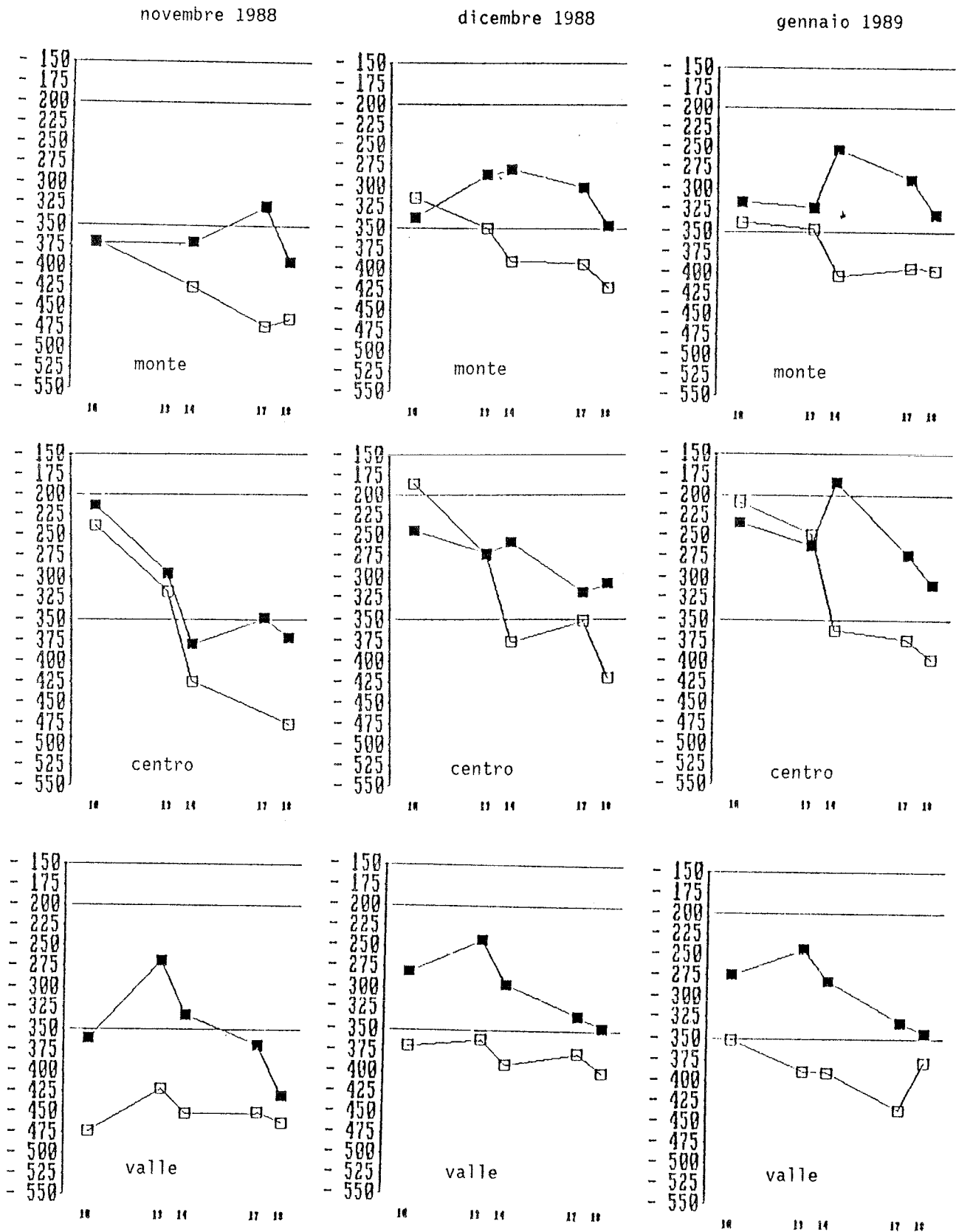


Fig.10 - Potenziale di corrosione (mV) misurato nei conchi della carreggiata sinistra in posizione centrale (■) e sulla spalla (□).

Il meccanismo secondo cui ha luogo l'azione protettiva dello ione nitrito consente di considerare valido il suo ruolo finchè esso è presente in quantità tale da contrastare l'effetto complessante dei cloruri.

La Società Autostrade ha ritenuto opportuno, per provare l'efficacia dell'aggiunta dell'inibitore al calcestruzzo utilizzato per la costruzione di un nuovo viadotto, di provvedere al monitoraggio della corrosione in numerosi punti di misura, onde avere risposte quanto più possibile significative.

E' chiaro che le misure ottenute nei primi mesi di vita dell'opera hanno un carattere solamente indicativo; occorrerà infatti attendere lo spargimento di notevoli quantità di sali antigelo per poter valutare con obiettività quali siano gli effettivi vantaggi derivanti dall'uso dell'inibitore, soprattutto in confronto alle parti del viadotto realizzate senza additivazione.

BIBLIOGRAFIA

- I LAMBERT P., PAGE C.L. and SORT N.R. "Pore Solution Chemistry of the Hydrated System Tricalcium Silicate/Sodium Chloride/Water", Cem. Concr. Res. 15, 675, 1985.
- II ANDRADE C. and PAGE C.L. "Pore Solution Chemistry and Corrosion in Hydrated Systems Containing Chloride Salts", Br. Corros. J. 21, 49, 1986.
- III TURRIZIANI R. "Internal Degradation of Concrete: Alkali-Aggregate Reaction, Reinforcement Steel Corrosion" 8th Int. Congr. on the Chemistry of Cement, Rio de Janeiro, Vol. I, 388, 1986
- IV ACI Committee 222 "Corrosion of Metals in Concrete", ACI J. 82, 3, 1985.
- V TRABANELLI G. "Corrosion Inhibitors", in: 'Corrosion Mechanism', ed. F. Mansfeld, Dekker, New York, 1987
- VI TOBOLOCH V.V., KRASNYYUK V.A., OPEKUNOV V.V. and ZHOLDAKOV A.A. "Increasing the Corrosion Resistance of Reinforcements" Stroit. Mater. Konstr. 4, 16, 1983
- VII WIECZOREK G. and GUST J. "Tannin Corrosion Inhibitors for Reinforcing Steel", Ochr. Koroz, 30, 25, 1987.
- VIII VEVLIN F. and NOVAK J. "Prevention of Corrosion of Reinforcements in Concrete Caused by Stray Currents" Kniznice Odb. Ved. Spisu Vys. Ucení Tech. Brne, B, 97, 215, 1984.
- IX DODSON V.H. and HAYDEN T.D. "Corrosion-Preventing Additive for Cement Compositions", Ger. Offen. DE 3346948, 1984.
- X OECHSNER W., STOECKL F. and RIEDLINGER K. "Corrosion Protection Agent", Ger. Offen. DE 3317817, 1984.

- XI NISSAN CHEM. IND. "Deterioration Prevention of Cement Materials", Jpn. Kokai Tokyo Koho JP 60108385, 1985.
- XII ASTM C 494-80 "Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete", 1980.
- XIII BERKE N.S. and STARK P. "Evaluating and Testing for Corrosion Resistance" *Concr. Int.* 9, 42, 1985.
- XIV WEIL T.G. and BERKE N.S. "Calcium Nitrite: Effective Corrosion Protection for prestressed Concrete" *Concr. Products* 9, 34, 1987.
- XV BERKE N.S. and WEIL T.G. "Corrosion Protection through the Use of Concrete Admixtures" 2nd Int. Conf. on Performance of Concrete in Marine Environment, St. Andrews by-the-Sea, *Suppl. Papers*, 3, 1988.
- XVI FOLEY R.T. "Role of Chloride Ion in Iron Corrosion", *Corrosion* 26, 58, 1981.
- XVII ROSENBERG A.M., GAIDIS J.M., KOSSIVAS T.G. and PREVITE R.W. "A Corrosion Inhibitor Formulated with Calcium Nitrite for Use in Reinforced Concrete", *ASTM STP* 629, 89, 1977.
- XVIII ALONSO C. and ANDRADE C. "Corrosion of Steel Reinforcement in Carbonated Mortar Containing Chlorides", *Adv. in Cement Research* 1, 155, 1988.
- XIX CIGNA R., GOOLAMALLEE M.R., GUSMANO G. and PATANE' G. "On the Measurement of Free Corrosion Potential as a Method of Assessing the State of Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete", *Int. Symp. 'Electrochemical Methods in Corrosion Research'*, Zurich, July 1988.

PROGRESSI NELLA TECNOLOGIA DELLE MALTE DA RESTAURO A RITIRO COMPENSATO

Mario Collepari, Saveria Monosi

Dipartimento di Scienze dei Materiali e della Terra, Università di Ancona

Michele Valente

MAC-MBT, Treviso

SOMMARIO

Le malte a ritiro compensato per il restauro possono presentare due inconvenienti entrambi provocati dall'assenza di stagionatura umida da parte dell'impresa: fessure causate dal ritiro plastico e perdita parziale dell'espansione potenziale. Questi due inconvenienti possono essere rimossi usando fibre di plastica per rinforzare la matrice cementizia ed un agente di ritenzione d'acqua per conservare l'umidità all'interno della malta.

SUMMARY

The shrinkage compensating mortars for repairing works may present two drawbacks both caused by the absence of wet curing carried out by the contractor: cracks by plastic shrinkage and partial lost of potential expansion. These two drawbacks can be removed by using plastic fiber to reinforce the cement matrix and a water retention agent to keep the humidity into the mortar.

1. INTRODUZIONE

Nel restauro e nel consolidamento delle opere in c.a. e c.a.p. sono state impiegate soprattutto negli ultimi dieci anni, malte premiscelate a ritiro compensato.

Il principio della compensazione del ritiro consiste nell'impiego di un agente espansivo capace di provocare un fenomeno - l'espansione - di segno opposto a quello del ritiro che normalmente si verifica in tutti i conglomerati (malta e calcestruzzo) a base di cemento esposti in ambienti insaturi di umidità.

Nel seguito sono prima esaminati i meccanismi del ritiro provocato da variazioni igrometriche, e quindi vengono analizzati i progressi nella tecnologia delle malte a ritiro compensato, con particolare riferimento alla soluzione di alcuni problemi di applicazione pratica nel campo del restauro.

1.1 Il ritiro e la fessurazione

L'essiccazione del calcestruzzo e della malta provoca una contrazione denominata "ritiro plastico" se si verifica quando il conglomerato cementizio è ancora fresco e nella fase di presa (1), e "ritiro igrometrico" se si verifica quando il conglomerato è già indurito (2).

Mentre il ritiro plastico si verifica normalmente durante le prime ore dall'applicazione, il ritiro igrometrico si esplica per tutta la vita della struttura anche se, in effetti, la maggior parte di esso avviene fondamentalmente nei primi mesi.

Entrambi i fenomeni di ritiro, plastico e igrometrico, sono la causa più frequente delle fessurazioni che si manifestano nei calcestruzzi e nelle malte. Se, infatti, il ritiro risulta impedito dalla presenza di vincoli (per esempio: l'attrito tra una nuova malta di restauro ed il sottofondo ruvido di un vecchio calcestruzzo il cui ritiro si è già esaurito), ne consegue che si instaura una sollecitazione di trazione (σ_t) calcolabile con la nota equazione di Hooke:

$$\sigma_t = E \epsilon$$

dove E è il modulo elastico della malta ed ϵ è il ritiro della stessa malta che si manifesterebbe in assenza di vincoli.

Se la sollecitazione σ_t che così si genera supera la resistenza a trazione del materiale (R_t), ne consegue una fessurazione della malta (Fig. 1). Val la pena di precisare che, a parità di valore della contrazione, la sollecitazione indotta σ_t è tanto maggiore quanto più elevato il modulo elastico. Pertanto, a parità di contrazione ϵ , la sollecitazione che si genera nel ritiro plastico è molto minore di quella che si genera nel ritiro igrometrico quando il conglomerato è già indurito ed il modulo elastico è cresciuto. D'altra parte nel ritiro plastico, anche se le sollecitazioni indotte sono di modesta entità, la fessurazione può essere molto più intensa che nel ritiro igrometrico in quanto prima dell'indurimento la resistenza a trazione R_t con la quale il conglomerato si oppone alla sollecitazione σ_t è pressoché nulla.

1.2 Il ritiro plastico

Per la eliminazione del ritiro plastico, e delle sue conseguenti fessure che si manifestano di solito durante il primo giorno, è necessario rimuovere la causa che origina il ritiro stesso e cioè l'evaporazione dell'acqua. Il ritiro plastico, infatti non si manifesta nelle strutture protette dai casseri e nelle strutture mantenute umide durante le prime ventiquattro ore. In alternativa, si possono eliminare le fessure provocate dal ritiro plastico rinunciando

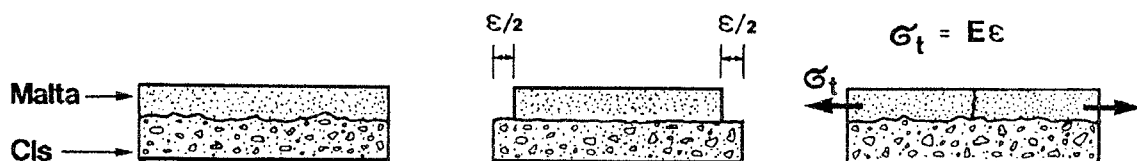


Fig. 1

Applicazione di malta fresca su calcestruzzo vecchio (A). La malta si accorcia di ϵ per effetto del ritiro se essa è in grado di muoversi rispetto al calcestruzzo in assenza di attrito all'interfaccia malta calcestruzzo (B). La malta si fessura per effetto della sollecitazione di trazione σ_t (indotta dal ritiro impedito) qualora σ_t superi la resistenza R_t della malta stessa (C).

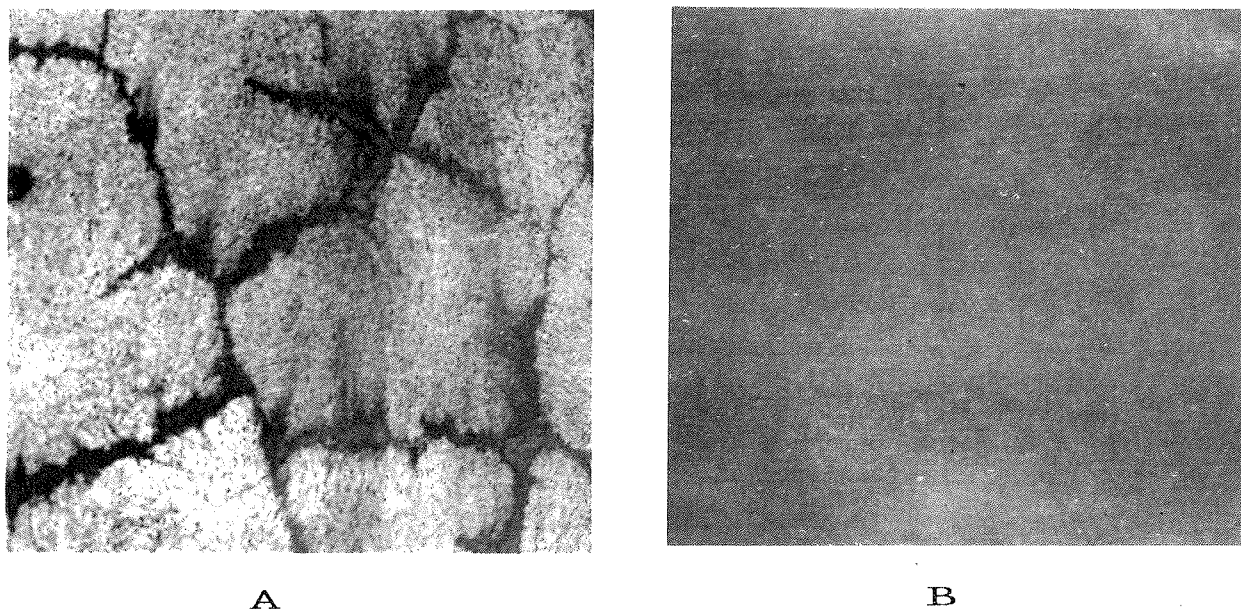


Fig. 2
 Muri di calcestruzzo rivestiti con malta A priva di fibre polimeriche e fessurata per effetto del ritiro plastico, e malta B contenente fibre polimeriche e non fessurata.

do alla protezione dell'evaporazione e rinforzando la matrice cementizia con fibre sottili (lunghe circa 5-10 mm e spesse circa 0,01-0,02 mm) generalmente polimeriche (polipropilene, poliacriliche, ecc.), che hanno la funzione di innalzare il valore della R_t di quel poco che quest'ultima diventa superiore al valore relativamente piccolo della σ_t . L'aggiunta delle fibre in questo caso elimina le indesiderate conseguenze (fessure) del ritiro plastico, ma non il ritiro plastico stesso. In altre parole, mentre una stagionatura umida elimina il ritiro plastico (ϵ) e quindi annulla la sollecitazione indotta (σ_t), l'aggiunta di fibre sottili, invece, può innalzare la resistenza a trazione (R_t) fino a valori superiori a σ_t che però non viene modificata. E' evidente che l'impiego di calcestruzzo fibrorinforzato per risolvere il problema delle fessure da ritiro plastico, è economicamente conveniente solo per strutture di modesto spessore, di solito di qualche centimetro. Infatti, aumentando lo spessore della struttura, per esempio una lastra, cresce proporzionalmente il costo per unità di superficie derivante dall'aggiunta di fibre in tutto l'impasto del calcestruzzo. Al contrario, il costo della protezione dall'evaporazione per unità di superficie, qualunque sia il metodo adottato (casseri, membrane antievaporanti, ecc.), non dipende dallo spessore della struttura. Ne consegue che di solito solo per gli intonaci, aventi appunto spessore non superiore a qualche centimetro, l'impiego di fibre polimeriche può risultare economicamente più conveniente della protezione dall'evaporazione.

La Fig. 2 mostra, a titolo di esempio, due rivestimenti di un muro di calcestruzzo degradato, effettuati con due malte entrambe applicate a spruzzo, frattazzate e non stagionate a umido come spesso avviene nella pratica di cantiere, la malta A, priva di fibre polimeriche, si è fessurata durante le prime 24 ore per effetto del ritiro plastico che ha indotto una sollecitazione σ_t superiore alla resistenza a trazione R_t della malta; la malta B, pur esposta alle stesse condizioni igrometriche della malta A (UR = 40%), non si è fessurata per effetto delle fibre polimeriche che hanno rinforzato la matrice cementizia in modo che R_t risultasse superiore a σ_t .

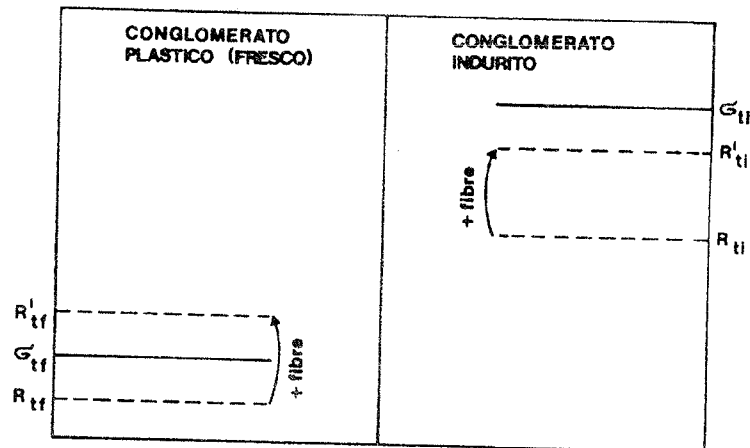


Fig. 3

A parità di ritiro (ϵ) la σ_{ti} indotta nel conglomerato indurito è molto maggiore di quella generata nel conglomerato fresco (σ_{tf}). Con l'aggiunta di fibre, R_{tf} diventa R'_{tf} (conglomerato fresco), ed R_{ti} diventa R'_{ti} . Nel primo caso non si ha più fessurazione ($R'_{tf} > \sigma_{tf}$); nel secondo caso non si elimina la fessurazione ($R'_{ti} < \sigma_{ti}$).

1.3 Il ritiro igrometrico

Per quanto concerne il ritiro igrometrico, di solito denominato semplicemente "ritiro", la protezione dall'evaporazione non è attuabile in pratica giacché occorrerebbe mettere in atto una protezione per un tempo enormemente lungo e teoricamente coincidente con la vita della struttura. Ovviamente il problema non si pone per le strutture che non subiscono il ritiro semplicemente perché l'ambiente è sempre umido ed impedisce l'evaporazione dell'acqua dal calcestruzzo. Invece, nelle strutture esposte ad ambienti insaturi di umidità, ed in particolare in quelle con elevato rapporto superficie/volume come si verifica per le lastre e gli intonaci, il ritiro è inevitabile. Esso può essere minimizzato (per esempio riducendo l'acqua ed il cemento, ed aumentando l'inerte) ma non può essere annullato.

Nel caso del ritiro igrometrico, a differenza di quanto avviene nel ritiro plastico, l'impiego di fibre polimeriche non consente in genere l'eliminazione delle fessure. La ragione di questo diverso comportamento sta, come si è già detto, nel maggiore modulo elastico del conglomerato indurito cui si riferisce il ritiro igrometrico. In sostanza, il fatto che un calcestruzzo o una malta si fessuri per effetto del ritiro dipende da una terna di valori: ritiro (ϵ), modulo elastico (E) e resistenza a trazione (R_t). Nel caso del ritiro plastico vengono indotte modeste sollecitazioni di trazione (σ_t), per il bassissimo valore di E , ed è quindi sufficiente, mediante l'aggiunta di fibre polimeriche, innalzare di poco il valore di R_t della matrice cementizia fino a farlo diventare superiore a σ_t (Fig. 3). Nel caso del ritiro igrometrico, invece, il beneficio derivante dall'aggiunta di fibre polimeriche, non è sufficiente a raggiungere livelli superiori a σ_t il cui valore è alto per l'elevato modulo elastico (Fig. 3). Ciò non significa, naturalmente, che il conglomerato indurito rinforzato con fibre - soprattutto se in acciaio - non presenti particolari caratteristiche (duttilità, tenacità, resistenza all'urto) rispetto al conglomerato ordinario. Rimane il fatto, tuttavia, che con le sole fibre non è possibile eliminare le fessure indotte dal ritiro igrometrico.

Pertanto, se la diminuzione del ritiro, conseguita attraverso la variazione della composizione, è tale da non essere accettabile, è possibile impiegare gli agenti espansivi per "compensare" il ritiro ed alleviarne o annullarne le conseguenze. Esempi tipici di strutture dove si impiegano agenti espansivi per produrre calcestruzzi o malte a ritiro compensato sono le pavimentazioni in calcestruzzo armato e le malte per restaurare strutture degradate in calcestruzzo. In questi casi la minimizzazione del ritiro solo attraverso la variazione di composizione del conglomerato non è in grado, in genere, di rimuovere l'inconveniente provocato dal ritiro.

Per esempio, nell'impiego di una malta per il restauro di una struttura in calcestruzzo vecchio degradato è opportuno l'utilizzazione di agenti espansivi per evitare che nell'interfaccia malta-calcestruzzo avvenga il distacco, o si verifichi una fessurazione nella malta di restauro per effetto del ritiro impedito. La Fig. 1 mostra schematicamente la malta di restauro ancora fresca applicata su una vecchia lastra in calcestruzzo il cui ritiro si è ormai esaurito (Fig. 1A); per effetto del ritiro igrometrico (ϵ), se la malta di riporto fosse libera di muoversi in assenza di attrito, si configurerebbe la situazione illustrata nella Fig. 1B). Questa situazione è quella che potrebbe manifestarsi applicando la malta su un calcestruzzo molto liscio e quindi con minimo attrito tra i due materiali: la conseguenza finale sarebbe, però, un distacco della malta per effetto del suo movimento rispetto al vecchio calcestruzzo. In effetti, ciò che si verifica più frequentemente è la situazione illustrata in Fig. 1C: la malta tenderebbe a contrarsi ma non può muoversi liberamente per la presenza dell'attrito e conseguentemente si instaura una sollecitazione R_t che porta alla fessurazione della malta stessa.

2. IL PRINCIPIO DELLA MALTA A RITIRO COMPENSATO

Il principio su cui si basa la malta a ritiro compensato è il seguente: a causa della reazione dell'agente espansivo con l'acqua, la malta aumenta di volume dopo la presa e durante l'indurimento nella fase di stagionatura. Se la malta è adeguatamente contrastata con ferri di armatura, l'espansione provocherà uno stato di compressione nella malta stessa, e di trazione nell'acciaio in modo analogo, anche se in misura molto ridotta, a quanto si verifica nel calcestruzzo precompresso (3). Un'alternativa ai ferri d'armatura, come contrasto dell'espansione, può essere anche il confinamento esterno di altre strutture in calcestruzzo (per esempio il riempimento di una buca con malta a ritiro compensato) o l'attrito tra un supporto ruvido del vecchio calcestruzzo e la nuova malta di restauro a ritiro compensato purchè in spessore limitato (1 cm). Durante l'essiccazione della malta, successiva alla stagionatura umida, il ritiro così provocato (anziché indurre delle sollecitazioni di trazione che possono arrivare fino a fessurare la malta o a provocarne il distacco dal vecchio calcestruzzo) semplicemente riduce o annulla le tensioni di compressione nella malta accumulate nell'espansione iniziale. In sostanza la malta a ritiro compensato è come una "molla" che viene caricata nella fase di espansione (stagionatura umida) e che si scarica gradualmente nella successiva fase di ritiro (essiccazione all'aria). Il successo o meno della malta a ritiro compensato dipende dal saper caricare adeguatamente la molla affinché, nella successiva fase di scarico, non si arrivi a valori di trazione che possano rompere la "molla" stessa.

E' bene segnalare che la malta a ritiro compensato è spesso impropriamente definita

come una malta "senza ritiro" o a "stabilità volumetrica". In effetti, qualsiasi materiale cementizio conservato in ambiente asciutto perde umidità e si ritira. Ciò che si può fare con la malta a ritiro compensato è di generare una espansione (attraverso una reazione chimica in ambiente umido) e di tramutarla in uno stato di compressione (attraverso un contrasto) affinché le sollecitazioni indotte dal successivo inevitabile ritiro (nel periodo di esposizione all'aria asciutta) risultino adeguatamente compensate dalla precedente compressione.

La Fig. 4 mostra schematicamente il comportamento "variazione dimensionale-tempo" di un conglomerato con agente espansivo a confronto con un calcestruzzo normale. Quest'ultimo rimane stabile, o espande impercettibilmente, finché rimane protetto nel cassero o è mantenuto umido; successivamente si ritira progressivamente nel tempo. Il conglomerato con agente espansivo, invece, aumenta di volume nel periodo della stagionatura umida e subisce un successivo ritiro nel periodo di esposizione all'aria. Se i due conglomerati differiscono solo per la presenza di agente espansivo, il ritiro ϵ_2 del conglomerato a ritiro compensato (registrato dal momento di esposizione all'aria) sarà eguale a quello del conglomerato normale senza agente espansivo. Affinché la curva "deformazione-tempo" del conglomerato con agente espansivo rimanga al di sopra del punto di zero senza mai subire un ritiro netto finale, è necessario che l'espansione (ϵ_1) sviluppata nella stagionatura umida sia superiore al ritiro (ϵ_2).

3. DEFINIZIONE DI AGENTI ESPANSIVI

Si definisce agente espansivo un prodotto che, reagendo con l'acqua ed eventualmente con gli altri prodotti presenti nell'impasto cementizio, provoca un aumento di volume. Esistono due categorie di agenti espansivi (4): quelli che provocano l'aumento di volume

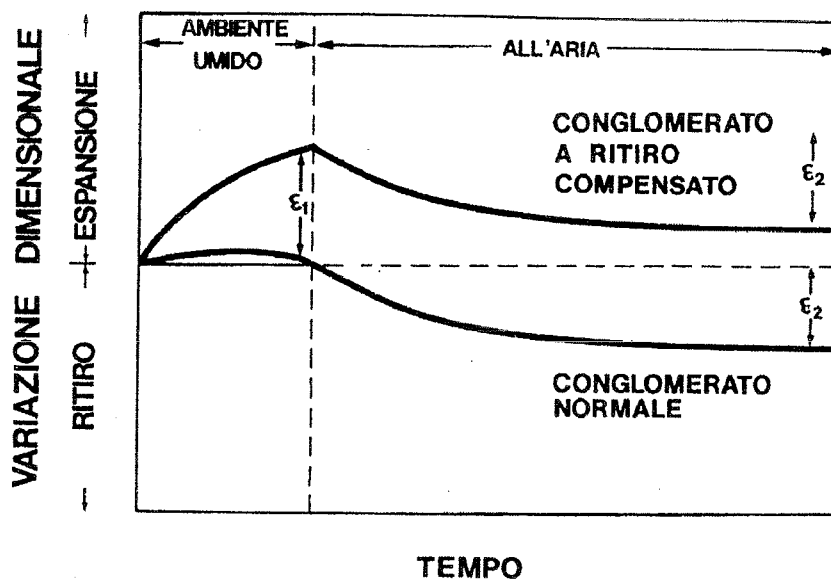


Fig. 4

Curva "variazione dimensionale-tempo" nel conglomerato normale ed in quello a ritiro compensato.

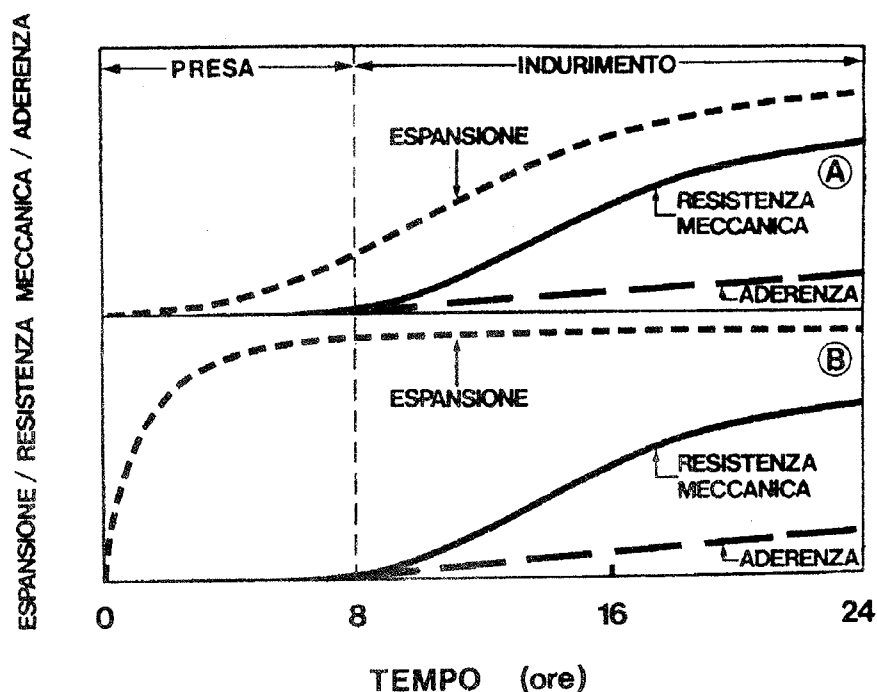


Fig. 5

Andamento dell'espansione, della resistenza meccanica e dell'aderenza al ferro di conglomerati espansivi nel periodo della presa e dell'indurimento (A) o solo nel periodo della presa (B).

solo quando il conglomerato è ancora plastico e quelli, invece, che espandono *anche* quando il conglomerato è già indurito ed ha aderito ai ferri d'armatura. Solo la seconda categoria di agenti espansivi può essere vantaggiosamente utilizzata nelle malte a ritiro compensato.

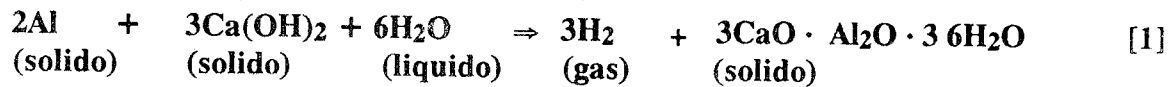
Il diverso comportamento delle due categorie di espansivi è illustrato nella Fig. 5. Nella parte A della Fig. 5 si osserva che l'espansione del conglomerato inizia nel periodo della presa e prosegue anche nella fase di indurimento (quando si cominciano ad evidenziare la resistenza meccanica e l'aderenza che va di pari passo con quest'ultima); la parte utile del processo espansivo è proprio quella che rimane dopo la presa quando il conglomerato è in grado di aderire ai ferri.

Nella parte B della Fig. 5 è mostrato il comportamento del conglomerato contenente un prodotto espansivo che agisce solo nel periodo di presa del cemento e quindi non è utilizzabile per i conglomerati a ritiro compensato.

3.1 Gli agenti espansivi in fase plastica

Gli agenti espansivi che esauriscono la loro azione quando il conglomerato è ancora plastico, e quindi non ancora in grado di aderire ai ferri, non sono in grado di creare gli stati di coazione (compressione nel conglomerato, e trazione nei ferri) che vengono vantaggiosamente utilizzati per compensare il ritiro igrometrico quando la struttura, a lungo termine, sarà esposta all'essiccazione e quindi alla contrazione.

Per esempio si comportano in questo modo alcuni metalli anfoteri in polvere, come l'alluminio, che reagiscono con l'acqua e la calce prodotta dall'idratazione del cemento per sviluppare un gas (idrogeno):



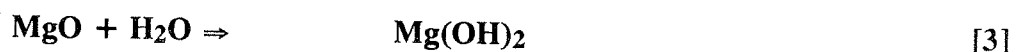
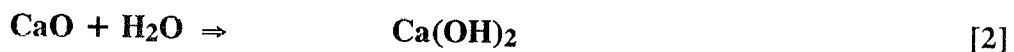
Poiché i gas occupano un volume molto maggiore dei solidi e dei liquidi, la reazione [1], che porta alla formazione di un gas (H_2) decorre con aumento di volume. Finché la pasta di cemento, entro cui avviene la formazione di idrogeno, è plastica e facilmente deformabile, lo sviluppo di H_2 fa "gonfiare" il conglomerato fresco. Non appena, però, la pasta di cemento comincia ad indurire, lo sviluppo di idrogeno non è in grado di deformare la pasta di cemento e quindi neppure il conglomerato. In altre parole questo tipo di espansione - legato allo sviluppo di gas all'interno del conglomerato - cessa quando il conglomerato indurisce e quindi proprio quando risulterebbe utile per creare le coazioni di compressione nel conglomerato e di trazione dei ferri di armatura.

3.2 Agenti espansivi in fase di indurimento

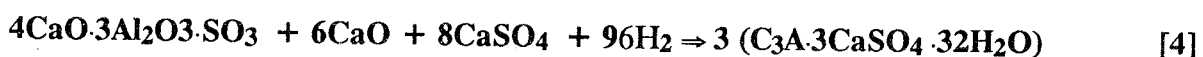
Accanto alla categoria degli agenti espansivi che agiscono *solo* quando il calcestruzzo o la malta si trova nella fase plastica, esiste quella degli agenti espansivi che agiscono *anche* quando il calcestruzzo o la malta indurisce: in questa seconda categoria rientrano diversi tipi di agente espansivo con caratteristiche diverse ma tutte comunque utilizzabili ai fini del conglomerato a ritiro compensato ed in particolare delle malte per restauro.

L'espansione che avviene durante la stagionatura umida iniziale può richiedere un tempo più o meno lungo (da un minimo di 1 giorno fino a una settimana) a seconda dell'agente espansivo impiegato. E' compito del produttore raccomandare la durata della stagionatura umida in relazione all'agente espansivo utilizzato.

Gli agenti espansivi normalmente impiegati per il conglomerato a ritiro compensato sono di due tipi: il primo comprende l'ossido di magnesio e soprattutto di calcio che aumentano il volume dell'impasto trasformandosi, per reazione con l'acqua, nei corrispondenti idrossidi come risulta dalle seguenti reazioni:



Il secondo tipo di agente espansivo per conglomerati a ritiro compensato è fondamentalmente basato sulla reazione con l'acqua di un solfoalluminato di composizione $4\text{CaO} \cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SO}_3$:



In linea di massima, gli agenti espansivi basati sulle reazioni [2] e [3] sono più rapidi

nel reagire e quindi nell'espandere che non gli agenti espansivi basati sulle reazioni [4]. Gli altri parametri che possono influire sulla cinetica della reazione e quindi sulla velocità del fenomeno espansivo sono la granulometria e la porosità dell'agente espansivo. Poiché la reazione che provoca l'espansione avviene all'interfaccia acqua-solido (agente espansivo) è evidente che, riducendo la dimensione delle particelle solide di agente espansivo si aumenta la superficie esposta all'azione dell'acqua e quindi si accelera il processo riducendo la durata dell'espansione. Analogamente, un agente espansivo sotto forma di granuli porosi diventa più facilmente penetrabile dall'acqua che non lo stesso agente espansivo sotto forma di granuli densi e compatti. La porosità dei granuli di agente espansivo - in particolare quello basato sulle reazioni [2] e [3] - può essere regolato dal produttore mediante la temperatura di cottura della materia prima (calcare o dolomite): temperature più alte portano ad un prodotto più denso e compatto per effetto della sinterizzazione favorita dalle alte temperature.

Come si vede, basandosi sulla composizione chimica, sulla granulometria e sulla porosità dell'agente espansivo si può regolare il tempo che occorre a far reagire con l'acqua tutto l'agente espansivo presente nella malta o nel calcestruzzo, e conseguentemente si può regolare la durata del processo espansivo durante il quale occorre garantire una stagionatura umida. La Fig. 6 mostra l'andamento dell'espansione del conglomerato in funzione del tempo impiegando due diversi agenti espansivi commerciali: quello a base di ossido di calcio completa la sua trasformazione in idrossido di calcio (e quindi la sua espansione) in poco più di 1 giorno; l'agente espansivo basato sulla idratazione del solfoalluminato richiede, invece, sette giorni per arrivare a completare la reazione portando il conglomerato ad un

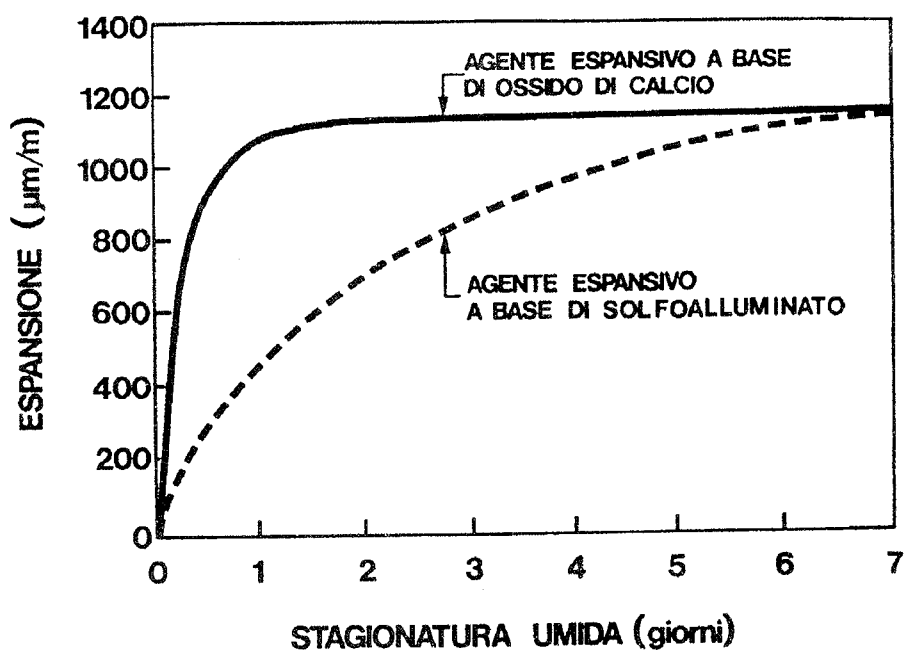


Fig. 6

Esempio di andamento nel tempo dell'espansione di due conglomerati contenenti due diversi agenti espansivi in fase di indurimento.

livello di espansione paragonabile a quello che l'agente espansivo a base di calce raggiunge in un sol giorno.

Fermo restando che la stagionatura umida giova sempre all'idratazione del cemento ed alle proprietà del conglomerato cementizio, e che essa è tanto più efficace quanto più è prolungata, è evidente come l'arresto precoce della stagionatura (per esempio scasseratura ad 1 giorno dal getto senza ulteriore protezione dalle superfici esposte) possa limitare significativamente il processo espansivo di un conglomerato a ritiro compensato contenente un agente espansivo che richieda 7 giorni di stagionatura, mentre non influenza sostanzialmente l'espansione di un conglomerato a ritiro compensato a base di un prodotto che in 1 giorno esaurisce il suo processo espansivo.

4. LA STAGIONATURA E L'ESPANSIONE

Nella tecnologia delle malte da restauro a ritiro compensato, un aspetto importante da segnalare riguarda la stagionatura umida che deve essere assolutamente realizzata per consentire all'agente espansivo di reagire con l'acqua e di provocare il benefico aumento di volume. Sovente all'impiego di un agente espansivo non si accompagna un'adeguata cura della stagionatura umida iniziale, con la conseguenza di perdere, in parte o in tutto, l'espansione ed i potenziali vantaggi da essa derivati.

L'importanza della stagionatura è illustrata nella Fig. 7 che mostra come varia l'espansione iniziale a seconda del tipo di stagionatura. Si può osservare che la stagionatura più efficace è quella che prevede un apporto di umidità dall'ambiente verso il conglomerato come si verifica con la spruzzatura di acqua o l'applicazione di sacchi di tela mantenuti sempre bagnati (curva *a* in Fig. 7): entrambe le operazioni debbono essere effettuate sulla superficie di calcestruzzo o di malta esposta all'aria non appena è terminata l'operazione di finitura.

Anche se meno efficace della precedente, la stagionatura con protezione meccanica del conglomerato (teli impermeabili e casseri) risulta comunque apprezzabile (curva *b* in Fig. 7): nel caso di calcestruzzo a ritiro compensato gettato entro casseri di legno poroso è necessario bagnare questi ultimi di tanto in tanto qualora l'ambiente risulti così asciutto da provocare un'evaporazione dell'acqua dal calcestruzzo verso l'ambiente attraverso i casseri.

Nel caso di getti contro terra o su calcestruzzo già indurito è necessario saturare con acqua il materiale con cui verrà a contatto il conglomerato a ritiro compensato per evitare, o comunque ridurre al minimo, la sottrazione d'acqua del conglomerato fresco. Nel caso di calcestruzzi gettati entro casseri ma con una parte della struttura esposta (come avviene per esempio in una trave) è opportuno procedere alla protezione con teli bagnati o impermeabili delle superfici di calcestruzzo esposte all'aria. Se, come spesso avviene, la scasseratura dovesse essere effettuata prima del tempo richiesto per la completa esplicazione dell'espansione è necessario completare la stagionatura con bagnatura e con applicazioni di barriere alternative quali teli impermeabili o anche membrane antievaporanti. La stagionatura con membrane antievaporanti (curva *c* in Fig. 7) applicate mediante spruzzatura di agenti stagionanti risulta di solito meno efficace che non la protezione meccanica.

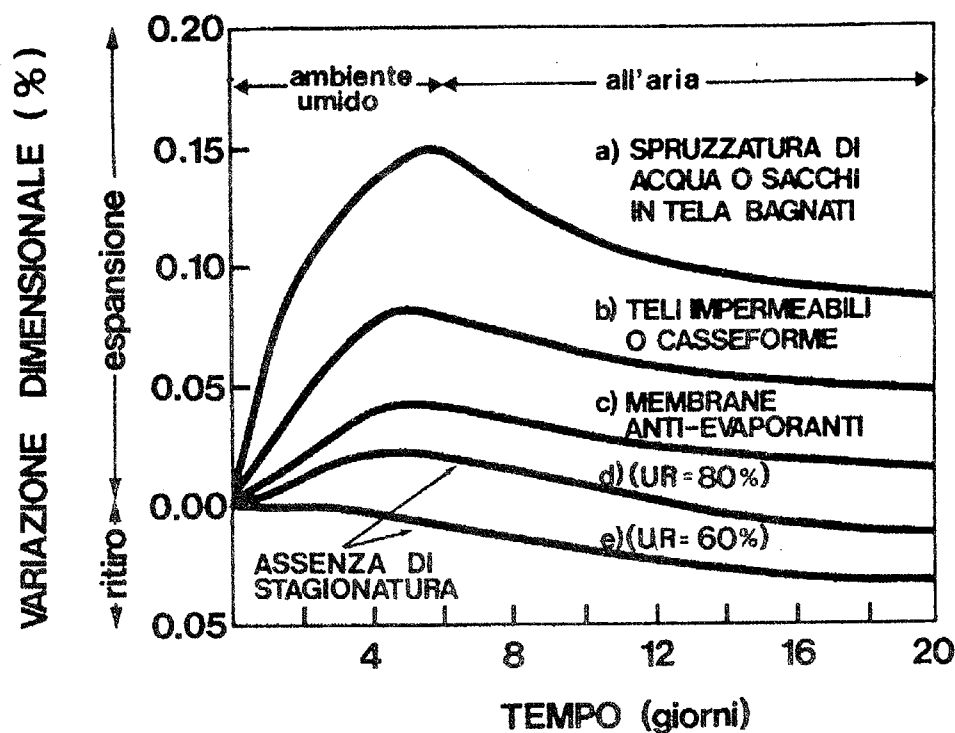


Fig. 7

Influenza della stagionatura sulla curva "variazione dimensione-tempo" di un determinato conglomerato contenente agente espansivo a base di solfoalluminato.

Nel caso, infine, di una totale assenza di stagionatura, l'andamento dell'espansione dipenderà fortemente dalle condizioni ambientali: in ambienti molto asciutti (U.R. minore o eguale al 60%), particolarmente se caldi e ventilati, l'evaporazione dell'acqua può procedere così velocemente da impedire quasi completamente all'agente espansivo di esplicare la sua funzione per carenza di umidità all'interno del calcestruzzo (curva *e* Fig. 7); in queste condizioni la presenza di agente espansivo risulterà del tutto inutile e le fessurazioni potranno verificarsi non solo per effetto del ritiro igrometrico ma anche e soprattutto per effetto del ritiro plastico la cui eliminazione, come si è già detto, può avvenire solo impedendo all'acqua di evaporare. Nel caso di totale assenza di stagionatura, ma in ambienti relativamente umidi, l'evaporazione dell'acqua dal conglomerato potrebbe procedere così lentamente da consentire un minimo di espansione iniziale dovuta alla reazione dell'agente espansivo con l'umidità residua all'interno del conglomerato (curva *d* in Fig. 7).

L'operazione di stagionatura, come si vede, è quindi essenziale per la esplicazione completa delle potenziali caratteristiche dell'agente espansivo. Essa richiede tuttavia un costo ed un impegno da parte dell'impresa che possono risultare, in taluni casi, anche molto onerosi. Per esempio, la nebulizzazione di acqua per alcuni giorni su un muro in calcestruzzo scassurato precocemente, e quindi con buona parte dell'espansione non utilizzata, si presenta più difficile da realizzare che non la stessa operazione su una pavimentazione in calcestruzzo dove, subito dopo la finitura, è possibile applicare dei nebulizzatori d'acqua. An-

cor più gravosa è l'operazione di stagionatura per le malte da restauro a ritiro compensato applicate a spruzzo su muri in calcestruzzo da riparare. Poichè in questi casi la stagionatura non può essere iniziata se non dopo la finitura della malta, cioè dopo un certo periodo di tempo (1-2 ore) necessario ad ottenere una certa consistenza della malta stessa, ne consegue che l'operazione di stagionatura comporta inevitabilmente degli intralci nella organizzazione di cantiere. Allo scopo di risolvere questo problema pratico sul cantiere, alcune malte da restauro possono contenere, oltre alle fibre in polimeriche per ridurre le conseguenze del ritiro plastico, anche degli agenti ritentori di acqua che hanno la funzione di rallentare significativamente l'evaporazione dell'acqua di impasto e di conservare l'umidità all'interno della malta, affinché l'agente espansivo possa realmente agire *anche in assenza di una stagionatura a regola d'arte*.

5. ESPANSIONE MISURATA IN LABORATORIO ED ESPANSIONE EFFETTIVA SUL CANTIERE DELLE MALTE A RITIRO COMPENSATO

L'espansione delle malte o dei calcestruzzi a ritiro compensato viene misurata con il metodo descritto nella norma ASTM C 878, o con quello descritto nella normativa UNI (8147 ed 8148) che si ispira alla metodologia della norma ASTM. In entrambi i metodi, i provini prismatici di conglomerato cementizio armato con una barra di acciaio sono sformati dopo 6-8 ore, quando è terminata la presa, e conservati sotto acqua satura di calce. Si misura quindi a tempi diversi (da 1 a 28 giorni) l'allungamento relativo dei provini armati rispetto alla lunghezza originale (prima della immersione in acqua di calce).

L'espansione così misurata nel provino di laboratorio - tenuto conto della stagionatura umida molto efficace - rappresenta la massima espansione possibile; la misura ha il pregio di essere facilmente riproducibile ed è per questo che viene prescelta nelle normative. L'espansione effettiva che si verificherà sul cantiere nelle condizioni pratiche di impiego sarà minore di quella registrata in laboratorio e la differenza sarà tanto maggiore quanto meno saturo di umidità è l'ambiente in cui matura la struttura reale.

Il problema della discordanza tra l'espansione misurata in laboratorio e quella effettiva sul cantiere è, sotto certi aspetti, simile a problema della discordanza tra la resistenza meccanica misurata in laboratorio sul "cubetto" di calcestruzzo conservato in ambiente umido e quella che si raggiunge nella struttura reale sul cantiere quando la stagionatura umida viene a mancare. Per quanto il valore di espansione o di resistenza meccanica misurato in laboratorio conservi un suo valore come dato di controllo rispetto ad una specifica di capitolato, rimane il problema di ottenere nella struttura reale anche in assenza di stagionatura umida, un valore di espansione o di resistenza meccanica quanto più vicino possibile a quella registrata in laboratorio. In altri termini, una malta che espandesse nelle condizioni delle prove di laboratorio, ma non espandesse affatto o molto meno, nelle condizioni pratiche di impiego sul cantiere finirebbe con l'essere di nessuna o scarsa utilità ai fini per i quali è impiegata.

Nella Fig. 8 sono illustrati i comportamenti di due malte (A e B) che presentano un comportamento molto simile allorquando sono provate nelle condizioni di laboratorio (sotto acqua di calce) ed in ambienti "asciutti" (all'aria con UR = 50%).

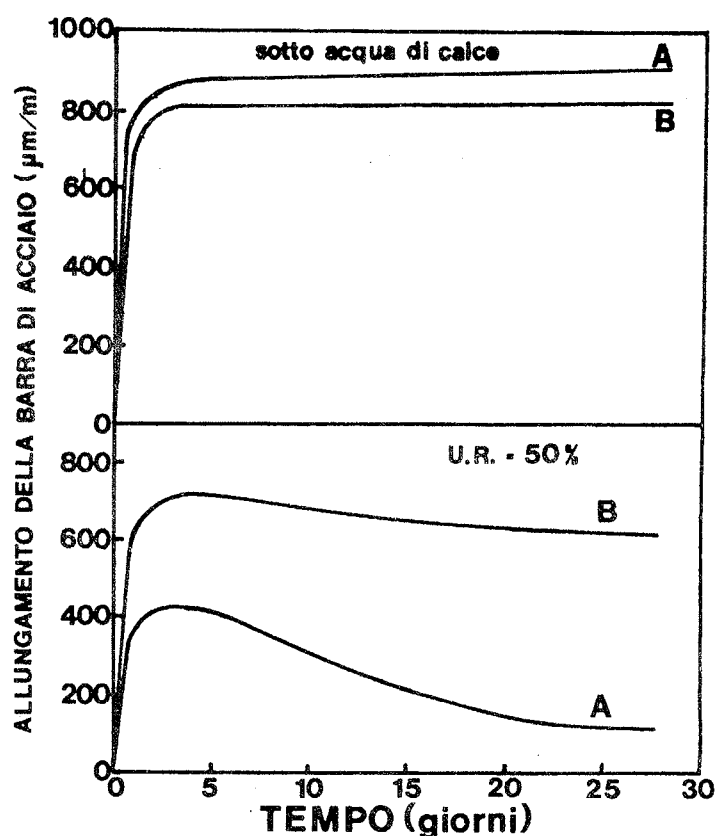


Fig. 8

Curva "deformazione-tempo" secondo la norma UNI 8147 originale (in alto) e modificata (in basso) per la conservazione dei provini all'aria (U.R. = 50%) anzichè sotto acqua di calce.

Le malte A e B presentano la stessa composizione ed in particolare la stessa quantità di agente espansivo (4% di CaO), con l'unica differenza che la malta B possiede *anche* un polimero "ritentore di acqua" grazie al quale l'umidità della malta - derivante dall'acqua di impasto - viene trattenuto all'interno del conglomerato anche se l'ambiente circostante è insaturo di umidità. Ne derivano queste conseguenze:

a) la malta B può espandere più efficacemente della malta A in ambiente molto insaturo di umidità (UR = 50%) quando viene trascurata - come spesso avviene in pratica - la stagionatura umida;

b) la malta B subisce un minor ritiro igrometrico della malta A, allorquando il processo espansivo si è concluso, per effetto della ridotta evaporazione di acqua del materiale verso l'ambiente.

c) la somma dei due effetti - entrambi benefici - rendono la malta B più affidabile nelle condizioni pratiche di impiego, giacchè il risultato netto è di conservare gli stati di coazione (compressione nella malta e trazione nei ferri) anche in assenza di stagionatura umida da parte dell'impresa.

6. CONCLUSIONI

Le malte da restauro a ritiro compensato, da tempo largamente impiegate nel restauro, possono "soffrire", in mancanza di una accurata stagionatura umida da parte dell'impresa, per i seguenti motivi:

- per le fessure indotte dal ritiro plastico;
- dopo l'indurimento per la ridotta espansione e quindi per la mancata compensazione del ritiro igrometrico.

Questi difetti, non evidenziabili con le prove previste dalle norme originale ASTM ed UNI, ma riscontrabili modificando queste prove in modo da simulare le condizioni pratiche di impiego ($UR < 50\%$), possono essere rimossi nel seguente modo:

- rinforzando adeguatamente la matrice cementizia con fibre polimeriche in modo che la resistenza a trazione della malta sia superiore alle sollecitazioni indotte dal ritiro plastico;
- aggiungendo alla malta un polimero ritentore d'acqua in modo che l'umidità trattenuta all'interno del materiale assicuri le condizioni igrometriche per una efficace espansione e riduca, inoltre, il successivo ritiro igrometrico.

7. BIBLIOGRAFIA

- (1) T.C. Powers, *The Properties of Fresh Concrete*, Ed John Wiley & Sons, New York, 1968.
- (2) A.M. Neville, *Creep of Concrete: plain, reinforced and prestressed*, Ed North Holland, Amsterdam, 1970.
- (3) *ACI Manual of Concrete Practice*, Vol I, pg 223, 1986.
- (4) M. Collepari, *Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo*, Ed Hoepli, Milano, 1987.

ANALISI CRITICA DI ALCUNE PRESTAZIONI STRUTTURALI
DEI CALCESTRUZZI AD ALTA RESISTENZA

Edoardo COSENZA^{*}, Mario DE STEFANO^{**}, Marisa PECCE^{**}

* Istituto di Ingegneria Civile, Universita' di Salerno

** Istituto di Tecnica delle Costruzioni, Facolta' di Ingegneria, Universita' di Napoli

SOMMARIO

I calcestruzzi speciali, caratterizzati da prestazioni notevolmente differenti da quelli ordinari, hanno attualmente vari campi specifici di applicazione. Si e' pertanto ritenuto utile presentare un quadro sintetico delle varie classi di tali materiali attualmente prodotti, ed i loro settori applicativi. I calcestruzzi speciali attualmente piu' utilizzati sono certamente quelli ad alta resistenza, per i quali, e' possibile raggiungere tensioni di rottura sino a 80 MPa. E' apparso interessante per gli elementi realizzati con tali calcestruzzi, opportunamente armati, analizzare il comportamento peculiare nelle condizioni di servizio ed allo stato limite ultimo. In particolare si sono esaminati i problemi del minimo di armatura e delle deformazioni, per quanto riguarda le condizioni di esercizio; con riferimento invece alle condizioni di collasso si e' analizzata la variabilita' del momento ultimo e della duttilita' della sezione con la resistenza del calcestruzzo, tenendo presente la diversa forma del legame costitutivo che rivela un carattere intrinsecamente piu' fragile.

SUMMARY

The special concretes, that offer performances different from the ones of normal concretes, today have several fields of specific applications. Therefore, a survey of this materials and of their uses is developed. Among these new concretes, the most utilized are the High-Strength Concretes (HSC), that lead an ultimate strength up to 80 MPa. The structural members made by such concretes, properly reinforced, give performances very different from the normal ones (LSC). In particular, referring to the service, the problems of the minimum tensile steel ratios and of deflections are considered. As regards the behaviour at failure, the ultimate moment and the section ductility are analysed by varying the concrete strength and considering the constitutive relationship, which is more brittle than the one of the normal concrete.

1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo, per motivi economici e tecnologici, e' certamente il materiale strutturale piu' diffuso; le sue prestazioni sono state via via modificate nel corso degli anni, perfezionando ed adeguando alle nuove esigenze le tecniche di produzione. In questo modo il materiale presenta attualmente requisiti in grado di soddisfare esigenze in campi progettuali molto vasti.

Particolarmente sentita e' pero' la necessita' di risolvere i problemi specifici che oggi si presentano numerosi nelle costruzioni sempre piu' audaci ed ambiziose. Da parecchi anni, quindi, si cerca di attribuire al calcestruzzo requisiti veramente "speciali", esaltandone alcune proprieta' per renderlo adatto ad applicazioni prima riservate solo a materiali specifici; tale specializzazione viene ottenuta sia con aggiunta o sostituzione di componenti nell'impasto sia con apposite tecniche di maturazione.

Le prime ricerche in tal senso sono state soprattutto finalizzate a ridurre uno degli aspetti negativi delle costruzioni in calcestruzzo, e cioe' la forte incidenza del peso proprio. Il rendimento delle strutture ne risulta infatti notevolmente penalizzato e, nel caso di edifici con elevato numero di piani o altre costruzioni di grande portata, l'uso del calcestruzzo "classico" e' addirittura da escludersi. Questo problema puo' ovviamente essere affrontato intervenendo su due diverse proprieta' del materiale: la resistenza a compressione e il peso specifico; tali fattori contribuiscono entrambi alla riduzione del peso strutturale a parita' di prestazioni e l'efficienza del materiale puo' essere sinteticamente definita dal loro rapporto, detto di ottimizzazione. Si ottengono cosi' da un lato i calcestruzzi alleggeriti, e dall'altro quelli ad alta ed altissima resistenza.

Un altro aspetto successivamente indagato e' il comportamento poco duttile del calcestruzzo; un deciso miglioramento di tale caratteristica puo' conseguirsi con i calcestruzzi fibrorinforzati, il cui utilizzo strutturale e' tuttavia ancora poco esteso.

Nel presente lavoro, dopo aver individuato le principali categorie di calcestruzzi speciali ed averne brevemente presentato le caratteristiche, si e' proceduto all'esame di alcune proprieta' strutturali dei calcestruzzi ad alta resistenza.

2. LA CLASSIFICAZIONE DEI CALCESTRUZZI SPECIALI

Richiamando quanto prima osservato, una prima distinzione dei calcestruzzi speciali puo' formularsi esaminandone la resistenza a compressione f_c . Infatti, in base ad essa si identificano le categorie di calcestruzzo ad alta ed altissima resistenza (HSC e VHSC), per i quali si hanno valori di f_c rispettivamente sino ad 80 MPa e 150 MPa ed oltre (I÷III).

I primi si ottengono riducendo notevolmente il rapporto acqua/cemento ed impiegando additivi superfluidificanti in dosaggi piu' elevati del normale, per rendere accettabile la la-

vorabilita' del conglomerato.

I secondi richiedono anche aggregati selezionati, come ad esempio la farina di quarzo, ed una maturazione con un trattamento termico in autoclave. Il materiale cosi' ottenuto si presenta come un sistema omogeneo monofase, con porosita' praticamente nulla e, quindi, con caratteristiche anche di spiccata durabilita'.

Come precedentemente accennato gli HSC trovano applicazione negli edifici alti dove i carichi notevoli richiederebbero dimensioni dei pilastri in calcestruzzo ordinario (LSC) tali da inficiare le prestazioni funzionali; inoltre la possibilita' di ridurre notevolmente l'incidenza del peso proprio, unitamente al buon comportamento nel tempo, ha favorito l'impiego degli HSC anche nei ponti di grande luce (IV).

Per i VHSC, invece la possibilita' di impiego e' solo nel campo della prefabbricazione (V), a causa delle particolari tecnologie di maturazione; un esempio di applicazione e' quello dei pali di fondazione centrifugati (VI).

Un notevole incremento della resistenza (fino a 300 MPa) e una ridotta porosita' caratterizzano anche i calcestruzzi impregnati con polimeri (PIC). Essi sono costituiti da un calcestruzzo ordinario indurito ed impregnato con un monomero a bassa viscosita' e peso molecolare, che successivamente polimerizza attraverso un processo termico o mediante radiazioni (II). Una variante abbastanza recente e' costituita dall'impiego della resina nell'impasto, mediante la quale si tenta di ottenere risultati paragonabili a quelli forniti dal PIC, ma con tecnologie piu' semplici ed economiche.

Per quanto concerne le applicazioni dei PIC, esse sono da correlarsi non soltanto alle prestazioni del materiale in termini di resistenza meccanica, ma anche al notevole aumento della durabilita' per effetto della bassa porosita'. La necessita', inoltre, di realizzare il processo di impregnazione in stabilimento ne rende possibile l'impiego per elementi prefabbricati quali pannelli di rivestimento, tubazioni, colonne d'ormeggio, cordoli stradali. Di notevole interesse e' anche la possibilita' di realizzare l'impregnazione e la polimerizzazione sul posto per il ripristino di impalcati da ponte, particolarmente soggetti a deterioramento. Per quanto concerne l'applicazione strutturale dei PIC si rileva il recente interesse per la loro possibile utilizzazione nelle ossature reticolari spaziali (VII).

Sempre allo scopo di diminuire il peso degli elementi strutturali sono stati introdotti i calcestruzzi leggeri strutturali (LWC) ottenuti sostituendo, in tutto o in parte, l'inerte ordinario con aggregato leggero artificiale costituito da scisti ed argille espanse. Il ridotto peso specifico (1200-2000 kg/mc) e' tuttavia accompagnato da resistenze inferiori a quelle ordinarie, e solo se si cura particolarmente il dosaggio della pasta di cemento, si riescono a raggiungere tensioni di rottura pari a 60 MPa; essi sono inoltre caratterizzati da una riduzione del modulo di elasticita' che puo' penalizzare le verifiche di deformabilita' (VIII).

Il calcestruzzo leggero trova la sua applicazione piu' ade-

guata nelle strutture dove sia richiesta una bassa incidenza del peso proprio ma con resistenze non molto elevate. Sostanzialmente ha ottenuto la sua affermazione nella realizzazione di edifici alti, nelle coperture di grande luce ed in numerosi elementi prefabbricati.

Un' ulteriore ampia categoria di calcestruzzi speciali e' caratterizzata ancora dall'introduzione nella matrice cementizia di una componente fibrosa. In tali calcestruzzi, detti fibro-rinforzati (FRC), le fibre piu' comunemente utilizzate sono quelle di acciaio, vetro, polipropilene, carbonio, nylon, kevlar, perlon, polietilene, cellulosa (IX,X). L'aggiunta di una componente fibrosa concorre non tanto ad aumentare la resistenza a trazione, quanto a realizzare un meccanismo dissipativo di energia nella fase post-elastica (XI). L'attivazione di tale meccanismo e' legata alla capacita' della fibra di sfilarsi lentamente cosicche' e' possibile conferire la richiesta duttilita' intervenendo opportunamente sulla forma e sul dosaggio delle fibre (XII).

Quest'ultimo aspetto e' la caratteristica principale dei calcestruzzi contenenti fibre di acciaio (SFRC) (XIII); la loro applicazione piu' adeguata sarebbe, quindi, nelle strutture alle quali sia richiesta la capacita' di dissipare energia come ad esempio per quelle in zona sismica. L'impiego di questa armatura diffusa dovrebbe consentire la completa sostituzione di armatura concentrata; un particolare effetto benefico si potrebbe ottenere sostituendo il LSC nelle giunzioni pilastro-trave eliminando cosi' le staffe senza ridurre la duttilita' del nodo. La possibilita' di utilizzare gli SFRC in alternativa al c.a. aprirebbe certamente orizzonti notevolmente piu' ampi nel campo dell'ingegneria strutturale, ma le applicazioni ad oggi realizzate mostrano quanto ancora sia lontano un risultato concreto in tal senso. Applicazioni, invece, attualmente consolidate sono nelle pavimentazioni stradali, nei basamenti di apparecchiature vibranti e come materiale refrattario (XIV).

Per quanto riguarda le fibre di vetro (GFRC) il loro principale effetto e' di conferire una buona lavorabilita' e resistenza chimica ed al fuoco. Hanno trovato un discreto impiego in pannelli prefabbricati di rivestimento, sia armati che non, per i quali e' comunque necessaria una particolare cura nella messa in opera per limitare i rischi dovuti alla fragilita' degli elementi. La possibilita' di introdurre altri tipi di fibre nell'impasto non ha trovato ancora una sufficiente conferma nelle realizzazioni attuali.

Si ricorda, infine, la rapida diffusione dei calcestruzzi additivati con sostanze chimiche che vengono aggiunte in piccole quantita' allo scopo di aumentare la lavorabilita' (fluidificanti e superfluidificanti) a parita' di rapporto acqua/cemento, e quindi la resistenza meccanica, di ritardare o accelerare la presa o l'indurimento (ritardanti e acceleranti), di migliorarne la resistenza ai cicli di gelo e disgelo (aeranti).

Il quadro sintetico di alcune proprieta' dei calcestruzzi speciali introdotti, dedotto dalla citata bibliografia, e' riportato in tab. 1; per confronto e' evidenziato anche il caso dell' LSC. In questo ampio panorama le conoscenze piu' consoli-

date, tanto da un punto di vista teorico quanto sperimentale, sono relative agli HSC; nel seguito, come anticipato in precedenza, se ne analizzeranno alcune caratteristiche strutturali.

	A/C	f_c [MPa]	γ [kg/mc]	$f_c/\gamma \cdot 10^{-6}$ [cm]	f_t [MPa]	E_c [GPa]
LSC	0.50-0.70	20-50	2400	0.1-0.2	2-3.5	20-30
HSC	0.30-0.45	50-80	2400	0.2-0.3	4-8	32-40
VHSC	0.30-0.35	80-170	2500	0.3-0.7	5-17	40-45
LWC	0.40-0.70	15-60	1200-2000	0.1-0.3	2-5	10-30
SFRC	0.50-0.70	35-50	2500	0.1-0.2	2-10	30-40
GFRC	0.50-0.70	50-80	2000	0.2-0.4	4-10	10-20
PIC	0.50-0.70	140-300	2400	>0.6	8-30	>40

tab.1 Proprieta' di alcuni calcestruzzi speciali.
(γ = peso specifico ; f_t = resistenza a trazione)

3. IL COMPORTAMENTO DEI CALCESTRUZZI AD ALTA RESISTENZA IN ESERCIZIO

Le diverse prestazioni degli HSC rispetto agli LSC impongono un riesame di alcuni aspetti progettuali tanto in esercizio quanto in condizioni ultime (I, IV, XV).

Per quanto concerne il primo punto, e' necessario valutare il comportamento degli elementi strutturali in termini di momento di prima fessurazione e deformabilita'.

Per la resistenza a trazione, alla quale e' strettamente collegato il momento di prima fessurazione, sono state condotte esperienze in e le correlazioni con la resistenza a compressione piu' accreditate sono le seguenti, tratte da (XV):

$$f_r = 0.437 \cdot (f_c)^{2/3} ; f_r = 0.940 \cdot (f_c)^{1/2} \quad [\text{MPa}] \quad (1)$$

Le due formulazioni, riferite alla resistenza a trazione per flessione f_r (modulo di rottura) forniscono valori in buon accordo tra loro, ed il rapporto con la resistenza a compressione e' diagrammato in fig.1 ; nella figura e' anche diagrammato lo stesso rapporto relativamente agli LSC, assumendo per f_r le espressioni fornite dal CEB MC 78 e MC 90, dall'attuale normativa italiana e dall'ACI.

Si osservi come f_r/f_c risulta debolmente decrescente con f_c , senza sostanziali differenze tra le due qualita' di calcestruzzo; in entrambi i casi, puo' farsi riferimento ad un valore di f_r compreso tra il 10% ed il 15% della resistenza a compressione. Tale risultato comporta che il momento di prima fes-

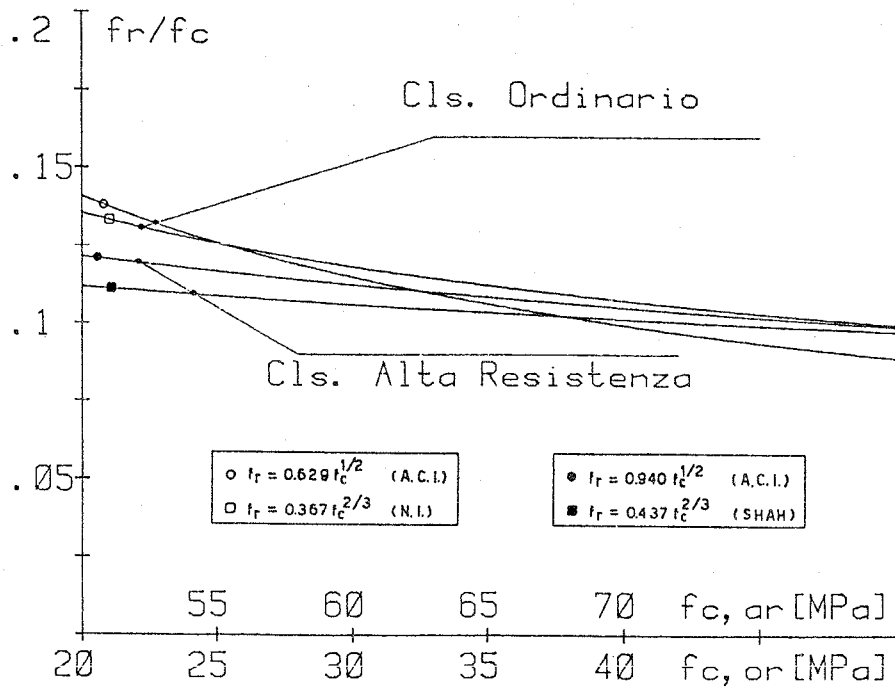


fig.1 Rapporto fra resistenza a trazione per flessione e resistenza a compressione per HSC e LSC.

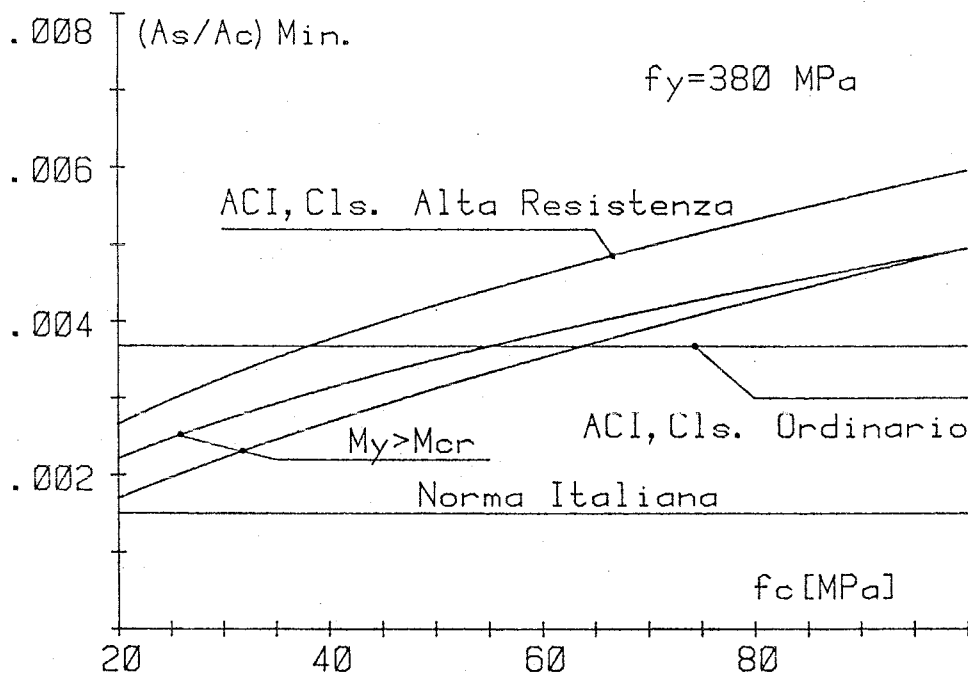


fig.2 Minimi di armatura per evitare le condizioni di "debolissima armatura".

surazione in un calcestruzzo ad alta resistenza cresce in modo praticamente proporzionale alla resistenza a compressione ; d'altra parte , l'aumentata resistenza a trazione impone necessariamente un aumento dei quantitativi minimi di armatura in trazione. E' infatti necessario evitare la condizione di "debolissima armatura", che, non consentendo la migrazione dello sforzo di trazione assorbito dal calcestruzzo teso all'armatura all'atto della fessurazione, determinerebbe una situazione di particolare fragilita'. A tal scopo, in fig. 2 e' rappresentato, per un acciaio con tensione di snervamento f_y pari a 380 MPa, il rapporto minimo di armatura consigliato dall'ACI (IV) per i calcestruzzi ad alta resistenza e per i calcestruzzi ordinari; nel primo caso viene consigliato il valore :

$$(A_s/A_c)_{\min} = 0.226 \cdot (f_c)^{1/2} / f_y \quad [\text{MPa}] \quad (2)$$

che dipende, quindi, correttamente, tanto dalla resistenza a trazione del calcestruzzo quanto dalla tensione di snervamento dell'acciaio. Nel secondo caso si utilizza invece l'espressione :

$$(A_s/A_c)_{\min} = 1.4 / f_y \quad [\text{MPa}] \quad (3)$$

che dipende quindi dal solo valore f_y .

Nella stessa figura e' anche rappresentato il minimo di armatura richiesto, per i calcestruzzi ordinari, dalla norma italiana e pari allo 0.15% , valore che e' del tutto inadeguato per i calcestruzzi ad alta resistenza e forse sembra ancora troppo basso per i calcestruzzi ordinari. Sono inoltre riportati i minimi di armatura che si ottengono imponendo che il momento di snervamento M_y sia almeno uguale a quello di prima fessurazione M_{Cr} , utilizzando per il modulo di rottura i valori dati dalle (1) , per una sezione rettangolare a semplice armatura. Calcolando il momento di snervamento con la formula approssimata $M_y = 0.9 \cdot f_y \cdot A_s \cdot h$ ed il momento di prima fessurazione con la formula $M_{Cr} = f_r \cdot b \cdot H^2 / 6$, avendo indicato con h l'altezza utile, H l'altezza complessiva e b la base della sezione, si ottiene immediatamente :

$$(A_s/A_c)_{\min} = 0.2 \cdot f_r / f_y \quad (4)$$

avendo considerato un copriferro adimensionalizzato pari a 0.1. Si osservi dalla fig.2 come la formula (2) dell'ACI fornisca valori cautelativi rispetto alle (4), con un andamento analogo.

Un altro aspetto che appare significativo nell'impiego dei calcestruzzi ad alta resistenza e' connesso con la deformabilita' degli elementi strutturali. Le correlazioni sperimentali del modulo di elasticita' E_c con la resistenza a compressione f_c forniscono i seguenti risultati, tratti rispettivamente da (IV) e (XV) :

$$E_c = 3320 \cdot (f_c)^{1/2} + 6900 ; \quad E_c = 4034 \cdot (f_c)^{1/2} \quad [\text{MPa}] \quad (5)$$

Si ottengono pertanto i rapporti E_c/f_c riportati in fig.3, dove sono anche mostrati gli analoghi andamenti relativi ai calce-

struzzi ordinari. Si osservi come all'aumento di resistenza non corrisponde uno stesso aumento del modulo elastico; a parità quindi di "rendimento" del calcestruzzo, ovvero dello stesso coefficiente di sicurezza rispetto ad f_c , si ottiene una deformabilità molto maggiore. Vi è pertanto da attendersi un peggioramento nella verifica delle deformazioni istantanee ammissibili; sono cioè da rivedere i rapporti altezza utile h /luce L per il rispetto di prestabiliti rapporti freccia f /luce L . A titolo di esempio in fig. 4 sono riportati, in relazione ad una sezione rettangolare, con copriferro adimensionalizzato pari a 0.05 ed in assenza di armatura compressa, i rapporti h/L necessari per ottenere, al variare della resistenza a compressione e per diversi valori della percentuale geometrica di armatura tesa, il rapporto f/L pari ad $1/500$. Nell'analisi si è fatto riferimento al modello di tension stiffening adottato dal CEB MC 78 utilizzando rispettivamente per f_r ed E_c la prima espressione delle (1) e (5), che vengono ritenute valide nel campo 20-80 MPa (XV).

Si osservi come il rapporto h/L risulta profondamente influenzato dal valore di f_c e sono, pertanto, da rivedere i rapporti convenzionalmente accettati nella pratica progettuale per il rispetto delle frecce istantanee ammesse.

Per quanto riguarda i fenomeni lenti, inoltre, i differenti rapporti acqua/cemento ed inerte/cemento alterano profondamente i meccanismi reologici dei calcestruzzi ad alta resistenza rispetto a quelli ordinari. Da un lato la riduzione del rapporto A/C, tanto ai fini del ritiro quanto del fluage, riduce drasticamente le deformazioni finali, mentre dall'altro la riduzione del rapporto I/C condurrebbe ad un aumento di tali deformazioni. Il risultato complessivo, come riportato in (XVI-XVIII), consiste in una riduzione non rilevante degli effetti del ritiro e di certo più decisa di quelli del fluage. Per quanto concerne tale ultimo effetto, le esperienze condotte sia per calcestruzzi invecchiati per 60 gg (XVII) che per calcestruzzi invecchiati 800 gg (XVIII) mostrano una riduzione rispetto ai calcestruzzi ordinari del coefficiente specifico di fluage (deformazione da fluage causata da una tensione unitaria), del coefficiente di fluage (rapporto della deformazione da fluage rispetto a quella istantanea) ed anche della intera deformazione viscosa. In particolare si segnalano valori del coefficiente di fluage specifico per i calcestruzzi ad alta resistenza pari ad $1/4-1/5$ di quelli ordinari, e tale effetto è smorzato solo dall'aumentato modulo di elasticità nella valutazione del coefficiente di fluage. Ad esempio, dopo 60 gg si è valutato un coefficiente di fluage pari rispettivamente a 0.9, 1.8 e 2.7 in calcestruzzi di resistenza 60-70 MPa, 35-40 MPa e 20-25 MPa.

All'aumentata deformabilità istantanea dei calcestruzzi ad alta resistenza non fa quindi riscontro un analogo aumento a lungo termine. Per tali calcestruzzi è quindi sicuramente più impegnativa la verifica a breve termine.

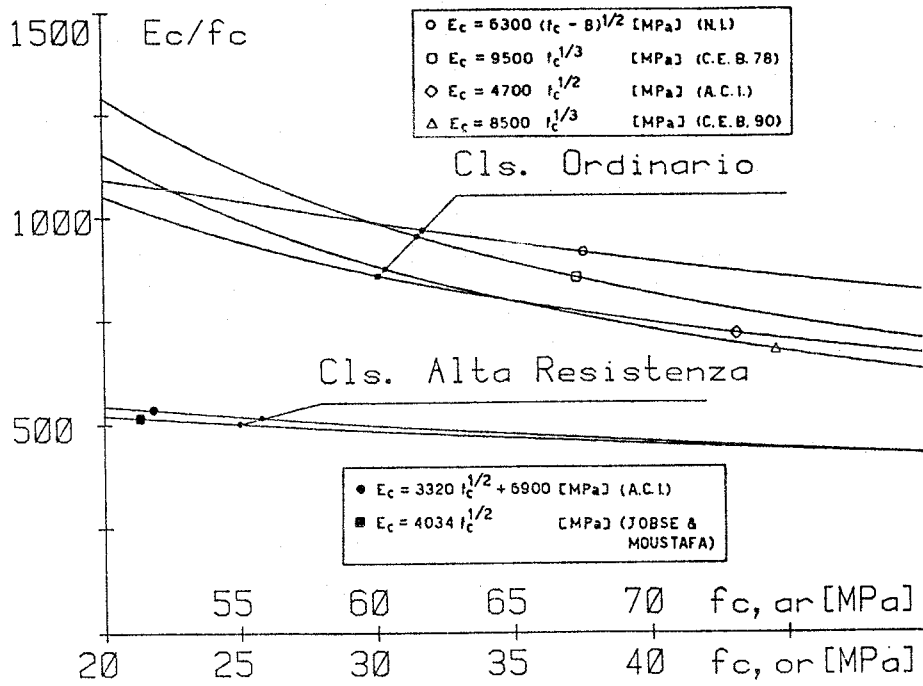


fig.3 Andamento del rapporto tra modulo di elasticita' e resistenza a compressione per HSC e LSC.

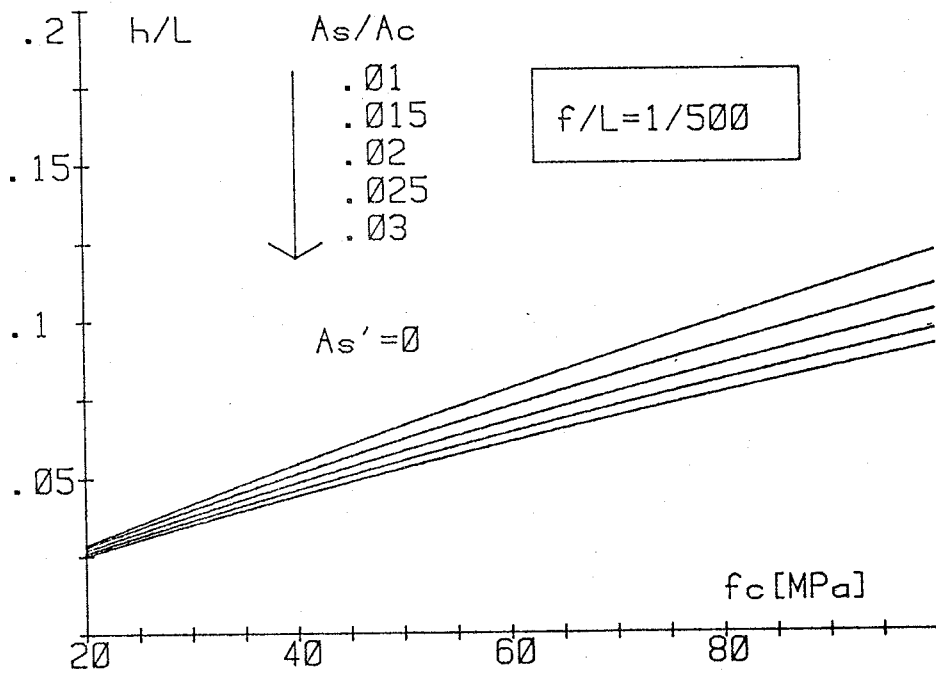


fig.4 Rapporti altezza utile/luce necessari per ottenere un rapporto freccia/luce pari a 1/500.

4. IL COMPORTAMENTO DEI CALCESTRUZZI AD ALTA RESISTENZA IN CONDIZIONI ULTIME

Il diverso comportamento degli HSC rispetto agli LSC modifica sensibilmente le caratteristiche delle sezioni in conglomerato armato, sia in termini di resistenza che di duttilità.

Per analizzare in dettaglio tale problematica, è necessario esaminare in primo luogo i legami σ - ε per i calcestruzzi ad alta resistenza; esperienze sono state ad esempio effettuate da Ahmad e Shah (XV), ed è stato mostrato che tali legami sono bene interpretabili sia attraverso espressioni del tipo alla "Sargin":

$$\sigma = f_c \cdot \frac{A \cdot (\varepsilon/\varepsilon_0) + (B-1) \cdot (\varepsilon/\varepsilon_0)^2}{1 + (A-2) \cdot (\varepsilon/\varepsilon_0) + B \cdot (\varepsilon/\varepsilon_0)^2} \quad (6)$$

che da espressioni con legge differenziata nel ramo ascendente e nel ramo discendente rispettivamente pari a:

$$\sigma = f_c [(1 - (1 - \varepsilon/\varepsilon_0)^A)] \quad ; \quad \sigma = f_c \cdot \exp[-k(\varepsilon - \varepsilon_0)^{1.15}] \quad (7)$$

in cui ε_0 il valore della deformazione corrispondente ad f_c , ed assumendo per i valori dei parametri le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} A &= E_c \cdot \varepsilon_0 / f_c & B &= 0.88087 - 0.00814 \cdot f_c \quad [\text{MPa}] \\ k &= 24.3 \cdot f_c \quad [\text{MPa}] & \varepsilon_0 &= 0.001648 + 1.65 \cdot 10^{-5} \cdot f_c \quad [\text{MPa}] \end{aligned} \quad (8)$$

A titolo di esempio in fig.5 sono riportati i legami del tipo (7) per f_c pari rispettivamente a 20, 40, 60 e 80 MPa.

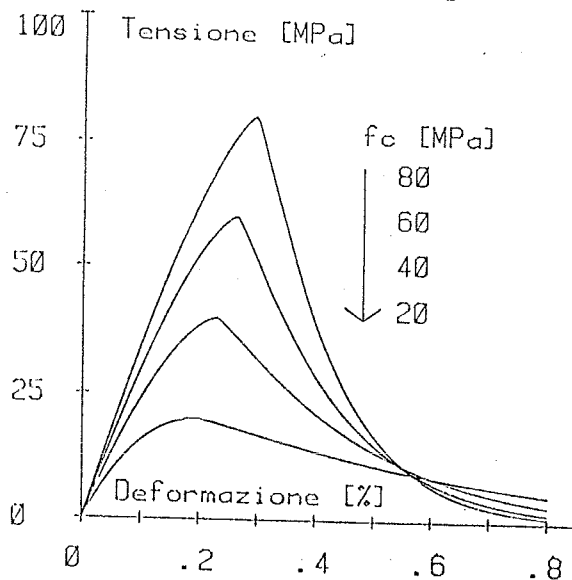


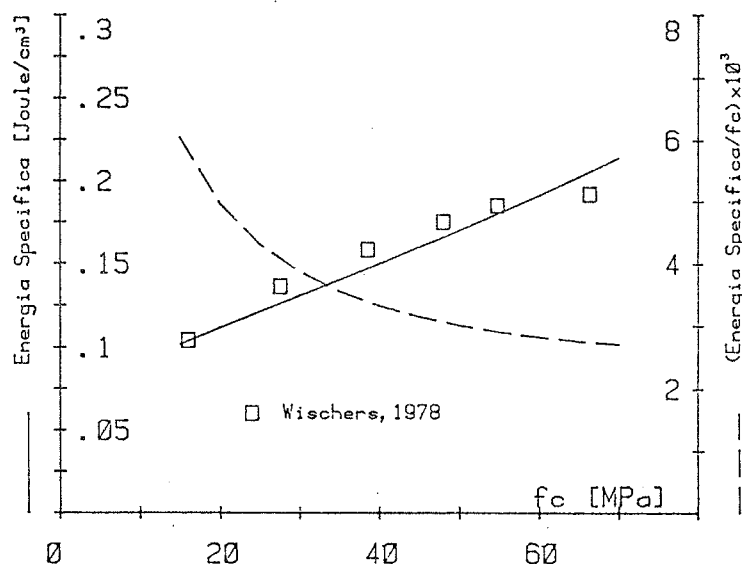
fig.5 Diagrammi σ - ε per diverse qualità di calcestruzzo.

Può così immediatamente rilevarsi che all'aumentare della resistenza le curve presentano sia nel ramo ascendente che in quello discendente un andamento caratterizzato da una maggiore pendenza, mentre risultano più dolci per valori contenuti di f_c . Tale evenienza, come già rilevato da Marro (I), suggerisce

rebbe una modifica delle schematizzazioni convenzionali del tipo parabola-rettangolo, a favore di schematizzazioni del tipo parabola semplice.

Un'ulteriore conseguenza della forma dei legami tensione-deformazione e' costituita dalla minore area sottesa dalla curva, ovvero da una minore energia per unita' di volume dissipata al collasso. Questa evenienza e' mostrata graficamente in fig.6 ove e' riportato l'andamento di tale energia specifica al variare della resistenza del calcestruzzo, ottenuta dall'integrazione delle curve (7) fino ad un valore di tensione sul ramo discendente pari a $f_c/10$; nella stessa figura sono riportati i valori sperimentali di Wischers citati da Gerstle (XIX).

fig.6 Andamento della energia specifica al variare della resistenza



Si osserva innanzitutto un discreto accordo tra dati sperimentali e previsione teorica, anche se la maggiore discordanza si ottiene proprio per il valore piu' alto della resistenza; si rileva inoltre un aumento dell'energia specifica con la resistenza meno che proporzionale. Tale evenienza, che conferisce ai calcestruzzi ad alta resistenza una intrinseca maggiore fragilita', e' meglio evidenziata dal rapporto tra l'energia specifica e la resistenza, riportata con linea tratteggiata nello stesso grafico, sempre al variare della resistenza. La curva mostra una chiara tendenza alla diminuzione di tale rapporto nell'ambito dei calcestruzzi maggiormente resistenti.

Per quanto concerne il comportamento delle sezioni armate, in fig.7 sono mostrati gli andamenti del momento ultimo, inteso come valore massimo sopportabile dalla sezione, per una sezione rettangolare 30x60 a semplice armatura, al variare della percentuale geometrica di armatura e per resistenze del calcestruzzo pari a 25,50 e 80 MPa. Nelle calcolazioni, si sono limitati i diagrammi σ - ϵ al raggiungimento di una deformazione pari allo 0.4% nel calcestruzzo compresso, come consigliato in (XX) e del 5% nell'acciaio teso.

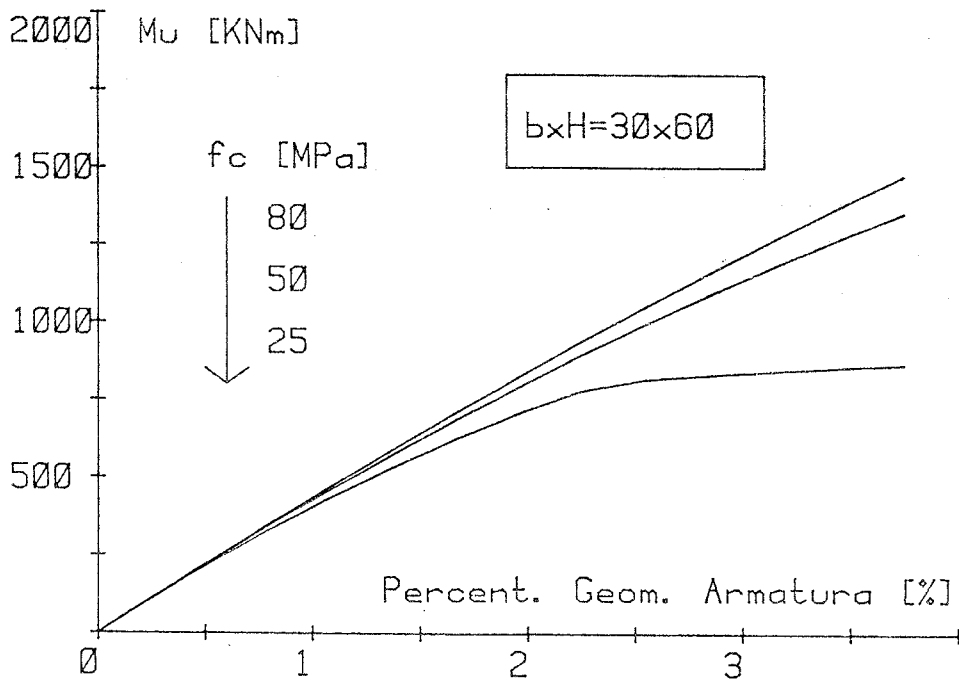


fig.7 Valori del momento ultimo della sezione al variare della percentuale geometrica di armatura per diverse qualita' di calcestruzzo.

Si osservi che, per basse percentuali di armatura, il valore di M_u non e' in pratica influenzato dalla resistenza del calcestruzzo, in quanto il comportamento a collasso e' governato dall'acciaio; per valori piu' elevati della percentuale geometrica di armatura, l'influenza della resistenza del calcestruzzo e' maggiore, ma in ogni caso l'incremento del momento ultimo e' ben inferiore di quello della resistenza del calcestruzzo. D'altra parte, la duttilita' della sezione, intesa come il rapporto fra la curvatura ultima, valutata in corrispondenza del raggiungimento dei limiti convenzionali di deformazione anzidetti, e quella di primo snervamento, mostra, come riportato in fig.8, un notevole incremento all'aumentare della resistenza.

Tale fenomeno, in apparente contrasto con quanto osservato a proposito dei legami tensione-deformazione, e' dovuto alla diminuzione della percentuale meccanica dell'armatura, a parita' di quella geometrica, con l'aumentare della resistenza del calcestruzzo. In altri termini al ridotto incremento di resistenza della sezione deve necessariamente associarsi un notevole aumento della duttilita' dovuto allo spostamento delle condizioni di crisi nel campo delle deboli armature.

Cio' e' pienamente confermato dall'analisi dei diagrammi delle figg.9 e 10, nelle quali sono riportati gli analoghi andamenti di momento ultimo e duttilita' della stessa sezione al variare questa volta della percentuale meccanica di armatura;

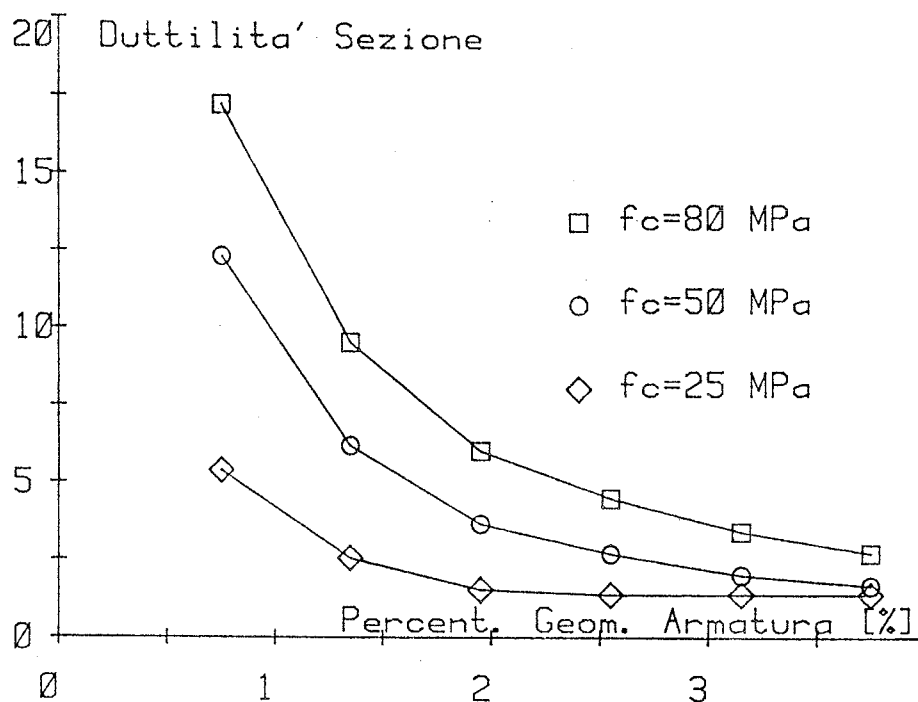


fig.8 Valori della duttilita' della sezione al variare della percentuale geometrica di armatura per diverse qualita' di calcestruzzo.

si osserva infatti (fig.10) una sostanziale invarianza della duttilita' della sezione che si riduce solo debolmente con l'aumentare della resistenza del calcestruzzo a causa dell'intrinseca minore duttilita' del calcestruzzo ad alta resistenza; tale effetto e' accompagnato da un aumento della resistenza della sezione quasi nello stesso rapporto delle resistenze dei calcestruzzi come si deduce dalle curve di fig.9.

In definitiva puo' quindi affermarsi che a parita' di percentuale geometrica di armatura, l'utilizzazione degli HSC fornisce un notevole aumento di duttilita' della sezione, senza sostanziali incrementi di resistenza. Per usufruire appieno delle migliori capacita' di resistenza del materiale e' necessario ragionare a parita' di percentuale meccanica di armatura; cio' puo' ottenersi o aumentando drasticamente i quantitativi di armatura ordinaria, o anche incrementando la resistenza dell'acciaio utilizzato. Quest'ultima modalita' e' pero' legata alla trasmissione di adeguati sforzi di aderenza nel caso di elementi con momento fortemente variabile, e su tale aspetto la letteratura tecnica non sembra ancora fornire sufficienti dettagli.

5. CONCLUSIONI

La breve analisi svolta in precedenza sulle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi ad alta resistenza mette in luce alcuni problemi da approfondire, nonostante l'estesa utilizzazione di tali calcestruzzi e gli studi finora condotti. Tale

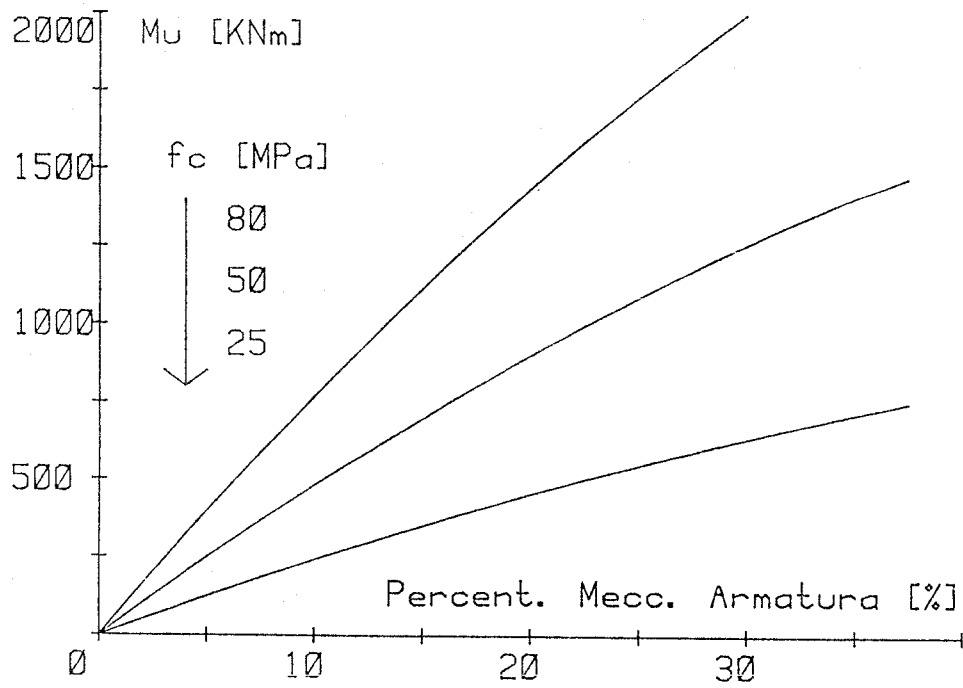


fig.9 Valori del momento ultimo della sezione al variare della percentuale meccanica di armatura per diverse qualita' di calcestruzzo.

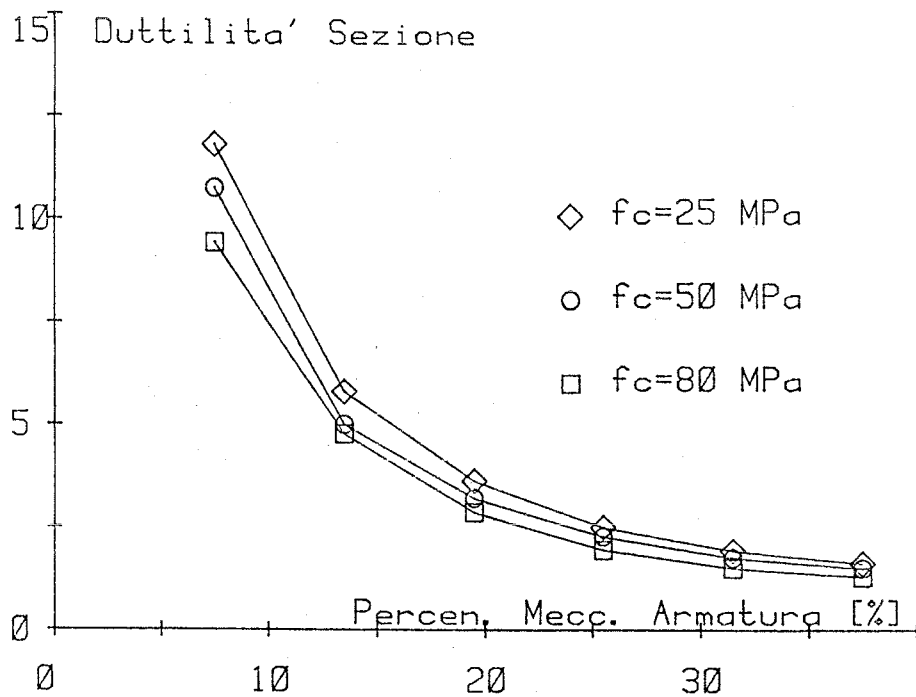


fig.10 Valori della duttilita' della sezione al variare della percentuale meccanica di armatura per diverse qualita' di calcestruzzo.

necessita' e' ben messa in evidenza dal Report ACI " Research Needs for High Strength Concrete" (XXI) ed e' ancora piu' sentita per le altre classi di calcestruzzi speciali.

Con riferimento agli elementi costituiti da HSC armato sicuramente sono da riesaminare i minimi di armatura; i valori considerati infatti per gli LSC non garantiscono la trasmissione dello sforzo di trazione all'armatura all'atto della fessurazione creando pericolose situazioni di fragilita'.

E' inoltre da rivedere completamente il problema delle deformazioni; difatti si presenta piu' onerosa la verifica a breve termine rispetto al comportamento a tempi lunghi.

Per quanto concerne il comportamento flessionale in condizioni ultime, gli HSC presentano una intrinseca fragilita' connessa ad una capacita' di dissipare energia plastica piuttosto ridotta rispetto agli LSC. Tale caratteristica e' pero' fortemente mitigata dall'interazione con l'armatura. Infatti, disponendo identici quantitativi di percentuale meccanica di armatura in sezioni di HSC, si ottiene un aumento del momento ultimo, rispetto al caso di LSC, praticamente proporzionale all'aumento di resistenza, con una diminuzione di duttilita' pressocche' trascurabile. Disponendo invece identiche percentuali geometriche di armatura si ha un ridotto aumento di resistenza, associato pero' ad un forte incremento della duttilita', dovuto allo spostamento delle condizioni di collasso nel campo delle deboli armature. Tali risultati necessitano peraltro di una piu' estesa conferma sperimentale.

BIBLIOGRAFIA

- I) P.MARRO : "Calcestruzzi ad alta resistenza", Corso di aggiornamento sul calcestruzzo, AITEC, Torino, maggio 1986.
- II) G.TOGNON, P.URSELLA, G.COPPETTI : "Design and Properties of Concrete with Strength over 1500 kg/cm²", ACI Journal, May-June 1980.
- III) C.FILIPPUZZI, G.TOGNON, G.TONIOLO : "Calcestruzzi ad altissima resistenza : prove e correlazioni tra le resistenze", La Prefabbricazione, vol.10, 1985.
- IV) ACI COMMITTEE 363 : "State of Art Report on High-Strength Concrete", ACI Journal, July-August 1984.
- V) G.TOGNON, P.URSELLA, G.COPPETTI : "Calcestruzzi ad altissima resistenza per la prefabbricazione", Industria Italiana del Cemento, Settembre 1977.
- VI) G.COPPETTI, F.GAMBINI, G.TOGNON : "Impiego dei calcestruzzi ad altissime resistenze per la produzione di pali centrifugati", Industria Italiana del Cemento, Febbraio 1980.
- VII) S.MUSMECI, A.RIO : "Strutture nuove per un materiale nuovo", Industria Italiana del Cemento, Maggio 1980.

- VIII) R.CALZONA : "Il conglomerato leggero strutturale", Edizioni di Scienza e Tecnica, Milano 1982.
- IX) ACI COMMITTEE 544 : "State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete", Concrete International, vol.4 , No.5, May 1982.
- X) RILEM TECHNICAL COMMITTEE 19-FRC : "Fibre Concrete Materials", Materiaux et Constructions, vol.10, No.56, March-April 1977.
- XI) Y.S.JENQ, S.P.SHAH : "A Fracture Toughness Criterion for Concrete", Engineering Fracture Mechanics, vol.21, No.5, 1985.
- XII) A.DI TOMMASO : "Le fibre di acciaio nei conglomerati cementizi", Acciaio, Febbraio 1986.
- XIII) S.LAI : "Sui calcestruzzi fibrorinforzati con fibre di acciaio", Il Cemento, Aprile 1986.
- XIV) A.RIO : "I calcestruzzi cementizi rinforzati", Industria Italiana del Cemento, Settembre 1977.
- XV) S.H.AHMAD, S.P.SHAH : "Structural Properties of High-Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete", PCI Journal, November-December 1985.
- XVI) A.S.NGAB, A.H.NILSON, F.O.SLATE : "Shrinkage and Creep of High Strength Concrete", ACI Journal, July-August 1981.
- XVII) M.M.SMADI, F.O.SLATE, A.N.NILSON : "Shrinkage and Creep of High-, Medium-, and Low-Strength Concretes including Overloads", ACI Materials Journal, May-June 1987.
- XVIII) S.NAGATAKI, A.YONEKURA : "Dryng Shrinkage and Creep of High-Strength Concrete with Superplasticizer", Designing for Creep and Shrinkage in Concrete Structures, ACI SP-76, 1982.
- XIX) K.H.GERSTLE : "Material Behavior under Various Types of Loading", Discussion, Proceedings of a Workshop Held at the University of Illinois at Chicago Circle (ed. S.P.SHAH), December 1979.
- XX) V.V.BERTERO : "Inelastic Behavior of Structural Elements and Structures", High-Strength Concrete, Proceedings of a Workshop Held at the University of Illinois at Chicago Circle (ed. S.P.SHAH), December 1979.
- XXI) ACI COMMITTEE 363 : "Research Needs for High-Strength Concrete", ACI Material Journal, vol.84, No 6, November-December 1987.

COMUNICAZIONE SULL'EVOLUZIONE DEL PROGRAMMA DI RICERCA IN CAMPO DINAMICO SULLE STRUTTURE PREFABBRICATE IN C.A. A CELLULE SEMPLICEMENTE SOVRAPPOSTE E PARZIALMENTE PRECOMPRESSE.

CLAUDIO DE NATALE
Ingegnere Civile
NAPOLI

SANDRO SANTORELLI
Professore della Facoltà d'Ingegneria
NAPOLI

SOMMARIO

Lo studio, estremamente complesso, di strutture multipiano costituite da blocchi-chi-vano, prefabbricati in stabilimento con "alto grado di finitura" e poi assemblati "in loco" con semplice sovrapposizione, ha fornito, tramite prove sperimentali su modelli in campo statico, dei risultati oltremodo accettabili in termini di sicurezza nei confronti di azioni sismiche anche di rilievo. Ulteriori sperimentazioni, già programmate presso l'ISMES, dovrebbero consentire una più esatta valutazione teorica del comportamento della struttura, in particolare in fase di crollo per ribaltamento e/o per superamento delle resistenze di attrito, che s'innescano fra le superfici a contatto dei blocchi ai vari livelli.

SUMMARY

The paper concerns the extremely complex research on a multi-storey structure consisting of blocks which are prefabricated in plant with "high level of finish" and then assembled on the spot by mere superimposition. Experimental tests made with static approach, referring to models subjected to eventual seismic forces, have given appreciable results regarding coefficients of safety. The further tests with dynamic approach scheduled at ISMES Laboratories would allow a more exact evaluation of the behaviour of the structure, particularly in the phase of collapse due either to the toppling of the blocks and/or to the overcoming of the friction resistance which develops on the interfaces between the blocks of the different levels.

1. PREMESSE

All'epoca dell'invio del sommario preliminare gli scriventi avevano programmato alcune prove sperimentali in campo dinamico con l'impiego di tavola vibrante presso l'ISMES di Bergamo; i risultati delle stesse sarebbero stati l'argomento precipuo da presentare alle giornate AICAP del maggio 1989.

Una serie di ostacoli tecnico-amministrativi, quali sovente nascono nel campo della ricerca sperimentale in Italia, hanno vanificato i predetti propositi al momento della stesura della presente comunicazione; nel frattempo però altre indagini sono state parallelamente seguite per l'approfondimento della ricerca: di ciò è sembrato doveroso dare cenno.

Lo studio trattato scaturì da una banale e casuale osservazione, così come

ampiamente riportato nella (V) e consiste nell'indagine sulla risposta di elementi cellulari in c.a. di grandi dimensioni, prefabbricati in stabilimento con alto grado di finitura e poi trasportati sul luogo dell'assemblaggio, ove è prevista la semplice sovrapposizione in verticale con o senza piccoli accorgimenti, richiedenti tra l'altro tempi di esecuzione trascurabili, per la realizzazione di una struttura multipiano; l'accostamento di varie "pile" di elementi, completamente indipendenti fra loro, consente di ottenere dei fabbricati per civili abitazioni, i quali sono al momento la sola tipologia di strutture presa in considerazione, nonostante si ritenga in generale che lo studio sia estensibile a varie applicazioni nel campo delle costruzioni realizzabili con la prefabbricazione pesante.

Scaturisce immediatamente che la problematica di maggior rilievo investe gli effetti provocati da forze esterne orizzontali, derivanti da condizioni di carico di tipo statico e/o dinamico.

2. LA SPERIMENTAZIONE IN CAMPO STATICO

Gli effetti ultimi che le predette forze orizzontali potrebbero determinare su un siffatto tipo di costruzione, o per meglio dire, su una delle generiche "pile" costituenti la struttura, sono il superamento della resistenza di attrito che si sviluppa nell'interfaccia di due blocchi sovrapposti della medesima pila, o il ribaltamento dell'uno rispetto all'altro.

Si è indagato preferenzialmente sul primo aspetto, per il quale i dati forniti da una minuziosa ricerca bibliografica, erano comunque o troppo teorici e/o troppo specifici.

All'uopo quindi fu approntata un'apparecchiatura di prova, così come schematizzata nella fig. 1.

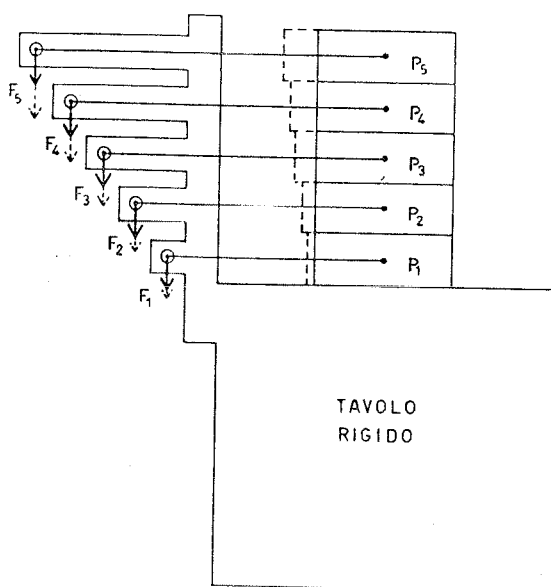


Fig. 1

Essa consiste in un tavolo abbastanza rigido al quale, su uno dei lati corti fu fissato un sistema pluri-mensolare dotato all'estremità di carrucole attraverso le quali, tramite cavetti in acciaio, si potevano applicare forze orizzontali F_i variabili, che andavano a sollecitare un sistema di cinque modellini scatolari in compensato, semplicemente sovrapposti l'uno sull'altro (dim. 20 x 40x15 cm). Facendo variare la distribuzione delle forze, e rivestendo con vari materiali le superfici delle interfacce a contatto fra i modellini, così come riportato nella (V) e (VI), si sono ottenuti dei coefficienti di attrito "allo stato ultimo per slittamento dei blocchi" fra pesi degli stessi e forze esterne: tali coefficienti sono simboleggiati come A_t .

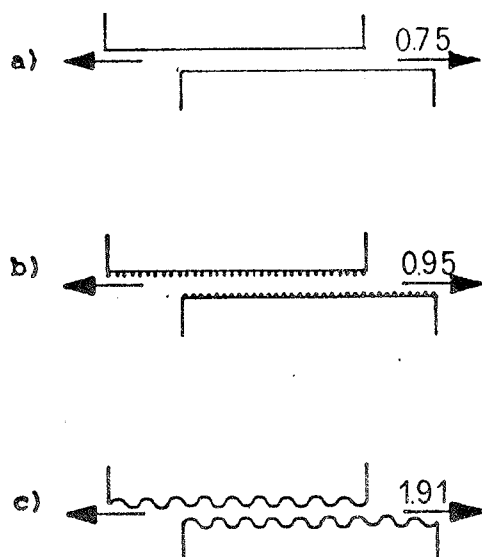


Fig. 2

In particolare, per il c.a. i valori μ di ottenuti sono consegnati nella fig. 2, dalla quale si evince che:

- per superfici a contatto realizzate con solettine in malta cementizia, perfettamente lisce ed ottenute con mini-cassaforma metallica, il valore di A_t è di circa 0.75;
- analogamente per solettine realizzate con l'impiego di sabbia dotata di elevata "durezza" (SISA S.p.A. Lucca) il valore di A_t sale a più di 0.95, circa 1;
- infine, risultato questo degli ultimi tempi, realizzando le solettine, di cui al punto b), in forma ondulata e creando quindi una sorta di in granaggio meccanico a taglio, si raggiunge un valore estremamente elevato, pari circa a 2.

3. A/R E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per una generica "pila" di n blocchi e con la ben nota simbologia del coefficiente sismico del j -esimo elemento come $K_{Sj} = (CR\beta I) \cdot \gamma_j = K_S \cdot \gamma_j$, indicando con: n

$P = \sum_{i=1}^n P_i =$ peso totale della struttura;

$P_i =$ peso dell' i -esimo blocco;

$h_{ji}, h_{fi} =$ rispettivamente altezza della forza orizzontale $F_i = P_i K_{Si}$, afferente all' i -esimo blocco, dal sottostante livello j -esimo e dall'estradosso fondazione;

$d_{ji} =$ la più piccola delle distanze di P_i dal perimetro del sottostante livello j -esimo in direzione della minima inerzia;

si può definire, così come nella (VI), per ogni j -esima interfaccia fra due blocchi il parametro:

$$A/R(j) = \frac{\sum_{i=j}^n P_i (h_{fi} d_{ji})}{A_t \cdot \sum_{i=j}^n P_i (h_{fi} h_{ji})}$$

il quale fornisce per il j -esimo livello:

- crollo per slittamento se > 1
- crollo per ribaltamento se < 1
- superamento delle resistenze d'attrito e contemporaneo ribaltamento se $= 1$.

Dovendo realizzare ad esempio una struttura di volume noto e conseguentemente il relativo peso globale, se si riuscisse ad ottenere una distribuzione dei P_i, h_{ji}, h_{fi} e d_{ji} , tale da conferire ad ogni j -esimo livello un valore di

$A/R_{(j)}$ unitario, si otterrebbe un coefficiente di sicurezza costante e definibile come:

$$C_S(j) = \frac{A_t(1-C_V) \sum_{i=j}^n P_i}{\sum_{i=j}^n P_i K_{Si}} \quad \text{oppure} \quad \frac{A_t(1-C_V) \sum_{i=j}^n P_i d_{ji}}{\sum_{i=j}^n P_i (K_{Si} h_{ji})}$$

avendo indicato con C_V un eventuale coefficiente di intensità sismica verticale.

In realtà ciò è impossibile per una serie di limitazioni, facilmente intuibili, di carattere urbanistico, funzionale ed architettonico.

Nella (VIII) infatti si evidenziò che partendo da un edificio "a torre" di 4 piani (modello A = piani uguali) del peso complessivo di 600 t, si otteneva una sequenza dei valori di $A/R_{(j)}$ ($j = 1..4$) pari a 0.63, 0.94, 1.54, 3.33. Fermo restando il peso complessivo e sempre con altezza di interpiano costante e pari a 3 m., adottando una distribuzione dei pesi linearmente decrescente in altezza (modello B) si otteneva invece una sequenza di $A/R_{(j)}$ pari a 0.83, 1.11, 1.47, 2.10.

In realtà, ponendo unitaria per tutti i livelli l'espressione di $A/R_{(j)}$, si è ricavato per ognuno di essi il valore di d_{ji} , per cui i blocchi avrebbero dovuto avere dimensioni $L_x \cdot L_y$ pari a 19.70x8.12, 11.60x10.34, 6.70x11.95, 3.00x13.30; si osserva subito che parte di ciascun blocco sarebbe risultato a sbalzo rispetto al sottostante.

A tal punto rimodellando i blocchi con pianta quadrata di lati 12.65, 10.95, 8.95, 6.32, sono scaturiti i predetti valori di $A/R_{(j)}$ del modello B.

Dall'esame dei $C_S(j)$ dei due modelli considerati, e volendo adottare una configurazione architettonica plano-volumetricamente più articolata, si studiò il modello D, sempre con la necessaria rimodellazione, caratterizzato da pesi di ciascun blocco di valor medio fra quelli rispettivi dei modelli A e B, ottenendo un valore del coefficiente di sicurezza pari a 3.57, con riferimento ad una zona sismica di I categoria.

4. LA SICUREZZA E L'EFFETTO DELLA PRECOMPRESSIONE

Nel tentativo di migliorare sempre più il valore del coefficiente di sicurezza, pur salvaguardando l'aspetto architettonico del problema ed ancor più mirando ad una "efficiente" prefabbricazione pesante, è sembrato opportuno applicare i risultati del precedente capitolo ad una struttura concretamente realizzabile.

Si è pertanto ipotizzato un corpo di fabbrica costituente otto appartamenti (4+4 affiancati) per un volume complessivo di circa 2500 mc più il vano scala; si è imposto inoltre che ogni serie di appartamenti sovrapposti fosse costituita dall'affiancamento di 4 blocchi, ciascuno dei quali - in pianta - con una dimensione fissa (4.80 m.), ragionevolmente funzionale, e l'altra variabile piano per piano; comunque entrambe multiple di 1.20 m, per ovvia praticità di casseforme industriali.

Come già detto, operando con la stessa metodologia impiegata per i precitati modelli A, B e D, si sono ottenute due "serie" di blocchi:

- modello A: 4 blocchi quadrati uguali sovrapposti di lati 4.80×4.80 mq.;
- modello D: così come riportato per il piano terra (rialzato) nella fig. 3 e la sequenza dei piani superiori nell'assonometria di fig. 4.

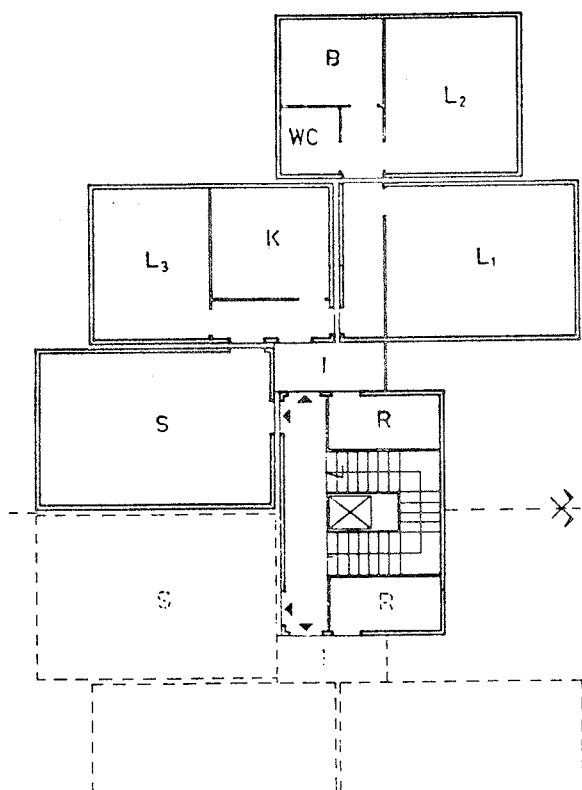


Fig. 3

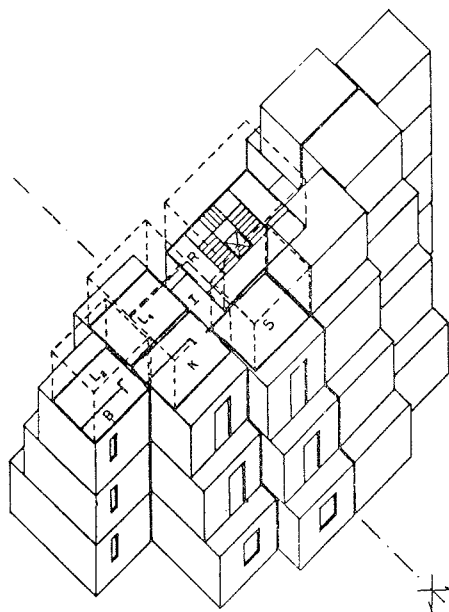


Fig. 4

Nella tabella di fig. 5, come si osserva facilmente, sono consegnati, per i due modelli, i valori delle dimensioni dei blocchi, così come pure i pesi complessivi, le forze sismiche staticamente equivalenti a meno di K_S , i valori di $A/R_{(j)}$ ed infine i coefficienti di sicurezza minimi C_S/K_S .

Le figg. 3 e 4 mostrano come in realtà sia possibile ottenere una struttura "gradevole" compatibilmente con le esigenze della standardizzazione della prefabbricazione pesante e con un requisito di sicurezza accettabile, che nel caso specifico raggiunge, senza ulteriori accorgimenti, il valore di 2.31 circa per il piano 1 del modello D in zona sismica di I categoria ($\beta = 1.4$). Soltanto a livello di controllo si riportano i valori, piano per piano ($j = 1 \dots 4$), dei C_S/K_S , inizialmente non considerati, in funzione del meccanismo di crollo, indicato ovviamente dai valori di $A/R_{(j)}$; essi sono:

- modello A: 1, 0.80, 0.667, 0.914;
- modello D: 1, 0.757, 0.611, 0.618;

da questi ultimi si desume facilmente che, a parità della predetta categoria sismica, il coefficiente di sicurezza più basso assume il valore di circa 4.36.

Nel caso specifico volendo operare dei modestissimi accorgimenti per elevare il coefficiente di sicurezza, prima calcolato, da 2.31 a 4.00, più che cau

relativo, occorrerebbe modificare i C_S/K_S della tabella di fig. 5 in un valore costante per tutti i piani pari a 0.56.

SCHEMA	A				D			
	1	2	3	4	1	2	3	4
PIANO (j)								
Lx 4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	7.20	6.00	4.80	3.60
PESI (j)	25.5	25.5	25.5	25.5	34	30	25.5	21
FORZE (j)	6.375	19.12	31.88	44.62	9.429	24.95	35.36	40.76
A/R (j)	.305	.453	.739	1.60	.323	.483	.772	1.20
$C_S(j)/K_S$.305	.362	.492	.571	.323	.366	.472	.515

Fig. 5

Ad esempio, sempre per il modello D e per l'ultimo livello, ove il crollo avviene per slittamento, basterebbe ($A_t = 1$ e $C_v = 0$) precomprimere con cavetti verticali il blocco 4 sul blocco 3 con uno sforzo aggiuntivo pari a:

$$N_{p(4)} = (0.56 \cdot 40.76) - 21 = 1.825 \text{ t}$$

Invece, per i sottostanti blocchi, il cui crollo deriverebbe dal ribaltamento lungo l'asse y, sarebbe sufficiente l'adozione di "chiavette" negli spigoli fra blocco e blocco, ovvero più razionalmente di cavi "in quiete", simili ai predetti adottati tra gli elementi 4 e 3, i quali, in caso di necessità, dovrebbero esplicare uno sforzo stabilizzante; ad esempio fra il blocco 1 e le fondazioni, ovvero $j = 1$, si otterrebbe:

$$N_{S(1)} = (0.56 \cdot \sum_{i=j}^n F_i h_{ji} - 2.40 \sum_{i=j}^n P_i) / 4.80 = (0.56 \cdot 819.6 - 265.2) / 4.80 = 40.37 \text{ t}$$

E' ovvio che tali cavi "in quiete", opportunamente proporzionati, potrebbero essere anche adoperati per ottenere simultaneamente, se precompressi, un aumento delle resistenze di attrito.

5. CONCLUSIONI

Riepilogando brevemente quanto innanzi esposto, la problematica per appurare le possibilità reattive a forze orizzontali statiche, sismicamente equivalenti ad un terremoto, da parte di una struttura multipiano realizzata con serie affiancate di "pile" di elementi cellulari semplicemente sovrapposti in cantiere, è di vastità enorme ed investe campi di ricerca, affini fra loro: caratteristiche dei materiali, risposte dinamiche, particolari tecnologici, funzionalità di trasporto e montaggio etc.

Nei precedenti studi si è indagato in particolare sulle resistenze esplicabili dall'attrito che si innesca tra le interfacce di due elementi sovrapposti pervenendo all'ottenimento di un coefficiente di sicurezza pari a 3.57 per zona sismica di I categoria.

Riconoscendo sia le esigenze dettate da un imprescindibile "gusto" architettonico e sia quelle connesse ad una produzione di prefabbricazione pesante con alto grado di finitura in stabilimento, nella presente comunicazione si è accennato a qualche sistema tale da aumentare ancora i margini di sicurezza, prima raggiunti, senza compromettere i predetti requisiti per la realizzazione di una struttura "valida".

Con l'esempio di un fabbricato per civili abitazioni, per il quale oltre alla semplice sovrapposizione degli elementi si adottano anche tiranti verticali, conferenti al conglomerato cementizio una precompressione variabile, si è riuscito ad imporre un coefficiente di sicurezza nei confronti della "rovina" pari a 4 potendo comunque elevare ulteriormente tale valore; tutto ciò lasciando pressoché inalterati i già brevissimi tempi di assemblaggio ed ultimazione "in loco".

Come già detto nelle Premesse, si è in attesa degli auspicati ottimi risultati, desumibili dalle previste prove sperimentali in campo dinamico presso il Laboratorio ISMES di Bergamo.

Si ringrazia l'Arch. Stefania Tomasetta per la preziosissima collaborazione grafica.

BIBLIOGRAFIA

- 1) YIM-CHOPRA-PENZIES, "Rocking response of rigid blocks to earthquakes", Earth. Eng. Struct. Dyn., 1980.
- 2) GIANNINI R., "Analisi dinamica dei sistemi di blocchi sovrapposti", II Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Rapallo, 1984.
- 3) OGAWA N., "A study on overturning vibration of rigid structures", VII World Conference on Earthquake Engineering, 1980.
- 4) BLASI-SPINELLI, "Un metodo di calcolo dinamico per sistemi formati da blocchi rigidi sovrapposti", Ingegneria Sismica - Anno III n. 1.
- 5) SANTORELLI S., "Le strutture multipiano a cellule semplicemente sovrapposte - Nota 1: L'approccio statico con forze orizzontali", Giornale del Genio Civile, 1987.
- 6) SANTORELLI S., "Le strutture multipiano a cellule semplicemente sovrapposte - Nota 2: L'impiego del c.a. nelle zone sismiche con l'analisi statica". Giornale del Genio Civile, 1987.
- 7) POLJAKOV S.V., "Costruzioni anti-sismiche degli edifici", Ed.Mir.1987.
- 8) CONTALDO-SANTORELLI, "L'ottimizzazione del parametro A/R per le azioni sismiche sulle strutture multipiano a cellule semplicemente sovrapposte", Congresso C.T.E., novembre 1988.
- 9) ANGOTTI-CASTOLDI-PEZZOLI-SANPAOLESI, "Analisi sperimentale della risposta dinamica e del comportamento sismico di un edificio prefabbricato a grandi pannelli", L'Industria Italiana del Cemento, 7-8/1982.

- 10) CASTOLDI-CASIRATI-PEZZOLI, "Verifica sismica sperimentale di strutture prefabbricate assemblate", I Quaderni dell'ISMES n. 164.
- 11) MIGLIACCI-PEZZOLI, "Un esempio di sperimentazione su prototipi", Congresso C.T.E. (Collegio dei Tecnici dell'Industrializzazione Edilizia), Perugia, novembre 1985.
- 12) CASTOLDI, "Analisi sperimentale delle strutture", cap. X del testo Costruzioni in zona sismica, coordinatore A.Castellani, Masson Italia Editori, Milano, 1982.
- 13) TIMOSHENKO S., Vibration Problems of Engineering, D.Van Nostrand Company, Inc., 1966.
- 14) CASTOLDI, "Nuove tecniche di sperimentazione e criteri di interpretazione dei risultati", Congresso C.T.E. (Collegio dei Tecnici dell'Industrializzazione Edilizia), Perugia, novembre 1985.

CALCESTRUZZI LEGGERI FIBRORINFORZATI - INDAGINI SPERIMENTALI PER LA
DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E CONFRONTI CON
CALCESTRUZZI ORDINARI ⁽¹⁾

PIER PAOLO DIOTALLEVI, FRANCO ZARRI

Istituto di Tecnica delle costruzioni
Facoltà di Ingegneria di Bologna

SOMMARIO

L'impiego dei calcestruzzi leggeri consente vantaggi di peso e quindi può essere particolarmente vantaggioso per le strutture in zona sismica dando luogo anche ad una attenuazione delle azioni esterne; si è quindi ritenuto opportuno esaminare con attenzione se il ricorso a fibre fortemente resistenti a trazione (metalliche e sintetiche) miscelate ai getti possa rendere più valida la competitività dei calcestruzzi leggeri nei confronti di quelli ordinari.

Nella presente nota si dà notizia dei risultati di un vasto programma di indagini sperimentali orientate sia al comportamento dei materiali (calcestruzzo normale e calcestruzzo leggero con diversi tipi di fibre) sia a quello di elementi strutturali realizzati con gli stessi tipi di calcestruzzo. Si riportano i risultati relativi al carico di rottura, all'andamento del diagramma σ - ϵ anche nel ramo discendente dopo il raggiungimento di detto carico, e della resistenza a trazione.

Tra i vari rilievi sperimentali, può essere opportuno segnalare che l'introduzione di un adeguato dosaggio di fibre comporta, rispetto all'assenza di fibre, un notevole acquisto di duttilità per ogni tipo di sollecitazione e anche sugli elementi inflessi privi di barre di armatura un apprezzabile incremento della resistenza, rallentando soprattutto, all'aumentare della deformazione, la caduta del valore del carico ultimo.

SUMMARY

The use of the lightweight concrete allows to reduce the structural masses and consequently is particular suitable for earthquake resistant buildings; it has thought so useful a careful examination of fiber reinforced (steel and synthetic fibers) lightweight concrete performances with relation to those of the normal one. In this paper, a large program of experimental tests is discussed; the main concern is to put in comparison both the materials (normal or lightweight concrete with several reinforcement types) and some structural arrangements built-up with the selected material compositions.

In the following the results are presented focusing on failure loads, softening branch of the constitutive relations and tension strength of the tested specimens. As a matter of fact it is worth remarking that, the use of a proper fiber ratio (opposed to the lack of reinforcement) get rise to a large ductility increase and (also for the elements without bar reinforcement) to a higher failure load, making at the same time lower the gradient of the softening branch.

⁽¹⁾ Al presente lavoro gli Autori hanno contribuito in uguale misura.
Lavoro eseguito con il contributo finanziario del Ministero della
P. I. (Fondi 60%).

1. PREMESSA

La riduzione dei pesi strutturali, particolarmente importante nelle costruzioni in zona sismica in quanto comporta la riduzione delle azioni d'inerzia e quindi delle sollecitazioni, può essere ottenuta anche con l'impiego di calcestruzzi "leggeri" ($\gamma=1,6\div 1,8 \text{ t/m}^3$) strutturali. Tali calcestruzzi possono poi essere arricchiti con fibre fortemente resistenti a trazione, miscelate all'atto del confezionamento, per renderli competitivi con i calcestruzzi ordinari ($\gamma=2,3\div 2,4 \text{ t/m}^3$).

La ricerca sperimentale del comportamento in generale, in presenza di azioni monotone e cicliche, dei calcestruzzi leggeri (con e senza fibre) e il confronto con quello dei calcestruzzi ordinari (con e senza fibre) è stata sviluppata e riportata in precedenti pubblicazioni (I), (II), (III). Nella presente relazione conclusiva vengono riportati i risultati sperimentali riguardanti prevalentemente il comportamento dei materiali esaminato per compressione semplice e per trazione con azioni impresse sempre crescenti o cicliche. L'obiettivo principale è stato quello di eseguire il confronto del comportamento fra i calcestruzzi leggeri e i calcestruzzi ordinari al variare, oltre al quantitativo di fibre introdotte nei getti, anche del tipo e della forma delle fibre stesse: sono stati infatti adottati per la confezione dei campioni diversi tipi di fibre commerciali sia metalliche che sintetiche; per poter sviluppare utili confronti, serie identiche di prove sono state effettuate sia su calcestruzzi leggeri ($\gamma\approx 1800 \text{ Kg/m}^3$) con e senza fibre sia su calcestruzzi ordinari ($\gamma\approx 2400 \text{ Kg/m}^3$) con stessi tipi e quantitativi di fibre.

Il ciclo di prove sperimentali è stato reso possibile dalla proficua collaborazione del Laboratorio dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Bologna e il Laboratorio Calcestruzzi S.p.A. di Ravenna; quest'ultimo, oltre a provvedere alla confezione dei campioni, ha messo a disposizione la propria attrezzatura che in parte è stata progettata e realizzata proprio a questo scopo.

Poichè nella presente nota si riportano diversi tipi di risultati relativi a serie di numerose prove di campioni confezionati in tempi diversi, ogni risultato verrà esposto, per ragioni di spazio, in forma sintetica; tuttavia ogni valore sperimentale riportato rappresenta la media di un adeguato numero di prove le cui dispersioni peraltro si sono rilevate modeste (minori per i calcestruzzi fibrorinforzati), risultando quindi indicativo ma senz'altro significativo il valor medio riportato.

E' opportuno fin da ora anticipare i risultati salienti delle prove eseguite:

- a) la resistenza a compressione dei calcestruzzi ordinari e leggeri risulta scarsamente influenzata dalla presenza delle fibre indipendentemente dal tipo delle fibre stesse; ripercussioni trascurabili sono prodotte dalle fibre sintetiche;
- b) le fibre possiedono in generale la proprietà di conferire maggiore "duttilità" al comportamento del materiale conservando, anche in modo considerevole, maggiori resistenze in fase plastica; tale vantaggiosa proprietà è sensibilmente influenzata dal quantitativo di fibre e dalla forma delle fibre stesse: i migliori risultati si ottengono con fibre aventi le estremità sagomate in modo tale da realizzare un efficace ancoraggio delle stesse;
- c) il valore della resistenza media a trazione dei calcestruzzi fibrosi (valutata sia con prove dirette che indirette) presenta qualche miglioramento rispetto ai valori ottenuti per i calcestruzzi prive di fibre: in generale si attesta su incrementi massimi non superiori al 10% circa, ma il risultato più significativo appare ancora l'elevata duttilità del materiale fibroso con significative resistenze residue dopo la fessurazione del conglomerato;

d) si può rilevare che alcuni tipi e quantitativi di fibre conferiscono al calcestruzzo leggero caratteristiche di resistenza paragonabili a quelle dei calcestruzzi ordinari ma con doti di duttilità nettamente più spiccate; ciò giustifica la convenienza tecnica dell'impiego dei calcestruzzi fibrosi per costruzioni in zone sismiche;

e) anche per carichi ciclici applicati per compressione su provini cilindrici, i calcestruzzi leggeri fibrosi mostrano una buona competitività rispetto ai calcestruzzi ordinari privi di fibre, resistendo, rispetto a questi ultimi e per carichi ciclici pari a circa il 90% del carico di rottura, ad un numero di ripetizioni paragonabile o superiore;

f) è stato accertato, a seguito di numerose indagini, che il dosaggio ottimale per le fibre in un calcestruzzo leggero è dell'ordine di 30 Kg/m^3 .

2. DESCRIZIONE DELLE APPARECCHIATURE E MODALITA' DELLE PROVE

Le prove sui materiali sono riassunte, per tipo e dimensione dei campioni, nella seguente Tabella n.1.

Tabella n. 1

Tipo di prova	Tipo di campione
Compressione (monotona e ciclica)	Cilindro $\Phi 15 \text{ cm}$, $H=30 \text{ cm}$
Trazione diretta	Cilindro $\Phi 8 \text{ cm}$, $H=40 \text{ cm}$
Trazione indiretta (prova brasiliana)	Cilindro $\Phi 15 \text{ cm}$, $H=30 \text{ cm}$
Trazione per flessione	-Prisma $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$ -Travetto $18 \times 18 \times 146 \text{ cm}^3$ (elemento strutturale)
Modulo di elasticità	Cilindro $\Phi 15 \text{ cm}$, $H=30 \text{ cm}$

Le apparecchiature impiegate per le prove sui materiali e sugli elementi strutturali sono state appositamente progettate per queste prove e installate presso il laboratorio della Calcestruzzi S.p.A. di Ravenna (fig. 1 e fig. 2); entrambi i tipi di apparecchiature, la prima relativa

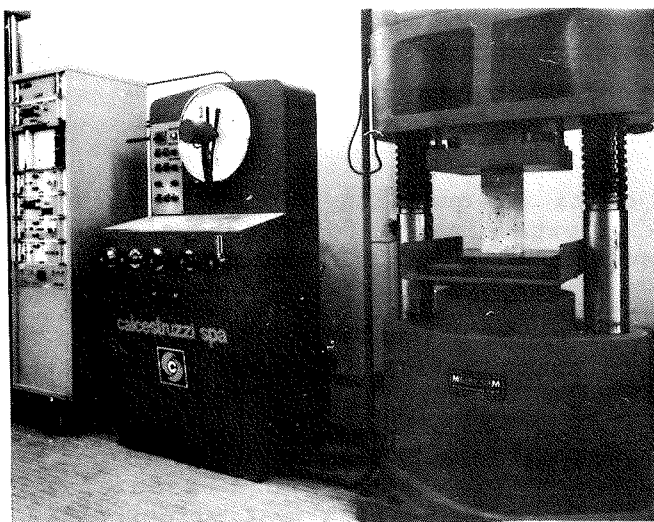


Fig. 1 - Apparecchiature impiegate nelle prove su campioni dei materiali (a trazione e compressione).

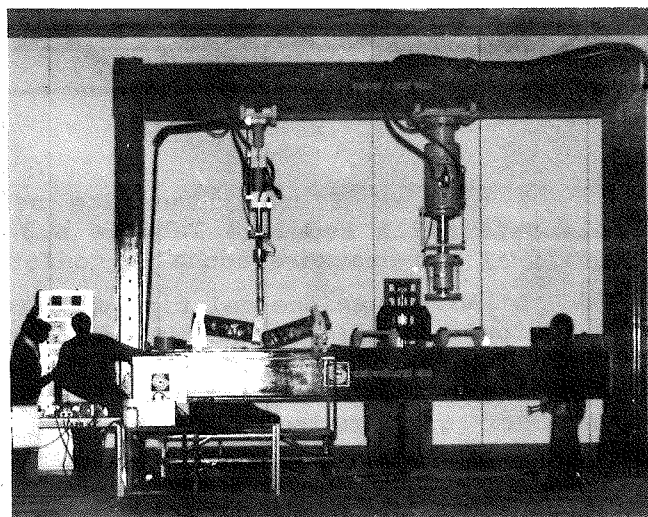


Fig. 2 - Apparecchiatura impiegata per le prove sugli elementi strutturali.

alle prove sui materiali e la seconda, di grande potenzialità, relativa alle prove su strutture, consentono di imprimere incrementi di carico o di spostamento secondo prefissate leggi (sia monotone sia cicliche) e possono tracciare automaticamente su plotter i diagrammi carico-spostamento; le azioni cicliche possono raggiungere frequenze di alcune decine di Hz.

3. I CALCESTRUZZI E LE FIBRE IMPIEGATI NELLE PROVE

Le modalità di confezionamento dei calcestruzzi ordinari e leggeri, con e senza l'aggiunta di fibre, sono sinteticamente riportate nella Tabella n.2 per un quantitativo di 30 Kg/m^3 di fibre metalliche; nel seguito i calcestruzzi vengono indicati con le seguenti sigle:

NC = Calcestruzzo ordinario; LWC = Calcestruzzo leggero; NFC = Calcestruzzo ordinario con fibre; LWFC = Calcestruzzo leggero con fibre.

I valori riportati nella Tabella n.2 sono indicativi in quanto, al variare del quantitativo e del tipo di fibre, al fine di assicurare una pari lavorabilità degli impasti sono stati opportunamente modificati, ma non in modo rilevante, alcuni componenti; il diverso quantitativo di cemento impiegato per i calcestruzzi leggeri rispetto a quelli ordinari si è reso indispensabile per rendere paragonabili le resistenze alla compressione.

Tabella n. 2

N	Costituenti della miscela (kg/m^3)	NC	NFC	LWC	LWFC
1	Sabbia fine ordinaria (0/1)	320	320	250	250
2	Sabbia granita ordinaria (0/3)	540	525	425	410
3	Ghiaia ordinaria (6/12)	340	340	-	-
4	Ghiaia ordinaria (12/28)	610	610	-	-
5	Argilla espansa T6 (3/8)	-	-	340	340
6	Argilla espansa T6 (8/12)	-	-	90	90
7	Cemento (325 PTL)	370	370	400	400
8	Pulverised fly ash (P.F.A.)	-	-	50	50
9	Fibre metalliche	-	30	-	30
10	Additivo superfluidificante	0,8%	1,0%	0,8%	1,0%
11	Rapporto acqua/cemento	0,5	0,5	0,5	0,5
Densità allo stato fresco (Kg/m^3)		2370	2390	1770	1800

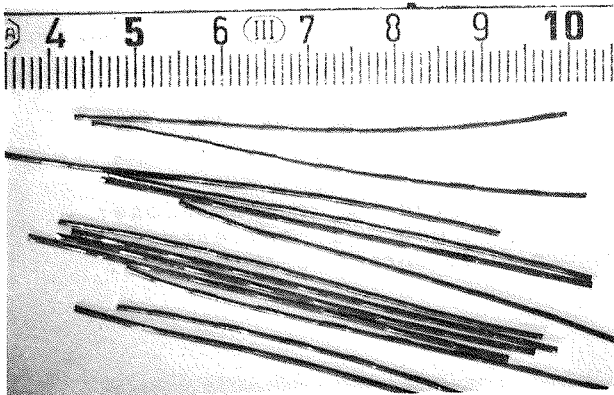
I tipi di fibre, miscelate nei getti in quantità variabile, sono elencati nella seguente Tabella n.3 e riportate nelle fot. 1,2,3,4 dalle quali si può desumere anche la conformazione delle fibre stesse.

L'individuazione del tipo di materiale è riportata secondo le seguenti notazioni: il tipo di calcestruzzo (con le sigle della Tab. n.2) è seguito da un numero che rappresenta la quantità in peso (kg) di fibre per m^3 di miscela; la sigla che segue individua il tipo di fibra (Tab. n.3).

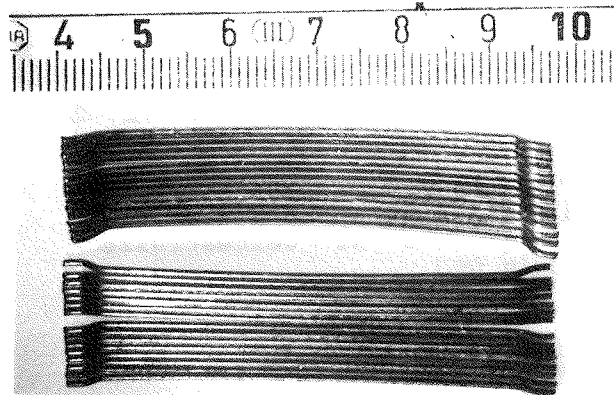
Per gli impieghi strutturali le fibre metalliche risultano, in generale, maggiormente idonee rispetto alle fibre sintetiche; tuttavia per queste ultime si è desiderato sviluppare ugualmente una accurata sperimentazione per ricercare la conferma dei risultati salienti riportati nella letteratura tecnica sull'argomento e che l'esperienza costruttiva consiglia come campo di impiego di queste ultime; per questi tipi di fibre si è adottato un quantitativo di 12 Kg/m^3 di impasto (ritenuto significativo nella letteratura tecnica più accreditata).

Tabella n.3

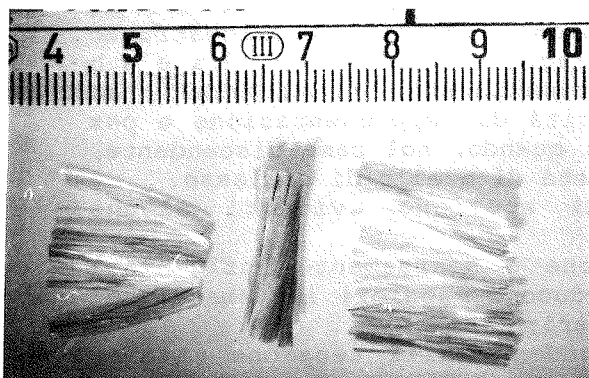
Tipo di fibra	Denominazione (con dimensioni in mm)	Sigla di riferimento
Fibre metalliche	ILM 25x0,4	IC
	ILM 60x0,8	IL
	DRAMIX 28x0,5	DC
	DRAMIX 60x0,8	DL
	FIBERMIX 30x0,8	FC
Fibre sintetiche ⁽²⁾	FORTEFIBRA 20	FFC
	FORTEFIBRA 55	FFL
	RETIFLEX 22	RFC
	RETIFLEX 40	RFL
	MONTEFIBRE 16	MFC
	MONTEFIBRE 40	MFL



Fot. 1



Fot. 2



Fot. 3



Fot. 4

(²) Le fibre del tipo "Fortefibra" e "Retiflex" sono di polipropilene mentre i tipi "Montefibre" sono di poliacrilonitrile.

4. PROVE A COMPRESSIONE

La caratteristica fondamentale di un materiale sotto il profilo del comportamento meccanico viene effettuata in generale mediante prova a compressione semplice di un campione con tracciamento del diagramma σ - ϵ ; per ciascun tipo di calcestruzzo, normale e leggero con e senza fibre, è stato determinato sperimentalmente tale diagramma operando con spostamenti impressi su campioni cilindrici di diametro 15 cm e altezza 30 cm. A titolo di esempio nelle fig. 3.a e fig. 3.b sono riportati tali andamenti relativi rispettivamente ad un calcestruzzo ordinario senza fibre (NC) e ad un calcestruzzo leggero con 30 Kg di fibre (a m³ di impasto) del tipo DC (LWFC30-DC).

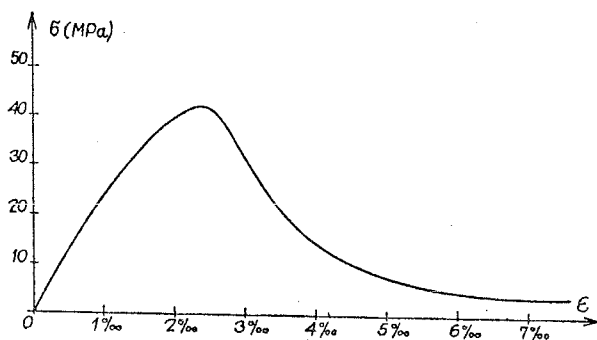


Fig.3.a - Prova a compressione: diagramma σ - ϵ di calcestruzzo ordinario (NC).

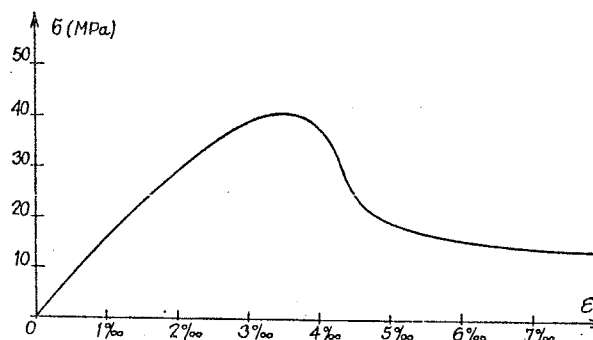


Fig.3.b - Prova a compressione: diagramma σ - ϵ di calcestruzzo leggero fibrorinforzato (LWFC30-DC).

4.1 Prove a compressione monotona per calcestruzzi con fibre metalliche

Si ritiene significativo riportare i citati diagrammi σ - ϵ anziché con i valori assoluti misurati durante le prove, con i rapporti fra tali valori e quelli ottenuti per il corrispondente calcestruzzo privo di fibre: si è dunque operata una normalizzazione rispetto al calcestruzzo (ordinario o leggero) privo di fibre. Nei diagrammi delle figg. 4.a e 4.b sono riportate le curve caratteristiche normalizzate dei materiali, ad esempio, per fibre del tipo IC; per semplicità di rappresentazione e per praticità, i diagrammi sono stati interrotti quando, nel ramo discendente, si è raggiunto un carico residuo pari alla metà di quello di collasso.

Dall'osservazione di tali diagrammi appaiono evidenti alcune circostanze:

- la resistenza meccanica alla compressione è scarsamente influenzata dalla presenza delle fibre che tuttavia producono maggiori incrementi nei calcestruzzi leggeri rispetto a quelli ordinari;
- il valore della dilatazione (ϵ_0) corrispondente alla tensione massima tende ad aumentare con la presenza delle fibre; l'incremento maggiore si riscontra nei calcestruzzi leggeri;
- la duttilità del materiale aumenta con la presenza delle fibre metalliche conferendo quindi all'aggregato la possibilità di dissipare notevoli quantitativi di energia.

Un risultato interessante appare poi normalizzando i diagrammi σ - ϵ relativi ai calcestruzzi leggeri con fibre, al diagramma σ - ϵ relativo al

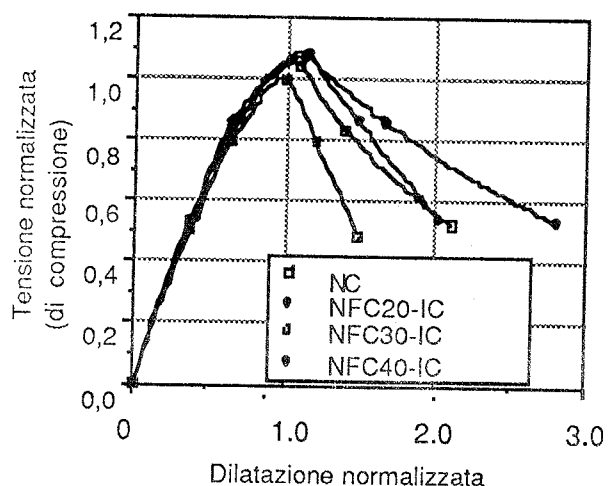


Fig.4.a - Prova a compressione: diagrammi σ - ϵ normalizzati per calcestruzzi ordinari e fibrosi (IC) con quantitativi variabili di fibre.

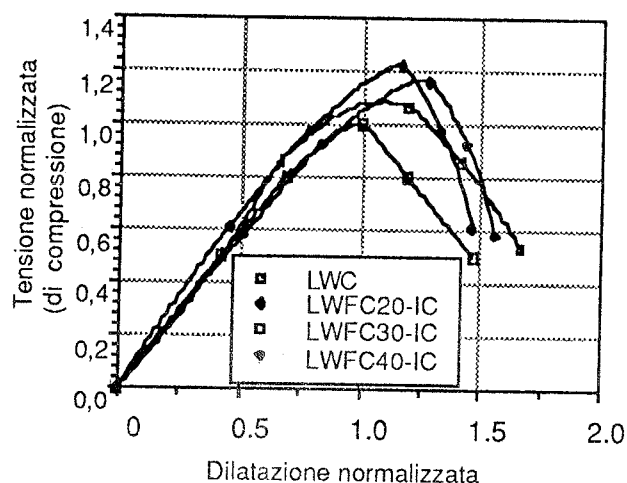


Fig.4.b - Prova a compressione: diagrammi σ - ϵ normalizzati per calcestruzzi leggeri e fibrosi (IC) con quantitativi variabili di fibre.

calcestruzzo ordinario senza fibre (fig. 5); è immediato riconoscere che i livelli di resistenza dei calcestruzzi leggeri fibrosi sono paragonabili a quelli di un calcestruzzo ordinario mentre, com'era prevedibile, risultano maggiori le deformabilità. Riscontrato che la dilatazione ϵ_0 (NC) è dell'ordine del 2‰ (e si trova ampia conferma del valore dato dalle

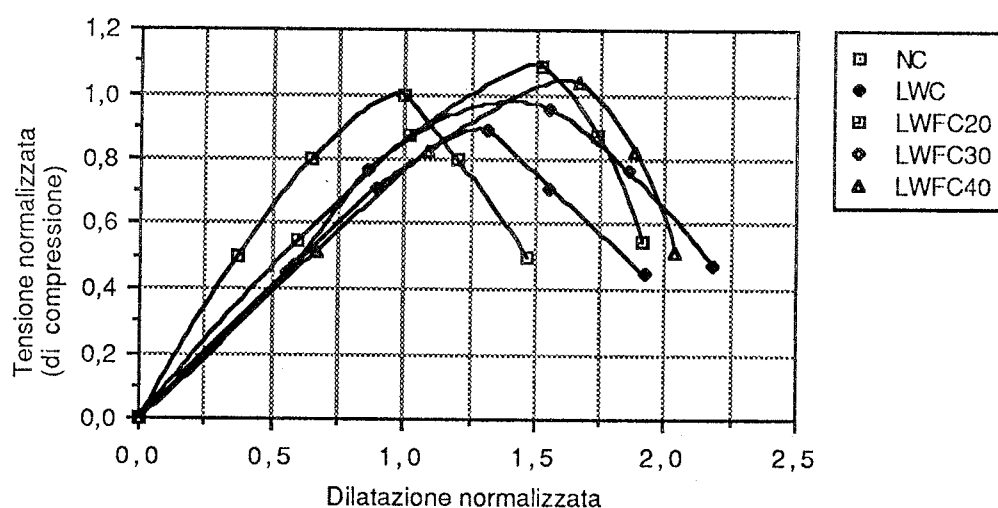


Fig. 5 - Prova a compressione: diagrammi σ - ϵ normalizzati. Confronti fra calcestruzzi leggeri con e senza fibre (IC) e calcestruzzi ordinari.

normative) risulta che per un calcestruzzo leggero ϵ_0 è variabile, in relazione alla presenza di fibre, da 1,3 a 1,7 volte ϵ_0 (NC) ovvero ϵ_0 (LWFC) = 2,6 ÷ 3,4 x 10⁻³.

In ogni caso poi la duttilità del calcestruzzo leggero con fibre risulta maggiore di quella del calcestruzzo ordinario.

La presenza ed il tipo di fibra incidono dunque in modo non rilevante sulla resistenza a rottura per compressione del calcestruzzo sia esso normale o leggero; nelle figg. 6.a e 6.b viene riportato un confronto fra i carichi di rottura a compressione (ed anche a trazione che tuttavia verranno richiamati in seguito) per calcestruzzi normali e leggeri al variare del tipo di fibra e per due assegnati valori del quantitativo di fibre pari rispettivamente a 40 e 30 Kg/m³. L'incremento del quantitativo di fibre porta anche un miglioramento delle caratteristiche meccaniche e si rileva inoltre come la resistenza dei calcestruzzi leggeri con fibre sia sostanzialmente paragonabile, e a volte maggiore, di quella del calcestruzzo ordinario privo di fibre.

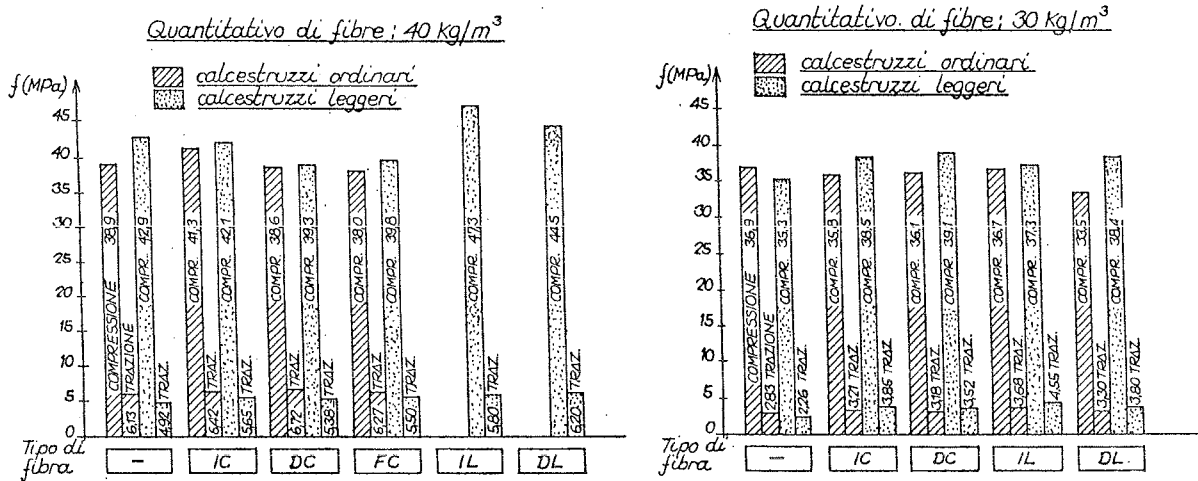


Fig. 6 - Confronto delle resistenze meccaniche per calcestruzzi con tipi diversi di fibre. (Resistenza a compressione su cilindri - Resistenza a trazione per flessione; maturazione 28gg).

Durante le prove a compressione semplice è stato determinato, mediante un dispositivo opportunamente progettato e realizzato, il modulo di elasticità iniziale per i diversi materiali al variare della quantità delle fibre; nella fig. 7 viene riportato, ad esempio, l'andamento del

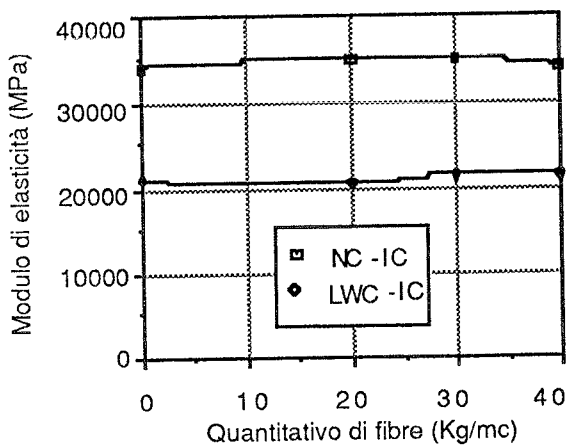


Fig. 7 - Modulo di elasticità per calcestruzzi leggeri ed ordinari al variare del quantitativo di fibre (tipo IC) incluse.

modulo di elasticità misurato sia su campioni di calcestruzzo ordinario, sia su campioni di calcestruzzo leggero, per diverse quantità di fibre del tipo IC. Si può osservare che la presenza delle fibre non modifica il valore del modulo che, come noto, presenta un forte divario (circa il 60%) fra calcestruzzo ordinario e calcestruzzo leggero.

4.2 Prove a compressione per calcestruzzi con fibre sintetiche

Le prove a compressione semplice dei campioni, confezionati con fibre sintetiche secondo le composizioni riportate in Tabella n.3, sono state eseguite soltanto su calcestruzzi ordinari; i diagrammi σ - ϵ , anch'essi normalizzati con i criteri esposti in precedenza, sono riportati nelle figg. 8.a e 8.b. In esse sono riportati separatamente i risultati relativi a calcestruzzo confezionato con "fibre corte" (lunghezza compresa fra 16 e 22 mm) e "fibre lunghe" (lunghezza compresa fra 40 e 55 mm).

Da tali diagrammi risulta che la presenza di fibre sintetiche ha scarsissima rilevanza sia in ordine alla resistenza alla compressione sia alla duttilità; solo per le fibre tipo MFL (Montefibre da 40 mm) si riscontrano incrementi di detti parametri paragonabili a quelli ottenuti con le fibre metalliche.

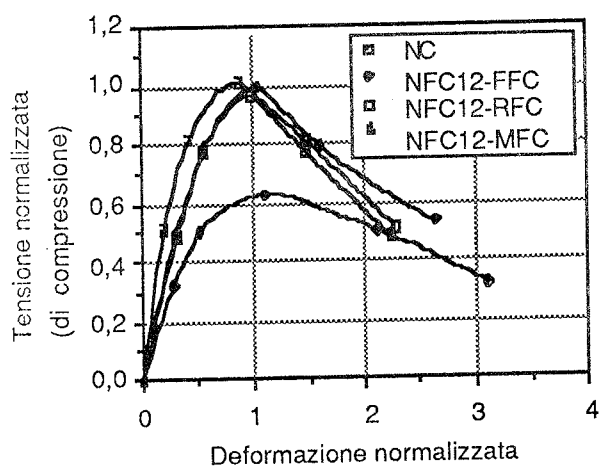


Fig.8.a - Prova a compressione: diagrammi σ - ϵ normalizzati per calcestruzzi ordinari con fibre sintetiche "corte".

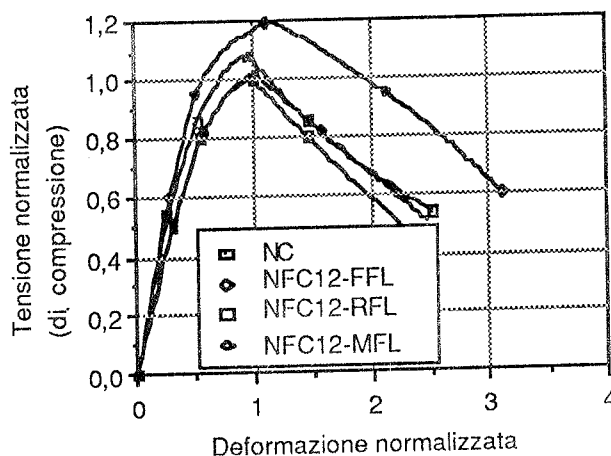


Fig.8.b - Prova a compressione: diagrammi σ - ϵ normalizzati per calcestruzzi ordinari con fibre sintetiche "lunghe".

4.3 Prove a compressione ciclica per calcestruzzi con fibre metalliche

Per completare il confronto fra i comportamenti del calcestruzzo leggero miscelato con fibre e del calcestruzzo ordinario in presenza di azioni aventi carattere ciclico, è stato studiato, al termine delle prove su elementi strutturali (già riportate in precedenti note e già richiamate), il comportamento del materiale in presenza di carichi ciclici di compressione con un livello di carico pari a circa il 90% di quello di rottura ricavato con prova monotona a spostamento impresso. I cicli di carico, applicati con periodo di circa 25 secondi, sono stati ripetuti fino alla rottura del provino stesso; per i calcestruzzi leggeri e ordinari confezionati con le fibre tipo IL si è modificato il quantitativo di fibre per saggiarne quindi l'influenza. Le prove, eseguite a 28 giorni di maturazione, hanno fornito diagrammi del tipo di quelli riportati nelle figg. 9.a e 9.b relativi rispettivamente ai calcestruzzi NFC20-IC e LWFC20-IC.

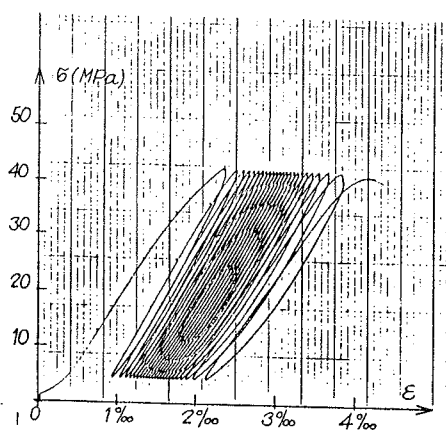


Fig. 9.a - Prova a compressione ciclica per calcestruzzo NFC20-IC.

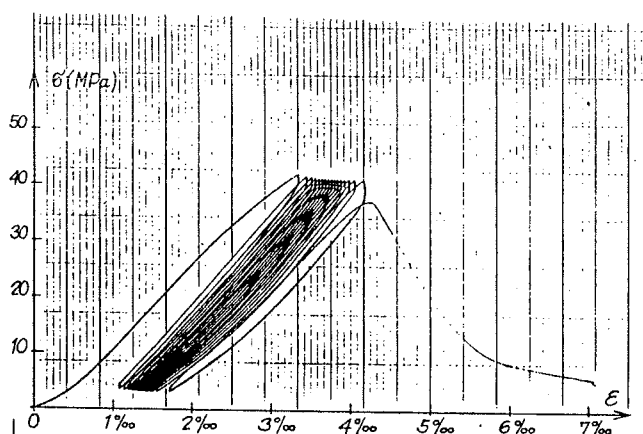


Fig. 9.b - Prova a compressione ciclica per calcestruzzo LWFC20-IC.

I risultati della sperimentazione sono riassunti nel diagramma della fig. 10 in cui sono riportati il numero dei cicli che hanno provocato la rottura al variare della quantità di fibre del tipo IC.

Per il livello di carico prescelto risulta che a parità di quantità di fibre incluse i calcestruzzi ordinari presentano un "migliore comportamento" dei corrispondenti calcestruzzi leggeri ossia la rottura si manifesta, a parità di intensità di carico, con un numero di cicli più elevato rispetto ai calcestruzzi ordinari; ma la circostanza rilevante ai fini applicativi appare la resistenza ai carichi ciclici dei calcestruzzi leggeri fibrorinforzati con contenuto di fibre maggiore di circa 25 Kg/m^3 che risulta essere paragonabile, ed anche più elevata, rispetto a quella dei calcestruzzi ordinari privi di fibre.

Tale comportamento ne favorisce il loro impiego in zona sismica.

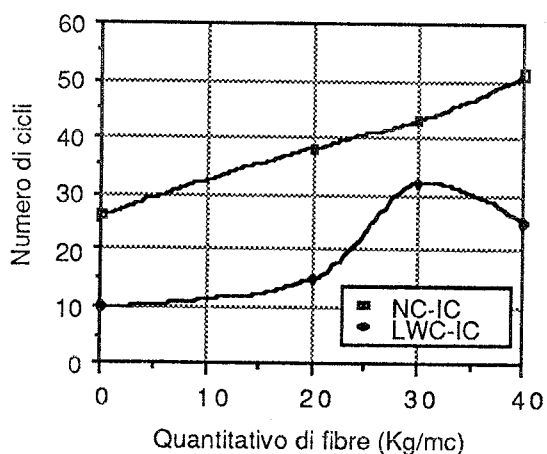


Fig. 10 - Prove a compressione: cicli a rottura ($P/P_u=0,9$) per calcestruzzi ordinari e leggeri al variare del quantitativo di fibre IC.

5. PROVE A TRAZIONE

5.1 Calcestruzzi con fibre metalliche: prove su campioni

La resistenza alla trazione del conglomerato è stata misurata sia per via diretta che indiretta: per la prova diretta si è fatto uso di un dispositivo appositamente predisposto per l'aggancio meccanico dei campioni cilindrici ($\Phi 8 \text{ cm}$, $H=40 \text{ cm}$), mentre, per le prove indirette, si è fatto ricorso alla "prova brasiliana" su cilindri ($\Phi 15 \text{ cm}$, $H=30 \text{ cm}$) e alla

prova di trazione per flessione su prismi ($10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$) ⁽³⁾.

Nei diagrammi delle figg. 11.a,b,c,d sono riportati i valori delle resistenze medie a trazione indiretta per calcestruzzi confezionati con fibre del tipo IL, per scadenze di maturazione variabili da 7 giorni ad un anno e con quantitativi di fibre variabili. Tali diagrammi, oltre a segnalare l'evolversi nel tempo della resistenza a trazione, mettono in evidenza, ancora una volta, la scarsa efficacia, in generale, delle fibre metalliche nel modificare sensibilmente la resistenza a trazione del conglomerato (a meno che non si adottino quantitativi di fibre molto elevati dell'ordine di 80 Kg/m^3) ed inoltre mostrano come il valore della resistenza a trazione risenta delle modalità di prova. Tuttavia si può

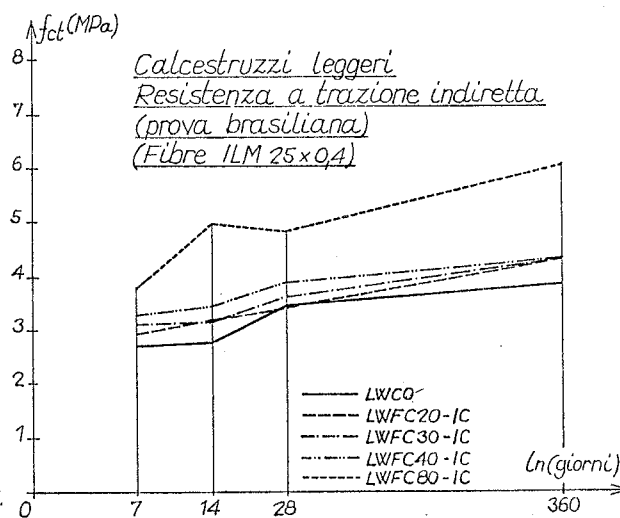
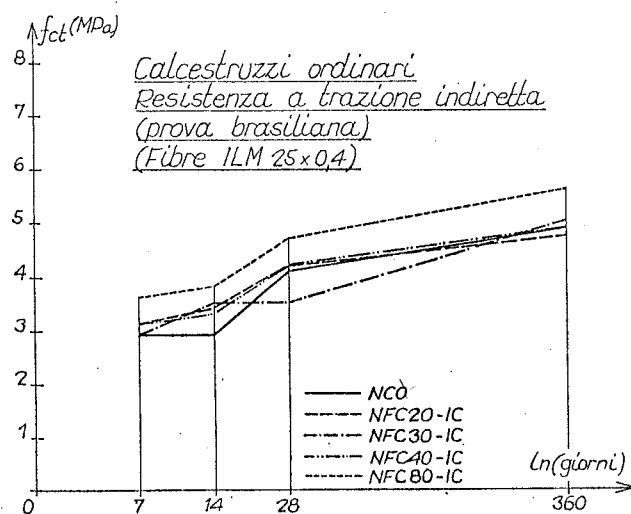
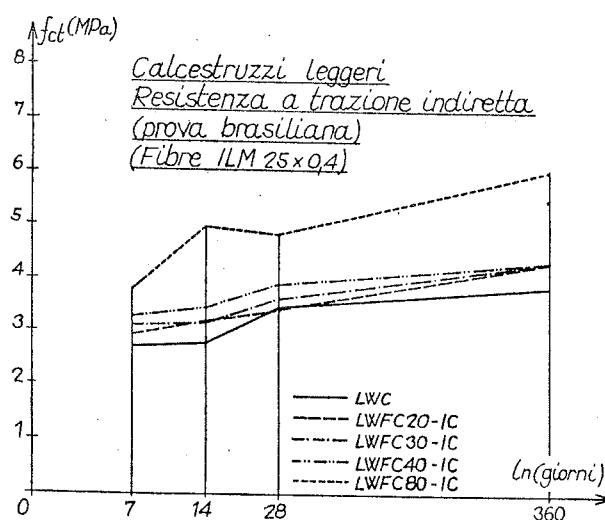
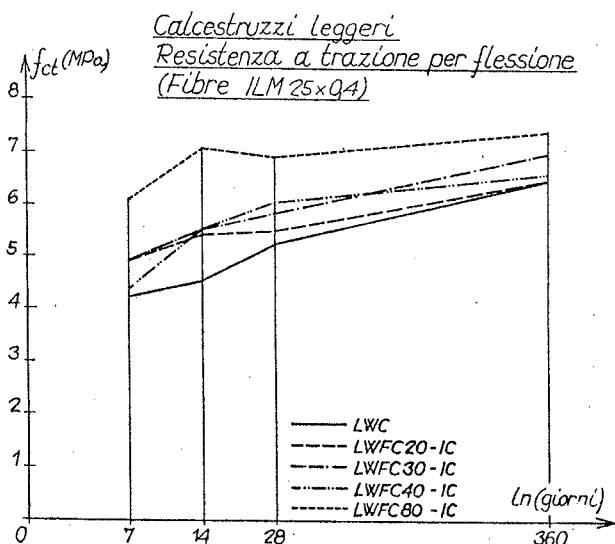


Fig.11 - Prove a trazione indiretta.

⁽³⁾ Si ricorda che la dimensione massima degli inerti è tale da rendere compatibile la dimensione dei campioni.

riscontrare che gli incrementi di resistenza alla trazione per la presenza delle fibre sono maggiori per i calcestruzzi leggeri rispetto a quelli ordinari valutati s'intende nei confronti dei risultati ottenuti per il corrispondente materiale privo di fibre; escludendo il materiale con 80 Kg/m^3 di fibre (che peraltro rappresenta dal punto di vista operativo ed economico un limite superiore difficilmente praticabile) gli incrementi medi a 360 giorni della resistenza non sono superiori a circa il 5% per i calcestruzzi ordinari e al 10% per i calcestruzzi leggeri. A titolo orientativo si richiamano di nuovo le figg. 6.a e 6.b nelle quali sono riportati, a fianco dei valori della resistenza a compressione, anche i valori della resistenza a trazione ottenuti al variare del tipo di fibre.

Tabella n. 4

Materiale	R_c (MPa)	f_{ct} (MPa) (prova diretta)	f_{cti} (MPa) (prova indiretta)	f_{ct}/f_{cti}
NC	36.9	1.78	2.83	0.629
NFC30-IC	35.8	1.55	3.21	0.483
NFC30-IL	36.7	1.84	3.68	0.500
NFC30-DC	36.1	1.87	3.18	0.588
NFC30-DL	33.5	1.90	3.30	0.576
LWC	35.3	1.90	2.26	0.841
LWFC30-IC	38.5	1.81	3.85	0.470
LWFC30-IL	37.3	1.75	4.55	0.385
LWFC30-DC	39.1	1.93	3.52	0.548
LWFC30-DL	38.4	1.84	3.80	0.484

Si conferma poi ancora una volta che la resistenza alla trazione valutata per via diretta risulta inferiore a quella valutata per via indiretta; in particolare, con riferimento alla Tabella n.4, si può osservare che la presenza delle fibre aumenta tale divario nel senso che la resistenza a trazione misurata per via diretta non risente sostanzialmente della presenza di fibre, mentre appare influenzato il valore ottenuto per via indiretta.

5.2 Calcestruzzi con fibre sintetiche: prove su campioni

Prove di trazione diretta sono state eseguite su campioni cilindrici confezionati con calcestruzzo ordinario anche fibroso; i risultati, di cui un diagramma tipico tensione normale-dilatazione è riportato in fig. 12

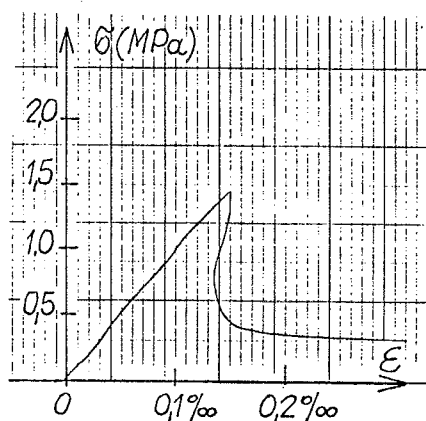


Fig.12 - Prova di trazione diretta: diagramma σ - ϵ per calcestruzzo ordinario con fibre (NFC30-IC).

per un calcestruzzo del tipo FFC, indicano una sostanziale indifferenza del tipo di calcestruzzo in presenza di dette fibre. Solo per le fibre tipo MFL (Montefibre con lunghezza 40mm) si riscontrano degli incrementi medi del valore della resistenza a trazione dell'ordine del 10%.

5.3 Resistenza a trazione misurata su elementi strutturali

Un significativo apporto delle fibre si riscontra nei confronti della resistenza e della duttilità che si riesce ad ottenere dopo il raggiungimento del carico massimo in una prova a trazione per flessione. Tale aspetto, rilevante ai fini di un buon comportamento sismico sia del materiale che del componente strutturale, è stato indagato con travetti privi di armatura confezionati con le dimensioni della fig. 13 e sottoposti a prova di carico con spostamenti impressi in corrispondenza della mezzeria. I diagrammi carico-spostamento in mezzeria rilevati sono

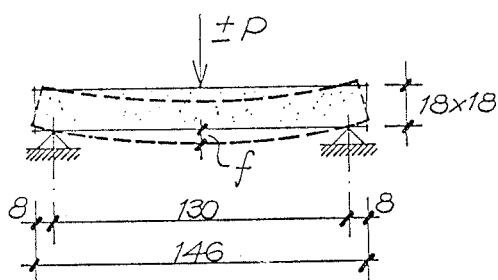
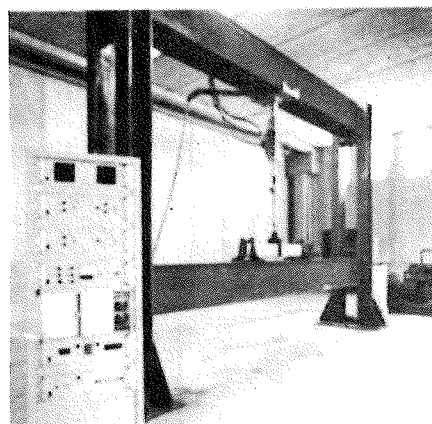


Fig.13 - Schema statico di prova dei travetti.



del tipo riportato in fig. 14.a per travetti senza fibre ed in fig. 14.b per travetti con fibre. Nel secondo caso, dopo la formazione della fessura che provoca la rottura del travetto, si conserva una resistenza residua, dovuta al collegamento fra le facce della fessura stessa, offerta dalle fibre che l'attraversano (Fot. 5); tale resistenza residua è ovviamente nulla per un provino privo di fibre. Altro elemento importante appare l'elevata persistenza del carico residuo anche con grandi deformazioni che corrisponde ad elevata duttilità strutturale.

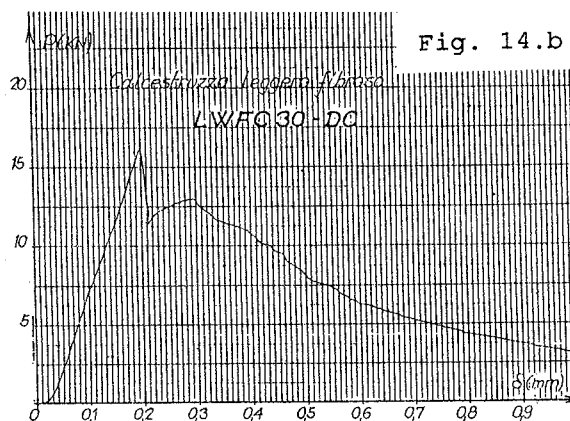
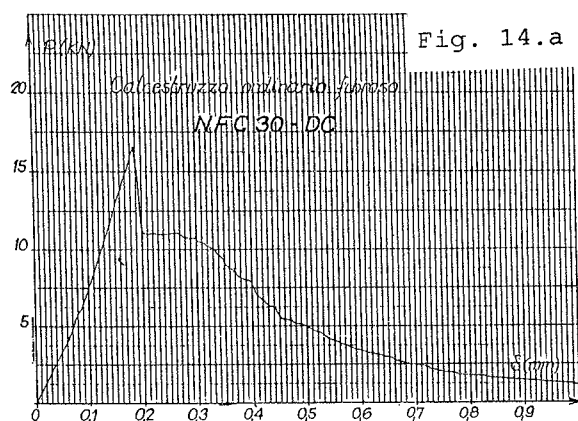
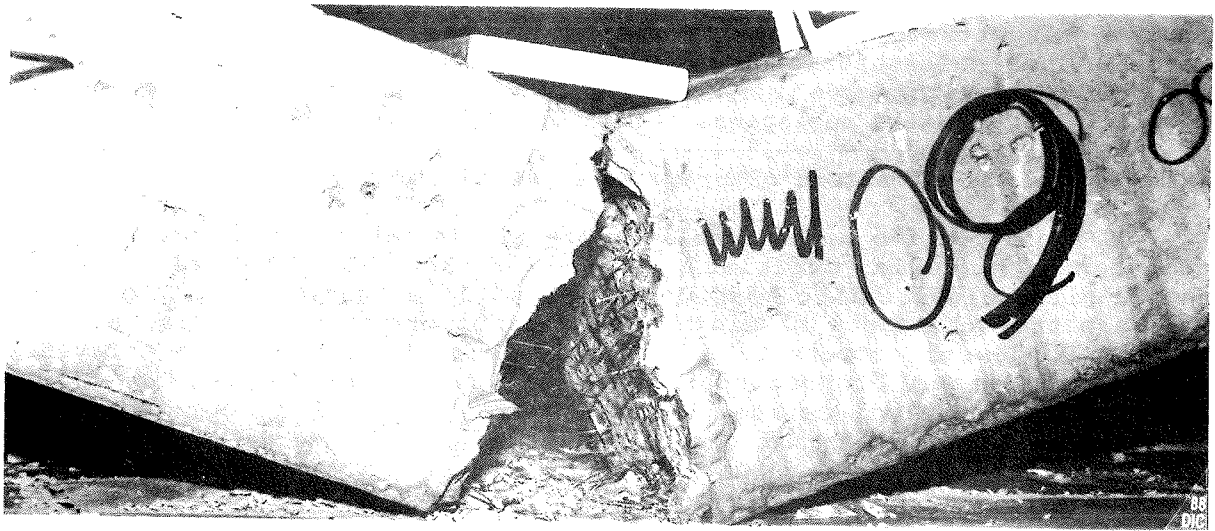
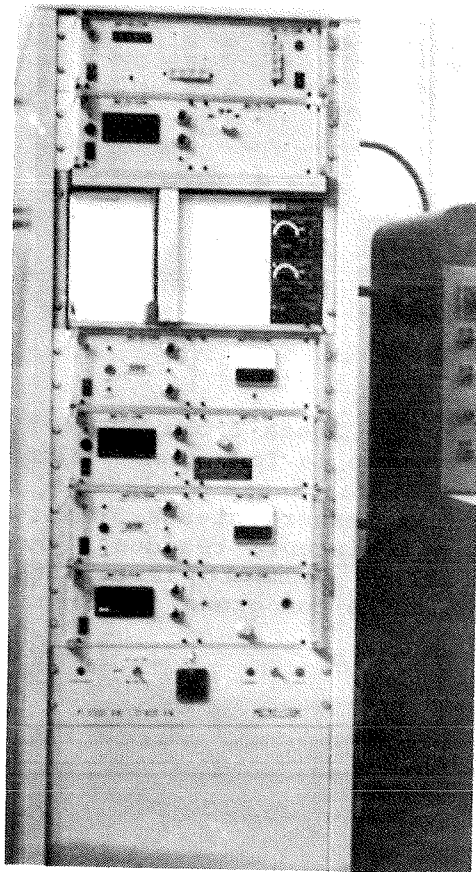


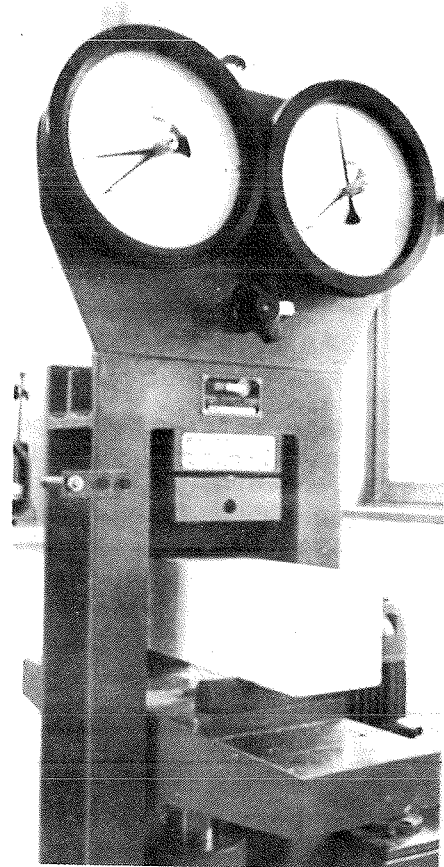
Fig.14 - Prova di flessione su travetto non armato.



Fot. 5.a



Fot. 5.b



Fot. 5.c

Una sintesi di tale sperimentazione è riportata nel diagramma di fig.15: per calcestruzzi ordinari e leggeri con un quantitativo di fibre pari a 30 Kg/m^3 sono riportati alcuni parametri che si ritengono significativi per un utile confronto: più precisamente la resistenza a trazione, la duttilità strutturale (convenzionalmente valutata come rapporto fra lo spostamento misurato con carico residuo pari a $0,5P_{\text{ultimo}}$ e quello misurato al raggiungimento di P_{ultimo}), ed il rapporto $\text{Residuo}/P_{\text{ultimo}}$ (ove P_{residuo} è il carico massimo sopportabile dalla trave dopo il raggiungimento di P_{ultimo} e la conseguente fessurazione).

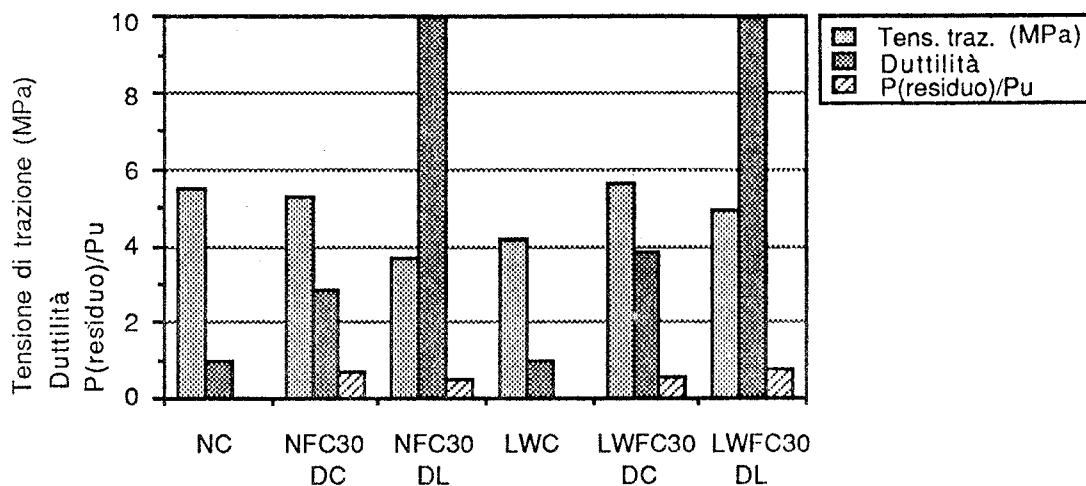


Fig.15 - Prova di flessione su travetti: confronto di alcuni parametri significativi.

Si rileva quanto segue:

- la resistenza media a trazione dei calcestruzzi è scarsamente influenzata dalla presenza delle fibre ed i calcestruzzi leggeri fibrosi giungono a fornire valori paragonabili a quelli dei calcestruzzi ordinari;
- la duttilità strutturale aumenta fortemente con la presenza delle fibre (ovviamente per i calcestruzzi NC e LWC la duttilità strutturale è considerata pari ad uno) e risulta notevolmente maggiore con fibre lunghe (tipo DL);
- il carico residuo pare dipendere prevalentemente dal quantitativo di fibre analoghe conservandosi pressoché inalterato al variare del tipo; ciò può essere giustificato considerando che a parità di peso di fibre, l'area della sezione complessiva delle stesse che attraversano la sezione fessurata rimane sostanzialmente invariata mentre ne cambia la distribuzione e la possibilità di ancoraggio delle fibre stesse.

Prove analoghe condotte su campioni confezionati con fibre tipo IC e IL (prismi $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$) hanno evidenziato comportamenti simili ma con valori di duttilità e di $P_{\text{residuo}}/P_{\text{ultimo}}$ nettamente inferiori probabilmente per la minore efficacia degli ancoraggi delle singole fibre alla pasta di cemento

Bologna, Istituto di Tecnica delle costruzioni, Gennaio 1989

Gli Autori desiderano ringraziare il prof. Piero Pozzati per la costante opera di guida dedicata alla presente ricerca.

Bibliografia

- (I) Diotallevi P.P., Zarri F., "Calcestruzzi leggeri fibrorinforzati. Comportamento di elementi strutturali soggetti ad azioni ripetute", Congresso C.T.E. 1986, Marina di Ravenna 1986.
- (II) Diotallevi P.P., Zarri F., "Comportamento a fatica di elementi strutturali lineari di calcestruzzo leggero fibrorinforzato", Atti Giornate A.I.C.A.P. 1987, Stresa 1987.
- (III) Diotallevi P.P., Zarri F., "Comportamento favorevole del calcestruzzo leggero fibrorinforzato per impiego in zone sismiche", Inarcos n. 492, Settembre 1988.
- (IV) ACI SP-81, "Fiber reinforced concrete", International Symposium, G.C. Hoff, Detroit, 1984.
- (V) Concrete technology design, "New reinforced concretes", Surrey University Press, 1984.
- (VI) Arnould M., Virlogeux M., "Le béton léger", Presses Pontes et Chaussées, Paris 1986.
- (VII) Bertola A., "I calcestruzzi leggeri", Hoepli, Milano 1983.
- (VIII) "Istruzioni per le strutture in conglomerato cementizio con armatura normale o di precompressione e confezionato con aggregati leggeri artificiali", D.M. 26 marzo 1980 - Allegati alle Norme Tecniche.
- (IX) Calzona R., "Il conglomerato leggero strutturale", Edizioni Scienza e Tecnica, Roma, 1982.
- (X) Calzona R., "Behavior of Dense and Lightweight Concrete under Multiaxial Stresses", Vol. II, 8th International Congress of F.I.P., London, 1978.
- (XI) Di Tommaso A., "Le fibre di acciaio nei conglomerati cementizi", Acciaio, Febbraio 1986.
- (XII) Di Tommaso A., "Apporti all'energia di frattura dei calcestruzzi mediante inclusione di fibre", Atti Convegno AITEC, Parma, Ottobre 1985.
- (XIII) Rilem Comitée 50-FMC, "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams", Rilem (draft) Recommendation, 1985.
- (XIV) A.I.C.A.P., Comitato Calcestruzzi Speciali, "Raccomandazioni tecniche per l'impiego del conglomerato cementizio fibroso", 1982.
- (XV) ACI 21 3R-67, "Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete".
- (XVI) "Calcestruzzo leggero strutturale", edito dall'AITEC.
- (XVII) CEB/FIP "Manuale of Lightweight Aggregate Concrete", The Construction Press, 1977
- (XVIII) ACI Comitée 544, "State of Art Report on Fiber Reinforced Concrete", 1R-82.

LEGAME COSTITUTIVO DI CALCESTRUZZI
FIBROSI ADDITIVATI CON FUMI DI SILICE

D. GALEOTA (**)-M. M. GIAMMATTED (**)-S. TAVANO (***)

(**) Dip. di Ing. delle Strutture delle Acque e del Terreno
Facolta' Ingegneria - Universita' dell'Aquila - L'Aquila

(***) Salvatore Tavano s.r.l. - Missaglia (Como)

SOMMARIO

Il presente lavoro riporta i risultati di una indagine sperimentale relativa al comportamento a compressione di calcestruzzi normali e leggeri, fibroarmati e additivati con fumi di silice condensati. Sono stati ricavati alcuni importanti parametri, quali l'indice di tenacita', utili a qualificare dal punto di vista meccanico tali calcestruzzi. E' stato inoltre calibrato, mediante tecniche di identificazione, un modello analitico in grado di rappresentare le curve tensione-deformazione dei calcestruzzi fibrosi additivati con fumi di silice.

SUMMARY

This study presents an experimental investigation of the behaviour of steel fiber reinforced concrete with silica fume, under cyclic compressive loading. Cylindrical specimens were cast using normal and lightweight concrete mixes with two different additions of silica fume and two different volume fractions of fiber. The toughness index and several mechanical characteristics have been derived. An analytical model is proposed to predict the cyclic stress-strain curves of fiber reinforced concretes with silica fume, in compression.

1. INTRODUZIONE

Il riutilizzo delle materie prime-secondarie derivanti dai grossi cicli produttivi dell'industria chimica ed energetica, rappresenta in molti casi, oltre che una necessita' per la tutela dell'ambiente anche un vantaggio tecnologico.

Nel caso specifico un considerevole vantaggio viene offerto alla tecnologia dei calcestruzzi dall'impiego dei sottoprodotti della lavorazione del silicio metallico o delle leghe ferro-silicio (II), (IV).

Questi sottoprodotti sono costituiti da silice ultrafine ed amorfa con caratteristiche di elevata pozzolanicità e rappresentano inoltre un filler ideale per la produzione di calcestruzzi estremamente compatti ed impermeabili.

Data l'estrema finezza delle particelle di silice, è indispensabile operare in un sistema contenente disperdenti-fluidificanti, per lo più di tipo anionico, aventi la capacità di separare sia le particelle di cemento che quelle di fumo di silice.

Le caratteristiche meccaniche delle paste di cemento, modificate con fumi di silice condensati e disperdenti-fluidificanti ad alto spettro di azione, sono molto più elevate di quelle normali (III), ma al tempo stesso la pasta di cemento indurita è molto più fragile. Tale fragilità viene in parte ridotta nel sistema calcestruzzo dalla presenza degli aggregati grossi, ma è con l'uso delle fibre metalliche che si riesce a dare un importante contributo alla duttilità del conglomerato cementizio (VI), (IX), (X).

Inoltre la presenza dei fumi di silice migliora l'ancoraggio delle fibre, esaltandone così la loro azione di rinforzo.

In questo lavoro si prende in considerazione l'influenza dei fumi di silice e delle fibre metalliche nei confronti del comportamento sotto carichi monoassiali di compressione di due tipi di calcestruzzo: uno con inerti normali e l'altro con inerti leggeri strutturali.

Viene quindi proposto un modello analitico in grado di fornire una buona previsione delle curve tensione-deformazione di tali calcestruzzi, al variare della percentuale dei fumi di silice e delle fibre metalliche.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

L'indagine sperimentale riguarda complessivamente 80 provini di calcestruzzo, metà dei quali confezionati con inerti normali e metà con inerti leggeri strutturali, additivati con due percentuali di fumi di silice condensati e contenenti due diverse percentuali volumetriche di fibre metalliche. I provini, di forma cilindrica, avevano tutti le seguenti dimensioni: 160*80 mm. Le caratteristiche degli impasti, studiati e realizzati dai tecnici del Laboratorio della Società Calcestruzzi di Ravenna, sono mostrate nelle tabelle I e II. Le percentuali A_{SF} dei fumi di silice condensati, le cui caratteristiche chimico-fisiche sono sintetizzate nelle tabelle III e IV, sono state fatte variare tra 0% e 16% e tra 0% e 14% del peso del cemento, rispettivamente per il calcestruzzo con inerti normali e per quello con inerti leggeri strutturali. Le percentuali volumetriche V_F di fibre metalliche ($l=30\text{mm}$ $\phi=0.5\text{mm}$, rapporto d'aspetto=60) sono state fatte variare tra 0% e 0.9% in conformità alle indicazioni fornite in (I). I diversi impasti al variare di A_{SF} e V_F sono stati indicati con le sigle NCO, NC1, NC2, NC3, NC4 per il calcestruzzo con inerti normali e LW0, LW1, LW2, LW3, LW4 per

tab. I - Calcestruzzo Normale

	NC0	NC1	NC2	NC3	NC4
Cemento 425 PTL					
Anic Ravenna (kN/m ³)	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
Sabbia/ghiaia 0/20 mm (kN/m ³)	18.74	17.93	17.79	17.27	17.11
Fumi di silice "Silicoll" (kN/m ³)	0.00	0.30	0.30	0.60	0.60
Fibre Bekaert Dramix 0.5*30 mm (kN/m ³)	0.00	0.35	0.70	0.35	0.70
Additivo super- fluidificante "Addiment" %	1.00	1.20	1.50	2.00	2.20
Acqua (kN/m ³)	1.52	1.64	1.64	1.76	1.76
A/(C+S)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40

tab. II - Calcestruzzo Leggero

	LW0	LW1	LW2	LW3	LW4
Cemento 425 PTL					
Anic Ravenna (kN/m ³)	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30
Sabbia/ghiaia 0/3 mm (kN/m ³)	7.17	6.38	6.27	5.61	5.50
Argilla T6 SMAE 3/8 mm (kN/m ³)	3.56	3.56	3.56	3.56	3.56
Argilla T6 SMAE 8/12 mm (kN/m ³)	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Fumi di silice "Silicoll" (kN/m ³)	0.00	0.30	0.30	0.60	0.60
Fibre Bekaert Dramix 0.5*30 mm (kN/m ³)	0.00	0.35	0.70	0.35	0.70
Additivo super- fluidificante "Addiment" %	0.80	1.20	1.80	2.00	2.50
Acqua (kN/m ³)	1.93	2.07	2.07	2.20	2.20
A/(C+S)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

tab. III - Caratteristiche Fisiche dei Fumi di Silice

Perd. calc.	1.0 - 4.0 %
Perd. ess.	0.5 - 0.8 %
Ph	6.3 - 6.8
Densita' ass. (Kg/dm ³)	2.2
Densita' app. (Kg/dm ³)	0.25
Superf. spec. (m ² /g)	20 - 30
Diametro Particelle (µm)	0.01 - 0.50

tab. IV - Composizione Chimica

Componente	Percentuale
SiO ₂	94 - 98
Al ₂ O ₃	0.1 - 0.4
Fe ₂ O ₃	0.05 - 0.3
CaO	0.1 - 0.5
Na ₂ O	0.1 - 0.5
K ₂ O	0.2 - 0.7
MgO	0.1 - 0.9

quello con inerti leggeri (vedi tab. I e II). La sperimentazione e' stata effettuata presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture della Facolta' di Ingegneria dell' Aquila, impiegando una opportuna apparecchiatura di prova e di rilevazione dati, gia' descritta in precedenti lavori (VII), (VIII). Durante le prove sono state realizzate tre storie di carico monoassiale di compressione: carichi monotonici, carichi ripetuti a deformazione crescente (CRDCr) e carichi ripetuti a deformazione massima costante (CRDCo).

3. ANALISI DEI RISULTATI

Le figure 1, 2 e 3 mostrano alcune curve sperimentali σ - ϵ ottenute con le diverse storie di carico.

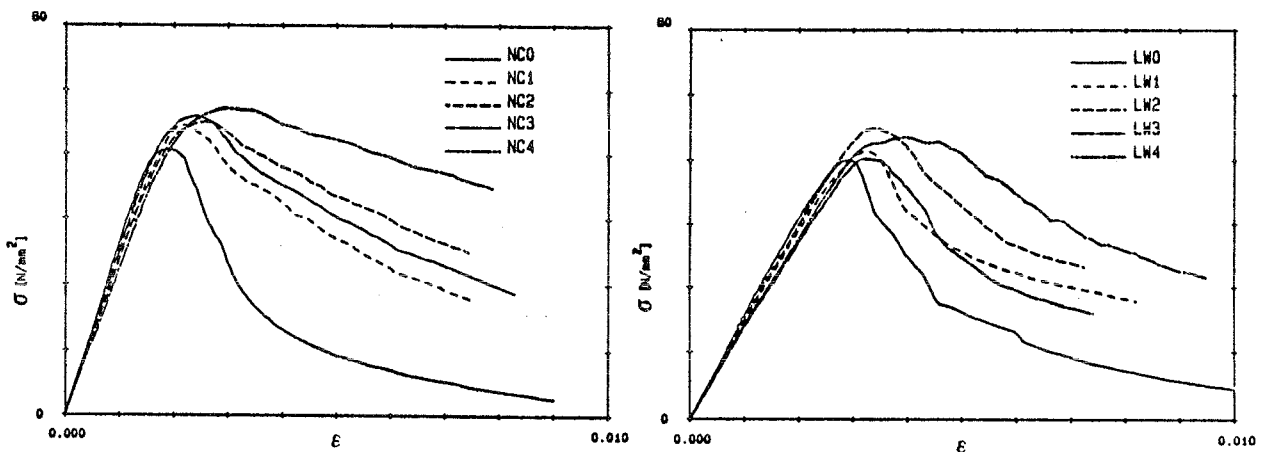


Fig. 1

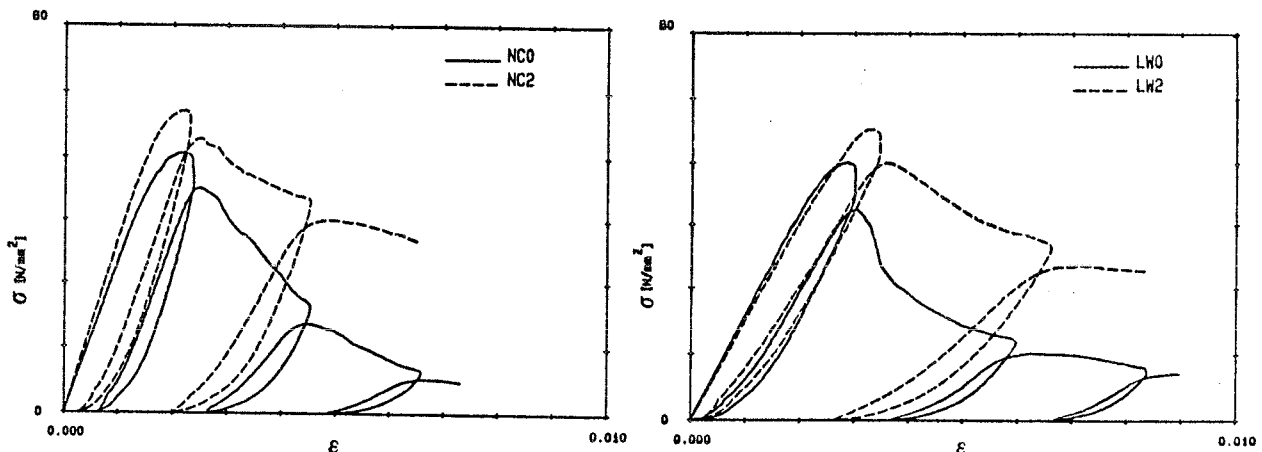


Fig. 2

In generale si puo' notare una marcata diminuzione della pendenza dei rami discendenti delle curve inviluppo al crescere della percentuale volumetrica V_f delle fibre.

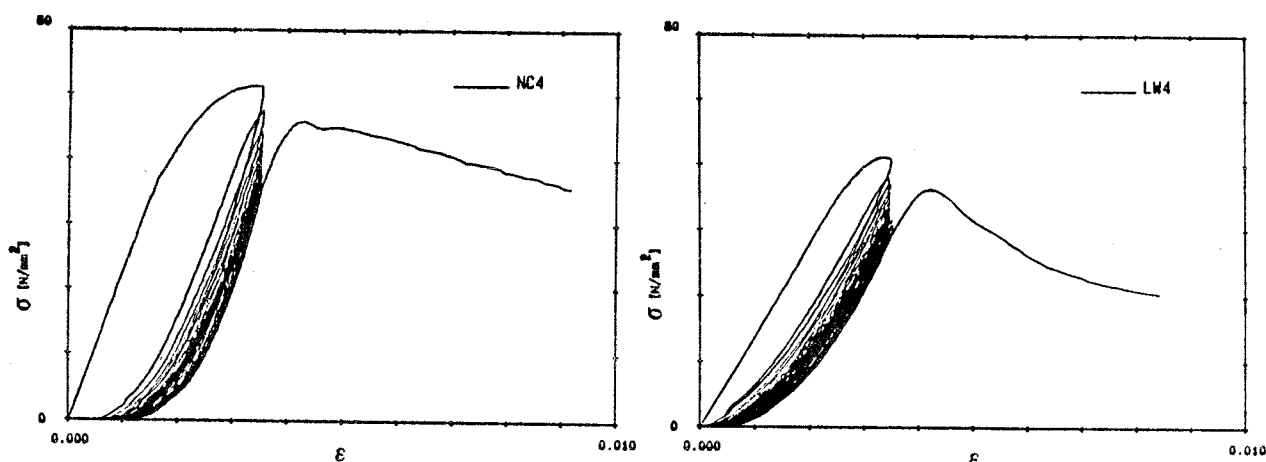


Fig. 3

tab. V

Calcestruzzo Normale	Calcestruzzo Leggero
$f_c/f_c^* = 1+0.011 A_{sf}$	$f_c/f_c^* = 1+0.2 V_F$
$f_c^* = 41 \text{ N/mm}^2$	$f_c^* = 39 \text{ N/mm}^2$
st.dev. = 3.9 N/mm ²	st.dev. = 3.9 N/mm ²
$\epsilon_o/\epsilon_o^* = 1+0.33 V_F$	$\epsilon_o/\epsilon_o^* = 1+0.009 A_{sf}+0.18 V_F$
$\epsilon_o^* = 2.3 \%$	$\epsilon_o^* = 2.8 \%$
st.dev. = 0.29 %	st.dev. = 0.19 %
$E_c/E_c^* = 1$	$E_c/E_c^* = 1$
$E_c^* = 21600 \text{ N/mm}^2$	$E_c^* = 15400 \text{ N/mm}^2$
st.dev. = 5495 N/mm ²	st.dev. = 1463 N/mm ²
$f_c^*, \epsilon_o^*, E_c^* =$ valori medi relativi ai materiali di base (NCO, LWO)	

La tabella V mostra, nell'ambito del limite di significatività 5%, l'influenza di A_{sf} e V_F attraverso le leggi di regressione per la resistenza a compressione f_c , per la deformazione ϵ_o , associata alla resistenza a compressione f_c e per il modulo elastico E_c , valutato in corrispondenza della tensione $0.45f_c$. Non risultano dipendenti da A_{sf} e V_F , per i due materiali, le seguenti caratteristiche meccaniche adimensionalizzate: le tensioni σ_{cp}/σ_u dei "common points", la relazione tra le deformazioni

ϵ_u/ϵ_o all'inizio dello scarico e quelle residue ϵ_r/ϵ_o a scarico avvenuto, i moduli E_u/E_c tangenti alle curve di scarico in corrispondenza dei common points. L'indipendenza delle suddette caratteristiche meccaniche da A_{sf} e V_F indica che la presenza dei fumi di silice condensati e di fibre metalliche non modifica apprezzabilmente il comportamento, sotto carichi ciclici, di tali calcestruzzi rispetto a quello dei materiali di base (NCO, LWO). Per quanto riguarda la perdita di resistenza per effetto dei carichi ripetuti a deformazione costante si nota una debole influenza di V_F nel caso dei calcestruzzi con inerti normali, mentre per quelli con inerti leggeri, con le percentuali più alte di V_F , si riscontra una perdita di resistenza mediamente inferiore del 30% rispetto a quella denunciata da LWO. È stata inoltre valutata, mediante il calcolo dell'indice di tenacità I_t , la capacità di assorbire energia di deformazione nel caso di carichi monotonicamente. I_t è stato calcolato come rapporto tra l'area sottesa da

ciascun diagramma monotónico $\sigma-\epsilon$ (con e senza fibre e fumi di silice) e la media delle aree sottese dai diagrammi monotónicos dei corrispondenti calcestruzzi di base (NCO LWO). Per tutti i diagrammi il calcolo dell'area e' stato effettuato fino ad una deformazione pari a $2.5 \epsilon_0$. La Figura 4 mostra l'andamento di

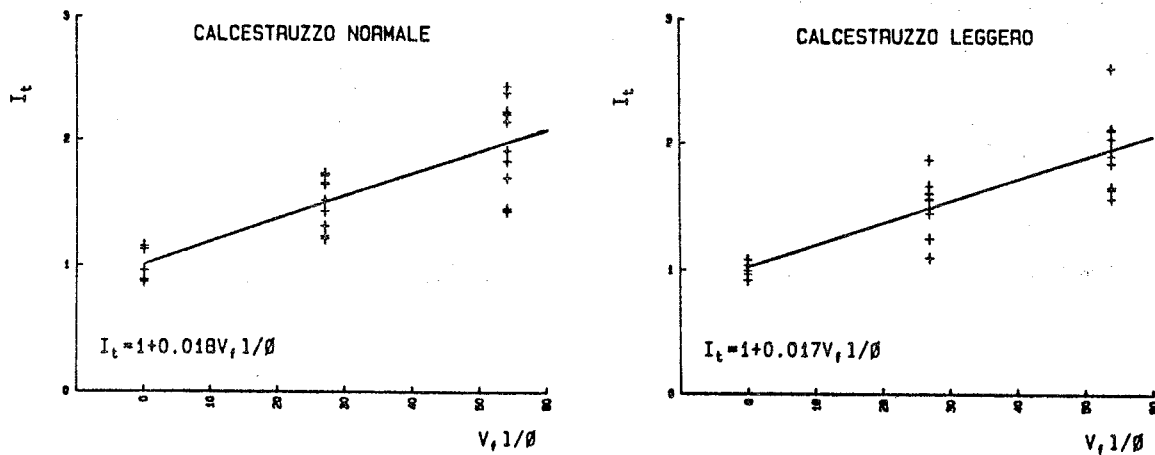


Fig. 4

I_t e la relativa legge di regressione al variare del prodotto $V_f * 1/\phi$, dove $1/\phi$ e' il rapporto d'aspetto delle fibre metalliche. Come si puo' osservare I_t e' risultato dipendente solo da V_f ed inoltre la stessa legge di regressione e' pressoché applicabile sia per il calcestruzzo con inerti normali, sia per quello con inerti leggeri. Nel caso dei diagrammi ciclici e' stata calcolata l'energia assorbita attraverso una continua integrazione dei relativi dati tensione-deformazione (X). Quindi, per ciascun diagramma ciclico, e' stato valutato il rapporto I_t^* tra l'energia così calcolata e quella media assorbita, ottenuta dai corrispondenti diagrammi monotónicos (cioe' aventi lo stesso contenuto di fibre e di fumi di silice). La Figura 5 indica, chiaramente, che tale rapporto non risulta influenzato ne' da

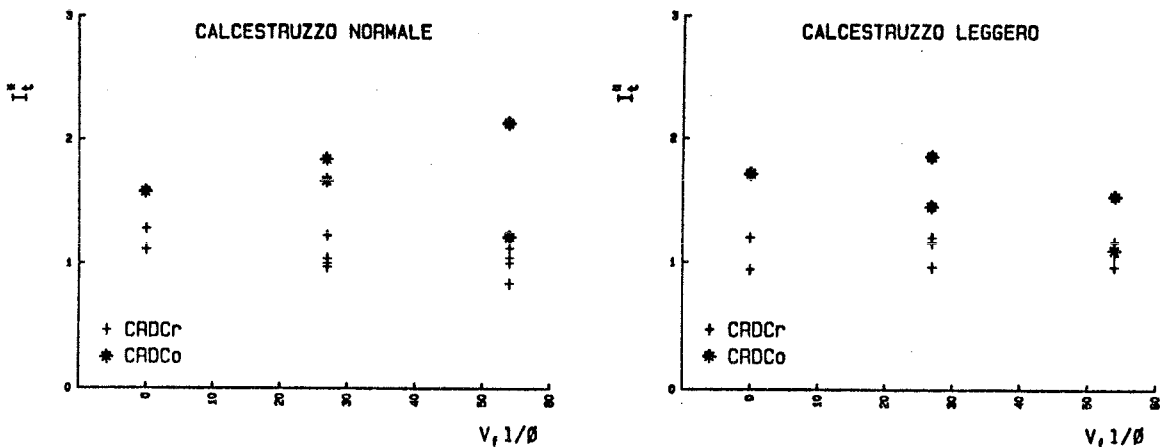


Fig. 5

A_{ef} , ne' da V_f , pertanto si puo' concludere che l'energia

assorbita, nel caso di diagrammi ciclici, viene a dipendere soltanto dall'effetto che esercitano le fibre sulla curva inviluppo, soprattutto sul ramo discendente e dalla storia di carico seguita.

4. MODELLAZIONE ANALITICA

I risultati ottenuti dalla indagine sperimentale sono stati utilizzati per calibrare un modello analitico, in grado di riprodurre il comportamento sotto carichi monoassiali di compressione dei calcestruzzi in esame. E' stato impiegato il modello di Tanigawa (XII) opportunamente modificato, già sperimentato con buoni risultati in un precedente lavoro (VII). I parametri caratteristici del modello sono limitati in numero e riguardano essenzialmente la curva inviluppo; essi sono: f_c , ϵ_0 , D_1 , e D_2 , questi ultimi due regolano rispettivamente il tratto ascendente e quello discendente della curva inviluppo. Facendo uso di una tecnica di identificazione i suddetti parametri sono stati calibrati in modo da ottenere, per le diverse storie di carico, la migliore riproduzione possibile delle curve sperimentali. Le figure 6 e 7 mostrano alcuni

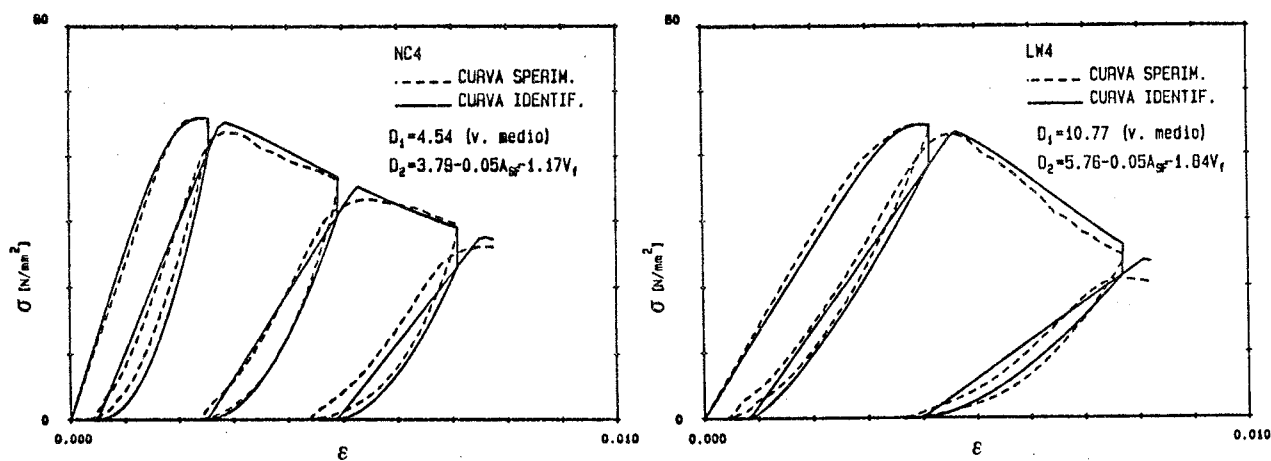


Fig. 6

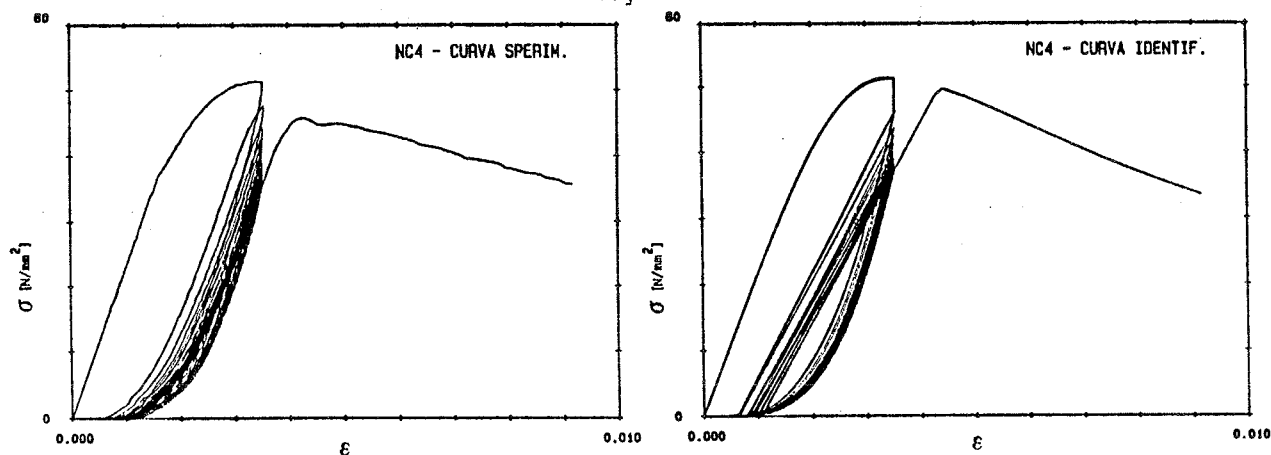


Fig. 7

risultati dell'identificazione e le leggi di regressione dei parametri D_1 e D_2 per i calcestruzzi in esame. Inoltre le figg. 8, 9 e 10 mostrano le leggi analitiche che regolano la

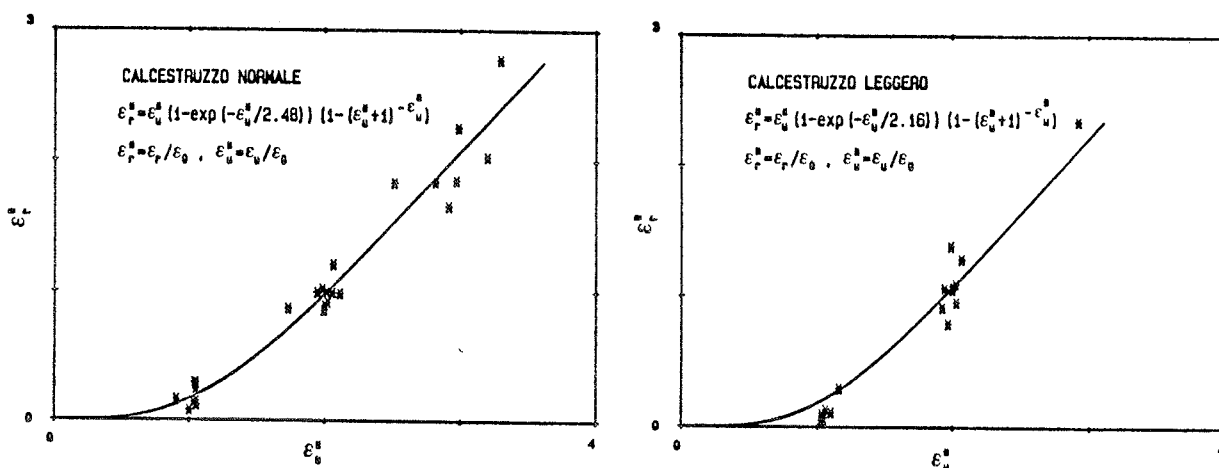


Fig. 8

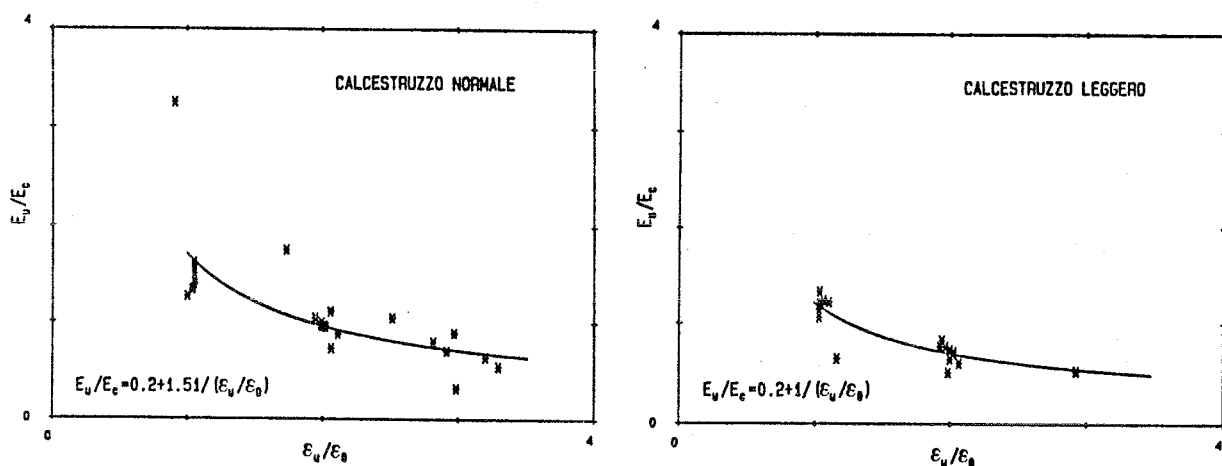


Fig. 9

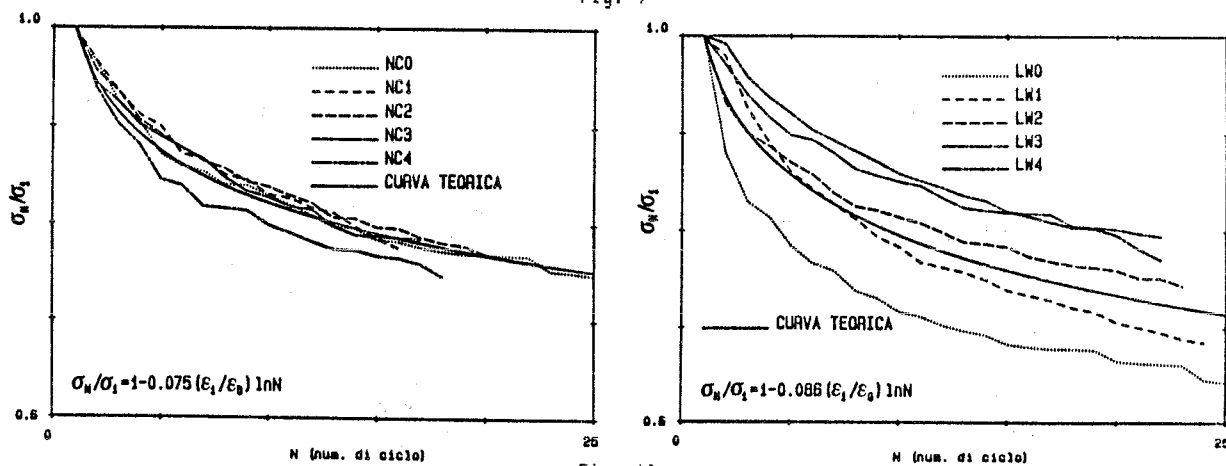


Fig. 10

risposta isteretica del modello, ottimizzate sulla base dei dati sperimentali con la tecnica dei minimi quadrati e valide, quindi, limitatamente ai calcestruzzi presi in esame.

Relativamente alle formule riportate nella figura 10, σ_1 rappresenta la tensione all'inizio del primo scarico, σ_n e' quella all'inizio dello scarico n-esimo.

Infine per quanto riguarda le tensioni σ_{cp} dei "common points" al variare di ϵ_u sono state ricavate, rispettivamente per i calcestruzzi normali e leggeri, le seguenti relazioni:

$$\sigma_{cp}/\sigma_u = 0.948 - 0.049\epsilon_u/\epsilon_o \quad \text{e} \quad \sigma_{cp}/\sigma_u = 0.905 - 0.039\epsilon_u/\epsilon_o,$$

dove σ_u , ϵ_u rappresentano la tensione e la deformazione all'inizio dello scarico.

5. CONCLUSIONI

Da quanto esposto precedentemente si possono trarre le seguenti conclusioni:

- la resistenza a compressione f_c del calcestruzzo con inerti normali e' risultata dipendente dall'aggiunta A_{sf} dei fumi di silice e la sua progressione e' allineata con quanto noto dalla letteratura (XI), tuttavia i valori di f_c riscontrati sono inferiori alle attese, soprattutto in presenza della percentuale maggiore di fibre;
- la resistenza a compressione f_c del calcestruzzo con inerti leggeri strutturali e' risultata debolmente influenzata da V_F , ma indipendente dall'aggiunta di A_{sf} ; questo comportamento si puo' spiegare tenendo conto che la resistenza del materiale di base (LWO) e' gia' abbastanza elevata e, come e' noto, essa trova un limite massimo in quella dell'inerte; in ogni caso i valori assoluti sono abbastanza elevati e simili a quelli riscontrati da altri autori (V) su calcestruzzi leggeri di pari densita', modificati con fumi di silice e superfluidificanti;
- l'aggiunta di fibre e di fumi di silice ai due tipi di calcestruzzo sperimentati non altera in maniera apprezzabile il loro comportamento isteretico;
- l'aggiunta di fibre metalliche migliora in maniera significativa la tenacita', rendendo i materiali meno fragili nel caso di resistenze a compressione piu' elevate, agendo quindi come un vero e proprio confinamento; il calcestruzzo leggero inoltre, manifesta una minore perdita di resistenza quando e' sottoposto a carichi ripetuti a deformazione costante;
- l'energia di deformazione assorbita nel caso di carichi ciclici di compressione e' risultata funzione della storia di carico applicata e dipendente dall'effetto che le fibre esercitano sulla curva inviluppo;
- l'energia di deformazione assorbita nel caso di carichi monotoni di compressione rappresenta un limite inferiore per l'energia che puo' essere ottenuta sotto una qualunque storia di carico.

RINGRAZIAMENTO

Il presente lavoro e' stato svolto con il supporto di un finanziamento M.P.I. 60% . Gli autori esprimono un vivo apprezzamento per la fattiva collaborazione offerta dalla Calcestruzzi S.p.A. di Ravenna.

BIBLIOGRAFIA

- I) ACI Committee 544, " State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete", (ACI544.1R-82), American Concrete Institute, Detroit, 1982, 22 pp.
- II) ACI Committee Report, "Silica Fume in Concrete", Materials Journal, ACI, Vol.84, N.2, March-April 1987, pp158-166.
- III) Bache H.H., "Densified Cement Ultra Fine Particle-Based Materials", 2nd International Conference on Superplasticizers in Concrete, Ottawa, Canada, June 10-12, 1981.
- IV) Berra M., Tavano S., "Properties of Cement Mixes Containing Condensed Silica Fume", Il Cemento AITEC, No.4, Aprile 1986, pp. 361-374.
- V) Burge T.A., "High Strength Lightweight Concrete with Condensed Silica Fume", Fly Ash, Silica Fume, Slag & Other Mineral By-Products in Concrete, SP79, ACI, Vol.2, 1983, pp. 731-745.
- VI) Fanella D.A., Naaman A.E., "Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression", ACI Journal, Proceedings, Vol.82, No.4, July-August 1985, pp.475-483.
- VII) Galeota D., Giammatteo M.M., "Modellazione del Legame Costitutivo di Calcestruzzi Additivati con Fumi di Silice" Seminario AICAP Calcestruzzi Speciali, L'Aquila, Ottobre 5-6, 1988.
- VIII) Galeota D., Giammatteo M.M., "Stress-Strain Relations of Normal and Lightweight Concrete with Silica Fume under Uniaxial Compression", Third International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag & Natural Pozzolans in Concrete, Trondheim, Norway, June 19-24, 1989.
- IX) Hughes B.P., Fattuhi N.I., "Stress-Strain Curves for Fibre Reinforced Concrete in Compression", Cement and Concrete Research, Vol.7, No.2, March 1977, pp. 173-183.
- X) Otter D.E., Naaman A.E., "Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete under Cyclic Loading", ACI Materials Journal, Vol.85, No.4, July-August 1988, pp. 254-261.
- XI) Ramakrishnan V., Srinivasan V., "Performance Characteristics of Fiber Reinforced Condensed Silica Fume Concretes", Fly Ash, Silica Fume, Slag & Other Mineral By-Products in Concrete, SP79, ACI, Vol.2, 1983, pp. 797-812.
- XII) Tanigawa Y., Hatanaka S., "Stress-Strain Relations of Steel Fiber Reinforced Concrete under Repeated Compressive Load", Cement and Concrete Research, Vol.13, 1983, pp. 801-808.

SULLA MESSA A PUNTO DI UN CONGLOMERATO FIBROSO CON MICROSILICA:
RESISTENZA AI CICLI DI GELÒ E DISGELÒ

SERGIO LAI

Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Università degli Studi
CAGLIARI

SOMMARIO

L'articolo riporta i risultati di una vasta sperimentazione condotta su conglomerati cementizi additivati con microsilica e fibre di polipropilene. In particolare si è investigato su alcune caratteristiche fisico-meccaniche e sull'influenza delle modalità di miscelazione e getto sulla durabilità di questi conglomerati. Qui si riferirà su alcune prove di gelo-disgelo lente e accelerate.

SUMMARY

This paper covers some results of comprehensive experimentals on cement conglomerates admixed with silica fume and polypropylene fibres. In particular certain physico-mechanical properties have been investigated as well as the influence of mode of preparation and laying on durability of these materials. The results of slow and rapid freeze-thaw tests are discussed here.

1. GENERALITA'

Recentemente, nello sviluppo della tecnologia del cemento e del calcestruzzo, un ruolo di primo piano è stato svolto da alcuni materiali ottenuti come sottoprodotto di processi industriali. Tra questi possiamo considerare la microsilica che è ottenuta come materiale di scarto nella produzione del silicio e di alcune sue leghe. Fino ai primi anni 80 questo materiale veniva trattato come un vero e proprio materiale di scarto di produzione e abbandonato in apposite discariche. Successivamente, grazie ad alcune grosse aziende danesi, norvegesi e svizzere, si è pensato di utilizzarlo in sostituzione o in aggiunta al cemento, nella confezione di malte e conglomerati cementizi. Alcuni organismi internazionali hanno formato dei gruppi di lavoro aventi lo scopo di studiare le caratteristiche prestazionali di questi ed altri materiali simili; si può citare, ad esempio, il comitato 73 SBC della Rilem. In (I, II, III, IV e V) è stato fatto il punto sulla tecnologia di impiego della microsilica.

2. CARATTERISTICHE GENERALI DELLA MICROSILICA E IMPIEGO DI FIBRE

Questo materiale, in quanto sottoprodotto di alcuni processi industriali, possiede delle caratteristiche pressocchè costanti in termini di parametri fisici e chimico-fisici; ad esempio il peso specifico delle particelle, il peso specifico in mucchio, la superficie specifica o il contenuto di alcuni elementi chimici assumono dei valori che variano in un range limitato.

Per quanto riguarda la composizione chimica essa è funzione solamente del tipo di processo da cui deriva il materiale ed è caratterizzata da un elevatissimo tenore di SiO_2 variante tra l'86 e il 95% nei processi di produzione delle leghe ferro-silicio e che arriva al 98% nella produzione del silicio metallico (I).

In (II, III) sono riportate alcune tipiche analisi chimiche di microsilica; essa differisce da qualunque cenere volante per l'elevato contenuto di SiO_2 , per l'estrema finezza blaine che raggiunge valori intorno a 250×10^3 oltre che per un maggiore peso specifico. E' disponibile in polvere (sia sfusa che in sacchi) oppure sotto forma di slurry (una miscela al 50% di acqua).

Con l'impiego di microsilica migliorano la resistenza meccanica, l'impermeabilità, la resistenza agli agenti aggressivi chimici e al gelo-disgelo. Tutto ciò è dovuto principalmente a due fattori: il primo è la funzione pozzolanica che risulta essere elevatissima a causa dell'alta "attività"; il secondo dipende dalle ridotte dimensioni delle particelle (comprese tra 0.01 e 0.5 micron) che fungono da filler e riempiono i volumi lasciati vuoti dalle particelle di cemento. In questo modo si ottiene un sistema compatto che lascia disponibile all'acqua un volume minore; è quindi possibile confezionare malte e conglomerati con bassi rapporti $A/(C+SF)$.

Naturalmente occorre tenere presente che il fabbisogno d'acqua dell'impasto è maggiore a causa dell'elevata superficie specifica della microsilica; occorre quindi impiegare un idoneo additivo superfluidificante o iperfluidificante il cui meccanismo di azione particolare è stato studiato in (IV).

I dosaggi normalmente impiegati non superano mai il 20% di microsilica in peso sul cemento; il conglomerato risultante possiede un comportamento fragile, con tendenza quasi nulla alle deformazioni plastiche.

Per diminuire la fragilità e per sfruttare appieno le caratteristiche della microsilica si è provato ad additivare al conglomerato delle fibre; in (V, VI) si sono utilizzate delle fibre di polipropilene con due lunghezze (19 e 51 mm).

Si è reso necessario un dosaggio maggiore di additivo superfluidificante a causa della presenza delle fibre che tendono a far diminuire drasticamente la lavorabilità; i risultati sembrano essere interessanti. In (VII) è stato dimostrato che i vantaggi ottenibili per quanto riguarda l'impermeabilità sono indipendenti dalla lunghezza delle fibre e d'altro canto, anche senza microsilica, l'impiego delle sole fibre porta ad un miglioramento dell'impermeabilità. I miglioramenti ottenibili nella resistenza a compressione sono funzione essenzialmente del solo dosaggio di microsilica; a titolo di esempio utilizzando un dosaggio di 400 kg/m^3 di cemento tipo 525 PTL, 80 kg di microsilica (20% in peso sul cemento), 1 kg a m^3 di fibre di polipropilene e un rapporto $A/(C+SF) = 0.40$ si ottengono incrementi nella resistenza a compressione del 73% e del modulo elastico dinamico del 15-20% rispetto alla matrice (VIII).

3. SCOPO DELLA RICERCA

La ricerca si propone essenzialmente due scopi:

a) verificare l'eventuale influenza delle modalità di confezionamento sulla

resistenza al gelo;

b) valutare la resistenza al gelo sulla base di prove a breve termine.

Per quanto riguarda il punto a) si sono utilizzati tre distinti sistemi di vibrazione del getto di conglomerato: ad ago immerso nella massa (1), con piastrina vibrante superficiale (2) e per mezzo di tavola a scosse (3).

4. MATERIALI

4.1 Malte cementizie

Si è impiegata la seguente composizione:

- cemento tipo 525 PTL (una parte);
- sabbia con granulometria costante (tre parti);
- microsilica (20% in peso sul cemento);
- rapporto $A/(C+SF) = 0.35$;
- additivo iperfluidificante tipo Fluiment 100 della Ruredil (3.5% in peso sul cemento);
- fibre di polipropilene tipo Fibermesh, $l = 19 \text{ mm}$ (1 kg/m^3).

4.2 Conglomerati cementizi

Si è utilizzato il seguente mix design:

- cemento tipo 525 PTL (400 kg/m^3 di inerte);
- rapporto sabbia/aggregati (76% in volume);
- microsilica (80 kg/m^3 ; 20% in peso sul cemento);
- rapporto $A/(C+SF) = 0.35-0.40$;
- slump = 12 cm;
- fibre di polipropilene tipo Fibermesh, $l = 19 \text{ mm}$ (1 kg/m^3);
- additivo iperfluidificante tipo Fluiment 100 della Ruredil (dosaggio variabile).

5. PREPARAZIONE, GETTO E DIMENSIONE DEI PROVINI

I componenti sono stati miscelati con lo stesso ordine impiegato nelle malte e nei conglomerati tradizionali; la microsilica è stata premiscelata con il cemento e aggiunta successivamente all'impasto. Dopo il getto, avvenuto su più strati, sono stati utilizzati i tre diversi sistemi di vibrazione di cui al capitolo 3. Per tutti gli apparati impiegati i tempi di vibrazione sono stati costanti e pari a 4 minuti.

Riepilogando avremo i seguenti tipi di campioni: malte cementizie di controllo indicate con MC1, MC2 e MC3 a seconda del tipo di apparato di costipamento impiegato; malte modificate con microsilica indicate con M1, M2 e M3.

Per quanto riguarda i conglomerati di controllo essi verranno indicati con CC1, CC2 e CC3 mentre quelli modificati con microsilica saranno chiamati C1, C2 e C3.

Sono stati preparati dei travetti di malta di dimensione $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$ e dei cubi di spigolo pari a 100 mm (IX); con i conglomerati sono stati preparati dei travetti di dimensione $150 \times 150 \times 450 \text{ mm}$ e dei cubi con spigoli pari a 150 mm.

Il numero complessivo di provini, per ogni gruppo di materiali e per ogni

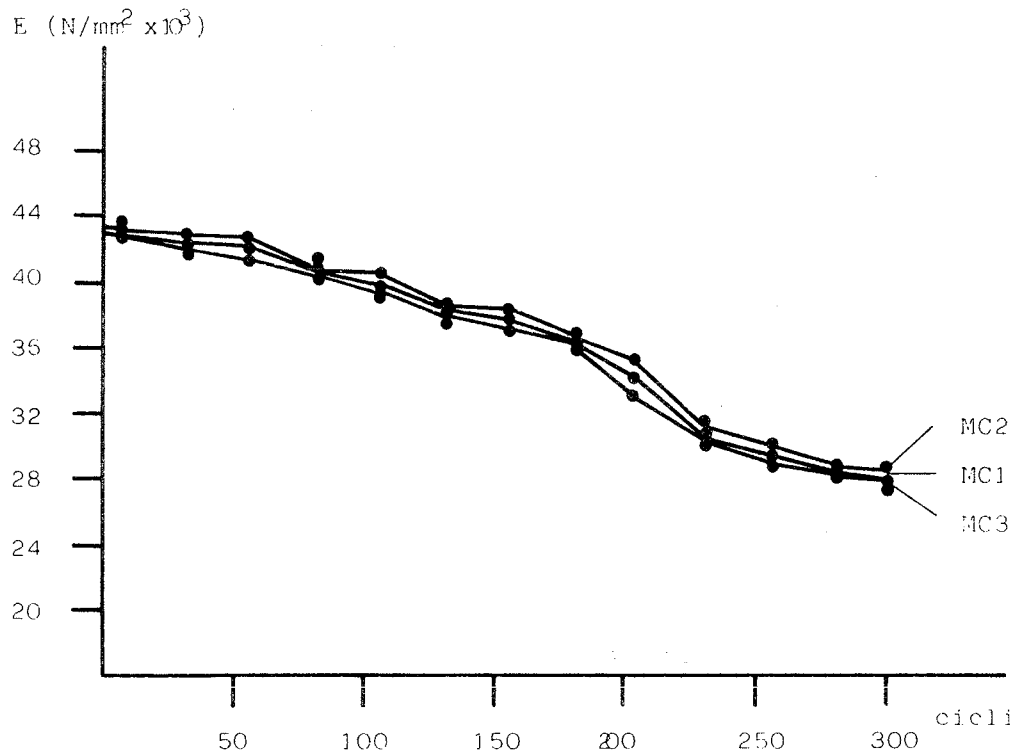


Fig. 1 - Modulo elastico in funzione dei cicli di gelo-disgelo (malta di controllo; maturazione 28 gg)

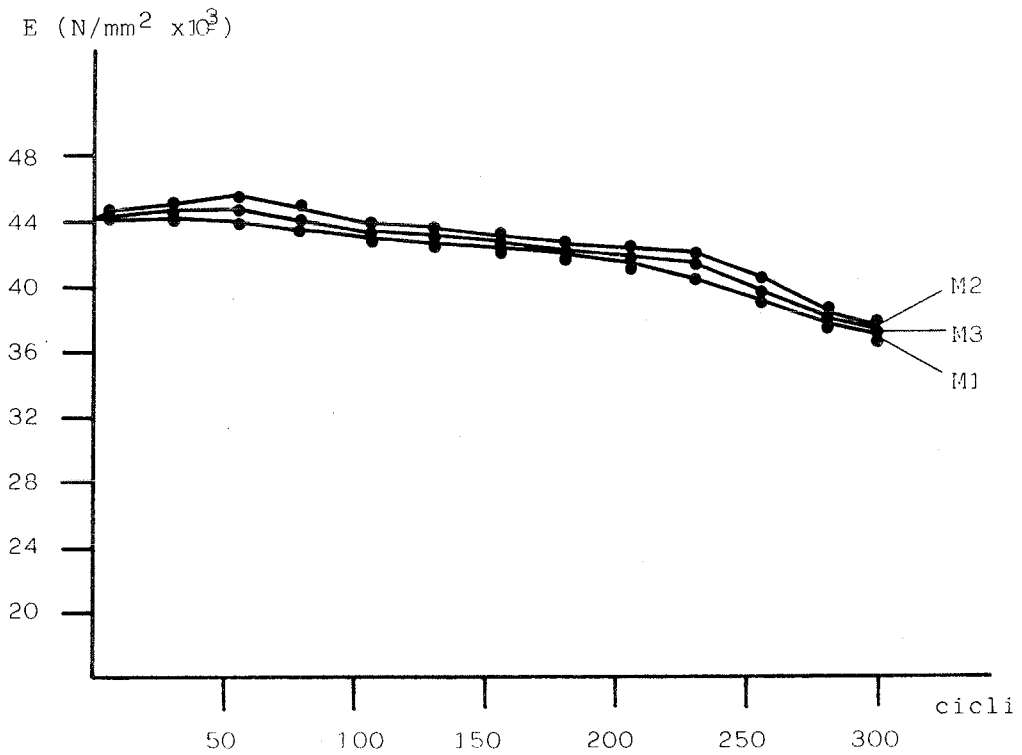


Fig. 2 - Modulo elastico in funzione dei cicli di gelo-disgelo (malta modificata; maturazione 28 gg)

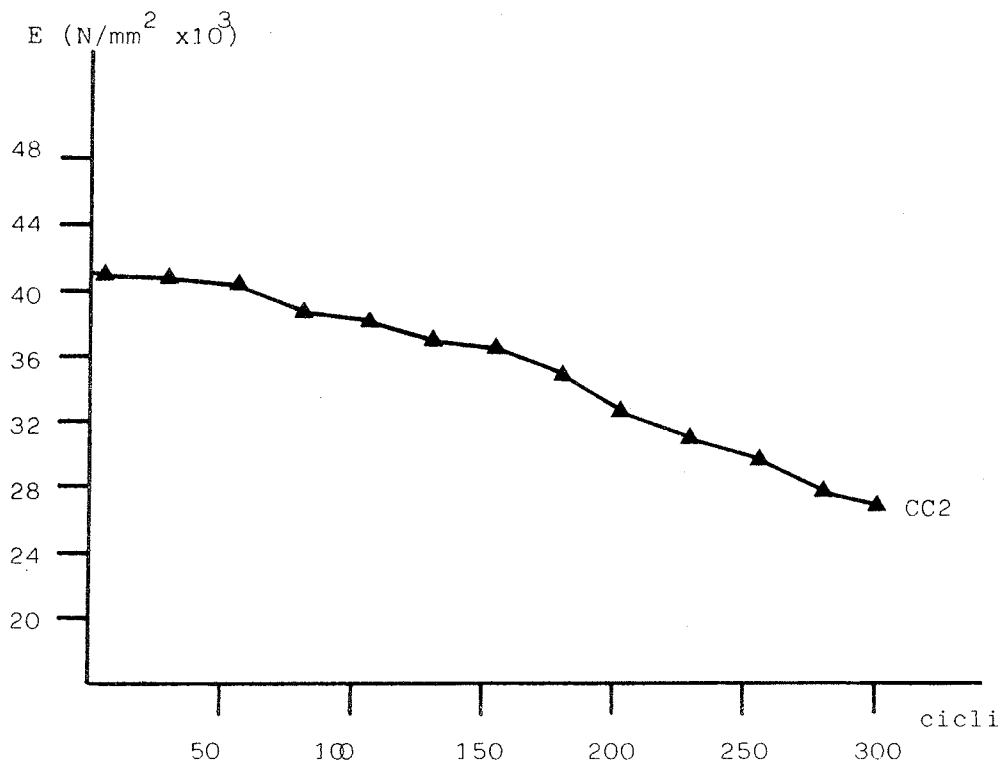


Fig. 3 - Modulo elastico in funzione dei cicli di gelo-disgelo (cls di controllo; maturazione 28 gg; costipamento: modo 2)

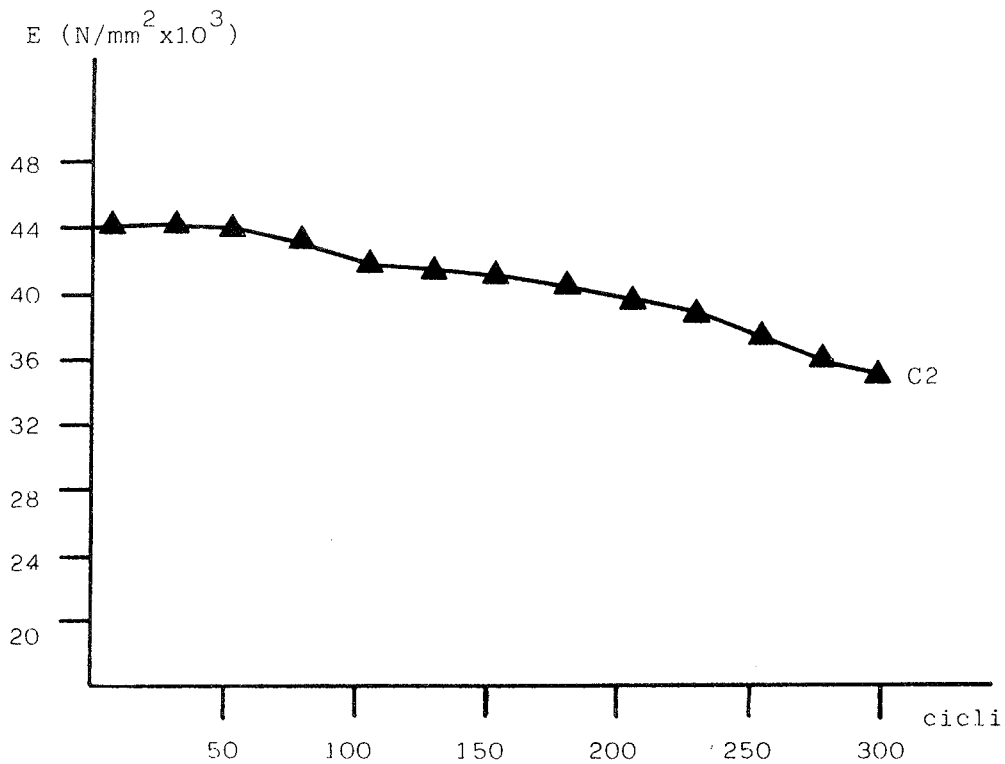


Fig. 4 - Modulo elastico in funzione dei cicli di gelo-disgelo (cls modificato; maturazione 28 gg; costipamento: modo 2)

tipo di sistema di vibrazione adottato, è stato di 7 travetti (di cui 2 di controllo) e di 7 cubi (2 di controllo).

6. PROVE DI CUI AL PUNTO A

Dopo una maturazione iniziale di 7 e 28 giorni, tutti i provini sono stati sottoposti a cicli di gelo-disgelo, misurando periodicamente il modulo elastico dinamico e il peso. Dopo i primi 30 cicli di gelo-disgelo sono stati provati a compressione sia la metà dei provini di controllo sia un provino modificato con microsilica e fibre.

6.1 Risultati

Si è notato che la vibrazione mediante ago immerso e tavola a scosse non ha portato variazioni significative sia nelle resistenze a compressione sia nei moduli elastici dinamici misurati.

Tab. 1 - Resistenza a compressione a 28 giorni e dopo 300 cicli di gelo-disgelo in funzione delle modalità di getto (rapporto A/(C+SF) = 0.40)

Tipo di costipamento	Resistenza a compressione (N/mm ²)	
	dopo 28 gg	dopo 300 cicli
Modo 1	75.0	64.9
Modo 2	76.8	68.9
Modo 3	74.4	63.5

Un cenno a parte merita il sistema di vibrazione a piastra (modo 2) di dimensione pari a 60x60 mm; infatti, in questo caso, si sono avuti dei lievi miglioramenti nei risultati valutati intorno all'8 per cento.

Le figure 1, 2, 3 e 4 mostrano il modulo elastico in funzione del numero di cicli di gelo-disgelo sia per le malte cementizie, sia per i conglomerati.

7. PROVE DI CUI AL PUNTO B

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza al gelo sulla base di prove a breve termine qui si riferisce solo su alcuni primi risultati, relativi alle malte cementizie, in quanto la sperimentazione è tutt'ora in corso.

I test utilizzati sono stati 2:

- prova con cicli di gelo-disgelo rapidi (durata complessiva del ciclo pari a 4 ore);
- prova con cicli di gelo-disgelo lenti (durata complessiva del ciclo di 12 ore).

Il ciclo rapido è stato condotto nelle condizioni di raffreddamento in aria e riscaldamento in acqua con temperatura oscillante tra +5 e -20 gradi centigradi, con i gradienti riportati nella figura 5. Tutti i provini sono stati vibrati per 4 minuti per mezzo di piastra (modo 2).

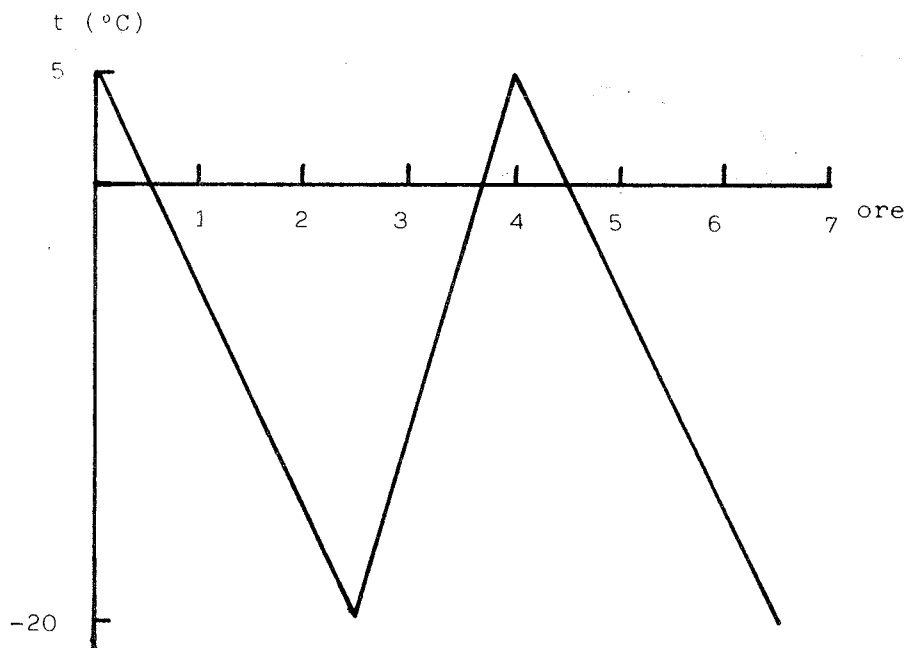


Fig. 5 - Schema di ciclo rapido (aria-acqua)

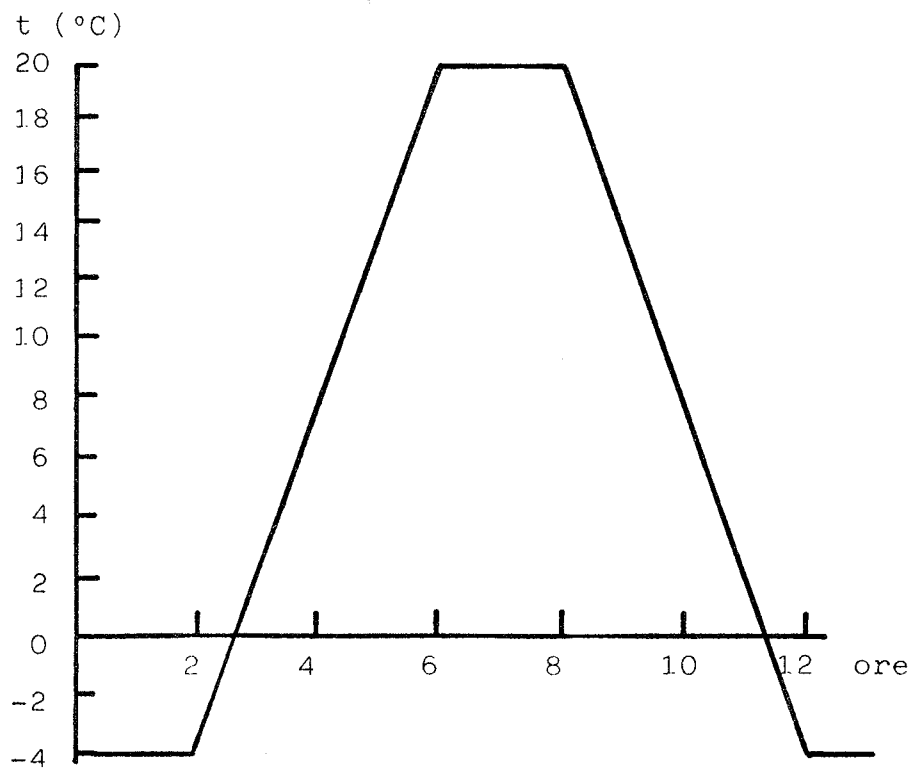


Fig. 6 - Schema di ciclo lento (in aria)

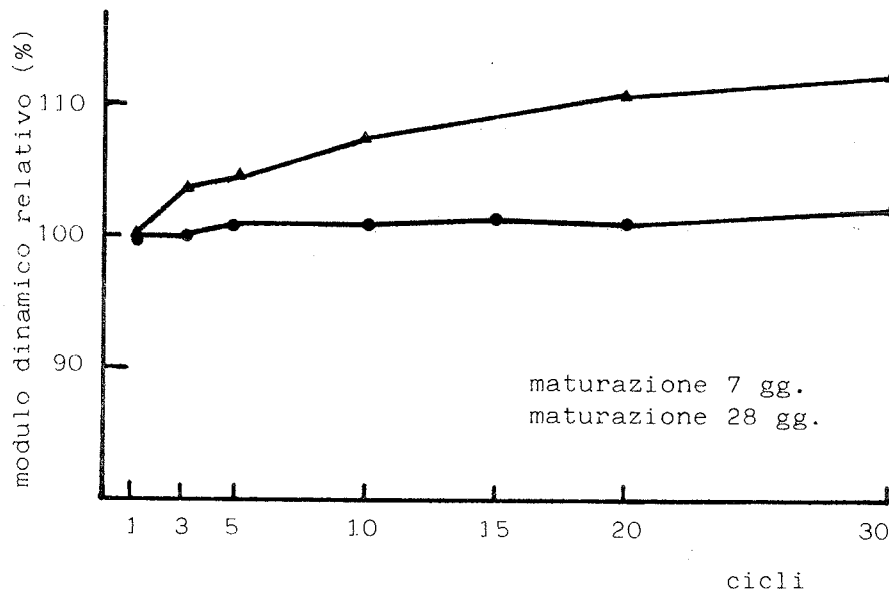


Fig. 7 - Relazione tra modulo dinamico e cicli (prova lenta)

Il ciclo lento è avvenuto completamente con i provini in aria tra le temperature estreme di +20 e -4 gradi centigradi. Rispetto al ciclo rapido per passare da -4 e +20 gradi centigradi occorrevano 4 ore di riscaldamento; analogamente per il raffreddamento. Inoltre era previsto un breve tempo di permanenza alle temperature massime e minime pari a 2 ore.

La scelta di tali temperature è stata dettata dal bisogno di confrontare questi risultati con altri (per la verità pochi) reperibili in letteratura.

7.1 Risultati

Alcuni risultati per quanto riguarda i cicli lenti sono rappresentati nella figura 7 che mostra la relazione tra il numero di cicli ed il relativo modulo dinamico (%), per due maturazioni iniziali di 7 e 28 giorni e per un rapporto $A/(C+SF) = 0.40$.

La figura 8 mostra la correlazione tra il modulo dinamico (modulo relativo %) e il numero di cicli di gelività per una malta con rapporto $A/(C+SF) = 0.35$ ottenuta mediante una prova rapida.

8. DISCUSSIONE

Da un confronto tra la figura 8, la figura 2 e i dati riportati in (IX) risulta che:

- nella figura 2 si può notare che utilizzando una prova di gelività normalizzata (secondo la UNI 7087-72) in corrispondenza del trentesimo ciclo non solo non si osserva una riduzione del modulo elastico ma addirittura un lieve miglioramento;
- la stessa prova mostra che ai 300 cicli c'è una diminuzione del modulo elastico oscillante tra il 14 e il 17% con una media del 15% (su 4

- provini);
- la figura 8 mostra un calo del modulo elastico del 12% con un ciclo rapido.

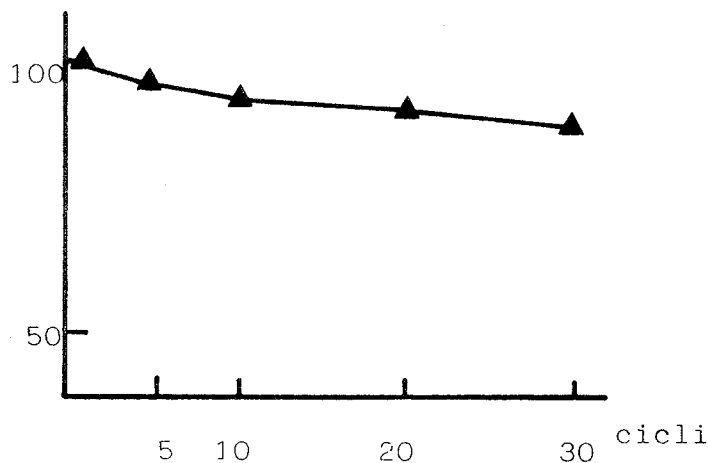


Fig. 8 - Relazione tra modulo dinamico e cicli di gelo-disgelo ottenuta in una prova rapida (stessa malta della Fig. 2)

Come è stato già mostrato in (IX), viene evidenziato come l'aggiunta di microsilica consenta di confezionare malte e calcestruzzi cementizi con elevata resistenza al gelo-disgelo.

Ciò è dovuto alla sostanziale riduzione della porosità capillare grazie alle proprietà di filler e di superpozzolana della microsilica (X). Questo miglioramento è stato riscontrato anche in presenza di sali disgelanti (XI), (XII) e in presenza di materiali antighiaccio di origine chimica (XIII).

9. CONCLUSIONI

E' stato mostrato che con l'impiego di vibratori ad ago e piastre vibranti non si hanno degli apprezzabili benefici, almeno nel caso da noi esaminato con $A/(C+SF) = 0.40$ e slump di 12 cm (le altre prove sono attualmente in corso).

Infatti, dopo 300 cicli di gelo-disgelo si è avuto un calo nella resistenza a compressione oscillante tra il 15 e il 17% (sono comunque risultati eccellenti sotto tutti i punti di vista). Con l'impiego del sistema a piastra (60x60 cm) si è avuto un calo di resistenza del 12%. E' chiaro che questi risultati non sono esaustivi in quanto è noto, ad esempio, che l'influenza del sistema ad ago immerso è maggiore per impasti con lavorabilità elevata.

Per quanto riguarda il secondo obiettivo della ricerca, dal complesso di prove svolto, si può dire che le prove di tipo lento non sembrano le più indicate per fornire utili previsioni di resistenza al gelo-disgelo a lungo termine; le prove di tipo rapido forniscono dopo 230 cicli dei risultati comparabili con quelli ottenuti dopo 300 cicli con prove standard (perdite rispettivamente del 12 e del 15%). Su questo tipo di

prova sono tutt'ora in corso delle sperimentazioni con la variazione della durata complessiva del ciclo e delle temperature estreme del ciclo stesso.

BIBLIOGRAFIA

- I) TRAETTEBERG, A., "Silica Fume as a Pozzolanic Material", *Il Cemento*, Vol. 3, 1978, pp. 369-376.
- II) BERRA, M. e TAVANO, S., "Proprietà di miscele cementizie contenenti fumo di silice condensato (condensed silica fume)", *Convegno AITEC 'Il cemento e il calcestruzzo negli anni 80'*, Parma, 17-18 ottobre, 1985, p. 304
- III) LAI, S., "Durability of Fiber Reinforced Concrete", *Proc. of the 4th International Conference on Durability of Building Materials & Components*, Singapore, 4-6 Nov., 1987, p. 283.
- IV) BACHE, H.H., "Densified Cement/Ultra-Fine Particle Based Materials", *2nd International Conference on Superplasticizers in Concrete*, Ottawa, Canada, 10-12 June, 1981.
- V) LAI, S., "Sulla durabilità di calcestruzzi fibrosi con silice fume", *Convegno AITEC*, Padova, 8-9 ott., 1987, pp. 241-247.
- VI) LAI, S., "Un materiale durevole: il calcestruzzo fibroso con silice fume", *L'Edilizia e l'Industrializzazione*, No. 4, Aprile, 1988, pp. 145-148.
- VII) LAI, S., "Highly Durable High Strength Concretes admixed with Silica Fume, Polypropylene Fibres and Superplasticizers", *Proc. of 13th O.W.I.C.S. International Conference on Concrete & Structures*, Singapore, 25-26 August, 1988, pp. 238-245.
- VIII) LAI, S., "On the Use of Silica Fume, Polypropylene Fibres and Superplasticizers in the Preparation of Highly Durable Concretes", *Proc. of 2nd NCB International Seminar on Cement and Building Materials*, New Delhi, 30 Jan. - 3 Feb., 1989.
- IX) LAI, S., "Malte ad alta resistenza contenenti fumi di silice condensati", *Atti della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Cagliari*, Vol. 28, 1986.
- X) VIRTANEM, J., "Freeze-Thaw Resistance of Concrete Containing Blast-Furnace, Slag, Fly-Ash or Condensed Silica Fume", *ACI Publication SP-79*, Vol. II, pp. 923-942.
- XI) GIORV, O.E., "Durability of Concrete Containing Condensed Silica Fume", *ACI Publication SP-79*, Vol. II, 1983, pp. 695-708.
- XII) AICTIN, P.C. and VEZINA, D., "Resistance to Freezing and Thawing of Silica Fume Concrete", *Cement Concrete and Aggregates*, ASTM, Vol. 6, No. 1, 1984, pp. 38-42.

- XIII) SORENSEN, E.V., "Freezing and Thawing Resistance of Condensed Silica Fume (Microsilica) Concrete exposed to Deicing Chemicals", ACI Publication SP-79, Vol. II, 1983, pp. 709-718.
- XIV) TRAETTEBERG, A., "Frost Action in Mortar of Blended Cement with Silica Dust", Durability of Building Materials and Components, ASTM STP-691, Philadelphia, 1980, pp. 536-548.
- XV) CHENG-YI, H. and FELDMAN, R.F., "Dependence of Frost resistance on the Pore Structure of Mortar containing Silica Fume", ACI Journal, Vol. 82, Sept-Oct. 1985, pp. 740-743.
- XVI) YAMOTO, T., EMOTO, Y. and SOEDA, M., "Strength and Freezing-and-Thawing Resistance of Concrete Incorporating Condensed Silica Fume", Proc. 2nd International Conference on Fly-Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Madrid, Spain, SP91-54, 1986, pp. 1095-1118.
- XVII) SUGAWARA, T., SHOYA, M. and SUGITA, S., "Effect of Freezing and Thawing Action on Surface Strength of Concrete", Proc. of the 4th Int. Conference on Durability of Building Materials & Components, Singapore, 1987, pp. 997-1003.
- XVIII) STANDARD TEST METHOD FOR Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing, C666-84, Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, Vol. 04-02, 1985, pp. 403-410.
- XIX) UNI 7087-72, "Determinazione della resistenza alla degradazione per cicli di gelo e disgelo", Settembre 1972.

Si ringrazia vivamente:

La società Calcestruzzi spa ed in particolare il perito edile S. Murtas per il confezionamento dei conglomerati,

L'Aeronautica Militare Italiana nella persona dell'ing. R. De Pascalis del Comando III^a Regione Aerea di Bari per la preziosa collaborazione nello studio delle modifiche dei cicli di gelo-disgelo,

Il Centro Ricerche Idrauliche e Strutturali dell'ENEL (ENEL CRIS) nella persona dell'ing. M. Berra per l'esecuzione dei cicli lunghi di gelività.

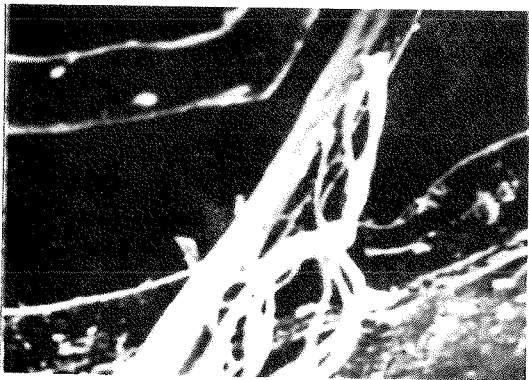


Foto 1 - Fotografia al microscopio elettronico (60 x) di una fibra



Foto 2 - Fibre corte (L = 19 mm)

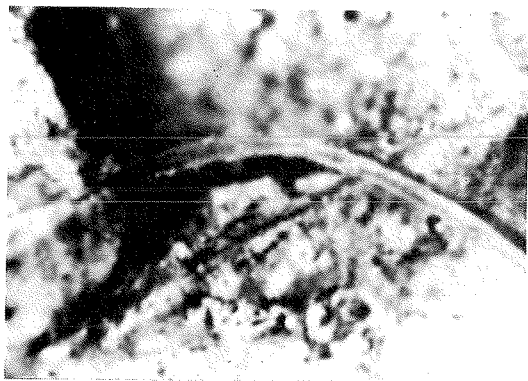


Foto 3 - Particolare di una fibra nel conglomerato indurito



Foto 4 - Fibre immerse nella matrice

COMPOSITI CEMENTIZI A BASE DI FIBRE DI CARBONIO CON BASSO DETERIORAMENTO
CHEMO-MECCANICO PER L'AFFIDABILITA' DEI RIPRISTINI STRUTTURALI

* Dr. G. Mantegazza
** Prof. A. Di Tommaso

* Direzione Centro Ricerche Ruredil S.p.A. - San Donato Milanese
** Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università di Bologna

SOMMARIO

Viene presentato uno studio atto ad evidenziare le proprietà allo stato fresco, indurito e di durabilità di malte cementizie fibrorinforzate con fibre di carbonio. Sono stati presi in considerazione impasti contenenti percentuali variabili di fibre di varia lunghezza al fine di evidenziare la relazione intercorrente tra lavorabilità e detti parametri variabili.

Vengono inoltre eseguite prove di ritiro idraulico in fase plastica ed in fase indurita anche attraverso una metodica che simuli le condizioni reali di impiego. Diversi compositi sono stati sottoposti ad una serie di prove meccaniche tendenti ad evidenziare il comportamento in trazione, in flessione ed a frattura.

Per la valutazione del deterioramento è stata predisposta un'attrezzatura di invecchiamento artificiale costituita da una soluzione aggressiva di solfati e con stati di sforzo ad elevato gradiente.

Sono stati evidenziati gli effetti chemo-meccanici con metodologie non distruttive che consentono una quantizzazione di tali effetti nel tempo.

SUMMARY

This paper presents a study about the properties at the fresh and hardened state of carbon fibers reinforced mortars. Moreover it has been taken in account durability properties of these composites.

Mixtures containing variable percentages of fibers of various length has been taken into consideration to point out the relation between the workability and fiber (type and dosage).

Hydraulic shrinkage test has been carried out on plastic and hardened phase also through a methodic that simulate the real field condition. Different compounds have been submitted to mechanical test such as tension, bending and fracture. To evaluate the durability of the composites it has been arranged a laboratory device. All types of mortars have been submitted to chemo-mechanical stress cycle to evaluate the simultaneous action of a chemical aggressive medium (magnesium sulphate saturated solution) and mechanical stress (applied bending load).

1 INTRODUZIONE

Le malte fibrose sono generalmente ritenute un materiale molto adatto per i ripristini strutturali come strato di ricoprimento applicato in sovrapposizione a superfici esistenti bonificate.

I vantaggi risiedono nel fatto che la malta fibrosa si presenta ad elevata duttilità in fase indurita e a ridotti ritiri in fase plastica.

La scelta del tipo di fibre presenta aspetti ancora aperti a soluzioni innovative. Le caratteristiche chemo-meccaniche delle fibre devono essere tali da assicurare una durabilità accettabile ed un effettivo apporto positivo alle proprietà meccaniche del " composito", (I).

I tipi di fibre più usati sono:

- a) Fibre di acciaio
- b) Fibre di polipropilene
- c) Fibre di vetro.

Alcuni aspetti essenziali possono così essere richiamati, includendo le fibre di carbonio cui fa riferimento questo lavoro.

- a) Fibre di acciaio (S.F.).

Esse sono soggette a corrosione, sebbene il problema può non essere rilevante in specifiche applicazioni. Le fibre più vicine alla superficie esterna del manufatto sono suscettibili di corrosione specialmente in ambiente aggressivo quando lo stato di sforzo induce microfessurazioni della malta eventualmente amplificando le cavillature da ritiro. (VII-VIII)

Il miglioramento della duttilità è rilevante anche per piccole percentuali volumetriche (0,5-0,8%). L'uso di fibre di acciaio inossidabile presenta problemi di costo elevato. Altri tipi di trattamenti protettivi dell'acciaio sono in fase di verifica della convenienza.

- b) Fibre di polipropilene (P.F.).

Esse sono utili soprattutto per il miglioramento delle proprietà in fase plastica riducendo i problemi di bleeding. Inoltre esse riducono le cavillature da ritiro e globalmente diminuiscono la permeabilità.

Ciò produce un aumento della durabilità in condizioni ambientali aggressive. Se si aggiunge che esse sono chimicamente inerti si perviene alla conclusione che esse conferiscono al composto una eccellente durabilità. D'altra parte però il miglioramento delle proprietà meccaniche non è rilevante in confronto a quello prodotto dalle fibre di acciaio che sono di più elevato modulo elastico. (II-III)

- c) Fibre di vetro (G.F.)

Esse sono costituite da vetro speciale allo zirconio alkali-resistente. L'incremento delle proprietà meccaniche è consistente, sebbene alcune proprietà tendono a decrescere nel tempo, specialmente in ambienti molto umidi. (XII) La ricerca è impegnata per superare questo inconveniente, con risultati incoraggianti.

d) Fibre di carbonio (C.F.). L'uso di queste fibre per compositi cementizi non è ancora molto diffuso, specialmente per i problemi connessi al costo. In questi ultimi anni le industrie produttrici sono riuscite a realizzare un trend di riduzione dei costi che lascia prendere un prossimo superamento del problema costo. (II-IV-V-VI) La scelta di spingere la ricerca su l'impiego delle fibre di carbonio, per formare "compositi cementizi carbo-fibrosi" deriva dal convincimento che questa soluzione presenta vantaggi di miglioramento di durabilità paragonabili a quelli conferiti dalle fibre di polipropilene e di miglioramento meccanico comparabile a quello delle fibre di acciaio. (II).

Per perseguire l'obiettivo di ottimizzare il composito sui due parametri fondamentali, durabilità e meccanica si è operato considerando l'utilizzazione della fibra di carbonio in varie percentuali e geometrie.

Le comparazioni sono state fatte tra una malta senza fibre (M.R.), alcune con varie fibre di carbonio (C.F.), ed un'altra malta speciale a fibra mista, di acciaio e di polipropilene (S.P.F.). Quest'ultima scelta è stata fatta per un confronto con una malta fibrosa che avesse buone caratteristiche sia di durabilità che di efficienza meccanica. (II)

Le condizioni di prova per valutare la durabilità sono estremamente severe: infatti, come sarà descritto in seguito i provini saranno intagliati, sottoposti a sforzo e immersi in ambiente altamente aggressivo. (VII) (II)

2. PROGETTO DEI COMPOSITI CEMENTIZI CARBO-FIBROSI

2.1 Fibre di carbonio

I vantaggi dell'impiego delle fibre di carbonio sono da ricercare nelle loro proprietà meccaniche, quali la resistenza a trazione, il modulo elastico (VIII).

Inoltre le fibre di carbonio sono estremamente resistenti al calore ed a tutti gli ambienti aggressivi (acidi e basici).

Dal punto di vista chimico sono inerti come le fibre di polipropilene; rispetto a quest'ultime hanno proprietà meccaniche superiori.

Nel corso della nostra sperimentazione, abbiamo usato due tipi di fibre di carbonio, prodotte in filamenti continui, per valutare come possono variare le prestazioni reologiche e meccaniche dei compositi in funzione del processo chimico impiegato per produrre le fibre stesse.

In tabella 1 sono riportate le caratteristiche meccaniche delle fibre di carbonio in confronto a quelle di polipropilene, vetro e acciaio.

2.2 Cemento e additivi

Il cemento usato in questa sperimentazione è di tipo PTL classe 425. Sono stati impiegati additivi superfluidificanti in polvere a base di polimelamminsolfonato e polinaftalensolfonato, per ridurre il rapporto A/C senza alterare la lavorabilità degli impasti.

L'impiego dei superfluidificanti si è reso necessario per ridurre l'effetto negativo sulle lavorabilità degli impasti dovuto all'aggiunta di fibre.

Sono stati inoltre impiegati additivi a base di solfoluminati, modificati, con azione espansiva controllata nel tempo per il controllo del ritiro sia in fase plastica che indurita.

Non sono stati impiegati agenti espansivi a base di ossido di calcio e/o magnesio in quanto la loro idratazione avviene sovente in modo troppo rapido o comunque differenziato rispetto all'idratazione del cemento ed al conseguente sviluppo delle proprietà meccaniche, causando un apprezzabile decadimento di queste ultime. Infatti il rapido indurimento della pasta cementizia, in seguito all'aggiunta di ossido di calcio, se da una parte provoca lo sviluppo di elevate resistenze meccaniche alle brevi stagionature, dall'altra non permette la completa idratazione del legante con conseguente scadimento delle resistenze alle lunghe stagionature.

2.3 Aggregati

I compositi cementizi sono stati confezionati impiegando aggregati di natura silicea con granulometria max 3 mm.

2.4 Descrizione dei compositi.

Sono state confezionate 3 tipi di malte .

2.4.1 Malta di riferimento (MR)

Questa malta è composta da cemento PTL classe 425, aggregati, additivi superfluidificanti, e additivi per il controllo del ritiro.

2.4.2 Malta con fibre di carbonio

La composizione di queste malte è uguale alla MR ma con in più le fibre di carbonio.

Di questa serie sono stati confezionati diversi tipi variando il dosaggio,

la lunghezza e il tipo di fibra. Le fibre utilizzate sono denominate: CF1 e CF2. Per quanto riguarda il bilancio ponderale delle miscele, l'aggiunta delle fibre di carbonio va in sostituzione dell'aggregato.

2.4.3 Malta con fibre di acciaio e polipropilene (SPF).

La composizione di queste malte è uguale alla MR ma con in più le fibre di acciaio e polipropilene. Le fibre utilizzate sono: fibre di polipropilene Fibermesh di lunghezza variabile tra 2 e 8 mm. Le fibre di acciaio sono del tipo Bekaert della lunghezza di 2,2 cm.

Come già riportato in un precedente lavoro, l'impiego delle fibre di polipropilene ha lo scopo di ridurre le fessurazioni da ritiro che altrimenti le fibre di acciaio non controllerebbero.

In base alla nostra esperienza possiamo dire che i compositi fibrosi misti (acciaio e polipropilene) rappresentano un passo avanti nel miglioramento della durabilità dei ripristini strutturali.

3. PROPRIETA' DEI COMPOSITI CEMENTIZI CARBO-FIBROSI IN FASE PLASTICA.

3.1 Lavorabilità

E' stata studiata l'influenza, del tipo del dosaggio e della lunghezza delle fibre di carbonio sulla lavorabilità dei compositi cementizi descritti.

In figura 1 sono confrontati i valori di flow per malte con due fibre di carbonio di differente produzione chimica.

Per le fibre di tipo FC/2 sono state valutate due lunghezze diverse.

Dal confronto emerge che la fibra FC/1 influenza in misura minore la lavorabilità degli impasti. Dal profilo si evince inoltre che all'aumentare del dosaggio delle fibre, diminuisce la lavorabilità del composito.

Gli impasti della figura 1, sono stati realizzati in pari rapporto A/C e a pari dosaggio di additivo superfluidificante per meglio evidenziare l'influenza della fibra sulle proprietà reologiche.

In figura 2 viene considerata l'influenza della lunghezza della fibra FC/2 sulla lavorabilità, che diminuisce all'aumentare della lunghezza.

3.2 Ritiro

Le prove di ritiro in fase plastica sono state eseguite seguendo la norma UNI 8996 alle stagionature di 1-3-7 gg.

In tabella 2 sono riportati i risultati numerici per i due tipi di fibre di carbonio ai diversi dosaggi e diverse lunghezze.

Confrontando questi risultati con le malte di riferimento (MR- senza fibre) si evidenzia che le fibre di carbonio contribuiscono al contenimento dei fenomeni di ritiro in fase plastica dei compositi.

Questa proprietà risulta estremamente utile quando questi compositi vengono impiegati per i ripristini strutturali in condizioni di forte esposizione solare e ventosa. Infatti in queste condizioni avendosi, in fase plastica, una repentina evaporazione dell'acqua interstiziale, si generano crepe da ritiro idraulico. L'impiego di fibre di carbonio permette di evitare questi inconvenienti, negativi per la durabilità dei manufatti.

Per simulare le condizioni operative in cui potrebbe essere applicato uno dei componenti carbo-fibrosi sopra descritti, abbiamo messo a punto un test atto ad evidenziare l'influenza delle fibre sui fenomeni di ritiro. Allo scopo sono state predisposte due lastre (50x50x3 cm) di calcestruzzo confezionato rispettivamente con e senza fibre di carbonio. Dopo il confezionamento non sono stati usati prodotti tipo curing compound, ma le due lastre sono state poste di fronte a due ventilatori industriali procuranti un flusso di aria calda alla velocità di circa 24 km/ora. La temperatura esterna si è mantenuta per le prime 4 ore intorno ai 20°C. La prova consiste nel pesare ad intervalli regolari le lastre per valutare la

perdita percentuale di acqua. La prova ha mostrato come la malta di riferimento (MR) , nelle prime quattro ore perda una percentuale di acqua superiore a quella della malta e delle fibre di carbonio. Questa repentina perdita di acqua della malta di riferimento, è responsabile dei ritiri riscontrabili sulla lastra nelle prime 24 ore. Le malte tipo FC non presentano nessun tipo di microfessurazione.

4. PROPRIETA' DEI COMPOSITI CEMENTIZI CARBO-FIBROSI IN FASE INDURITA.

4.1 Ritiro

Sono state eseguite prove di espansione contrastata secondo UNI 8947. In tabella 3 sono riportati i risultati che confermano quelli già ottenuti in fase plastica, riportati in tabella 2.

4.2 Resistenze

4.2.1 Resistenze a compressione

La presenza delle fibre di carbonio (CF2) aumenta le resistenza a compressione della malta di riferimento (fig.3) in proporzione (quasi lineare) all' aumentare della percentuale in peso delle fibre. Questo risultato evidenzia che, a differenza di quanto a volte si verifica per altri tipi di fibre , non si manifesta con effetto di deterioramento nel meccanismo di crisi a compressione, ma nasce un rapporto positivo di rinforzo.

A parte il caso di bassa percentuale di fibre (tipo CF2) del 0,5%, si nota un apprezzabile aumento della resistenza a compressione a tutte le stagionature intermedie con una chiara regolarità, come dimostra la fig. 4.

4.2.2 Resistenze a trazione per flessione

L'evoluzione delle resistenze a trazione per flessione in funzione delle stagionature (fig. 5,6) mostra un rapido raggiungimento di valori elevati sin dalle brevi stagionature, a differenza di quanto accade per l'evoluzione della resistenza a compressione. Questo effetto è forse legato più alle proprietà della matrice cementizia che alla aggiunta di fibre in quanto esso è visibile anche per la malta di riferimento, sebbene è più marcata per la malta a fibra corta.

4.2.3 Resistenze a trazione

L'evoluzione delle resistenze a trazione diretta in funzione delle stagionature (fig. 7,8) è graduale come quella delle resistenze a compressione. Non si notano marcate differenze fra gli effetti delle fibre corte (5mm) e lunghe (10mm), sebbene a 28 gg. prevale l'effetto positivo della fibra lunga.

L'aumento di resistenza a trazione per flessione, è evidente all' aumentare della percentuale di fibre, ma non elevato (fig. 9). Si noti che le percentuali di aumento relativo alla malta base, sono all'incirca eguali a quelle valutate per la compressione, fatto, questo, non rilevabile nelle malte acciaio-fibrose.

Non risultano apprezzabili differenze con variazioni di lunghezza della fibra.

L'aumento di resistenza a trazione diretta è molto evidente all' aumentare della percentuale di fibre, sebbene per percentuali del 2% in peso non raggiunge il fattore 2. In questo caso i risultati danno una maggiore efficacia, anche se di poco, alla fibra lunga. I valori della Fig. 10 se paragonati a quelli della Fig. 9 mostrano valori maggiori per la trazione diretta. Anche questo effetto è di segno contrario a quello che si verifica per le fibre d'acciaio uncinato.

4.3 Tenacità

La valutazione dell'energia di frattura è stata proposta da una raccomandazione del 50 FMC-RILEM Committee utilizzando provini intagliati per una malta senza fibre. Se si vuole valutare l'incremento di energia di frattura per la presenza di fibre si può fare riferimento all'Indice di Tenacità proposto in (IX-XI) che misura il rapporto fra l'energia di frattura della malta fibrosa e quella della "corrispondente malta senza fibre". La malta "corrispondente" è intesa come quella malta che ha le stesse proporzioni della miscela però senza fibre e con la stessa lavorabilità, ottenuta variando l'additivo.

Le prove di flessione su provino intagliato di malta "corrispondente" e malte fibrose SPF e FC2 forniscono indici di tenacità più elevati per le SPF; ciò è dovuto al fatto che la presenza di fibre di acciaio (con asperità) causa una dissipazione più alta di energia durante la fase di rottura in cui le fibre metalliche si sfilano lentamente. Se veda la figura 11 in cui sono comparate le prove di flessione per le tre malte. Questo aspetto positivo della fibra metallica però diventa meno importante se si effettuano le prove di deterioramento, come sarà evidenziato in seguito.

5 DETERIORAMENTO CHEMO-MECCANICO

5.1 Programma sperimentale

Le prove sono state condotte su prismi di malta 4x4x16 cm³ con intaglio in mezzera profondo mm 10 stagionati 28 gg in acqua di calce. I prismi sono stati immersi in acqua potabile oppure in una soluzione di acqua potabile satura di solfato di magnesio. Durante la loro permanenza nel bagno, essi erano caricati flessionalmente con carico in mezzera pari alla metà di quello di rottura stimato su campioni pilota. L'intaglio era sempre sollecitato in modo di apertura. Per maggiori dettagli vedi la fig. 12. Comunque i provini erano immersi in bagno 5 gg su 7; nei due giorni in cui erano in aria non erano sollecitati. Si realizzava così un ciclo di condizioni di carico e ambientale.

Per le concentrazioni di deformazione elevata in prossimità del fondo intaglio si veniva a realizzare una condizione estremamente severa di TENSO-CORROSIONE.

Per poter avere i termini di raffrono, altre due serie di provini subivano le stesse vicende però senza essere sollecitate, una di queste ultime serie non aveva l'intaglio.

5.2 Parametri di deterioramento

In ogni fase della ricerca si è valutato il modulo elastico del materiale eseguendone la determinazione attraverso il metodo vibrazionale in flessione sui provini 4x4x16 cm; per i provini intagliati il modulo è solo apparente. Ciò non ha rilevanza in quanto verranno utilizzati solo rapporti di moduli valutati su identica geometria. Infatti valutato il modulo a 28 gg su di una certa geometria si valuta ad una certa età il rapporto fra il modulo alla predetta età e quello a 28 gg. Alla variazione di questo rapporto si lega la variazione delle proprietà meccaniche; si noti che il rapporto non è costante ma aumenta anche in ambiente saturo di umidità.

Questa evenienza suggerisce di assumere come parametro di deterioramento a una certa stagionatura la differenza fra detto rapporto per il materiale in condizioni standard e detto rapporto nelle condizioni di studio.

5.3 Effetto chimico

La fig. 13 mostra l'evoluzione del parametro E_X/E_0 per i compositi posti in raffronto. Come può notarsi non appare sostanziale differenza fra i due

compositi. Ciò può interpretarsi col fatto che il decadimento è legato più alla matrice cementizia che alla presenza delle fibre, probabilmente perchè l'assenza di sforzo non genera microfessurazioni che aprono la strada alla penetrazione degli agenti aggressivi sulle fibre.

5.4 Effetto meccanico

La fig.14 mostra ancora l'evoluzione del parametro E_x/E_0 per i compositi posti in raffronto. Questa analisi mostra, a differenza del caso precedente, una sostanziale differenza fra i due compositi. Il composito SPF è più vulnerabile nei riguardi di una permanenza di deformazioni con alti gradienti di sforzo che producono microfessurazioni. Poichè il ciclo prevede in effetti alternanze di esposizioni all'acqua e all'aria consente la corrosione delle fibre metalliche mentre non genera sostanziali degni nel composto con fibra di carbonio che non è soggetta a corrosione. Questo risultato è di notevole interesse in quanto mostra come l'invecchiamento di un composito si può evolvere in maniera diversa se durante il test il provino è sollecitato o non sollecitato. In generale, con interpretazione più ampia di quella usuale, si può parlare di tenso-corrosione del composito riferendosi non solo all'effetto sul metallo.

5.5 Effetto chemo-meccanico

In quest'ultima sezione si è voluto considerare l'effetto combinato di deterioramento per azione chimica e meccanica, avendo già considerato precedentemente i due aspetti separati. Il composto FC2 mostra, nel confronto della fig. 15, una "tenuta" migliore all'aggressione chimica e meccanica. Sempre sulla base dei risultati esposti nella fig.10 si può evidenziare meglio il deterioramento facendo riferimento ad un parametro più significativo.

Si può assumere un parametro di deterioramento

$$D = \frac{E_x - E'_x}{E_0}$$

ove E_0 è il modulo elastico (apparente) valutato sul provino (intagliato) maturato a 28 gg in condizioni standard; E_x è il modulo elastico (apparente) al tempo corrente di prova dello stesso materiale tenuto in bagno di acqua per 5 giorni su 7 e in aria per 2 giorni su 7; E'_x è il modulo elastico (apparente) al tempo corrente di prova dello stesso materiale tenuto in bagno solfatico sotto sforzo per 5 giorni su 7 e in aria per 2 giorni su 7. La differenza $E_x - E'_x$ rappresenta la riduzione di modulo per degrado dovuto all'ambiente aggressivo e allo stato di sforzo (TENSO-CORROSIONE).

Il rapporto D rappresenta la predetta riduzione normalizzata al valore del modulo prima di ogni vicenda evolutiva, a 28 gg. Il parametro D è pertanto un numero puro e può essere assunto come "deterioramento". La fig.16 mostra la valutazione del fattore D per il composito SPF confrontato con il composito FC2.

Risulta evidente il basso deterioramento chemo-meccanico del composito FC2 che per le sue proprietà meccaniche si presenta ottimo per i ripristini strutturali.

FIG.1-PERDITA LAVORABILITA' FIBRE CARBONIO

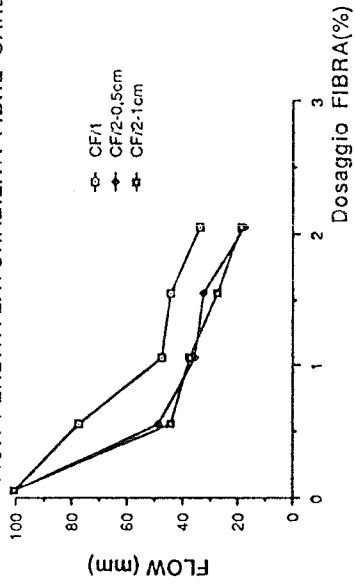


FIG.2-LAVORABILITA' IN FUNZIONE DELLA LUNGHEZZA

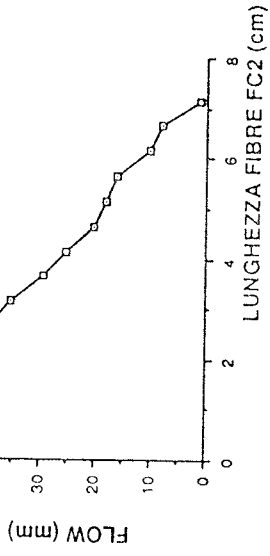


FIG. 3-FIBRE DI CARBONIO FC2 (5mm)

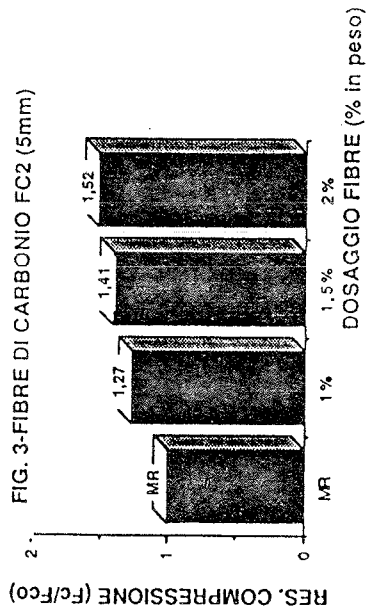
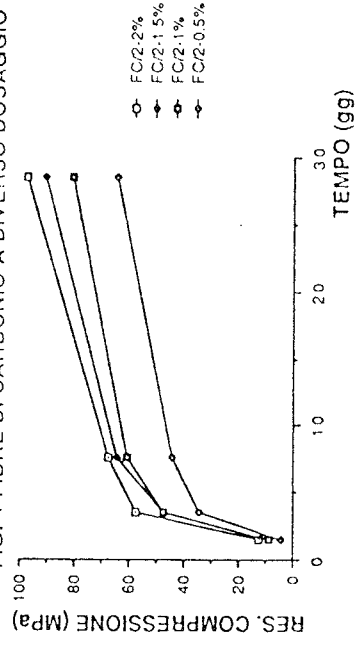
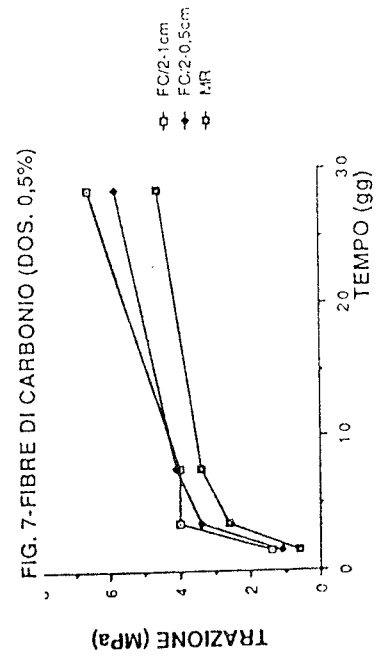
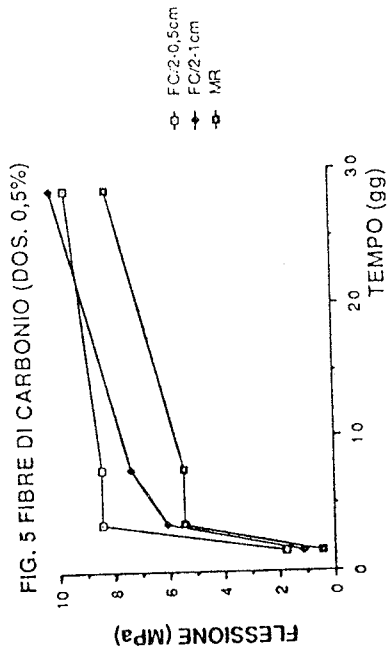
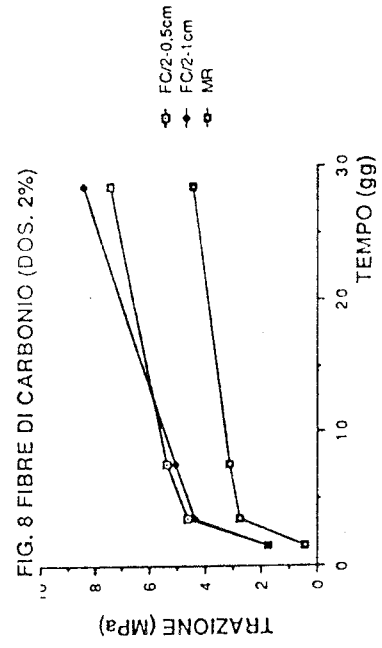
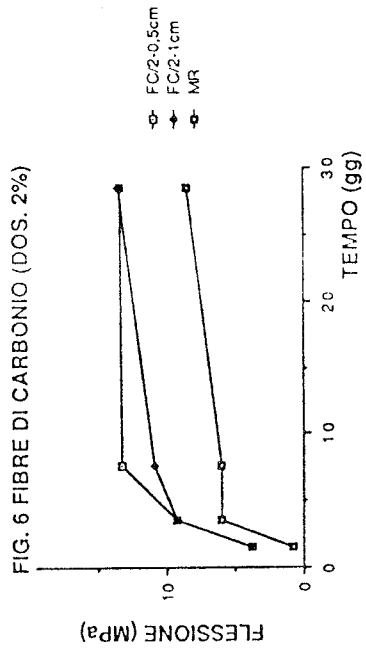
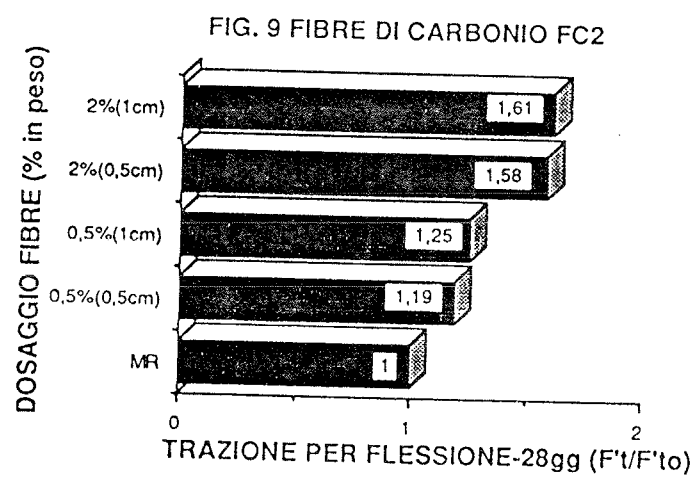
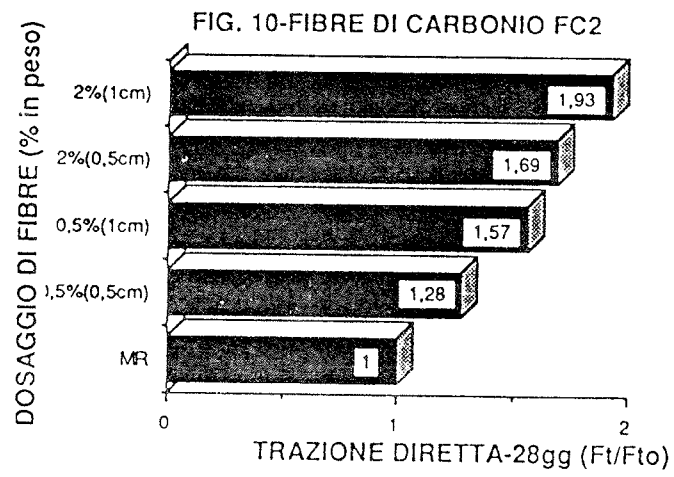


FIG. 4-FIBRE DI CARBONIO A DIVERSO DOSAGGIO







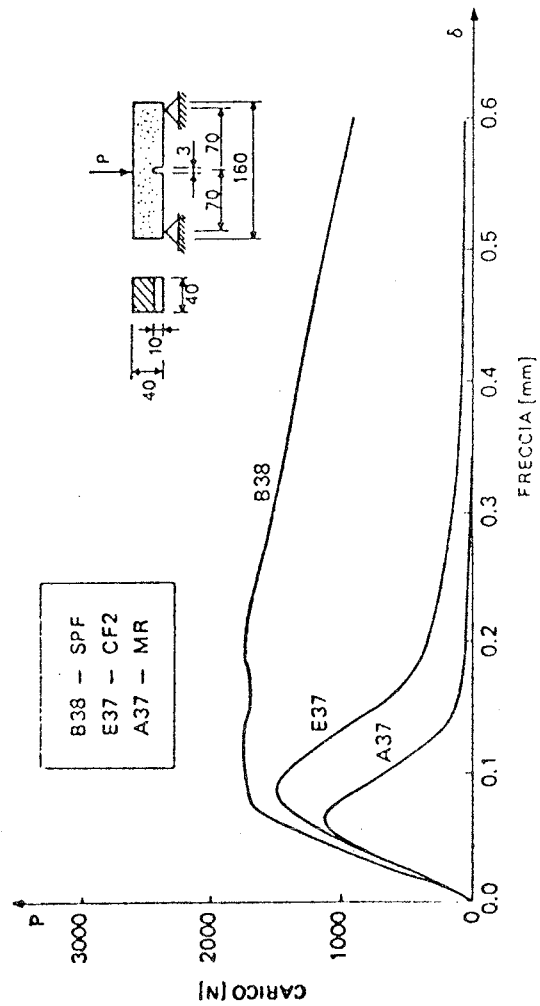


FIG. 11

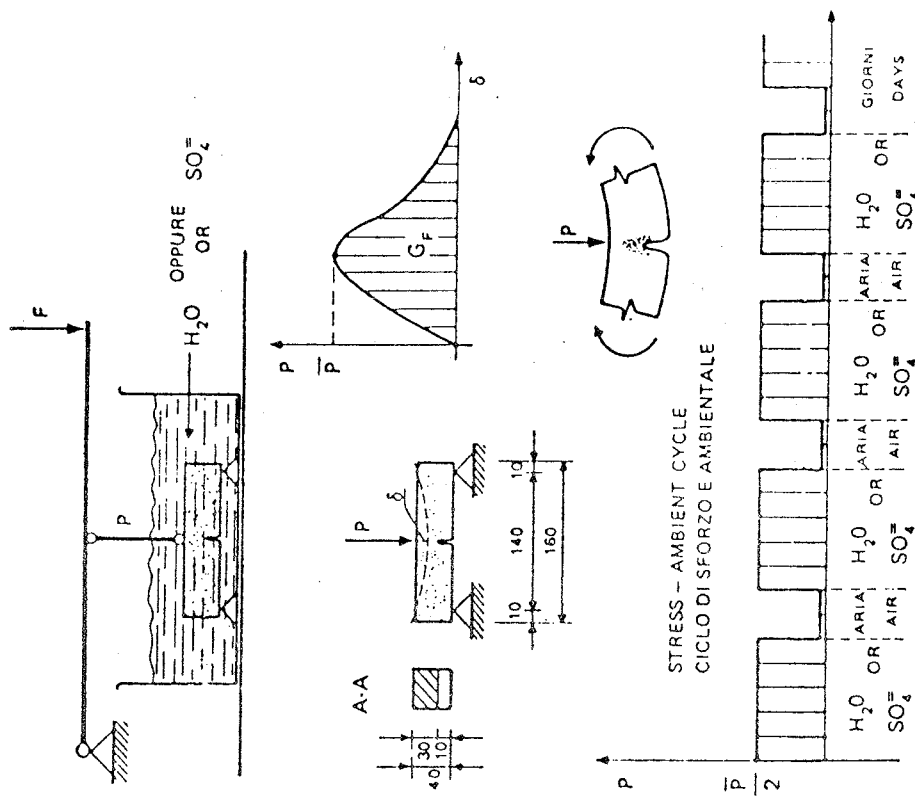


Fig. 12

FIG. 13-EFFETTO CHIMICO

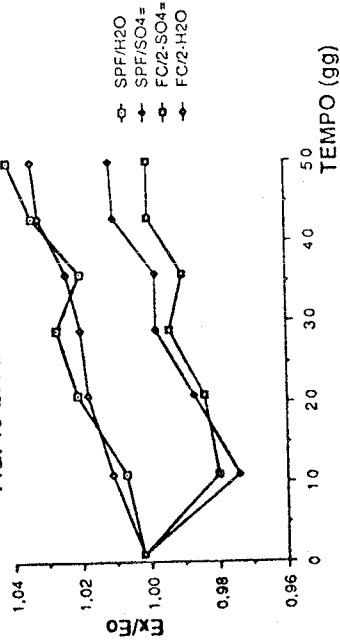


FIG. 14-EFFETTO MECCANICO

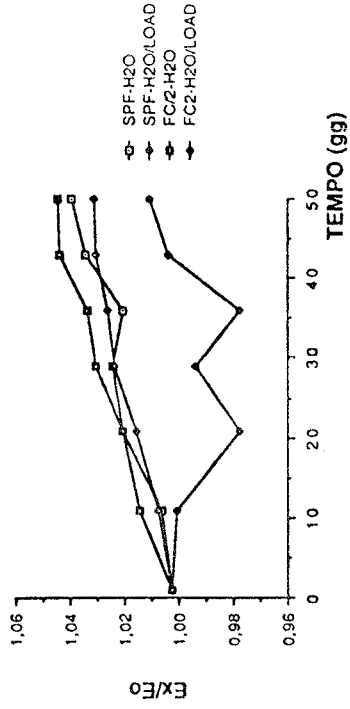


FIG. 15-EFFETTO CHEMO-MECCANICO

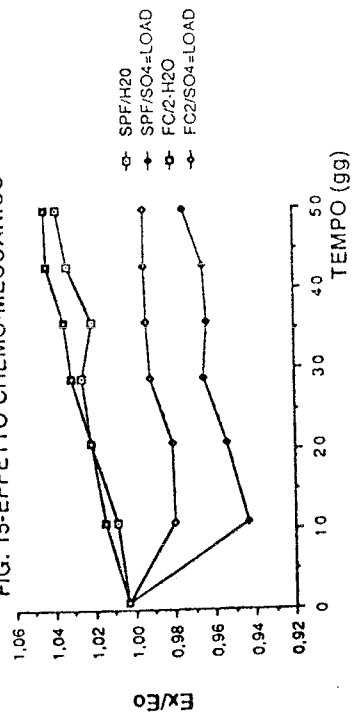


FIG. 16-DIAGRAMMA DI TENSIO-CORROSIONE

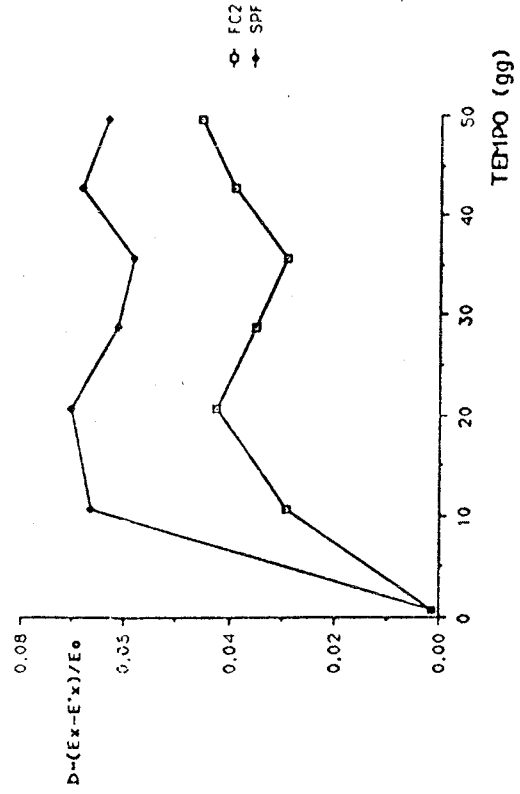


TABELLA 1-PROPRIETA' MECCANICHE DELLE FIBRE

TIPO DI FIBRE	PESO SPECIFICO (g/cc)	RES.A TRAZIONE (N/mm ²)	MODULO ELASTICO (10 ³ N/mm ²)	ROTTURA %	DEL FILAMENTO um
polipropilene	0,91	552 - 759	6,7	21	2,8 D (*)
vetro	2,70	1034 -1241	69,0	2 - 3,5	9-15
ferro	7,86	3000	207,0	7	110
carbonio	1,77	4200	235,0	1,4	6-8

(*) D - DENIER

Tabella 2

	ESPANSIONE PLASTICA UNI 8996 (%)		
	1 giorno	3 giorni	7 giorni
MR	0,1	0	-0,2
FC/1 (0,5% -0,5cm)	0,4	0,4	0,4
FC/1 (1% -0,5cm)	0,5	0,5	0,4
FC/1 (1,5% -0,5cm)	0,4	0,4	0,4
FC/1 (2% -0,5cm)	0,5	0,5	0,5
FC/2(0,5% -0,5cm)	0,6	0,6	0,6
FC/2 (1% -0,5cm)	0,7	0,7	0,7
FC/2 (1,5% -0,5cm)	0,7	0,7	0,7
FC/2(2% -0,5cm)	0,7	0,7	0,7
FC/2(0,5% - 1 cm)	0,6	0,6	0,6
FC/2 (1% - 1 cm)	0,6	0,6	0,6
FC/2 (1,5% - 1 cm)	0,6	0,6	0,6
FC/2 (2% - 1 cm)	0,6	0,6	0,6

Tabella 3

	ESPANSIONE CONTRASTATA UNI 8947 (micron)		
	1 giorno	3 giorni	7 giorni
MR	180	180	160
FC/1 (0,5% -0,5cm)	210	220	220
FC/1 (1% -0,5cm)	240	240	240
FC/1 (1,5% -0,5cm)	235	235	235
FC/1 (2% -0,5cm)	240	245	245
FC/2 (0,5% -0,5cm)	220	230	230
FC/2 (1% -0,5cm)	230	230	230
FC/2 (1,5% -0,5cm)	230	235	235
FC/2 (2% -0,5cm)	230	230	230
FC/2 (0,5% -1cm)	230	230	230
FC/2 (1% -1cm)	240	240	240
FC/2 (1,5% -1cm)	240	245	245
FC/2 (2% -1cm)	230	235	235

CONCLUSIONI

Le fibre di carbonio presentano vantaggi di miglioramento della durabilità paragonabili a quelli conferiti dalle fibre di polipropilene e di miglioramento meccanico comparabile a quello di acciaio.

La prova di tensio-corrosione oltre a mostrare un sinergismo tra i due fenomeni, evidenzia come i compositi carbo-fibrosi siano meno sensibili degli altri compositi fibrosi ai problemi di degrado chemo-meccanico.

L'applicazione dei compositi carbo-fibrosi nel settore del ripristino strutturale del calcestruzzo, rappresenta una tendenza innovativa per la risoluzione dei problemi del degrado.

BIBLIOGRAFIA

- I) DI TOMMASO, A. "Apporti all'energia di frattura dei calcestruzzi mediante inclusione di fibre" Atti Convegno AITEC (Ass. It. Tecnico Economico Cemento), Parma, oct. 1985.
- II) DI TOMMASO, A. e MANTEGAZZA, G. "Silica fume influence in cementitious composites designed for toughness and durability" (In publication).
- III) K. KRENCHER, H.W. JENSEN "Organic reinforcement fibers for cement and concrete" Abk Afdelingen for Baerende Konstruktioner Dep. of Structural Engineering (Danmarks Tekniske Hojskole - Technical University of Denmark) Serie R. N° 151, 198.
- IV) ALI, M.A., MAJUMDAR, A.J. AND RAYMENT D.K. "Carbon fibre reinforcement concrete" Cement and Concrete Research, Vol.2, N° 2, March 1972, pp. 201-12.
- V) WALLER, J.A. "Carbon fibre Reinforced Concrete" Publication, SP-44, American Concrete Institute, 1974, pp. 143-61.
- VI) SARKER, S and BAILEY, M.B. "Structural Properties of Carbon Fibre Reinforced Cement" Rilem Symposium 1975, Fibre Reinforced Cement and Concrete, Construction Press, pp. 361-71.
- VII) V. SCHNEIDER, E. NAGELE "The influence of mechanical stress on the corrosion of cementitious materials" Fracture toughness and fracture energy of concrete edited by F.H. Wittmann - Elsevier Science Pub.
- VIII) HANNANT, D.J "Fibre Cement and Fibre Concretes" John Wiley e Sons, pp 12-19.
- IX) DI TOMMASO, A. "Le fibre di acciaio nei conglomerati cementizi" Acciaio, febr. 1986.
- X) DE MARTINO, G. DI TOMMASO, A. "Cementitious Composites with Steel Fibres for Structural Elements" Seminar on New Applications for steel, Economic Commission for Europe, United Nations, Luxembourg, 2-6 May, 1988.
- XI) 30 FMC-RILEM COMMITTEE "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams" 1985
- XII) DI TOMMASO, A. "Fiber reinforced concrete and mortar: a ductile building composite material" Conf. Europeenne: La fissuration del betons et la durabilite del constructions, AFREM-CEE, Saint-Remy les Chevreuse, Paris, August 1988.

INDAGINE SULL'INFLUENZA DEL RIVESTIMENTO IN RESINA DELLE ARMATURE SUI
LEGAMI LOCALI DELL'ADERENZA IN CONDIZIONI DI CARICO VARIABILE
MONOTONICAMENTE E CICLICAMENTE

CLAUDIO MODENA[^] - TIZIANO COLTRO^{^^} - GIAMPAOLO ROSSARO^{^^}

[^] Professore Associato

^{^^} Ingegnere Civile

Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni

Facolta' di Ingegneria - Universita' di Padova

SOMMARIO

Vengono presentati i risultati di una indagine sperimentale sull'influenza del rivestimento di resina, applicato a barre ad aderenza migliorata per proteggerle contro la corrosione, sull'aderenza acciaio-calcestruzzo. Le prove hanno dimostrato che, qualora venga evitata la formazione di fessure longitudinali, il rivestimento non influisce sensibilmente sui legami locali tensione-scorrimento per sollecitazioni sia monotone che cicliche.

SUMMARY

The results are presented of an experimental research on the influence of epoxy coatings applied to deformed bars for corrosion protection on the steel to concrete bond. The tests demonstrated that epoxy coating doesn't significantly influence the local bond stress-slip relationships under both monotonic and cyclic loading when the formation of splitting cracks is prevented.

1. PREMESSA

Il rivestimento delle barre di acciaio ad aderenza migliorata con una pellicola continua di resina, dello spessore dell'ordine di $0.12 \div 0.30$ mm, viene impiegato ormai da molti anni, soprattutto negli Stati Uniti, per la protezione contro la corrosione delle armature delle strutture di c.a. Le prime applicazioni, che risalgono al 1973, sono avvenute nella costruzione di solette di ponti e di garages in zone con climi invernali freddi, dove l'uso di sali come misura contro la formazione di ghiaccio sulle strade crea un ambiente molto aggressivo a diretto contatto con tali strutture.

L'introduzione di questo nuovo strato di materiale fra acciaio e calcestruzzo modifica evidentemente le condizioni di contatto fra i due materiali, e quindi influisce sull'importante fenomeno dell'aderenza. Le ricerche fino ad oggi svolte su questo argomento sono state rivolte soprattutto alla soluzione dei problemi di piu' immediato interesse applicativo. Le prime indagini sono state svolte presso il National Bureau of Standards (1, 2, 3), ed ad esse sono seguite negli Stati Uniti due campagne sperimentali di notevole interesse (4, 5), che si sono concentrate sul problema degli ancoraggi e sul comportamento d'insieme di elementi strutturali. Non sono state invece ancora effettuate indagini sistematiche sugli effetti del rivestimento sulle leggi costitutive dell'aderenza, la cui conoscenza consente una completa modellazione del fenomeno, e in

particolare lo studio delle modalita' di innesco e di propagazione delle fessure negli elementi strutturali di c.a. e, nel caso delle strutture antisismiche, della loro capacita' di resistenza e di dissipazione di energia sotto carichi ripetuti ciclicamente.

Tenuto conto del grande interesse che in generale rivestono le tecnologie che possono fornire contributi alla soluzione del problema della durabilita' delle strutture di c.a., e considerato che la produzione e l'uso delle barre rivestite e' iniziata anche in Italia, oltre che in altri paesi europei (6), e' stato deciso l'avvio presso l'Universita' di Padova di una ricerca sperimentale sui legami locali tensione di aderenza-scorrimento in condizioni di carico variabile sia monotonicamente che ciclicamente.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

2.1 Generalita'

Il programma sperimentale e' stato basato su un tipo di prove e su modalita' di preparazione dei provini tali da mettere in gioco il minor numero possibile di parametri, fra quelli, molto numerosi, che hanno influenza sul fenomeno dell'aderenza. Si e' cercato in tal modo di realizzare le migliori condizioni per confrontare il comportamento dei due tipi di barra, e soddisfare quindi l'obiettivo principale delle indagini. Tutti i provini sono stati quindi ottenuti da un unico impasto e maturati nelle stesse condizioni, e tutte le barre, rivestite e non, sono state prodotte dalla stessa acciaieria. Tenuto conto infine che e' gia' stato dimostrato un diverso comportamento dei due tipi di barre nei confronti del fenomeno della fessurazione longitudinale ("splitting cracks") (5, 7), si e' posta particolare attenzione nel realizzare provini nei quali tale fessurazione non si potesse manifestare.

2.2 Caratteristiche dei provini e modalita' di prova

Le modalita' di preparazione dei provini sono indicativamente illustrate nella Figura 1. La barra e' resa aderente al calcestruzzo per un tratto di

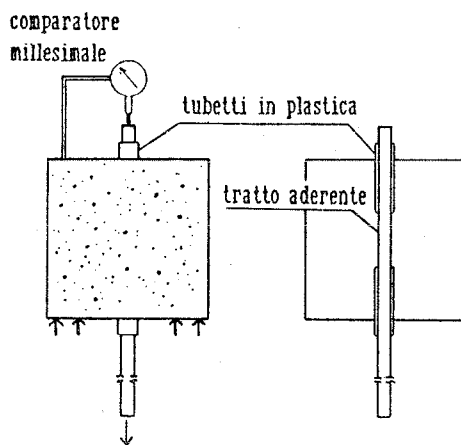


Figura 1: forma e preparazione dei provini

lunghezza limitata, adottando quindi l'accorgimento cui normalmente si fa ricorso nello studio dell'aderenza locale (8, 10): nella zona aderente si puo' infatti in tal modo approssimativamente considerare che la tensione di aderenza sia uniformemente distribuita. In precedenti ricerche si sono adottati valori di lunghezza aderente dell'ordine di 3÷5 volte il diametro della barra di acciaio: nel presente lavoro si e' assunta una lunghezza pari a 4 volte il diametro della barra. Tubetti di plastica evitano, come indicato in figura, il contatto fra barra e calcestruzzo nelle zone in cui si vuole evitare l'aderenza.

Il tratto aderente e' realizzato nella parte centrale di blocchi di calcestruzzo di dimensioni pari a 10x10x15 cm e 20x20x20 cm per i provini realizzati con barre di diametro pari rispettivamente a 10 e 16 mm. Le dimensioni dei blocchi di calcestruzzo e la posizione del tratto aderente sono tali da evitare rotture del calcestruzzo sia in prossimita' della superficie esterna, nella direzione in cui avviene l'estrazione della barra, sia longitudinalmente, secondo piani passanti per l'asse della barra ("splitting cracks"). L'esame di alcuni campioni dopo l'esecuzione delle prove di estrazione, effettuato tagliando il provino e imbevendo con colorante il calcestruzzo circostante la barra, ha confermato l'assenza di fessure longitudinali, mentre sono state rilevate le ben note fessure radiali, corrispondenti alla formazione, e successiva rottura, dei denti di calcestruzzo fra le nervature della barra (8).

Le prove vengono eseguite applicando uno sforzo di estrazione ad una estremita' della barra e misurando lo scorrimento corrispondente all'estremita' libera opposta. Una piu' completa descrizione delle modalita' di prova e dell'attrezzatura impiegata, appositamente costruita, e' riportata in (9).

2.3 Programma di prove

Sono state eseguite prove con barre del diametro di 10 e 16 mm. La scelta dei diametri e' stata fatta tenuto conto della disponibilita' di barre rivestite nel momento in cui sono state eseguite le prove (quelle qui utilizzate sono state prodotte in Italia e trattate negli Stati Uniti), con l'intento di studiare il comportamento di barre sia di piccolo che di medio-grande diametro : le prime sono utilizzate sia come armature secondarie o trasversali sia come armature principali in alcune tipologie strutturali (piastre, pareti), le seconde in generale come armature principali in elementi sia mono che bidimensionali.

Sono stati impiegati 36 campioni, suddivisi in quattro gruppi di nove campioni per ogni tipo di barra e di diametro. Su ciascun gruppo di provini sono state eseguite le seguenti prove :

- tre prove di estrazione con carico monotonicamente crescente fino a valori di scorrimento corrispondenti alla resistenza per attrito (rottura per estrazione);
- quattro prove con carico ciclico, eseguite applicando inizialmente un carico monotono fino a raggiungere valori di scorrimento pari rispettivamente a 1, 2, 3 e 4 mm, applicando quindi tre cicli con completa inversione del carico di estrazione senza superare in entrambi i sensi il valore assoluto dello scorrimento massimo raggiunto nella fase di carico iniziale e portando infine a rottura (resistenza ultima per attrito - rottura per estrazione) il provino;
- due prove con carico ciclico, eseguite applicando tre cicli con inversione di carico effettuata al raggiungimento dello scorrimento corrispondente, in ogni ciclo ed in entrambi i sensi, al valore massimo della resistenza dell'aderenza, portando quindi a rottura, come nel caso precedente, il provino.

2.4 Caratteristiche dei materiali

Sono state impiegate barre di acciaio ad aderenza migliorata classe FeB44k.

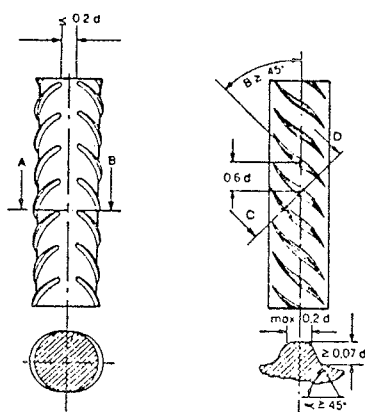


Figura 2: caratteristiche geometriche delle barre

Le caratteristiche geometriche delle nervature illustrate nella Figura 2, sono tali per cui l'indice di aderenza definito da Rehm (10) per qualificarne l'effetto sull'aderenza acciaio-calcestruzzo assume il valore, uguale per entrambi i diametri :

$$\alpha = (N_t A_t \sin \beta) / (\theta \pi I_t) = 0.05$$

essendo N_t il numero di nervature lungo la circonferenza di una sezione della barra (2 per entrambi i diametri), A_t l'area di una singola nervatura al di fuori del nocciolo della barra (rispettivamente 6.69 e 17.4 mm² per barre del diametro di 10 e 16 mm), β l'angolo di inclinazione della nervatura rispetto all'asse della barra e I_t la distanza fra le nervature.

Il calcestruzzo e' stato confezionato con inerte avente la seguente granulometria :

Apertura vaglio (mm)	20	15	7	3	1	0.5
% di passante	100.0	79.5	53.0	38.5	18.2	8.7

e secondo la seguente composizione in peso :

cemento PTL 325	4040 N/m
acqua (A/C = 0.52)	2100 N/m
inerte	19500 N/m

Le prove a compressione su tre cubetti con lato di 15 cm hanno fornito valori di resistenza pari a rispettivamente a 33.7, 34.4 e 30.2 MPa, cui corrisponde un valor medio di resistenza pari a 32.7 MPa.

I provini sono stati stagionati in ambiente controllato con temperatura pari a 20 °C e umidita' relativa pari al 90%.

3. ILLUSTRAZIONE, MODELLAZIONE E CONFRONTO DEI RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Prove con carichi monotoni

Nelle Figure 3 a e b sono confrontate le curve medie ottenute dalle prove con barre normali e rivestite rispettivamente per le barre del diametro di 10 mm e di 16 mm, che consentono un immediato confronto, qualitativamente molto significativo, fra i comportamenti dei due tipi di armature . I risultati completi sono presentati in (11).

Risulta evidente che, qualora sia evitata la rottura per formazione di fessure longitudinali ("splitting") (5), non sono riscontrabili differenze sostanziali di comportamento. Le barre rivestite presentano valori piu' ridotti della resistenza per "adesione chimica" (8), ed una minore rigidezza nella fase iniziale elastica. Non appaiono invece differenze significative ne' per quanto riguarda la resistenza massima (in entrambi i casi le barre di diametro minore hanno resistenza piu' elevata rispetto a quelle di diametro più elevato, confermando i risultati delle precedenti

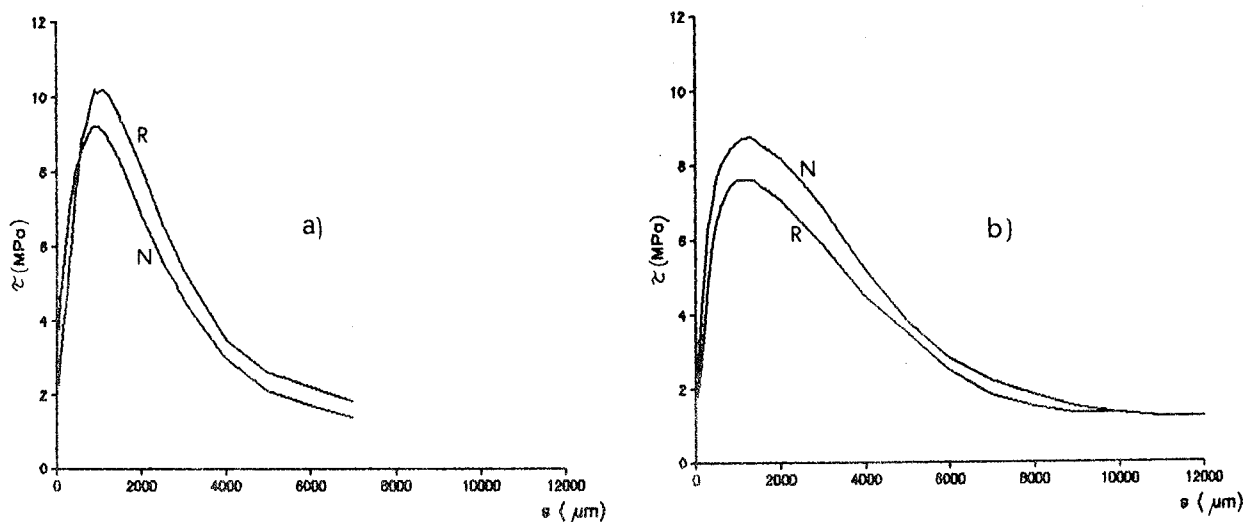


Figura 3 : confronto fra le curve sperimentali medie aderenza-scorrimento in condizioni di carico variabile monotonicamente relative alle barre del diametro di 10 mm - a)- e 16 mm - b)-, normali (N) e rivestite (R).

ricerche, e nel caso delle barre di diametro minore le barre rivestite hanno manifestato addirittura una resistenza superiore rispetto a quelle normali) ne' per quanto riguarda l'andamento del ramo discendente della curva aderenza-scorrimento, corrispondente alla fase di rottura del calcestruzzo compreso fra le nervature, e nella fase finale corrispondente alla resistenza per attrito.

Tali considerazioni vengono confermate anche da un punto di vista quantitativo eseguendo il confronto sulla base di una modellazione analitica del comportamento sperimentale osservato. A tale scopo viene utilizzato il modello proposto in (10) nell'ambito di una ricerca su barre

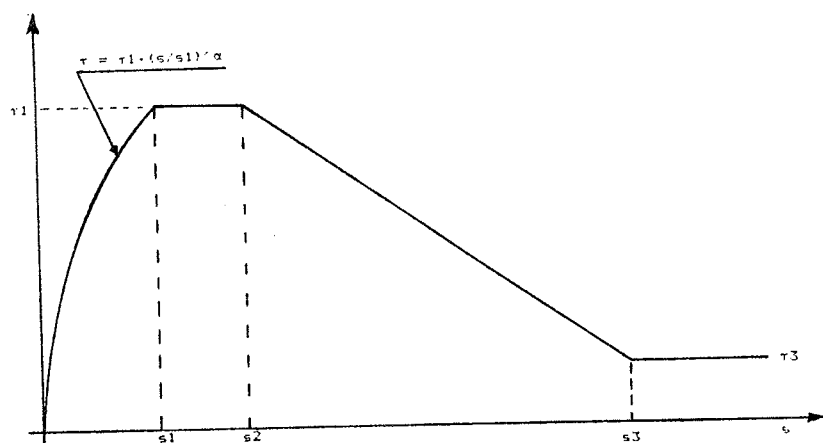


Figura 4 : modello analitico della relazione aderenza locale-scorrimento per carichi monotoni proposto in (10)

normali. Il modello, rappresentato in Figura 4, e' caratterizzato da sei parametri :

- τ_1 , s_1 ed α definiscono la resistenza massima e la rigidezza del ramo ascendente della legge costitutiva;
- s_3 definisce l'inizio della fase resistente per attrito e viene assunto pari alla distanza netta fra le nervature, ipotizzando l'inizio di tale fase in corrispondenza ad un valore di scorrimento tale da aver ottenuto la completa rottura del

calcestruzzo compreso fra due nervature; nel caso delle barre in esame, tale valore e' sempre pari a 0.45 volte il diametro della barre stesse;
 τ_3 definisce la resistenza per attrito;
 s_2 definisce l'estensione di un "plateau", di incerto significato fisico e di incerta determinazione: e' il parametro che sembra avere meno importanza fra quelli impiegati.

I valori dei parametri del modello ricavati da ciascuna delle dodici prove monotone sono riportati, assieme ai corrispondenti valori medi relativi a ciascun gruppo di barre, nella seguente tabella:

Diametro 10 mm						Diametro 16 mm					
Barre normali											
α	s_1	τ_1	s_2	s_3	τ_3	α	s_1	τ_1	s_2	s_3	τ_3
	(μm)	(MPa)	(μm)	(μm)	(MPa)		(μm)	(MPa)	(μm)	(μm)	(MPa)
0.27	628	8.87	1240	4500	1.35	0.46	842	9.64	1780	7200	1.99
0.35	698	9.64	1260	4500	1.93	0.44	806	7.95	1600	7200	1.35
0.29	700	9.03	1270	4500	1.40	0.36	745	8.41	1620	7200	1.25
Valori medi											
0.30	675	9.18	1257	4500	1.56	0.42	798	8.60	1667	7200	1.53
Barre rivestite											
0.60	744	9.85	1302	4500	2.03	0.49	806	7.35	1767	7200	1.25
0.52	790	10.36	1301	4500	1.50	0.55	868	7.69	1705	7200	1.70
-	-	-	-	-	-	0.41	700	7.79	1520	7200	1.49
Valori medi											
0.56	767	10.10	1302	4500	1.77	0.48	791	7.61	1664	7200	1.48

Per quanto riguarda il confronto fra barre normali e barre rivestite, si puo' osservare che le uniche differenze significative e sistematiche riguardano i valori del parametro α , che definisce la rigidezza iniziale della curva tensione-scorrimento, piu' elevato nel secondo caso, a conferma di quanto precedentemente detto.

Un esempio di confronto grafico fra modello e risultati sperimentali e' riportato nelle Figure 5 a e b, relative a barre del diametro di 16 mm, normali e rivestite: vi si trova conferma della capacita' del modello di rappresentare con ottima approssimazione i risultati sperimentali ottenuti con i tipi di barre considerati nella presente ricerca.

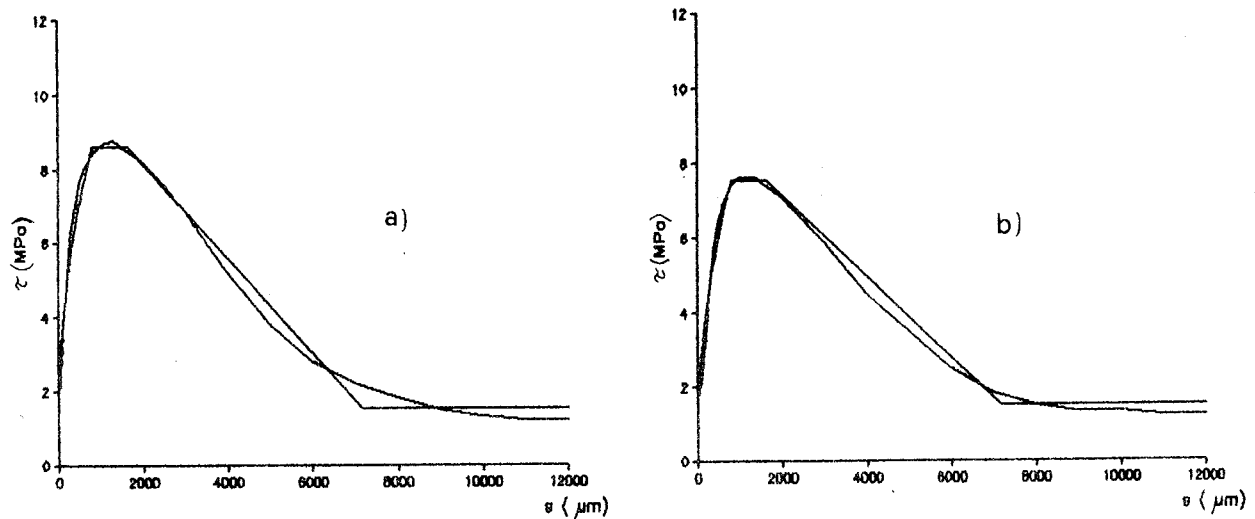


Figura 5: confronto fra risultati sperimentali e modello per barre del diametro di 16 mm normale - a)- e rivestita - b)-.

3.2 Prove con carichi ciclici

Alcuni risultati delle prove cicliche sono riportati, nella forma utilizzata per le prove monotone, nelle Figure 6 e 7 relative rispettivamente a barra del diametro di 10 mm normale e rivestita e del diametro di 16 mm normale e rivestita. I risultati completi sono riportati in (11).

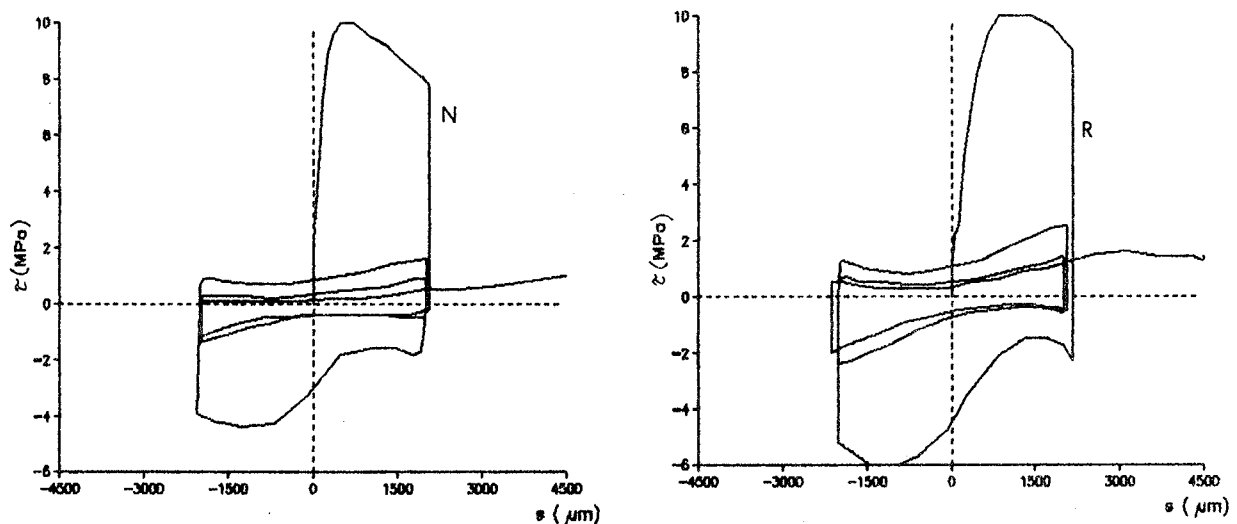


Figura 6: curve sperimentali aderenza scorrimento per carichi ciclici per barre del diametro di 10 mm

In questo caso non sono evidentemente confrontabili le singole prove: le analisi dei risultati ed i confronti possono essere eseguiti in maniera significativa individuando e calcolando i parametri rappresentativi del comportamento ciclico, indipendentemente dalla particolare storia di carico seguita in ciascuna prova. Ciò presuppone evidentemente la possibilità di

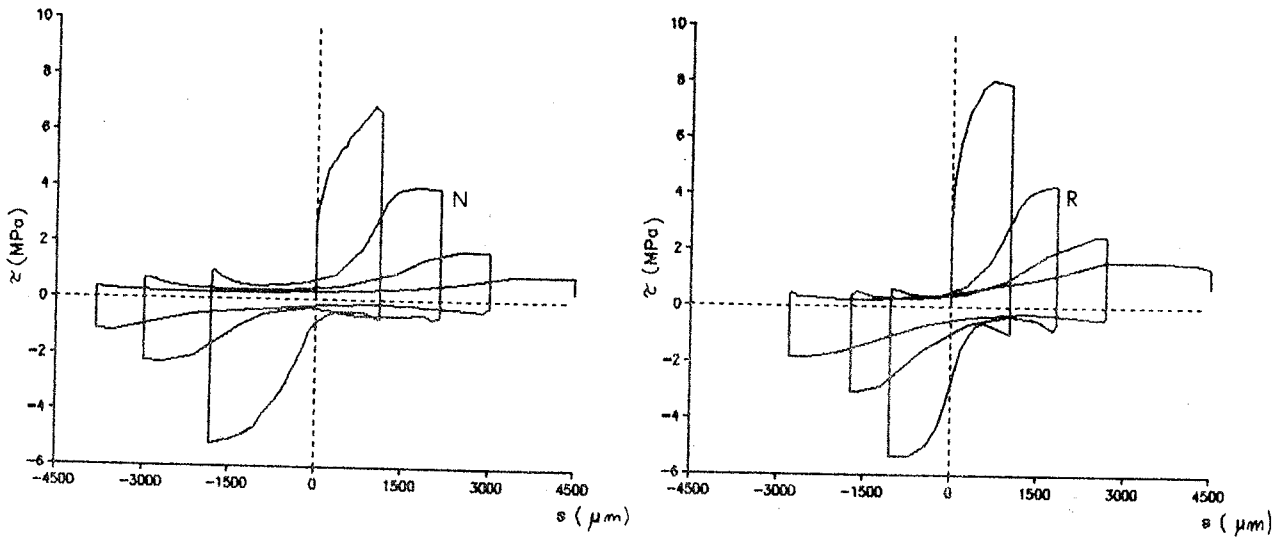


Figura 7: curve sperimentali aderenza scorrimento per carichi ciclici per barre del diametro di 16 mm

disporre di una legge costitutiva anche nel caso di carichi ciclici: nel presente lavoro si fara' riferimento al modello analitico, illustrato nella Figura 8, proposto in (10) e modificato in (11).

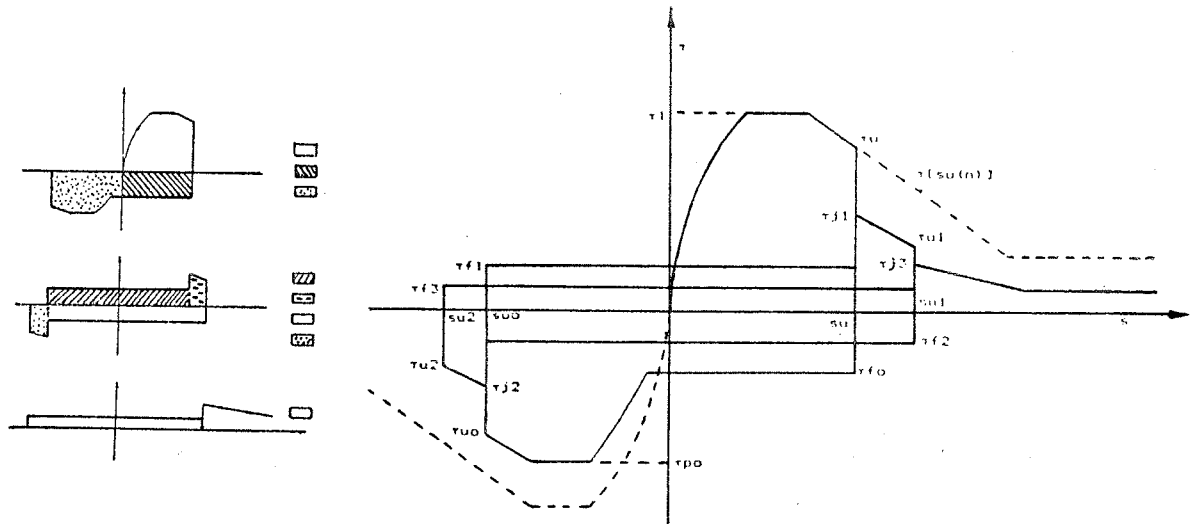


Figura 8 : modello analitico della relazione aderenza-scorrimento per carichi ciclici proposto in (10) e modificato in (11).

Il modello e' completamente definito in funzione della curva inviluppo, determinata per mezzo di prove con carico monotono come indicato nel paragrafo precedente, e in funzione della energia dissipata, calcolata come indicato in Figura 8, tramite i parametri d , τ_{f0}/τ_u e df . Il primo parametro definisce le curve inviluppo ridotte, in quanto descrive il deterioramento della resistenza ultima per attrito e della resistenza massima. Il secondo ed il terzo parametro definiscono le modalita' di deterioramento della resistenza per attrito ai vari cicli: in particolare

il secondo definisce il valore della resistenza per attrito alla prima inversione di carico (τf_0) in funzione della resistenza massima τ raggiunta sulla curva involucro in corrispondenza a tale inversione; il terzo, df , descrive le modalita' di deterioramento della resistenza per attrito ad ogni inversione di carico in funzione della resistenza corrispondente alla prima inversione (τf_0).

Il modello consente una buona simulazione delle curve aderenza-scorrimento ottenute sperimentalmente, come si puo' osservare nelle Figure 9 a, b, c e d, in cui sono riportati alcuni confronti fra una curva sperimentale (una per ogni tipo di barra) ed il corrispondente modello. La curva involucro monotona del modello e' stata costruita assumendo, per ogni tipo di barra, τ_1 pari alla resistenza massima misurata durante la fase di carico monotono

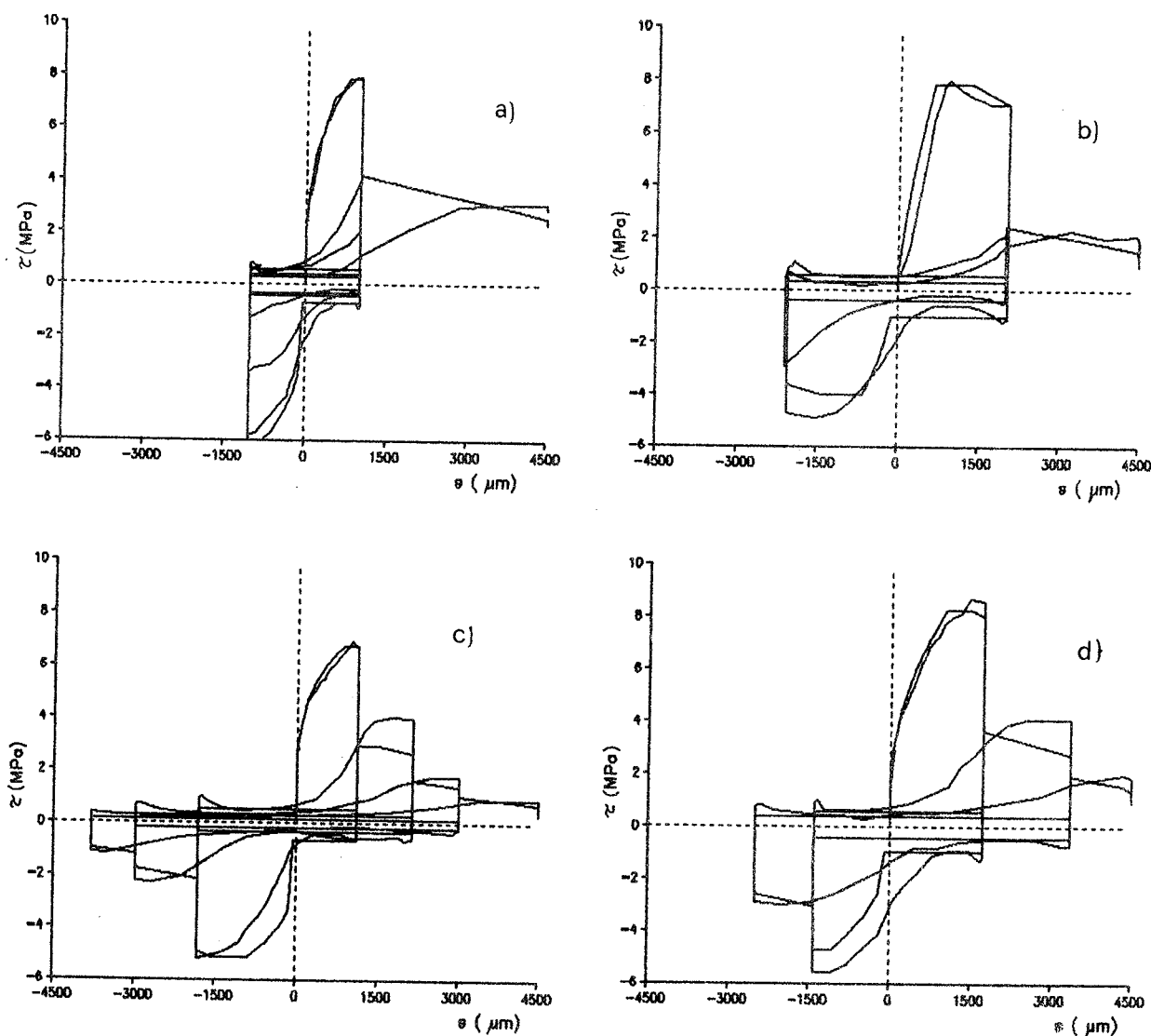


Figura 9: confronto fra risultati sperimentali e modello per barre del diametro di 10 mm normale -a)- e rivestita -b)- e per barre del diametro di 16 mm normale -c)- e rivestita -d)-

della prova ciclica, e τ_3/τ_1 , che non è stato determinato sperimentalmente, pari al valore di τ_3/τ_1 ricavato dai corrispondenti valori medi ottenuti, per ogni tipo di barra, dalle prove eseguite con carico monotono.

Il confronto fra il comportamento sotto carichi ciclici delle barre normali e delle barre rivestite può essere quindi effettuato sulla base degli andamenti delle curve che forniscono i valori dei tre parametri in funzione dell'energia dissipata. A tale scopo nelle Figure 10, 11 e 12 vengono riportate le coppie di curve di interpolazione, riguardanti rispettivamente i parametri d , τ_0/τ_u e df , relative alle barre normali (N) e rivestite (R) di diametro 10 (a) e 16 mm (b).

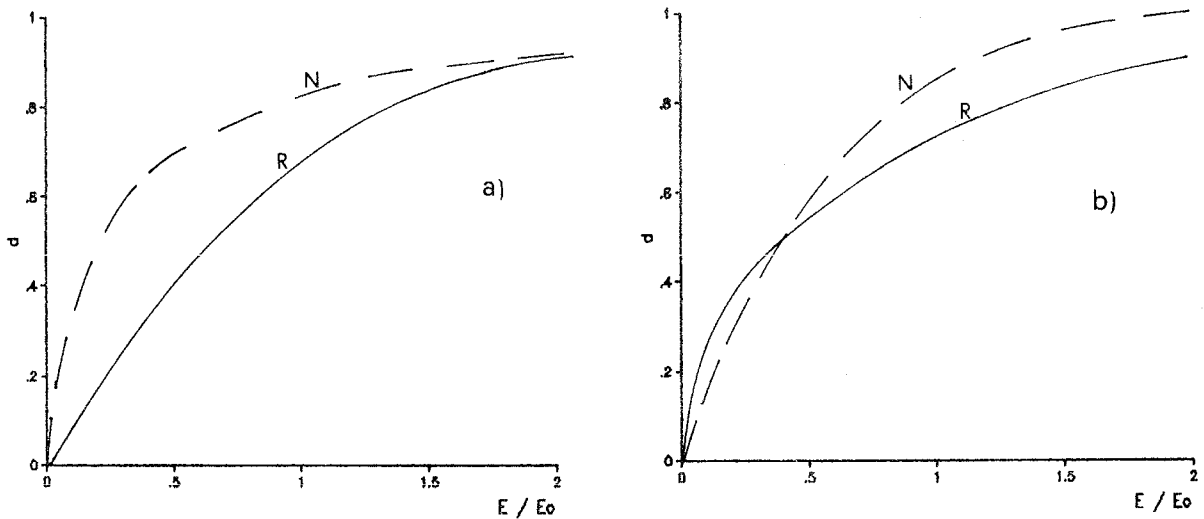


Figura 10: curve di interpolazione dei valori sperimentali del parametro d : barre del diametro di 10 mm -a)- e 16 mm -b)- normali (N) e rivestite (R)

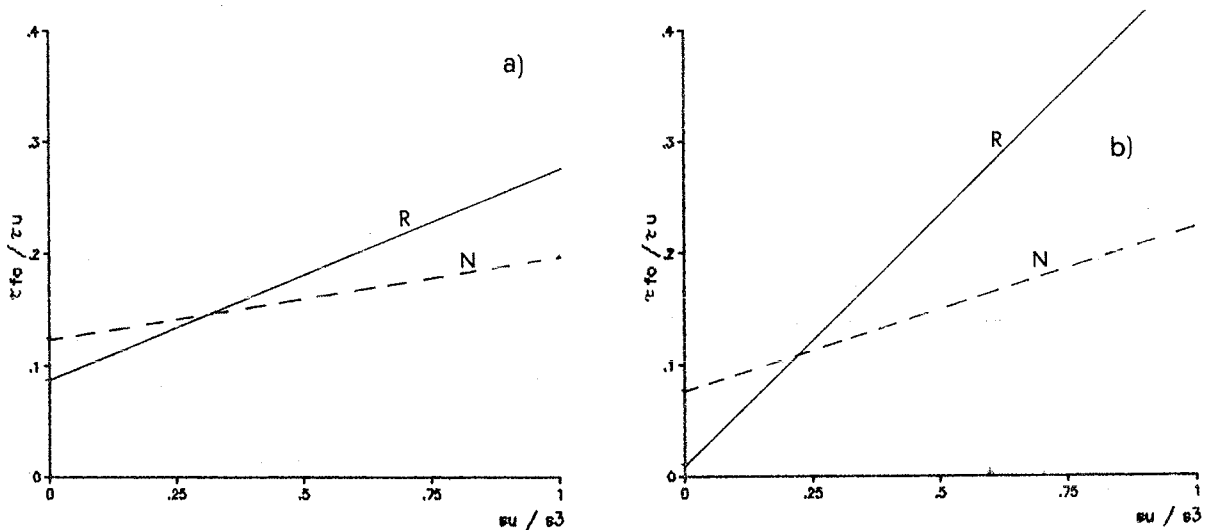


Figura 11: curve di interpolazione dei valori sperimentali del parametro τ_0/τ_u : barre del diametro di 10 mm -a)- e di 16 mm -b)- normali (N) e rivestite (R)

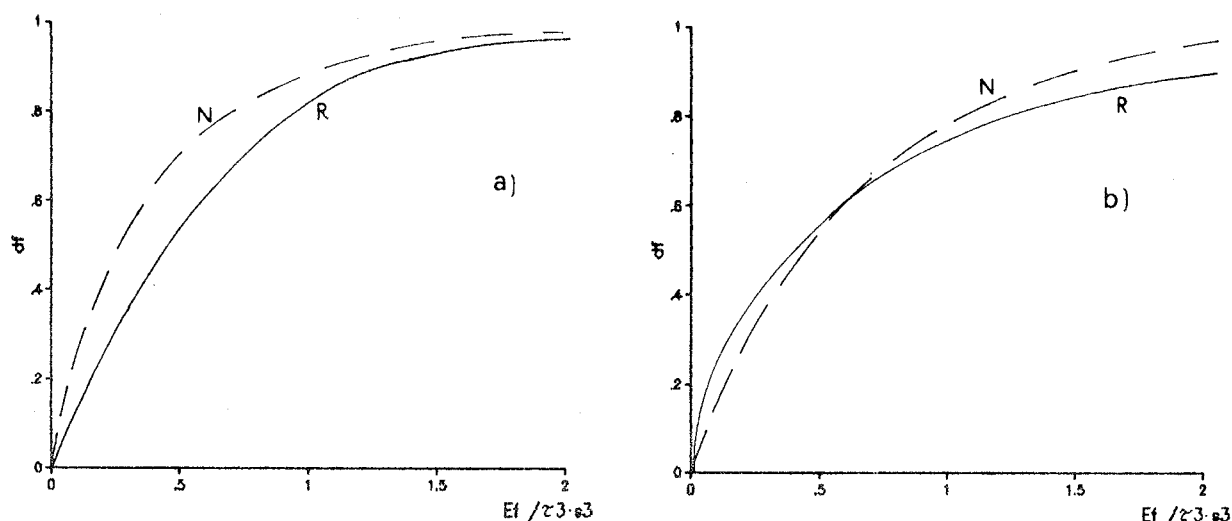


Figura 12: curve di interpolazione dei valori sperimentali del parametro df : barre del diametro di 10 mm -a)- e di 16 mm -b)- normali (N) e rivestite (R)

La conclusione più importante che se ne può trarre è che, nelle condizioni di prova qui considerate, il rivestimento non sembra influire negativamente sul comportamento delle barre sotto azioni cicliche. I parametri di danno d e df infatti (Figura 10 e Figura 12) non assumono in generale valori sostanzialmente diversi: fatta eccezione anzi per i valori più bassi di energia dissipata (e in generale nel caso delle barre di diametro minore), di poco interesse per le strutture che devono sopportare azioni sismiche violente, il danneggiamento sia delle resistenze massime, misurate sulle curve inviluppo ridotte, sia delle resistenze per attrito sembra essere addirittura inferiore nel caso delle barre rivestite. La minore tendenza delle barre rivestite a provocare il deterioramento delle caratteristiche di aderenza sembra confermata anche dai risultati riportati nelle Figure 10 a e b: la resistenza per attrito alla prima inversione di carico τ_0 , data in funzione della resistenza massima al momento in cui viene effettuata l'inversione τ_u , è infatti in generale più elevata (fatta eccezione per il campo di valori più basso, e quindi di minore interesse in situazione sismica, degli spostamenti massimi fra cui si ripetono i cicli) nel caso delle barre rivestite rispetto al caso delle barre normali.

4. CONCLUSIONI

Si sono presentati i risultati sperimentali di una ricerca svolta per confrontare le caratteristiche dell'aderenza locale fra acciaio e calcestruzzo di barre ad aderenza migliorata normali e rivestite di resina in condizioni di carico sia monotono che ciclico. Le prove sono state eseguite in condizioni di confinamento del calcestruzzo tali da evitare la formazione di fessure longitudinali da spacco ("splitting cracks"). In tali condizioni di prova, e per le barre con le caratteristiche geometriche delle nervature ed i diametri qui impiegati, non sono state riscontrate differenze sostanziali nel comportamento dei due tipi di barra.

E' stata dimostrata inoltre la possibilita' di utilizzare gli stessi modelli analitici per simulare il comportamento di entrambi i tipi di barra esaminati nella presente ricerca.

5. BIBLIOGRAFIA

- 1- Mathey R.G., Clifton J.R. "Bond of coated reinforcing bars in concrete", Proceeding ASCE, Vol. 102, ST1, 1976.
- 2- Clifton J.R., Mathey R.G., Andersen E.D. "Creep of coated reinforcing bars in concrete", Proceedings, ASCE Vol. 105, ST10, 1979.
- 3- Clifton J.R., Mathey R.G. "Bond and creep characteristics of coated reinforcing bars in concrete", ACI Journal, july-august 1983.
- 4- Johnston D.W., Zia P. "Bond characteristics of epoxy coated reinforcing bars", Report n. FHWA/NC/82-002, Center for Transportation Engineering Studies, Department of Civil Engineering, North Carolina State University at Raleigh, 1982.
- 5- Treece R.A., Jirsa J.O. "Bond strength of epoxy-coated reinforcing bars", PMFSEL Report n. 87-1, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, 1987.
- 6- Rehm G. "Plastic coated reinforcement in reinforced concrete construction", Betonwerk Fertigteil-Technik, Heft 1, 1987.
- 7- Modena C., Cecchinato P. "Bond between epoxy coated steel bars and concrete under monotonic and cyclic loads", RILEM I Int. Cong. from Materials Science to Materials Engineering, Paris, 1987.
- 8- CEB Bulletin n. 151 "Bond Actions and Bond Behaviour of Reinforcement", State of Art Report, Paris, 1982.
- 9- Modena C., Coltro T., Rossaro G. "Studio dell'aderenza acciaio-calcestruzzo in presenza di fessure longitudinali da spacco ("splitting cracks"): attrezzatura di prova e primi risultati sperimentali", R.I. 5/88, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Universita' di Padova, Padova, 1988.
- 10-Eligehausen R., Popov E.P., Bertero V.V. "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations- Experimental results and analytical model", Report n. UCB/EERC- 83/23, University of California, Berkeley, 1983.
- 11-Modena C., Coltro T., Rossaro G. "Confronto dei legami fra aderenza locale e scorrimento rispetto al calcestruzzo di barre nervate normali e rivestite di resina, per sollecitazioni sia monotone che cicliche. Risultati sperimentali e modellazione.", R.I. 7/88, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Universita' di Padova, Padova, 1988.

Ringraziamenti

Si ringraziano le Ditte Feralpi s.p.a. di Lonato (Brescia) e 3M Italia s.p.a. per la fornitura delle barre con cui sono state eseguite le prove.

Un particolare ringraziamento e' rivolto alla Direzione ed ai collaboratori del Centro per la Formazione Professionale Edile di Padova, presso la cui sede e' installata l'attrezzatura di prova, per la fattiva e preziosa collaborazione prestata nello svolgimento delle indagini sperimentali.

COMPORAMENTO IN ESERCIZIO DI STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.
CONFEZIONATE CON CALCESTRUZZI SPECIALI

FRANCO MOLA

Professore Straordinario di Tecnica delle Costruzioni
Istituto Universitario di Architettura di Venezia
Venezia

MARCO ANDREA PISANI

Dottore di Ricerca
Politecnico di Milano
Milano

SOMMARIO

Viene formulato un algoritmo di calcolo per l'analisi di sezioni in c.a. e c.a.p. formate da calcestruzzi di differenti caratteristiche reologiche ed additivati con agenti espansivi. Il problema è affrontato ricercando la variazione temporale dello stato tensionale nelle varie parti costituenti la struttura mediante un algoritmo matriciale che descrive l'evoluzione del processo temporale. Un esempio numerico, relativo ad una sezione in c.a.p. di uso corrente, permette di evidenziare i benefici connessi all'utilizzo di calcestruzzi espansivi.

SUMMARY

The analytical procedure for the analysis of R.C. or P.C. sections made up with different concretes, some of them exhibiting expansion, is presented. The problem is solved by determining the time-variation of the state of stress in the various parts of the section, using a matrix algorithm which describes the time development of the structural behaviour. A numerical example, related to a current P.C. section, shows the benefits connected to the use of expansive concretes.

1. INTRODUZIONE

Le moderne tecniche costruttive richiedono spesso la necessità di dover assemblare parti di differenti caratteristiche reologiche, in molti casi già soggette a stati tensionali prodotti da azioni statiche e geometriche. Si ricordano, a titolo di esempio, le travi in c.a. o c.a.p. alle quali viene sovrapposta una soletta collaborante, oppure rese continue con l'interposizione di un elemento di collegamento in cemento armato ordinario o presollecitato. Peraltro operazioni di questo tipo possono essere richieste anche durante l'esercizio della struttura per ripristinare alcune parti o per adeguarne le prestazioni a più severe condizioni di utilizzo. Nel primo

caso l'evoluzione temporale del comportamento strutturale risulta molto complessa poichè ad una prima serie di fasi operative che prevedono durante la costruzione l'assemblaggio di più parti eterogenee, ne segue una intermedia ove alcune parti vengono momentaneamente eliminate, come ad esempio avviene nelle travi da ponte con solette ammalorate, che vengono totalmente demolite e quindi rifatte ed assemblate alla struttura preesistente. Ne conseguono sequenze di carico e di variazione di schema strutturale molto articolate, che generano stati tensionali e deformativi fortemente influenzati dalle caratteristiche reologiche dei materiali nonchè dalla loro eterogeneità che può essere molto marcata in quanto, soprattutto nei problemi di ripristino ed adeguamento, si assemblano parti formate da calcestruzzi di età assai differente. Un particolare effetto, che può avere conseguenze non trascurabili sugli stati tensionali di queste strutture, giungendo a volte a generare stati fessurativi nocivi, è quello prodotto dal ritiro differenziale che si produce fra le parti eterogenee assemblate. Esso è conseguenza non solo delle differenti età dei materiali, ma anche della composizione degli impasti e delle caratteristiche meccaniche ed è favorevolmente diminuito dalle deformazioni viscosse dei materiali che ne determinano un adattamento e quindi una più mitigata risposta in termini tensionali.

Nondimeno la riduzione degli stati tensionali prodotta dalla viscosità non sempre è in grado di garantire un comportamento affidabile, cosicchè nell'ultimo quindicennio sono stati messi a punto materiali speciali mediante i quali è possibile confezionare calcestruzzi caratterizzati da deformazioni spontanee di espansione, onde limitarne gli effetti nocivi connessi al ritiro. E' chiaro che l'efficacia dell'espansione si manifesta solo se essa avviene quando la massa di calcestruzzo ha prodotto gran parte del suo indurimento e se il suo valore è sufficientemente elevato. Occorre infatti considerare che tutti i calcestruzzi, anche quelli speciali, presentano deformazioni di ritiro e fra esse quelle di essiccamento sono caratterizzate da una evoluzione lenta nel tempo ed avvengono sulla massa di calcestruzzo indurita, cosicchè se sussistono vincoli strutturali al loro libero sviluppo, nascono deformazioni elastiche e viscosse nel materiale e quindi stati tensionali atti ad assicurarne la congruenza.

Le deformazioni di espansione danno luogo ad effetti opposti, naturalmente purchè avvengano nella massa indurita, onde risentendo anch'esse dell'impedimento al loro libero sviluppo da parte dei vincoli, danno luogo a deformazioni elastiche e viscosse e quindi a tensioni che riducano quelle connesse al ritiro impedito.

La ricerca e la tecnologia dei materiali cementizi hanno prodotto componenti speciali mediante i quali è possibile progettare calcestruzzi espansivi (I), oppure, per uso più particolare, sono disponibili sul mercato malte e betoncini reoplastici preventivamente confezionati e caratterizzati dallo sviluppo di sensibili deformazioni di espansione nella fase di indurimento del materiale.

L'utilizzo di questi materiali permette, in via teorica, di determinare l'entità dell'espansione necessaria per ridurre, fino ad annullarli, gli effetti nocivi del ritiro, nondimeno una tale valutazione che a prima vista potrebbe essere pensata basarsi sul semplice confronto fra i valori finali del ritiro e dell'espansione, richiede invece una attenta ed accurata analisi della struttura poichè occorre tener conto dell'interazione che si manifesta tra tali deformazioni e quelle elastiche e viscosse prodotte dal rispetto della congruenza con i vincoli esterni ed interni. L'interazione fra le deformazioni impresse di tipo atensionale quali sono appunto ritiro ed espansione, e quelle elastiche e viscosse è influenzata in modo decisivo dalla velocità con cui tali deformazioni si sviluppano nel tempo. Infatti, più la velocità dello sviluppo della deformazione atensionale è elevato rispetto a quello della deformazione viscosa, tanto più gli stati tensionali da essa prodotti vengono ridotti nel tempo. La minima riduzione, come ben noto, (II), si raggiunge in presenza di una deformazione atensionale impressa in modo istantaneo.

Questo fatto assume un aspetto fondamentale nell'analisi strutturale in quanto, mentre la deformazione di ritiro segue un andamento graduale nel tempo, in generale caratterizzato da una velocità di accrescimento non molto più elevata di quella viscosa, l'espansione che si produce nei calcestruzzi speciali è invece molto rapida, cosicchè le due deformazioni sono definite su scale temporali decisamente differenti, essendo il ritiro un fenomeno che si esaurisce in tempi dell'ordine degli anni, mentre l'espansione ha tempi di sviluppo dell'ordine di qualche decina di ore. Per quanto riguarda gli scopi pratici essa può essere schematizzata come una deformazione impressa istantanea. Questa circostanza fa sì che nel tempo gli effetti tensionali connessi all'espansione siano molto più smorzati dalla viscosità del materiale di quanto non lo siano quelli derivanti dal ritiro, rendendo a volte vano ricorrere a materiali speciali che, a costi decisamente superiori, non sono in grado di garantire livelli prestazionali sostanzialmente migliori di quanto non facciano i calcestruzzi ordinari. E' pertanto necessario, allo scopo di approntare progettazioni affidabili, valutare attentamente l'evoluzione temporale dello stato tensionale delle strutture assemblate eterogenee, contenenti getti di materiali espansivi, poichè da tale valutazione può derivare una corretta indicazione sui valori finali di espansione da adottare per contrastare efficacemente il ritiro.

I parametri fondamentali che influenzano l'analisi, oltre ovviamente a quelli relativi alle leggi costitutive dei materiali, sono gli indici di rigidità relativa elastica delle parti costituenti la struttura, le dislocazioni di queste ultime nelle sezioni trasversali e lungo l'asse, le differenze di età dei materiali impiegati e le modalità di carico e variazione di schema strutturale che si verificano durante le fasi costruttive o nell'esercizio della struttura. Una prima disamina di questo problema è stata affrontata in (III) ed attualmente sono in corso prove sperimentali e valutazioni teoriche per cogliere gli effetti più importanti del problema,

soprattutto l'influenza esercitata dalla presenza di armatura metallica sia sulla riduzione dello smorzamento viscoso delle tensioni prodotte dalle deformazioni impresse, sia sulla protezione nei riguardi della fessurazione.

Nel presente lavoro vengono invece affrontati gli aspetti tipicamente strutturali, studiando l'interazione nel tempo fra gli effetti prodotti dall'espansione e dal ritiro differenziale di travi in c.a.p. a cavi scorrevoli, esternamente isostatiche, collaboranti con solette in calcestruzzo ordinario confezionato con additivi espansivi. In particolare si indicano le modalità operative per l'analisi di tali strutture, basata su un procedimento di tipo matriciale che consente una notevole compattazione della trattazione analitica, di per sè ingombrante e laboriosa quale conseguenza dell'eterogeneità strutturale.

Un esempio numerico mostra l'applicazione dell'algoritmo risolvete e permette di formulare alcune considerazioni sull'utilità dell'impiego dei calcestruzzi espansivi in tali strutture.

2. ANALISI STRUTTURALE

Si consideri la sezione di Fig.1, formata da una trave e da una soletta ad essa solidale, entrambe contenenti armature metalliche comunque dislocate. La sezione sia simmetrica rispetto all'asse y , di origine arbitraria, I materiali costituenti la trave e la soletta abbiano differenti caratteristiche reologiche, descritte da due funzioni di viscosità $J_1(t, t')$, $J_4(t, t')$, mentre per gli acciai si assuma un comportamento elastico, caratterizzato dal modulo E_s . Il calcestruzzo della trave presenti una deformazione di ritiro $\varepsilon_{1sh}(t)$, mentre quello della soletta presenti sia una deformazione di ritiro $\varepsilon_{4sh}(t)$, che una deformazione impressa di espansione $\varepsilon_{4ex}(t)$. Le azioni statiche applicate alla sezione sono rappresentate dalla forza normale N e dal momento flettente M , assunti costanti nel tempo. Per determinare lo stato tensionale della sezione e la sua evoluzione temporale, separiamo la sezione nelle sue quattro parti, formate dalla trave, dalla soletta e dall'insieme delle armature loro appartenenti. In accordo alla Fig.2, indicate con l'indice 1, 4, la trave e la soletta e con l'indice 2, 3, le armature loro corrispondenti, assunte due origini arbitrarie O' , O'' per due assi verticali y' , y'' , in virtù delle ipotesi delle sezioni piane, per le quattro parti può scriversi:

$$\varepsilon_i = \rho_i^T \psi_i \quad (1)$$

essendo rispettivamente:

$$\begin{aligned} \rho_i^T &= |1 \ y'| & i=1,2 \\ \rho_i^T &= |1 \ y''| & i=3,4 \end{aligned} \quad (2)$$

ed avendo indicato con ψ_i il vettore colonna contenente le deformazioni ε_i valutate nell'origine degli assi y' o y'' e la

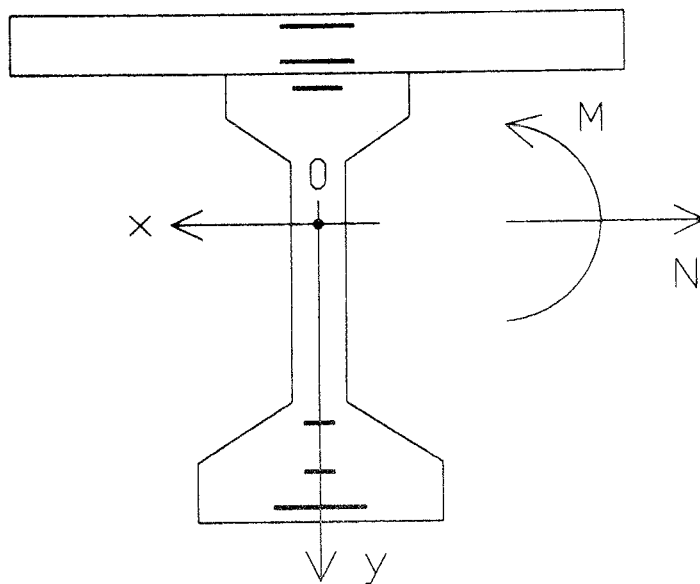


Fig. 1

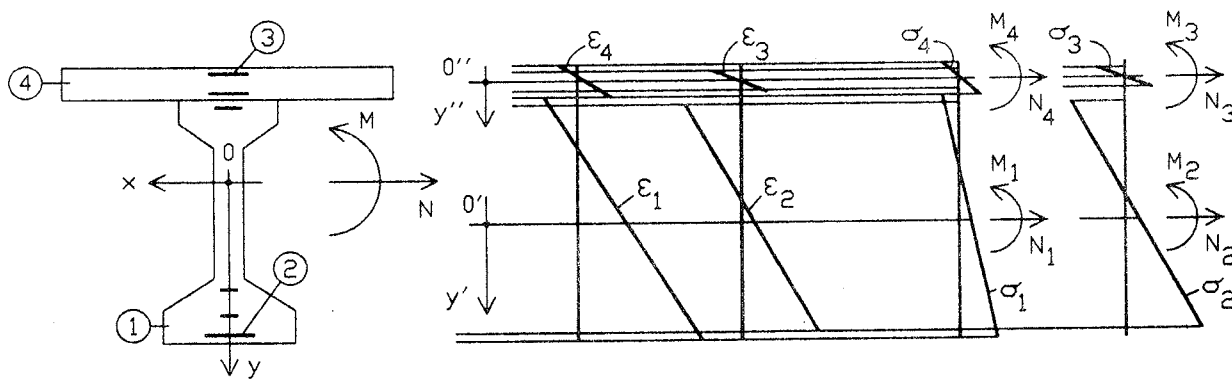


Fig. 2

pendenza dei diagrammi lineari delle deformazioni ε_i sulle quattro parti. Per quanto riguarda i segni si assumono positive le deformazioni se allungamenti e le pendenze se concordi con il segno di M.

Indicati con $\underline{\varepsilon}_i$ i vettori contenenti le deformazioni ai lembi superiore ed inferiore delle quattro parti, si ha:

$$\underline{\varepsilon}_i = \underline{k}_i \underline{\psi}_i \quad (3)$$

da cui:

$$\underline{\psi}_i = \underline{k}_i^{-1} \underline{\varepsilon}_i \quad (4)$$

e per la (1):

$$\varepsilon_i = \rho_i^T \underline{k}_i^{-1} \underline{\varepsilon}_i \quad (5)$$

essendosi indicata con \underline{k}_i la matrice geometrica che connette i vettori $\underline{\varepsilon}_i$ e $\underline{\psi}_i$.

Indicato con \underline{e}_i il vettore avente quali componenti le deformazioni ε_i dei materiali nel punto di contatto fra la trave e la soletta e la pendenza dei diagrammi ε_i , può scriversi la relazione:

$$\underline{e}_i = \underline{H}_i \underline{\psi}_i \quad (6)$$

cosicchè la (3) diviene:

$$\underline{\varepsilon}_i = \underline{k}_i \underline{H}_i^{-1} \underline{e}_i \quad (7)$$

Si osservi che il vettore \underline{e}_i per le parti 2, 3, rappresentanti le armature metalliche, ha la prima componente virtuale, non esistendo le armature alla quota del punto di connessione fra trave e soletta. Nondimeno la linearità del diagramma delle deformazioni ε_i permette di definire le deformazioni $\underline{\varepsilon}_i$ realmente presenti agli estremi inferiore e superiore, in funzione di deformazioni virtuali, correlate mediante le relazioni di linearità (7).

L'ipotesi di comportamento viscoelastico lineare e di distribuzione di deformazioni impresse in accordo all'ipotesi delle sezioni piane, permettono di assumere lineare anche la distribuzione delle tensioni normali σ_i delle quattro parti, ovvero di porre:

$$\sigma_i = \rho_i^T \underline{\phi}_i \quad (8)$$

con ovvio significato dei vettori $\underline{\phi}_i$.

Detti $\underline{\sigma}_i$ i vettori delle tensioni ai lembi delle quattro parti, si ha ancora:

$$\underline{\sigma}_i = \underline{k}_i \underline{\phi}_i \quad (9)$$

e le equazioni di equilibrio delle quattro parti separate forniscono:

$$\int_{A_i} \rho_i \sigma_i dA_i = Q_i \quad (10)$$

essendo Q_i il vettore avente per componenti la forza normale ed il momento flettente agenti sulle quattro parti, riferiti alle origini O' (parti 1 e 2) ed O'' (parti 3 e 4).
Introdotte le (8) nelle (10) tenendo presente le (9), si perviene alla relazione:

$$\underline{G}_i \underline{\sigma}_i = Q_i \quad (11)$$

ove si è posto:

$$\underline{G}_i = \int_{A_i} \rho_i \rho_i^T dA_i \underline{k}_i^{-1} \quad (12)$$

Le leggi costitutive dei materiali, scritte in corrispondenza alle deformazioni longitudinali esistenti agli estremi delle varie parti, ricorrendo alla formulazione elastoviscosa per mezzo del principio di sovrapposizione sotto forma di integrale di Stieltjes, si scrivono:

$$\underline{\varepsilon}_i = \int_0^t d\underline{\sigma}_i(t') J_i(t, t') + \bar{\underline{\varepsilon}}_i \quad (13)$$

ove, per le parti elastiche 2, 3, si ha semplicemente $J_i(t, t') = 1/E_i$ ($i=2,3$), e per le deformazioni impresse esistenti nelle varie parti si ha:

$$\begin{aligned} \underline{\varepsilon}_1^T &= |\bar{\varepsilon}_{1sh}(t) \quad \bar{\varepsilon}_{1sh}(t)| & (i=1) \\ \underline{\varepsilon}_i &= \underline{0} & (i=2,3) \\ \underline{\varepsilon}_4^T &= [|\bar{\varepsilon}_{4sh}(t) + \bar{\varepsilon}_{4ex}(t)| \quad |\bar{\varepsilon}_{4sh}(t) + \bar{\varepsilon}_{4ex}(t)|] & (i=4) \end{aligned} \quad (14)$$

essendosi assunte le deformazioni di ritiro e di espansione costanti nella sezione.

Introdotte le (7) e (11) nelle (13), si ottiene:

$$\underline{e}_i = \underline{H}_i \underline{k}_i^{-1} \underline{G}_i^{-1} \int_0^t dQ_i(t') J_i(t, t') + \underline{H}_i \underline{k}_i^{-1} \bar{\underline{\varepsilon}}_i \quad (15)$$

La soluzione del problema, nei quattro vettori incogniti $Q_i(t)$ si ottiene imponendo la congruenza delle deformazioni fra le quattro parti nel punto di contatto tra trave e soletta, nonché l'equilibrio globale della sezione. Tali relazioni si scrivono:

$$\begin{aligned} \underline{e}_1 &= \underline{e}_j & (j=2,3,4) \\ \sum_{i=1}^4 \underline{v}_i Q_i &= Q_{est} \end{aligned} \quad (16)$$

ove con Q_{est} si è indicato il vettore di componenti N, M e con \underline{v}_i le matrici geometriche che trasportano i vettori Q_i nell'origine O .

Posto infine:

$$\underline{H}_i \underline{k}_i^{-1} \underline{G}_i^{-1} = \underline{A}_i$$

$$\underline{H}_i \underline{k}_i^{-1} = \underline{B}_i \quad (17)$$

per la (16) può scriversi:

$$\begin{aligned} \underline{A}_1 \int_0^t dQ_1(t') J_1(t, t') + \underline{B}_1 \bar{\underline{E}}_1 &= \underline{A}_j \int_0^t dQ_j(t') J_j(t, t') + \\ + \underline{B}_j \bar{\underline{E}}_j \quad (j=2, 3, 4) & \end{aligned} \quad (18)$$

$$\sum_{i=1}^4 \underline{v}_i Q_i = Q_{est}$$

Le (18) costituiscono un sistema di sei equazioni integrali di Volterra e di due equazioni algebriche lineari nelle otto componenti incognite dei vettori Q_i , per la cui risoluzione può adottarsi convenientemente la tecnica risolutiva indicata in (IV), (V).

In particolare discretizzando l'intervallo di tempo $t - t$ in un numero adeguato di sottointervalli mediante i tempi di suddivisione $t_1=t$, t_2 , ..., t_{l-1} , ..., t_k , ed introdotta la matrice triangolare superiore:

$$\begin{aligned} \underline{J}_j &= [J_{j,lm}] = 0.5 [J_j(t_m, t_l) + J_j(t_m, t_{l-1})] \\ \underline{L} &= [L_{l,m}] = [1] ; \quad (j=1, 2, 3, 4; l \leq m; l, m=1, k) \end{aligned} \quad (19)$$

l'applicazione dell'integrazione con il metodo dei trapezi alle prime delle (18) conduce a scrivere:

$$\underline{A}_1 \Delta Q_{1,k} \underline{J}_1 + \underline{B}_1 \bar{\underline{E}}_{1,k} = \underline{A}_j \Delta Q_{j,k} \underline{J}_j + \underline{B}_j \bar{\underline{E}}_{j,k} \quad (j=2, 3, 4) \quad (20)$$

essendo rispettivamente $\Delta Q_{1,k}$, $\Delta Q_{j,k}$, $\bar{\underline{E}}_{1,k}$, $\bar{\underline{E}}_{j,k}$, le matrici aventi per colonne i vettori degli incrementi delle incognite e quelli delle deformazioni impresse nei vari tempi di suddivisione.

Indicate pertanto con $Q_{1,k}$, $Q_{j,k}$, le matrici relative ai valori assunti dalle incognite in tali tempi, risulta subito:

$$\begin{aligned} Q_{1,k} &= \Delta Q_{1,k} \underline{L} \\ Q_{j,k} &= \Delta Q_{j,k} \underline{L} \end{aligned} \quad (21)$$

e per le (18) il procedimento di risoluzione numerica è espresso dall'algoritmo ricorrente:

$$\begin{aligned} \underline{A}_1 Q_{1,k} \underline{L}^{-1} \underline{J}_1 - \underline{A}_j Q_{j,k} \underline{L}^{-1} \underline{J}_j &= \underline{B}_j \bar{\underline{E}}_{j,k} - \underline{B}_1 \bar{\underline{E}}_{1,k} \\ \sum_{i=1}^4 \underline{v}_i Q_{i,k} &= Q_{est} \end{aligned} \quad (22)$$

Le (22) costituiscono un sistema algebrico lineare nelle incognite $Q_{i,k}$, per la cui soluzione si procede iterativamente nel seguente modo. Per $k=1$, ovvero $t=t_1$, le matrici $Q_{1,1}$, $Q_{j,1}$, coincidono con i vettori $Q_{1,1}$, $Q_{j,1}$, la matrice \underline{L} ha rango uno come le matrici \underline{J}_1 , \underline{J}_j , che coincidono semplicemente

per la (19) con gli inversi dei moduli elastici dei materiali. Al tempo $t=t_0$ essendo nulli il ritiro e l'espansione, si ha dunque il sistema algebrico lineare:

$$\begin{aligned} \underline{A}_1 \underline{Q}_{1,1}/E_1(t_0) - \underline{A}_j \underline{Q}_{j,1}/E_j(t_0) &= \underline{Q} \\ \sum_{i=1}^4 \underline{v}_i \underline{Q}_{i,1} &= \underline{Q}_{est} \end{aligned} \quad (23)$$

Le (23) rappresentano la soluzione elastica del problema, che costituisce l'inizializzazione del procedimento iterativo per la soluzione delle (22). Per $k=2$, le matrici $\underline{Q}_{1,k}$, $\underline{Q}_{j,k}$, sono formate da due colonne, delle quali la prima coincide con i vettori $\underline{Q}_{1,1}$, $\underline{Q}_{j,1}$, determinati al passo precedente e la seconda contiene i valori incogniti $\underline{Q}_{1,2}$, $\underline{Q}_{j,2}$, dei vettori al nuovo passo.

Il sistema risolvete (22), scritto per $k=2$ permette quindi la determinazione di tali valori che formeranno la penultima colonna della matrice al successivo passo di calcolo mentre l'ultima conterrà sempre i vettori incogniti a tale passo, determinabili dalla soluzione delle (22). Si procede così, incrementando il valore di k , al calcolo della soluzione fino al tempo t che si desidera.

Noti i valori dei vettori $\underline{Q}_{i,k}$ ad ogni tempo, dalle (11) si ricavano le tensioni σ_j ai bordi delle varie parti e per le (8), (9), quelle in ogni punto della sezione.

Per quanto riguarda le deformazioni, esse risultano immediatamente valutabili per le parti metalliche, essendo proporzionali alle tensioni, mentre quelle elastoviscose verranno determinate mediante il calcolo degli integrali che compaiono a secondo membro delle (13). Si osservi peraltro che la conoscenza delle sole deformazioni delle parti metalliche è sufficiente per la valutazione dello stato di spostamento della struttura che risulta così di immediato calcolo, e ciò è di grande importanza poichè permette di valutare il comportamento in esercizio della struttura senza dover ricorrere, una volta note le tensioni nei materiali, ad operazioni laboriose.

3. ESEMPIO NUMERICO

Si consideri la sezione di Fig.3, consistente in una trave in cemento armato precompresso con una soletta in cemento armato. Le caratteristiche assunte per i materiali sono:

- calcestruzzo della trave:

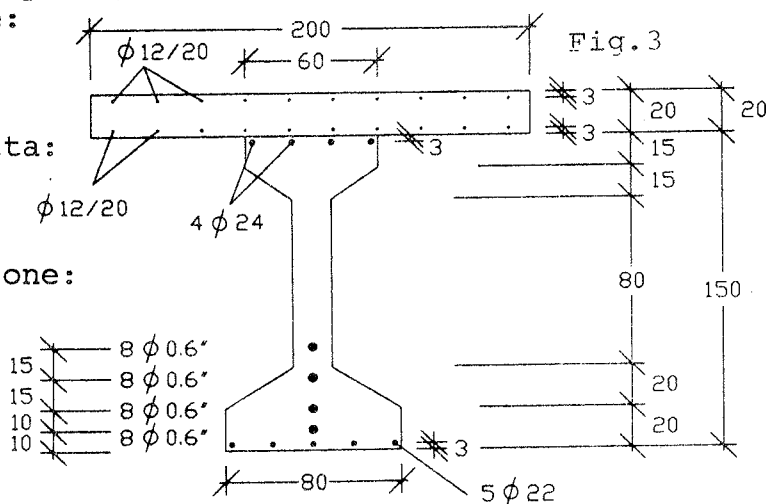
$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

- calcestruzzo della soletta:

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

- acciaio per precompressione:

$$f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2$$



$$E_s = 0.206 \text{ MN/mm}^2$$

- acciaio ordinario:

$$f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 0.210 \text{ MN/mm}^2$$

Si supponga che la trave e la soletta vengano assemblate quando l'età della prima sia di 90 giorni e quella della seconda sia di 3 giorni. La soletta presenti inoltre una espansione di valore finale pari a quello del ritiro.

Utilizzando il modello indicato in (VI) per descrivere il comportamento elastoviscoso dei materiali costituenti la trave e la soletta nonché lo sviluppo temporale delle loro deformazioni prodotte dal ritiro, in corrispondenza alle età previste per l'assemblaggio delle due parti, risultano le deformazioni finali di ritiro:

$$\varepsilon_{1sh}(\infty) = -40.6 \cdot 10^{-5}$$

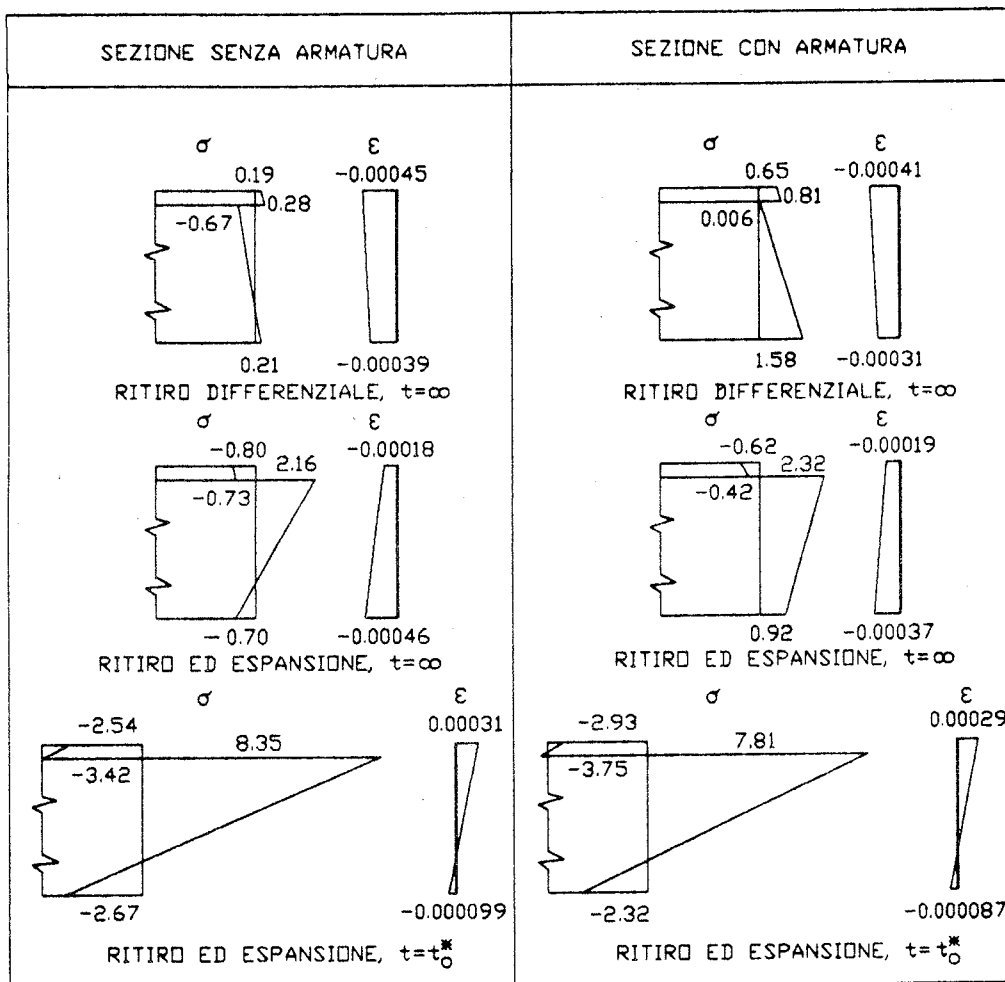
$$\varepsilon_{4sh}(\infty) = -46.9 \cdot 10^{-5}$$

Per quanto riguarda invece l'espansione si è posto:

$$\varepsilon_{4ex}(t) = -\varepsilon_{4sh}(\infty) (1 - e^{-(t-t_0)/\gamma}) \quad ; \quad \gamma = 0.325$$

e ciò comporta il raggiungimento del 99% del valore finale dell'espansione, pari in valore assoluto a quello del ritiro, in un tempo di 36 ore.

I risultati ottenuti applicando l'algoritmo espresso dalle (22) sono visualizzati nelle Fig.4a,b e 5. In particolare nelle Fig.4a,b sono riportate le tensioni nelle parti di calcestruzzo al tempo di sviluppo pressochè totale dell'espansione, ovvero $t = t_0 = 36$ ore dopo l'assemblaggio ed a fenomeni differiti esauriti (praticamente $t = \infty$): allo scopo di evidenziare l'effetto delle armature, sia di pretensione che ordinarie, si sono studiati i due casi relativi alla presenza od alla assenza delle armature. Per t_0 , la risposta tensionale della sezione è praticamente di carattere elastico e si osserva uno stato di compressione della soletta alquanto marcato, di valore maggiore in presenza di armature metalliche, in quanto la loro presenza costituisce un vincolo addizionale a quello fornito dalla trave alla libera deformazione di espansione della soletta. Un risultato opposto si osserva sulla trave, alla quale sono applicate solo le azioni statiche provenienti dall'imposizione della congruenza delle deformazioni fra le due parti e tali azioni generano tensioni più ridotte nel calcestruzzo allorchè in esso è presente l'armatura metallica. L'effetto del solo ritiro differenziale che si instaura nel tempo fra le due parti di calcestruzzo comporta per $t = \infty$ uno stato tensionale di trazione in entrambe le parti di calcestruzzo allorchè si tenga conto della presenza delle armature. Trascurando le armature tale stato, dello stesso segno ma nettamente più ridotto, permane



Si assumono positive le tensioni di trazione e le deformazioni di allungamento

a)

b)

Fig.4

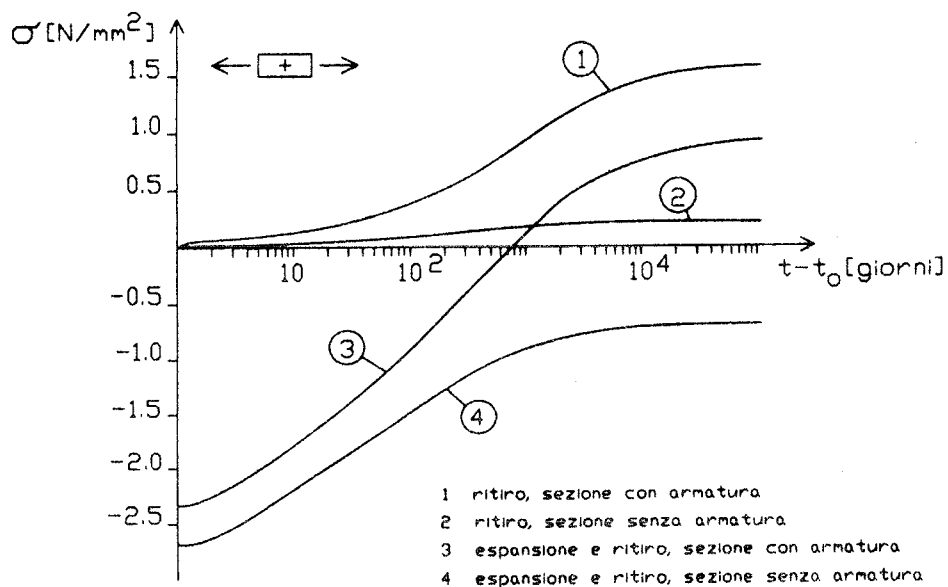


Fig.5

nella soletta, mentre nella trave la tensione al bordo superiore cambia di segno. In questo caso infatti il ritiro differenziale dà luogo a stati tensionali di natura analoga a quelli prodotti da una deformazione impressa alla sola soletta, che presenta maggiori deformazioni di ritiro rispetto alla trave. Lo stato tensionale ha pertanto una distribuzione sulla sezione simile, ma di segno cambiato, a quelle conseguenti alla espansione della soletta per $t=t_0$ ed il suo valore finale, risulta ridotto dal rilassamento dei materiali. L'ordine di grandezza dell'effetto del rilassamento può valutarsi considerando che l'entità del ritiro differenziale finale vale:

$$\Delta \varepsilon_{sh} = (46.9 - 40.6) 10^{-5} = 6.3 10^{-5}$$

mentre l'espansione finale è assunta pari a $46.9 10^{-5}$. Ne consegue che, con riferimento alla tensione al lembo inferiore della trave, tenendo conto dei segni opposti di ritiro ed espansione, il rilassamento strutturale può valutarsi in prima approssimazione dalla relazione:

$$R_{sh} = 0.213 \cdot 46.9 / (6.3 \cdot 2.672) = 0.59$$

ovvero le tensioni prodotte dal ritiro differenziale risultano pari a circa il 60% di quelle che nascerebbero in campo elastico in presenza dei valori finali delle deformazioni di ritiro delle parti di calcestruzzo.

Per quanto riguarda invece gli effetti dell'espansione, le tensioni ad essa corrispondenti si riducono in modo più cospicuo, e rimangono distribuite nella sezione in maniera da non dar luogo a cambiamenti di segno rispetto a quelle esistenti al tempo t_0 . Precisamente, con riferimento alla Fig.4a, per il rilassamento connesso all'espansione, sempre considerando la tensione al lembo inferiore della trave può porsi:

$$R_{ex} = (0.697 + 0.213) / 2.672 = 0.34$$

Risulta pertanto $R_{sh} > R_{ex}$, ovvero il regime tensionale connesso all'espansione viene dissipato in modo nettamente più elevato di quanto non avvenga per quello prodotto dal ritiro. Questo fatto, già evidenziato in (III), fa sì che il benefico stato di compressione al lembo inferiore della trave prodotto dall'espansione sia ridotto sensibilmente nel tempo, quale conseguenza della più elevata velocità di sviluppo dell'espansione rispetto a quella del ritiro. Nondimeno, l'utilizzo del calcestruzzo espansivo permette di disporre a tempo finale di un aumento di tensione di trazione per far fronte alle azioni esterne pari a:

$$\Delta \sigma_t = 0.697 + 0.213 = 0.91 \text{ N/mm}^2$$

di valore non trascurabile, non solo per l'incremento di sicurezza nei riguardi dello stato limite di fessurazione e per una migliore garanzia di durabilità, ma anche nei riguardi di una progettazione che persegua obiettivi di tipo economico.

La presenza delle armature altera in modo sensibile i risultati precedenti in quanto a fianco delle tensioni che nascono fra trave e soletta per garantirne la congruenza, si manifestano stati tensionali di coazione fra il calcestruzzo e le armature metalliche. Gli stati tensionali di coazione oltre che dalle caratteristiche reologiche del calcestruzzo e dai valori finali delle deformazioni impresse, dipendono dal quantitativo d'armatura presente e dalla sua dislocazione all'interno della sezione. Il loro effetto è molto marcato, come si rileva dall'esame dello stato tensionale a tempo finale in presenza di solo ritiro, ove, rispetto al caso di assenza di armature, le tensioni nella trave sono tutte di trazione, seppure quelle prodotte dalle azioni di collegamento tra essa e la soletta diano invece luogo a compressioni al suo lembo superiore. Lo stato di trazione della soletta è molto più grande in quanto in essa appaiono tensioni di coazione di trazione ed inoltre la presenza delle armature riduce nel tempo le tensioni di segno opposto prodotte nel calcestruzzo dalle azioni di collegamento. Questo fatto emerge chiaramente dall'analisi dello stato di tensione al lembo inferiore della trave in presenza della sola espansione. In questo caso viene a mancare la coazione dovuta al ritiro ed il rilassamento nel calcestruzzo della trave, deducibile dai risultati di Fig.4b, può porsi:

$$R_{ex} = (-0.925 + 1.58)/2.317 = 0.28$$

ciò che attesta una minor tensione prodotta dall'espansione rispetto al caso in cui non si tenga conto delle armature. Infatti, anche se la presenza delle armature dà luogo ad una minore riduzione nel tempo delle azioni di collegamento, quale conseguenza della ridotta deformazione viscosa dei materiali, tuttavia la ridistribuzione tensionale fra calcestruzzo ed armatura ha entità tale da ridurre lo stato tensionale finale del calcestruzzo rispetto al caso di assenza delle armature, ove si ha $R_{ex} = 0.34$.

Nella situazione finale la tensione al lembo inferiore della trave è di trazione con un incremento negativo:

$$\Delta\sigma = -0.925 - 0.697 = -1.622 \text{ Nmm}^2$$

rispetto al caso di assenza di armature.

L'effetto dell'espansione comporta in questo caso un aumento di tensione di trazione disponibile per le azioni esterne pari a:

$$\Delta\sigma_t = -0.925 + 1.58 = 0.655 \text{ Nmm}^2$$

che, seppur contenuto rispetto al caso di assenza di armature, può però rivestire un ruolo non trascurabile in termini di economia di progettazione.

I risultati ora discussi, relativamente agli istanti iniziale e finale, sono riportati, nel loro completo sviluppo temporale nella Fig.5. Si osserva, relativamente alla tensione misurata al lembo inferiore della trave la crescita monotonica di quella

prodotta dal ritiro differenziale a fronte del marcato rilassamento della tensione di espansione, conseguenza della rapidità di sviluppo di tale deformazione.

La situazione finale appare comunque decisamente migliore in presenza di espansione e questo vantaggio può essere ulteriormente incrementato se anche per il calcestruzzo della trave si utilizza un materiale espansivo. Estese indagini e simulazioni numeriche appaiono pertanto di grande interesse poichè da esse potranno ricavarsi utili indicazioni per una corretta individuazione dei valori dei parametri che governano il problema, in primo luogo l'entità del valcore finale dell'espansione, onde poter realizzare con minori costi di produzione strutture di maggiore durabilità e di più elevate caratteristiche prestazionali.

4. BIBLIOGRAFIA

- 1) M. Collepari, *Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo*, Hoepli, Milano, 1980.
- 2) F. Mola, *Metodi di analisi di strutture in c.a. e c.a.p. a comportamento elastoviscoso lineare*, Studi e Ricerche, Vol.3, Italcementi, Bergamo, 1981.
- 3) F. Mola, *Il risanamento delle strutture in cemento armato, "Consolidamento e recupero dei centri urbani"*, ed. CLUP, Milano, 1988.
- 4) K. Madsen, *Matrix formalism for practical solution of concrete creep problems*, Dialog N.1/79, Danmarks Ingeniorakademi, Lingby, Denmark.
- 5) F. Mola, P.G. Malerba, M.A. Pisani, *Effetti delle eterogeneità strutturali e delle variazioni di schema statico sull'evoluzione temporale del comportamento di strutture da ponte prefabbricate*, Giornate AICAP, Stresa, 1987.
- 6) CEB/FIP, *Model Code 1990, First Predraft, Chapt.2, Bulletin d'Information N.190a*, 1988.

CONFINAMENTO LATERALE ATTIVO DI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO INFLESSI IN C.A.

L'INFLUENZA DI UNA PRESOLLECITAZIONE LATERALE DI COMPRESSIONE SULLA RISPOSTA SINO A ROTTURA DI ELEMENTI PRESSO-INFLESSI

Bruno PALAZZO

Fernando FRATERNALI

Istituto di Ingegneria Civile dell'Università di Salerno

Sommario

Si esplorano gli effetti derivanti dalla applicazione di presollecitazioni laterali di compressione aventi lo scopo di produrre insieme con le sollecitazioni di servizio stati tensionali triassiali di compressione rivolti ad innalzare complessivamente le caratteristiche meccaniche di elementi presso-inflessi.

Partendo da legami costitutivi del calcestruzzo sotto stati tensionali pluriassiali calibrati su di una estesa letteratura sperimentale, viene analizzato il comportamento sino a rottura di sezioni ibride aventi cioè parti di esse presollecitate lateralmente in compressione.

I risultati mostrano l'influenza della presollecitazione laterale sui domini limite delle caratteristiche per tensioni normali nonché sulle caratteristiche della risposta anelastica sino a rottura per deformazioni assiali monotonicamente crescenti.

Summary

In this paper the beneficial effects of the lateral confinement of concrete, realized by the application of lateral compressive prestresses, on the ultimate behaviour of reinforced concrete members subjected to bending and axial load are analyzed. Interaction diagrams axial load-bending moment at failure and moment-curvature diagrams for "hybrid" reinforced concrete double T sections with flanges confined are obtained.

1. Introduzione

E' ben nota, nei problemi di restauro strutturale, la tecnica della cerchiatura delle colonne compresse per mezzo di anelli metallici messi in forza mediante riscaldamento prima del serraggio.

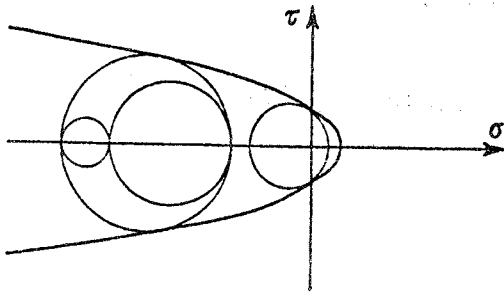


Fig.1 Effetto benefico della presollecitazione:
traslazione dei cerchi di Mohr.

Questa tecnica produce nel corpo delle colonne uno stato tensionale triassiale che ne incrementa sensibilmente la resistenza a compressione spostando il cerchio di Mohr verso la zona dove la superficie intrinseca del materiale è maggiormente divaricata. (Fig.1). Analogo effetto è prodotto da una fitta staffatura nei pilastri in c.a. dove le tensioni laterali nel cuore del pilastro nascono per effetto della espansione laterale del calcestruzzo da essa ostacolata.

Tuttavia, per bassi valori delle tensioni di compressione, essendo nel calcestruzzo l'effetto Poisson molto modesto, il confinamento laterale "passivo" esercitato dalla staffatura risulta molto debole diventando significativo solo in prossimità della rottura in concomitanza dei fenomeni di progressivo sgretolamento del materiale. E' sembrato naturale, quindi, domandarsi se sia possibile e nel contempo vantaggioso in alcuni casi, applicare lo stesso principio sopra esposto mediante una tecnica di "confinamento attivo" invece che "passivo" realizzata introducendo compressioni laterali mediante stati di coazione artificiali opportunamente dimensionati.

Se si ipotizza di applicare questo tipo di presollecitazione con tecniche simili a quelle comunemente adottate per la compressione longitudinale degli elementi in c.a.p., si riconosce che le sezioni degli elementi strutturali cui tali tecniche possono essere tecnologicamente applicate devono presentare forme e dimensioni particolari (Fig.2a,b). Si pensi ad esempio alle possibilità applicative nel campo delle pareti e dei nuclei di controvento in c.a., "Reinforced Concrete Shear Walls", con particolare riferimento ai controventi sismo-resistenti nei quali la introduzione di compressioni triassiali consentirebbe non solo di innalzare le caratteristiche limite della sezione ma anche di amplificare le caratteristiche di duttilità locale degli elementi (Fig.3).

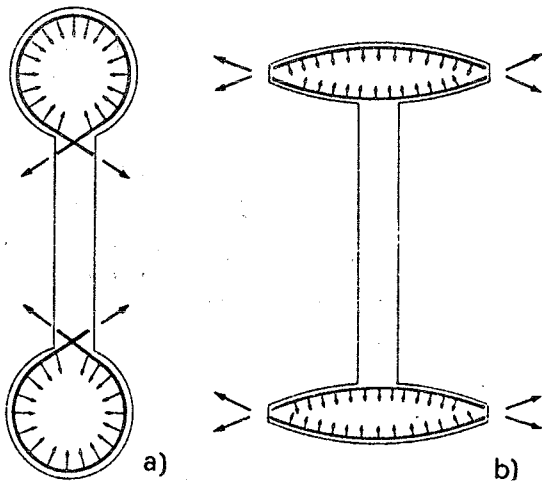


Fig.2 Possibili applicazioni della presollecitazione su
sezioni di forma e dimensioni particolari.

D'altro canto, dal punto di vista analitico, la formulazione di leggi costitutive del calcestruzzo sotto stati tensionali pluriassiali ha subito in questi ultimi anni una sensibile evoluzione fornendo modelli di comportamento fondati su di una estesa letteratura sperimentale che si prestano ad essere utilizzati nelle pratiche applicazioni. In (I) gli stessi autori hanno iniziato ad esplorare le potenzialità derivanti dalla introduzione di stati di coazione artificiale che generino insieme alle sollecitazioni di esercizio stati tensionali triassiali più favorevoli.

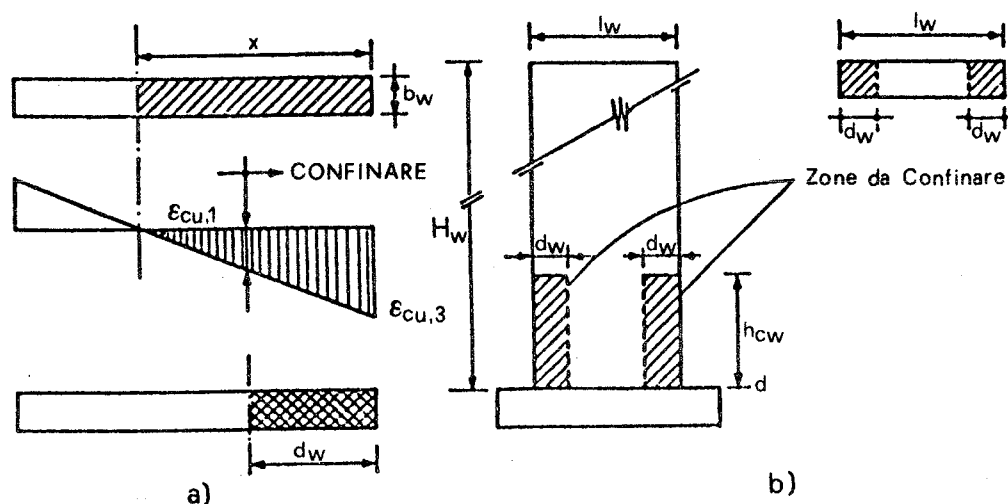


Fig.3 a) presollecitazione di confinamento del calcestruzzo nelle zone maggiormente compresse (zone di bordo); b) estensione della presollecitazione in elevazione.

I risultati ottenuti hanno evidenziato che l'applicazione di una presollecitazione laterale, anche limitata alle parti della sezione destinate ad assorbire le maggiori compressioni, possono produrre un sensibile allargamento dei domini di rottura per tensioni normali. Nel presente lavoro viene analizzata in particolare l'influenza di una presollecitazione laterale del tipo proposto sulla risposta anelastica di elementi presso-inflessi sotto uno stato di deformazione crescente monotonicamente sino a rottura.

2. Superficie di resistenza ultima per il calcestruzzo soggetto a stati tensionali pluriassiali

Allo stato attuale l'estesa sperimentazione su provini di calcestruzzo ordinario cubici o cilindrici (II), consente la definizione della forma e delle caratteristiche fondamentali della superficie di resistenza ultima in particolare per la parte relativa all'ottante delle tensioni principali di compressione.

Tale superficie può essere analizzata mediante:

- sezioni trasversali, fatte con piani deviatorici e cioè con piani normali all'asse idrostatico (Fig.4a);
- sezioni longitudinali fatte con piani del fascio che ha per sostegno l'asse idrostatico, in particolare con i cosiddetti piani di Rendulic (piani passanti per σ_1 , per i quali è $\sigma_J = \sigma_K$) (Fig.4b).

I punti della superficie sezionata da piani deviatorici possono essere definiti mediante il loro raggio polare e la corrispondente anomalia per la quale, come asse di riferimento, è comodo scegliere la proiezione sul piano deviatorico di uno degli assi principali di tensione. Ne consegue che la superficie è descrivibile in un sistema di coordinate cilindriche mediante:

- la distanza del piano deviatorico dall'origine, corrispondente alla componente idrostatica dello stato tensionale considerato;
- il raggio polare, corrispondente alla componente deviatorica;
- la relativa anomalia nel piano deviatorico.

E' possibile esprimere tali tre coordinate mediante l'invariante primo del tensore degli sforzi e gli invarianti secondo e terzo del suo deviatore:

$$I_{1\sigma} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 ; \quad J_{2\sigma} = 1/2(\tilde{\sigma}_1^2 + \tilde{\sigma}_2^2 + \tilde{\sigma}_3^2) ; \quad J_{3\sigma} = \tilde{\sigma}_1 \tilde{\sigma}_2 \tilde{\sigma}_3,$$

in cui si è posto:

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_1 &= \sigma_1 - \sigma_{oct} \\ \tilde{\sigma}_2 &= \sigma_2 - \sigma_{oct} \\ \tilde{\sigma}_3 &= \sigma_3 - \sigma_{oct} \end{aligned} \quad \sigma_{oct} = I_{1\sigma}/3$$

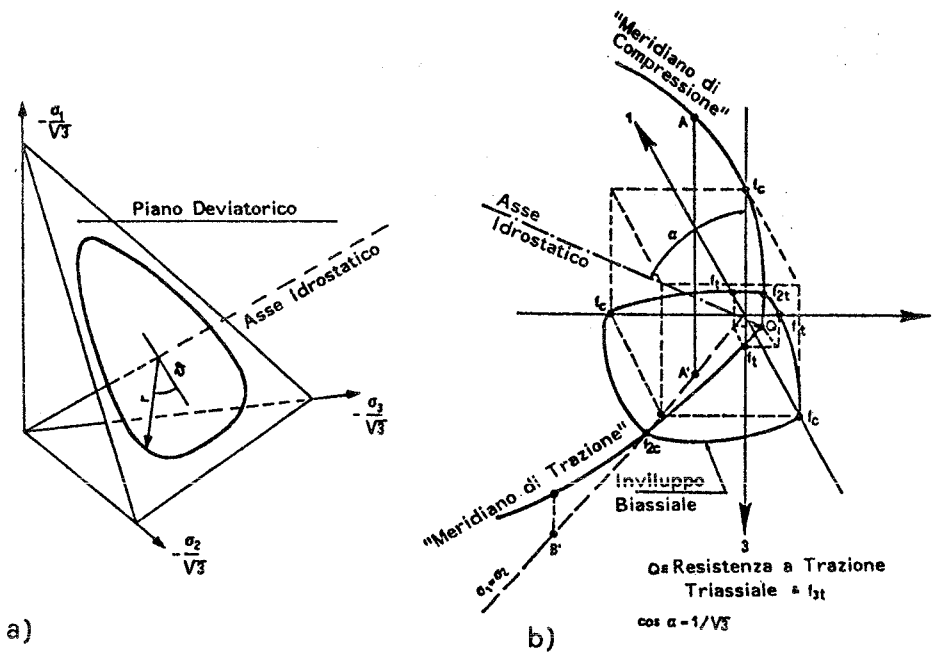


Fig.4 a) sezioni trasversali della superficie di resistenza; b) sezioni longitudinali con piani di Rendulic.

2.1 Superficie di resistenza ultima secondo Ottosen

Le caratteristiche generali del modello (III), possono essere così riassunte:
 - la superficie di rottura è "liscia" (cioè priva di punti angolosi) e convessa dovunque ad eccezione del vertice;
 - i meridiani sono parabolici e si "aprono" nella direzione negativa (compressione) dell'asse idrostatico;
 - la traccia di tale superficie nel piano deviatorico cambia da quasi trigangolare a circolare man mano che cresce il valore della pressione idrostatica.

L'espressione analitica può essere data nella seguente forma:

$$AJ_{2\sigma}/|fc|^2 + \lambda J_{2\sigma}/|fc| + BI_{1\sigma}/|fc| - 1 = 0$$

in cui il parametro λ dipende dall'anomalia nel piano deviatorico con le seguenti leggi:

$$\lambda = \begin{cases} K_1 \cos[1/3 \arccos(k_2 \cos 3\theta)] & \text{per } \cos 3\theta \geq 0 \\ K_1 \cos[\pi/3 - 1/3 \arccos(-K_2 \cos 3\theta)] & \text{per } \cos 3\theta < 0 \end{cases}$$

in cui $\cos 3\theta = (3\sqrt{3}/2) (J_{3\sigma}/J_{2\sigma}^{3/2})$.

Dei 4 parametri A, B, K_1 e K_2 presenti nella formulazione del criterio, i primi tre sono positivi mentre per K_2 si pone:

$$0 \leq K_2 \leq 1$$

La taratura dei quattro parametri viene effettuata in maniera tale che i seguenti 4 stati di rottura soddisfino il criterio:

- rottura a compressione semplice caratterizzata dal parametro f_c : resistenza a compressione semplice;
- rottura a trazione semplice caratterizzata dal parametro f_t : resistenza a trazione semplice dato al rapporto $K=f_t/|f_c|$;
- rottura a compressione biassiale uniforme caratterizzata dal parametro f_{2c} : resistenza a compressione biassiale uniforme;
- stato di rottura lungo il meridiano di compressione caratterizzato da tensioni $\sigma_{oct}/|f_c|$, $\tau_{oct}/|f_c|$ ricavabili da indagini sperimentali.

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri ricavati mediante sperimentazione da Schickert/Winkler (IV) qui adottati e Linse/Aschl (V).

	Schickert/ Winkler (IV)	Linse/ Aschl (V)
1) resistenza a compressione uniassiale $ f_c $	30.6 MPa	31.3 MPa
2) $K=f_t/ f_c $	0.10	0.10
3) resistenza a compressione biassiale $ f_{2c} $	1.21 $ f_c $	1.16 $ f_c $
4) stato di rottura lungo il meridiano di compressione	-88.3 MPa	-50.0 MPa
σ_{oct} , τ_{oct}	57.9 MPa	43.6 MPa

Dati	A	B	K_1	K_2
Schickert/Winkler [IV]	3.2244	3.4555	11.1538	0.9962
Linse/Aschl [V]	2.1272	3.2965	11.5006	0.9900

3. Legami costitutivi per il calcestruzzo sotto stati tensionali pluri-assiali di breve durata

I legami costitutivi non lineari pluriassiali disponibili in letteratura per il calcestruzzo sono di due tipi: secanti e tangenti.

I modelli di tipo tangente consentono di tener conto della effettiva storia di carico seguita ma il loro uso in analisi numeriche introduce complessità computazionali non indifferenti per cui nelle applicazioni pratiche si preferisce, di solito, adottare modelli tipo secante che presentano una semplicità di impiego molto maggiore ed una buona rispondenza con i dati sperimentali nel caso di carichi monotonicamente crescenti.

Tra i modelli secanti sono inoltre da preferirsi, sotto l'aspetto computazionale, quelli di tipo esplicito come, ad esempio, i modelli proposti da Cedolin-Mulas (VI), Cedolin-Crutzen-Dei Poli (VII) ed il modello di Ottosen (VIII) che è stato adottato in questo lavoro.

Il modello di Ottosen si fonda sulla definizione di leggi numeriche per i valori secanti del modulo di Young E_s e del coefficiente di Poisson ν_s in funzione dell'attuale stato di carico.

La calibrazione del modello avviene in base al fittaggio di curve sperimentali in regime monoassiale attraverso i seguenti dati:

- valore iniziale del modulo di Young E_0 ;
- valore iniziale del coefficiente di Poisson ν_0 ;
- resistenze uniassiali a compressione f_c , e a trazione f_t , necessarie per calibrare il criterio di rottura che deve accompagnare la definizione del modello;
- valore della deformazione corrispondente ad f_c nel caso monoassiale ϵ_{f1} ;

valore del parametro di post-crisi D , che descrive il fenomeno del "softening" e che può essere determinato in base alla conoscenza della pendenza del tratto discendente del legame monoassiale.

La non-linearità viene introdotta attraverso un parametro β che correla l'attuale stato di tensione con quello che produce la rottura in accordo con il criterio adottato (descritto al paragrafo precedente).

Se non sono presenti tensioni di trazione tale parametro si esprime nella forma seguente:

$$\beta = \sigma_3 / \sigma_{3f}$$

in cui:

σ_3 è l'attuale massima tensione principale di compressione;

σ_{3f} è il corrispondente valore di rottura per valori invariati di σ_1 e σ_2 rispetto allo stato attuale. Pertanto, per stati tensionali che non includono tensioni di trazione, le condizioni: $0 \leq \beta < 1$, $\beta = 1$, $\beta > 1$,

corrispondono rispettivamente a stati di tensione all'interno, sulla frontiera e al di fuori della frontiera della superficie di resistenza ultima. L'espressione dell'attuale modulo di Young secante in funzione del parametro di non-linearità è la seguente:

$$E_s = 1/2E_0 - \beta(1/2E_0 - E_f) \pm \sqrt{[1/2E_0 - \beta(1/2E_0 - E_f)]^2 + E_f^2\beta[D(1 - \beta) - 1]}$$

in cui i segni positivo e negativo si applicano rispettivamente alla parte ascendente e alla parte discendente della curva tensione-deformazione. Nell'espressione di E_s compare il valore secante del modulo di Young corrispondente allo stato di rottura E_f , che si calcola nel modo seguente:

$$E_f = E_c / [1 + 4(A-1)k]$$

in cui E_c è il valore secante a rottura per compressione monoassiale $E_c = |f_c| / \epsilon_{f1}$, mentre i parametri k e A hanno l'espressione:

$$k = (J_{2\sigma} / |f_c|)_f - 1/3 ;$$

$$A = E_0 / E_c \quad (A > 4/3),$$

dove:

$$(J_{2\sigma} / |f_c|)_f$$

è il valore a rottura del secondo invariante del deviatore delle tensioni in corrispondenza dello stato tensionale ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_{3f}$), avendo indicato con ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) l'attuale stato di tensione. Per $k < 0$ si applica $E_f = E_c$ mentre $k = 0$ si applica per un caricamento uniassiale di compressione.

Tipici valori di D sono nel campo $0-0,2$. Per il valore secante del coefficiente di Poisson fino al raggiungimento della rottura si adottano le espressioni:

$$v_s = v_0 \quad \text{per } \beta \leq \beta_a$$

$$v_s = v_f - (v_f - v_0) \sqrt{1 - [(\beta - \beta_a) / (1 - \beta_a)]^2} \quad \text{per } \beta > \beta_a$$

con

$$\beta_a = 0.8, \quad v_f = 0.36$$

per tutti i tipi di calcestruzzo. Per la determinazione dell'incremento di ν nella regione di post-crisi, in cui le informazioni a disposizione sono ridotte, si può seguire la seguente procedura. Noti due valori successivi di E_s relativi agli stati di tensione (i) e (i+1) ed il valore $\nu_{s,i}$, si può assumere che il modulo di bulk si mantenga costante nel passaggio dallo stato (i) allo stato (i+1) per cui si ha:

$$K_{s,i} = K_{s,i+1} = E_{s,i} / [3(1-2\nu_{s,i})] = E_{s,i+1} / [3(1-2\nu_{s,i+1})]$$

da cui si può ricavare $\nu_{s,i+1}$.

Per un decremento del valore di E_s effettuato per passi del 5%, Ottosen pone semplicemente:

$$\nu_{s,i+1} = 1.005 \nu_{s,i}$$

E' ovvio, comunque, che dovrà risultare $\nu_s \leq 0,5$.

Nella fig.5 sono mostrate alcune curve tensione-deformazione $\sigma_3 - \epsilon_3$ ottenute utilizzando la formulazione descritta per storie di deformazione monotone nella ϵ_3 in presenza di pretensioni laterali.

4. Comportamento fino a rottura per tensioni normali di sezioni in c.a. e c.a.p. con bordi sollecitati da uno stato biassiale di pressione laterale di confinamento.

Si prende in esame una sezione in c.a. a doppio T con ali sollecitate da una pressione di confinamento secondo le direzioni 1 e 2, con armature terminali ad alta resistenza eventualmente pre-tese e con un'armatura ordinaria distribuita (fig.7a), e se ne studia il comportamento sotto uno stato di deformazioni assiali, lungo la direzione 3, crescente fino a rottura.

Per il calcestruzzo sottoposto ad uno stato di compressione triassiale si adotta un legame costitutivo non-lineare di tipo secante in cui per il modulo di Young secante si assume la formulazione di Ottosen descritta al punto precedente, mentre si trascura l'effetto Poisson dovuto alle tensioni laterali; per il calcestruzzo teso si assume, invece, una legge costitutiva fittiziamente prolungata oltre la deformazione limite di rottura a trazione per tener conto del fenomeno del tension stiffening (fig.6a).

Le leggi costitutive adottate per l'acciaio ad alta resistenza e per l'acciaio ordinario sono riportate nelle figg.6b e 6c rispettivamente. Lo studio del comportamento della sezione è stato effettuato mediante la determinazione di domini di resistenza ultima sforzo normale-momento flettente, figg.7 b-f, e di legami momento-curvatura, figg. 8-9.

Per quanto riguarda la resistenza flessionale a rottura si è osservato un incremento molto sensibile al crescere della pressione di confinamento per sforzi normali medio-alti e un incremento più contenuto per sforzi normali

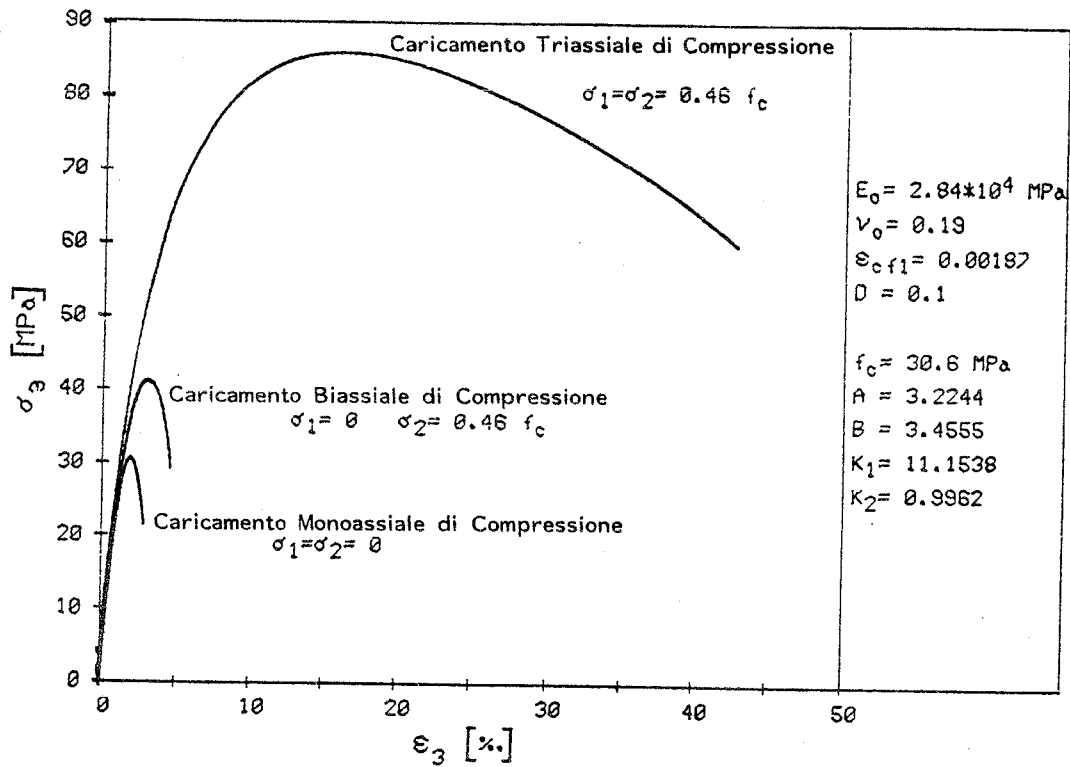


Fig.5 Leggi costitutive per storie di deformazione monotone nella ϵ_3 in presenza di pretensioni laterali.

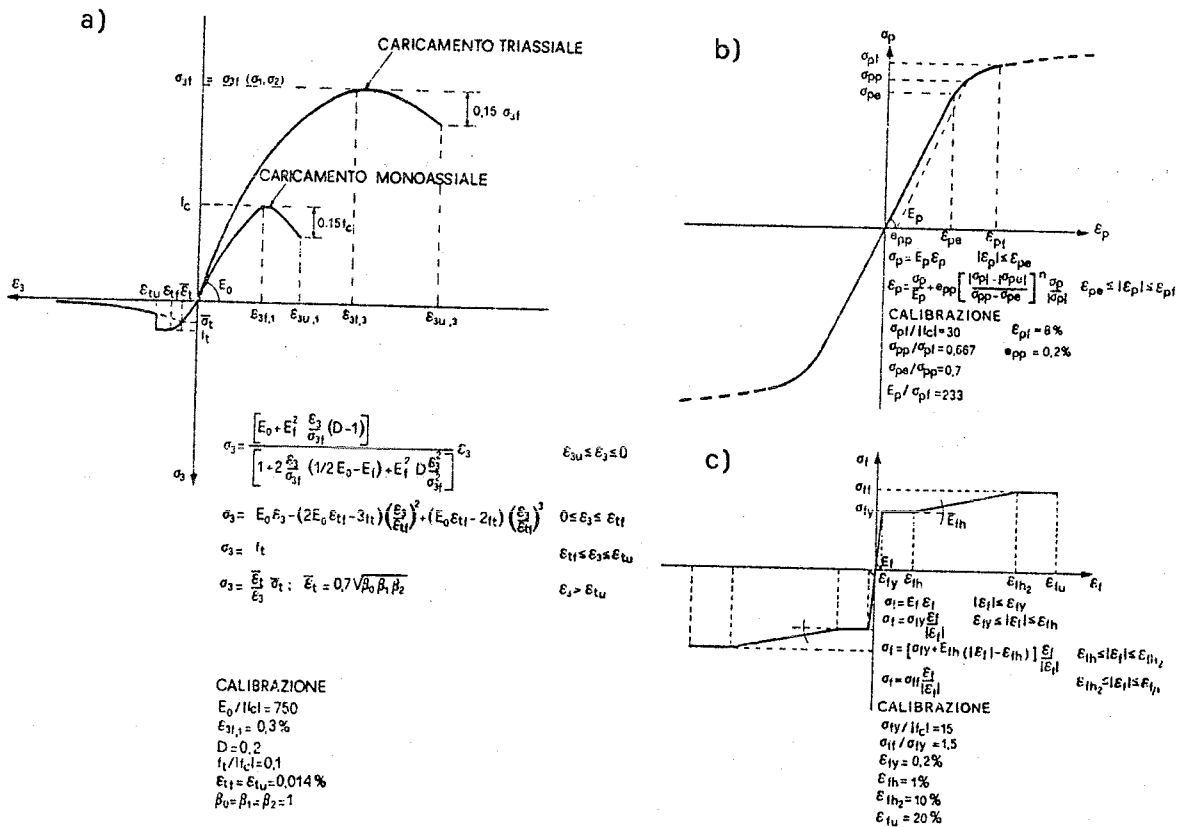


Fig.6 Leggi costitutive adottate per il calcestruzzo a), per l'acciaio ad alta resistenza b) e per l'acciaio ordinario c).

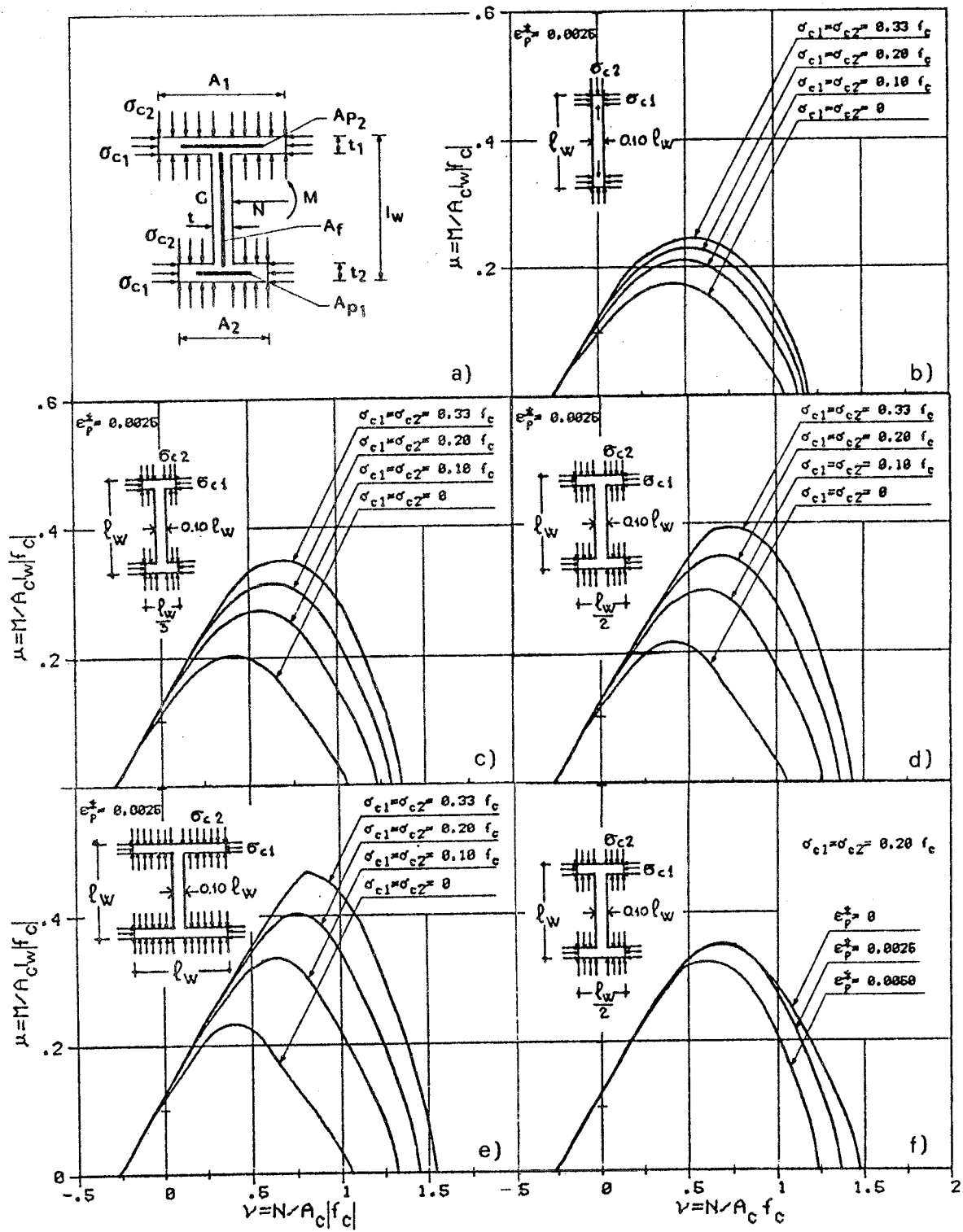


Fig.7 a) schema di sezione a doppio T con ali sollecitate lateralmente da uno stato biassiale di pressione di confinamento; b) - f) domini di resistenza ultima $\nu - \mu$: influenza della forma della sezione, del livello di confinamento e del grado di pretesione delle armature terminali ($A_f/A_c=0.0025$, $A_{p1}/A_c=A_{p2}/A_c=0.00375$, ϵ_p^* = deformazione nelle armature pre-tese al limite di decompressione nel calcestruzzo).

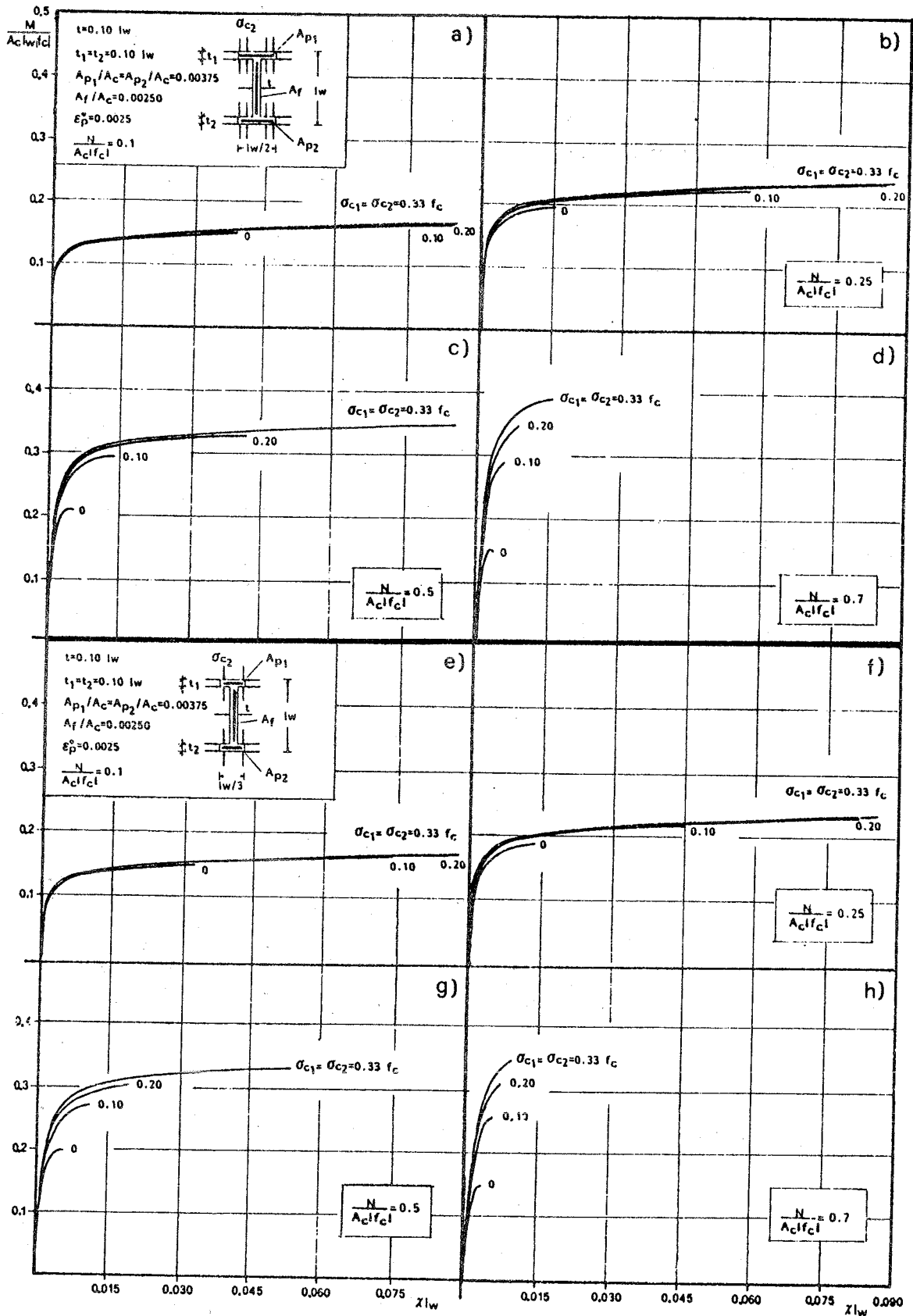


Fig.8 Diagrammi momento-curvatura per sezioni in c.a.p. con ali confinate: influenza dello sforzo normale e della pressione di confinamento (sezioni tipo 1-2).

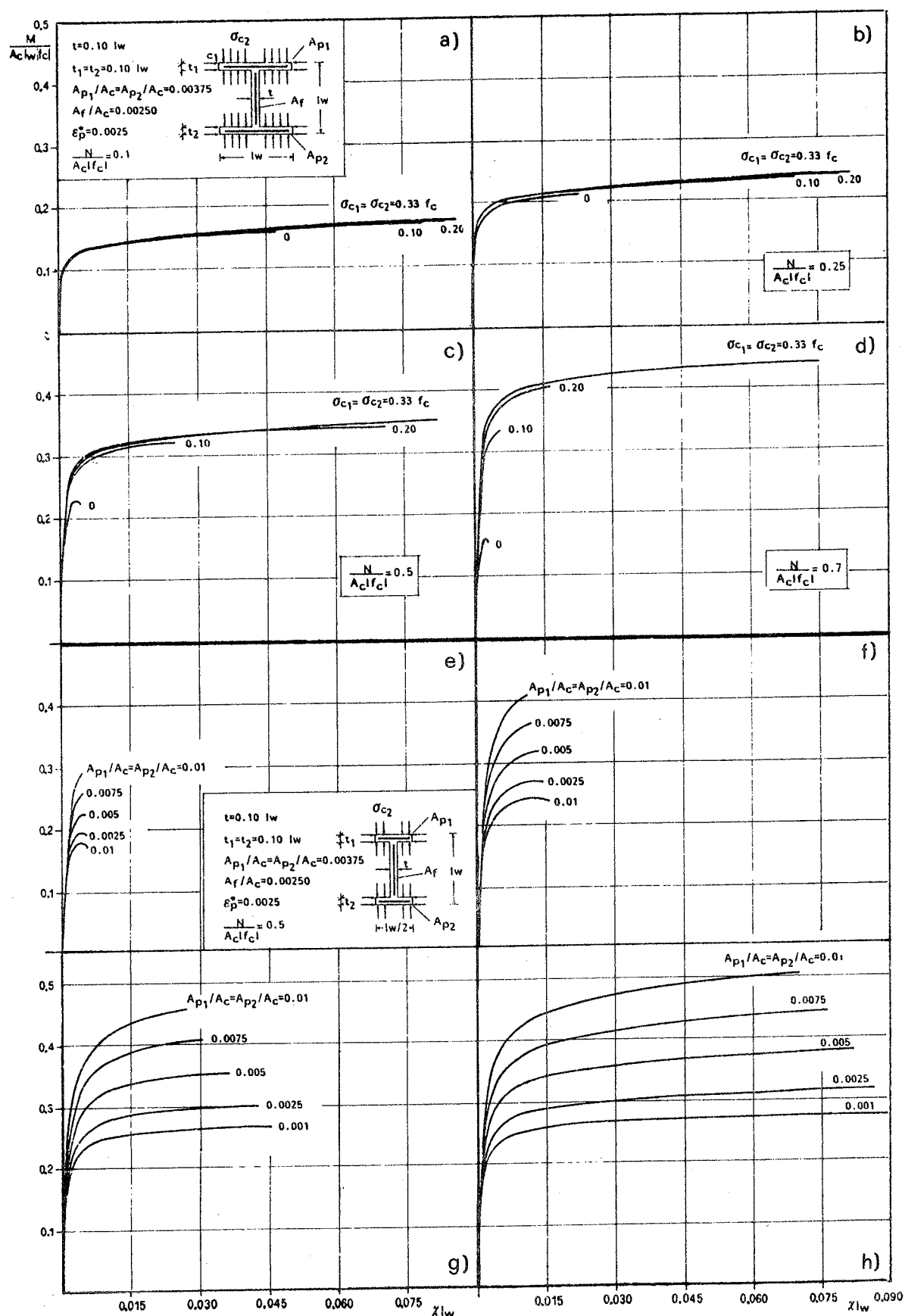


Fig.9 a) - d) diagrammi $M - \chi$ per la sezione tipo 3: influenza dello sforzo normale e della pressione di confinamento; e) - h) diagrammi $M - \chi$ per la sezione di tipo 2: influenza della percentuale geometrica di armatura pre-tesa.

di compressione bassi; tale incremento, inoltre, risulta più sensibile per sezioni ad ali larghe (figg.7b-d).
 Una maggiore pre-tensione delle armature terminali, (figg. 7e-f), riduce moderatamente la resistenza della sezione ma assicura, comunque, una maggiore sicurezza nei confronti dello stato limite di fessurazione.
 La duttilità rotazionale viene significativamente incrementata per valori anche bassi della pressione di confinamento (fig.8a-h, 9a-d).
 Ciò avviene in quanto tale presollecitazione incrementa a livello locale le caratteristiche del calcestruzzo mentre, a livello sezionele, modifica il meccanismo di rottura innalzando la posizione limite dell'asse neutro.
 Una maggiore quantità di armatura pre-tesa determina un consistente incremento della resistenza flessionale accompagnato da una riduzione della duttilità rotazionale non molto sensibile (figg.9e-h). Si noti, infatti, che l'incremento delle proprietà meccaniche del calcestruzzo confinato determina un innalzamento del valore limite di armatura che separa il campo di rottura con l'acciaio snervato dal campo di rottura con il calcestruzzo soggetto a schiacciamento per compressione e che, inoltre, in quest'ultimo campo il calcestruzzo compresso possiede comunque una duttilità amplificata per effetto della pressione di confinamento.

5. Conclusioni

La presollecitazione laterale di confinamento, ancorchè applicata nelle zone terminali della sezione, produce un incremento della resistenza e della duttilità sezionele.
 Tale incremento risulta particolarmente sensibile nei casi in cui il meccanismo di rottura è dovuto alla crisi locale del calcestruzzo compresso. Il valore della pressione di confinamento sui bordi può pertanto costituire una nuova variabile di progetto in grado di innalzare contemporaneamente il livello di resistenza e di duttilità della sezione.
 Per le sue peculiari caratteristiche, quindi, il confinamento laterale attivo di elementi strutturali in c.a. e in c.a.p. anche se limitato alle zone terminali della sezione ed alle zone più sollecitate dell'elemento, si presenta particolarmente indicato per elementi di particolari dimensioni quali, ad esempio, le pareti o i nuclei verticali di controventamento di edifici destinati ad assorbire elevate azioni sismiche.

6. Bibliografia

- (I) Palazzo B., Fraternali F., *Confinamento laterale attivo di elementi strutturali presso-inflessi in c.a.*, Atti VII Congresso C.T.E., Nov. 1988, pp. b.123-b.133.
- (II) Ferrara G., Rossi P., Rossi P.P., Ruggeri L., *Dispositivi di prova per l'analisi sperimentale del comportamento di conglomerati cementizi sottoposti a stati triassiali di sollecitazione*, ISMES Bergamo, Feb. 1977.
- (III) Ottosen N.S., *A failure criterion for concrete*, Journ. Eng. Mech. Div. ASCE vol.103., Aug. 1977
- (IV) Schickert G., Winkler H., *Versuchsergebnisse zur Festigkeit von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung*, DAFStb Heft 277 Wilhelm Ernst - Sohn, 1977.
- (V) Linse D., Aschl H., *Versuche zum Verhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung*, Technische Universität München Lehrstuhl für Massivbau, May 1976.
- (VI) Cedolin L., Mulas M.G., *Una legge costitutiva secante ed esplicita per il calcestruzzo in stati piani di tensione*, Studi e ricerche Politecnico di Milano vol.n°3, 1971, pp. 75-105.
- (VII) Cedolin L., Crutzen, Y.R.J., De Poli S., *Triaxial Stress-Strain Relationship for Concrete*, Journ.Eng.Mech. Div. ASCE vol.103 EM3, Apr. 1977, pp. 423-439.
- (VIII) Ottosen N.S., *Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete*, Journ. Eng. Mech. Div. ASCE vol.105 EM1, Feb. 1979.

LEGAME TENSIONE DI ADERENZA-SLITTAMENTO NEI
CALCESTRUZZI LEGGERI STRUTTURALI

MAURIZIO PAPIA, GAETANO RUSSO, GAETANO ZINGONE

Dipartimento di
Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università di Palermo

SOMMARIO

Sulla base delle indagini sperimentali condotte da altri autori si perviene ad espressioni analitiche che descrivono il legame tra tensione di aderenza e slittamento per i calcestruzzi leggeri confezionati con inerti tipo ARES e LECA. Relativamente alle prove di beam-test, si ottengono legami analoghi sia per i calcestruzzi leggeri che per quelli ordinari. Tale analogia sembra mantenersi anche nel campo delle prove di estrazione diretta.

SUMMARY

By using the experimental results obtained by other authors analytical expressions of the bond-slip relationship are deduced for lightweight aggregate concrete ARES and LECA. From the results of the beam-tests analogous expressions for normal weight and lightweight aggregate concrete are obtained. This analogy seems to be valid also for the pull-out tests.

1. INTRODUZIONE ED IMPOSTAZIONE DEL PROBLEMA

1.1 Descrizione del fenomeno dell'aderenza

La conoscenza dei legami tensione-slittamento nel fenomeno dell'aderenza è un presupposto indispensabile per la corretta valutazione delle deformazioni della struttura oltre il limite elastico per effetto del cedimento degli ancoraggi. Il complesso stato tensionale che si produce tra armatura e calcestruzzo è di difficile interpretazione, in ragione dei numerosi parametri e dei diversi meccanismi resistenti che intervengono nelle varie fasi di carico. Schematizzando il fenomeno, possono individuarsi una fase iniziale di adesione chimica, connessa a slittamenti dell'ordine di micron, seguita da una fase di aderenza meccanica con inizio di microfessurazione. Sopravviene quindi la fessurazione da splitting e la rottura locale del calcestruzzo per effetto dell'azione di compressione e di taglio esercitata dalla nervatura della barra.

All'esplicarsi di questi successivi meccanismi corrisponde un andamento crescente della tensione tangenziale e la rigidità del legame tra la tensione

Il presente lavoro è stato svolto con finanziamenti M.P.I. 40%.

e lo slittamento risulta progressivamente decrescente fino al raggiungimento della tensione di aderenza locale massima, q_{max} .

1.2 Risultati e metodologie disponibili per i calcestruzzi ordinari

Per i calcestruzzi ordinari numerose indagini teorico-sperimentali (I, II, III, IV, V) hanno condotto alla individuazione di parametri significativi che condizionano il comportamento dell'ancoraggio, ed alla definizione di leggi che descrivono accuratamente i fenomeni locali.

La conoscenza del legame locale del resto, è il presupposto per individuare gli slittamenti dell'intero tratto di ancoraggio dell'armatura in corrispondenza dei nodi trave-pilastro.

I risultati prima citati sono stati infatti finalizzati a questo scopo, attraverso l'applicazione di tecniche numeriche sofisticate ed opportuni modelli di calcolo (VI, VII, VIII, IX, X, XI).

Parallelamente a queste procedure sono state inoltre messe a punto soluzioni analitiche basate sull'integrazione diretta del sistema di equazioni differenziali non lineari che governa il fenomeno dell'aderenza (XII, XIII, XIV).

1.3 Esperienze sui calcestruzzi leggeri

Nel campo dei calcestruzzi leggeri, il problema non è stato affrontato in maniera sistematica, soprattutto in ragione della loro più recente diffusione. Ciò costituisce una forte limitazione al loro impiego in campo strutturale, specie se si considera che il fenomeno dell'aderenza è strettamente connesso alla duttilità e quindi alle capacità dissipative della struttura in campo post-elastico.

In presenza di carichi ciclici, inoltre, la scarsa conoscenza dell'effettivo comportamento degli ancoraggi induce spesso all'introduzione di coefficienti di sicurezza elevati non giustificati.

Per quanto detto, il primo passo per la risoluzione del problema dell'aderenza nei calcestruzzi leggeri deve essere orientato alla definizione di un legame locale da utilizzare per una corretta analisi del comportamento dell'intero ancoraggio. Le indagini sperimentali al riguardo non sono numerose e conducono a risultati difficilmente confrontabili, anche in relazione alla diversa natura dell'inerte impiegato. Alcune significative indicazioni sono riportate in (XV), dove è condotta una indagine sperimentale comparata tra calcestruzzi ordinari ad alta resistenza e leggeri. L'individuazione del legame locale viene perseguita per via indiretta su campioni con elevate lunghezze di ancoraggio (50.8 cm e 63.5 cm), prendendo in considerazione anche il deterioramento dell'aderenza per carichi alternati. Con riguardo al problema in esame, viene evidenziato che il valore massimo della tensione di aderenza locale per i calcestruzzi leggeri, confezionati con argilla espansa, risulta minore circa del 40% rispetto a quello di un calcestruzzo ordinario di pari resistenza. Tale fenomeno può risultare accentuato in presenza di carico ciclico. Un'indagine sperimentale sul legame locale tensione-slittamento nei calcestruzzi leggeri è riportata in (XVI). Tale indagine è condot-

ta attraverso prove dirette di pull-out (limitati tratti di ancoraggio) ed è rivolta prevalentemente allo studio del campo dei piccoli spostamenti (stadi di adesione chimica e microfessurazione). In tale ambito, viene evidenziato che per i calcestruzzi leggeri possono essere usati gli stessi legami analitici tensione di aderenza q - slittamento u , che si utilizzano per i calcestruzzi ordinari.

Risultati ottenuti attraverso beam-test sono invece riportati in (XVII), (XVIII), (XIX) con riguardo ad impasti con inerti tipo ARES, LECA e pomice. Le esperienze condotte in (XIX), confrontate con quelle relative agli impasti con argilla espansa mostrano che i calcestruzzi confezionati con inerti di pomice forniscono valori di q nettamente inferiori.

In (XVII) e (XVIII), contrariamente a quanto osservato in (XV), viene evidenziato che le tensioni tangenziali di aderenza per gli impasti con argilla espansa risultano pressochè uguali a quelle rilevate per i calcestruzzi ordinari. Nonostante che il beam-test fornisca solo tre valori discreti della curva q - u , in ragione della concordanza dei risultati riportati in (XVII) e (XVIII) e del discreto numero di campioni esaminati, tali risultati vengono qui utilizzati per definire analiticamente un legame q - u continuo.

Deducendo il legame locale relativo a prove di estrazione diretta dalle esperienze proposte in (IV), viene inoltre evidenziato come il beam-test non fornisca valori appropriati per definire il comportamento delle barre d'armatura nei nodi trave-pilastro.

2. LEGAMI TENSIONE DI ADERENZA-SLITTAMENTO

2.1 Beam-test

Le espressioni dedotte, e che di seguito si riportano, sono relative al caso di un carico monotonicamente crescente fino al valore massimo di slittamento registrato nel beam-test (1 mm.). In corrispondenza a tale valore di u si assume che il valore di q sia $q = q_{\max}$. Ciò in accordo a quanto proposto nel caso di pull-out per il calcestruzzo ordinario in (IV) e (XIII). Tale assunzione è giustificata dal fatto che, quando lo slittamento supera 1 mm, la rigidità del legame è assai modesta e la curva q - u si mantiene, per un certo tratto, sub-orizzontale.

Il procedimento seguito per determinare la legge q - u nei vari casi presi in considerazione si compone delle seguenti fasi:

In primo luogo si assume una espressione analitica del tipo monomio ed esponenziale analoga a quella valida per i calcestruzzi ordinari in prove di pull-out; si calcolano quindi, mediante una correlazione basata sui risultati riportati in (XVII) e (XVIII), il coefficiente del monomio e l'esponente; si verifica infine che il coefficiente di determinazione caratteristico della regressione sia sufficientemente elevato.

Relativamente ai calcestruzzi tipo ARES i dati utilizzati sono riportati in Tabella I;

TABELLA I - IMPASTI CON INERTE TIPO ARES

AUTORE	CAMPIONE	f _c MPa	d mm	u mm	q (MPa)		Errore %
					Sperim.	Analitico	
RIVA	L2	23.15	20	0.01	9.91	9.44	-5
				0.1	11.97	11.88	-1
				1	13.63	14.96	10
			12	0.01	10.59	12.27	16
				0.1	16.77	15.44	-8
				1	20.01	19.45	-3
	L1	24.13	20	0.01	10.03	9.65	-6
				0.1	14.13	12.15	-14
				1	14.70	15.30	4
			12	0.01	15.32	12.54	-12
				0.1	19.91	15.79	-21
				1	18.54	19.89	7
L5	46.89	20	0.01	11.87	13.91	17	
			0.1	16.38	17.52	7	
			1	18.64	22.05	18	
		12	0.01	15.89	18.08	14	
			0.1	24.13	22.77	-6	
			1	/	28.66	/	
CARPUTI - GARZILLO	A	26.78	20	0.01	10.80	10.22	-5
				0.1	15.00	12.87	-14
				1	17.85	16.20	-9
			12	0.01	12.95	13.28	3
				0.1	19.42	16.73	-14
				1	/	21.06	/
	B	37.96	20	0.01	11.38	12.39	9
				0.1	17.66	15.59	-12
				1	21.38	19.63	-8
			12	0.01	14.13	16.10	14
				0.1	20.21	20.27	0
				1	/	25.52	/

l'espressione analitica dedotta risulta

$$q = 17.25 \cdot K \sqrt{\frac{f_c}{30}} \left(\frac{u}{\sqrt{\frac{30}{f_c}}} \right)^{0.1} \quad (1)$$

con

$$K = \begin{cases} 1 & \text{per } \phi 20 \text{ mm} \\ 1.30 & \text{per } \phi 12 \text{ mm} \end{cases} \quad (2)$$

Il coefficiente di determinazione della regressione risulta $R^2 = 0.755$. I valori ricavati dalla (1) e i dati sperimentali sono confrontati nella stessa Tab. I, dove, nell'ultima colonna, sono indicati gli errori percentuali. Le curve q-u ottenute dalla (1) per i 5 valori di f_c considerati sono riportate in Fig. 1 unitamente ai risultati sperimentali ottenuti per i 3 valori di slittamento caratteristici del beam test.

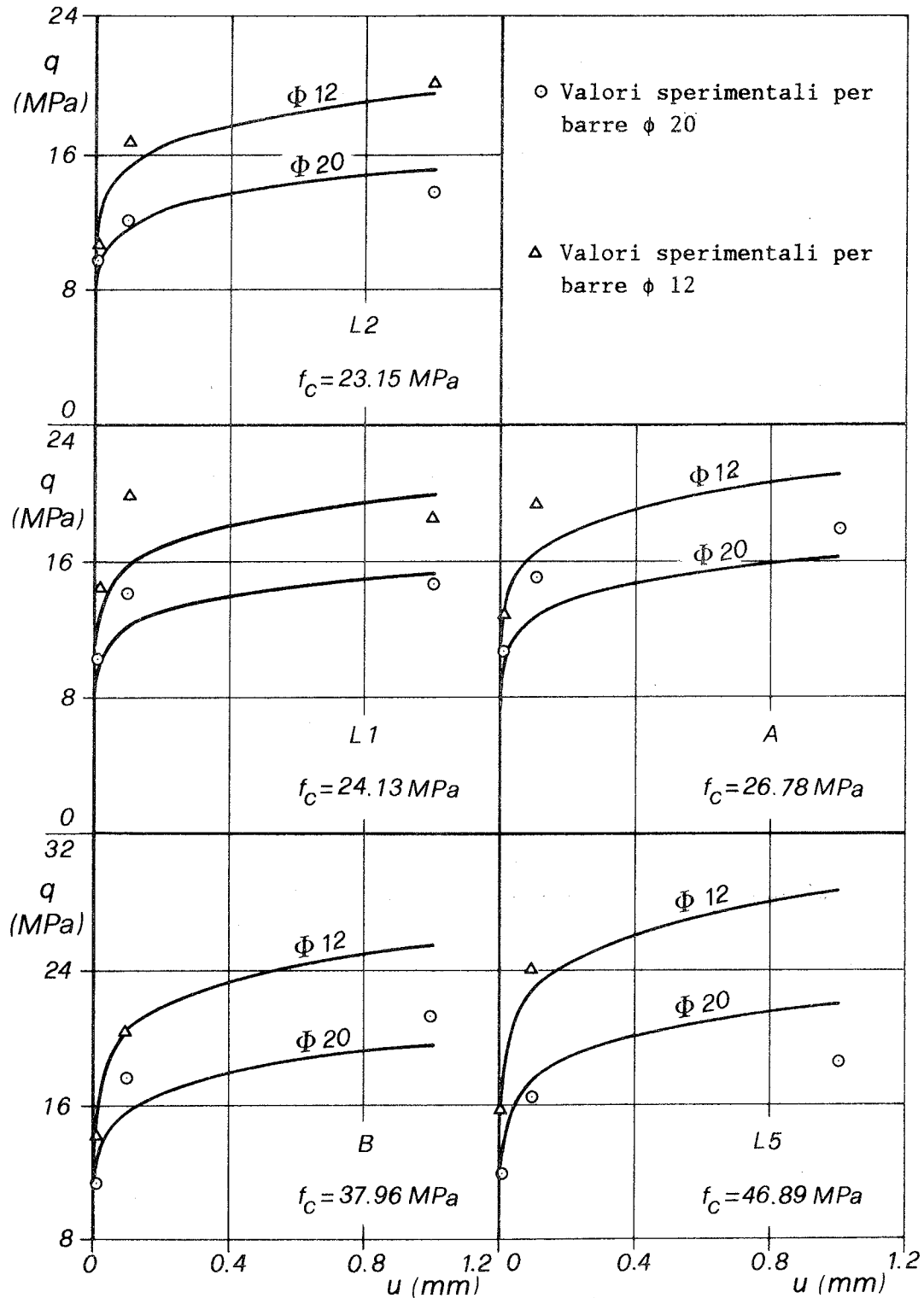


Fig. 1 - Raffronto tra valori analitici e sperimentali per calcestruzzi con inerti tipo ARES.

Con riferimento ai calcestruzzi confezionati con inerte tipo LECA, l'esame dei dati sperimentali mostra che per i tre valori di slittamento rilevati non si hanno apprezzabili differenze di q al variare del diametro della barra. L'espressione analitica viene quindi ricavata con riferimento ad entrambi i diametri:

$$q = 14.25 \sqrt{\frac{f_c}{30}} \left(\frac{u}{\sqrt{\frac{30}{f_c}}} \right)^{0.19} \quad (3)$$

Il coefficiente di determinazione per i 24 dati considerati, riportati in Tabella II, risulta $R^2 = 0.771$.

TABELLA II - IMPASTI CON INERTE TIPO LECA

AUTORE	CAMPIONE	f_c MPa	d mm	u mm	q (MPa)		Errore %
					Sperim.	Analitico	
RIVA	L3	21.98	20	0.01	3.92	5.01	28
				0.1	7.16	7.75	8
				1	10.10	12.01	19
	12	0.01	3.32	5.01	51		
		0.1	8.04	7.75	-4		
		1	11.18	12.01	7		
L4	24.83	20	0.01	4.71	5.38	14	
			0.1	8.14	8.34	2	
			1	9.61	12.91	34	
12	0.01	4.21	5.38	28			
	0.1	7.75	8.34	8			
	1	11.18	12.91	15			
CARPUTI - GARZILLO	D	18.34	20	0.01	5.00	4.49	-10
				0.1	8.00	6.96	-13
				1	11.97	10.78	-10
	12	0.01	4.90	4.49	-8		
		0.1	8.24	6.96	-15		
		1	12.16	10.78	-11		
	E	21.50	20	0.01	5.78	4.94	-14
				0.1	9.61	7.65	-20
				1	13.24	11.85	-10
12	0.01	6.96	4.94	-29			
	0.1	10.10	7.65	-24			
	1	12.75	11.85	-7			

Nella stessa Tabella II sono riportati i valori dedotti dalla (3) e gli errori percentuali.

Per il campo dei valori di u considerati ed al variare di f_c , la (3) è rappresentata in Fig. 2.

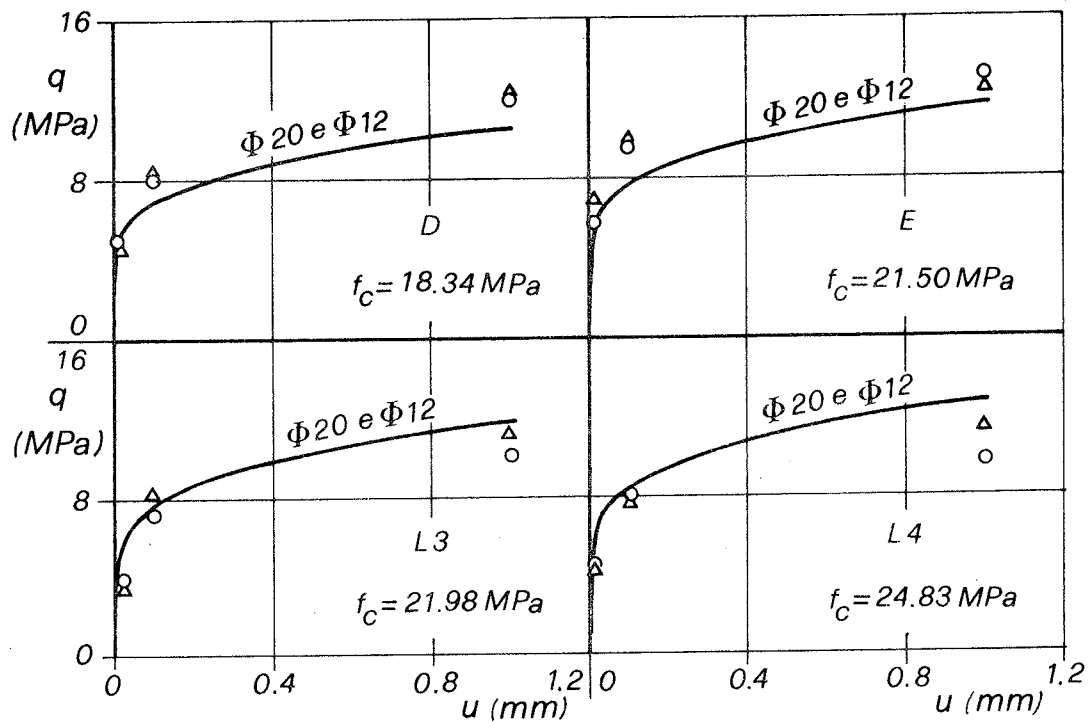


Fig. 2 - Raffronto tra valori analitici e sperimentali per calcestruzzi con inerti tipo LECA.

Le prove sui calcestruzzi ordinari di riferimento utilizzati nei lavori sopra citati, hanno fornito i risultati riportati in Tabella III.

TABELLA III - CALCESTRUZZI ORDINARI

AUTORE	CAMPIONE	f_c MPa	d mm	u mm	q (MPa)		Errore %
					Sperimen.	Analitico	
RIVA	N_R	21.17	20	0.01	10.79	8.98	-17
				0.1	12.07	11.31	-6
				1	15.99	14.24	-11
			12	0.01	8.53	8.98	5
				0.1	11.57	11.31	-2
				1	15.60	14.24	-9
CARPUTI - GARZILLO	N_C	21.72	20	0.01	11.28	9.11	-19
				0.1	12.26	11.47	-6
				1	16.87	14.44	-14
			12	0.01	9.02	9.11	1
				0.1	11.57	11.47	0
				1	16.18	14.44	-11

Tali valori risultano prossimi a quelli di Tabella I relativi al diametro $\phi 20$ per valori di resistenza cilindrica non molto diversi. Non si manifesta invece apprezzabile differenza della tensione tangenziale al variare del diametro. In base a queste considerazioni si è ritenuto di applicare ai due calcestruzzi ordinari sopra citati la (1), con $K = 1$. I risultati di questa analisi sono riportati nella stessa Tabella III ed in Fig. 3, dalle quali si rileva una buona rispondenza del legame analitico utilizzato.

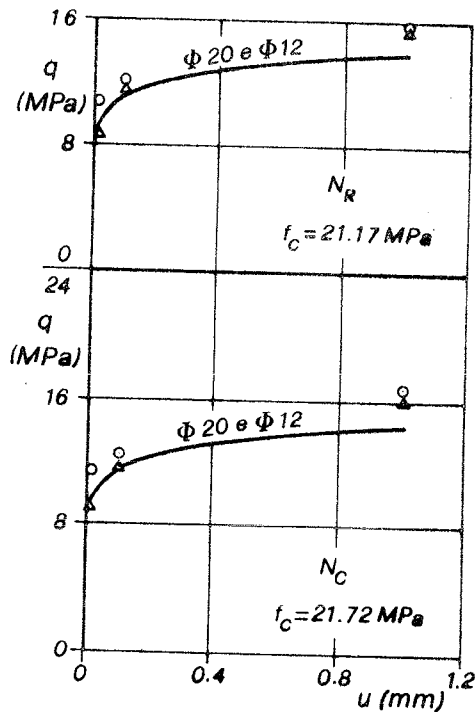


Fig. 3 - Raffronto tra valori analitici e sperimentali per calcestruzzi ordinari.

diretta in (XV) mostrano che i valori di q_{max} , per questo tipo di prova, in prossimità della zona centrale del nodo trave-pilastro subiscono, rispetto al valore fornito dalla (4), un incremento di circa il 40%. D'altra parte, i calcestruzzi leggeri soggetti alla stessa prova, come già detto, mostrano rispetto a quelli ordinari, un abbattimento di q_{max} dello stesso ordine percentuale. Ne consegue che la (4) può ragionevolmente esprimere il legame locale dedotto per via indiretta relativo ai calcestruzzi leggeri. La Fig. 4, tratta da (XV), mostra il legame $q-u$ ottenuto sperimentalmente per una sezione prossima alla mezzeria del nodo di un calcestruzzo leggero con inerti in argilla espansa, $f_c = 29.78$ MPa e barra di diametro $\phi 25.4$ mm.

In Fig. 5 si riporta in altra scala il tratto della curva relativo all'intervallo $0 \leq u \leq 1$ mm, e la curva ottenuta dalla (4). Si osserva che la (4) approssima assai da vicino l'andamento sperimentale per tutto il campo dei valori di u considerati, e pertanto, come previsto, esprime il legame locale $q-u$ per i calcestruzzi leggeri dedotto per via indiretta.

2.2 Pull-out

Il numero insufficiente di dati sperimentali relativi a prove di estrazione diretta, non consente in questo caso di determinare i legami analitici $q-u$ per i calcestruzzi leggeri. Tuttavia, sulla base delle esperienze riportate in (XV) possono dedursi alcune considerazioni significative. Per i calcestruzzi ordinari il legame locale ricavato dall'approfondita ed estesa indagine sperimentale riportata in (IV) e (XIII), può esprimersi analiticamente tramite la

$$q = 13.50 \sqrt{\frac{f_c}{30}} \left(\frac{u}{\sqrt{\frac{30}{f_c}}} \right)^{0.4} \quad (4)$$

per barre con diametro $\phi 25.4$ mm.

I legami locali dedotti per via indiretta

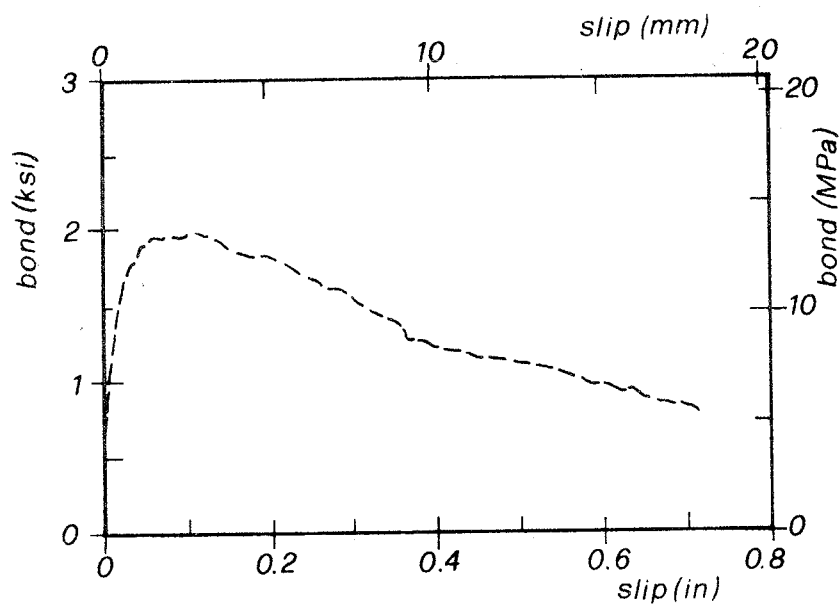


Fig. 4 - Legame sperimentale tensione di aderenza-slittamento per calcestruzzo leggero, tratto da (XV).

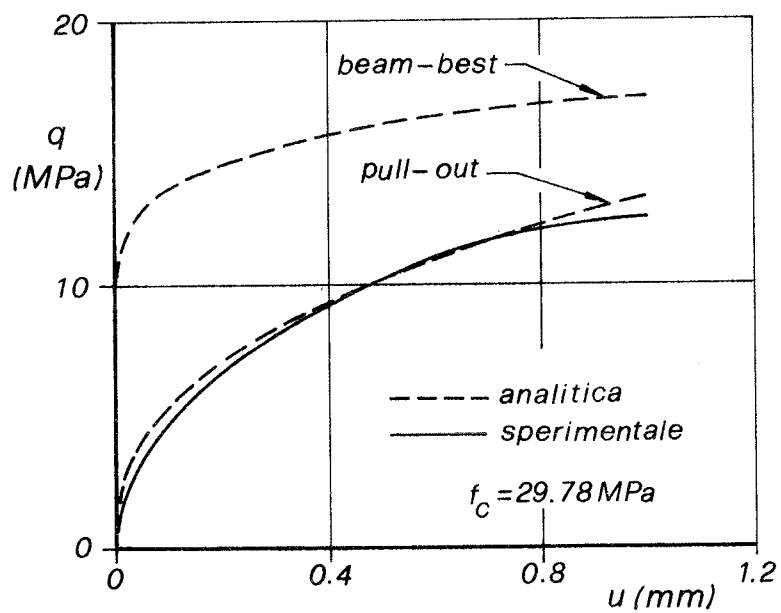


Fig. 5 - Legami analitici e sperimentali per il campione di Fig. 4.

Nella stessa Fig. 5 è riportata la curva espressa dalla (1) e appare evidente come i risultati forniti da prove beam-test siano inadeguati a descrivere il legame locale tensione di aderenza-slittamento. E' da tenere in conto inoltre che da una prova di estrazione diretta su calcestruzzi leggeri c'è da attendersi, in analogia a quanto accade per i calcestruzzi ordinari, un ulteriore abbattimento dei valori di tensione.

3. CONCLUSIONI

L'adozione di espressioni di tipo monomio esponenziale appare adeguata ad esprimere anche il legame tensione di aderenza-slittamento relativo a prove di beam-test sia per i calcestruzzi ordinari che per quelli leggeri.

Il comportamento di impasti confezionati con inerti tipo ARES e LECA non può essere rappresentato con sufficiente approssimazione da un'unica espressione analitica.

Un'indagine sistematica indirizzata allo studio degli ancoraggi nei nodi trave-pilastro, deve essere basata sulla preliminare definizione di un legame locale e tale obiettivo non può essere perseguito attraverso prove beam-test.

L'analogia di comportamento tra calcestruzzi leggeri e ordinari, riscontrate nelle prove prese in esame, risulta probabilmente legata al basso valore della resistenza cilindrica a compressione di questi ultimi. Infatti, nei calcestruzzi leggeri l'elemento più rigido e più resistente è costituito dalla malta, che ne rappresenta l'ossatura portante, mentre nel calcestruzzo normale questo ruolo è svolto dall'inerte. Pertanto, se la composizione granulometrica del calcestruzzo normale è tale da comportare valori modesti della resistenza f_c , prossimi a quelli della malta, anche ai fini dell'aderenza l'impegno dell'inerte è scarsamente significativo. Ciò conduce a valori di tensioni di aderenza dello stesso ordine di quelli di un calcestruzzo leggero di pari resistenza.

In base a queste considerazioni trovano giustificazione gli scarti di tensione considerevoli rilevati in (XIV) per i due tipi di calcestruzzo aventi elevati valori di f_c .

Le deduzioni relative al comportamento del calcestruzzo leggero soggetto a prove di pull-out sono evidentemente da verificare attraverso un adeguato numero di prove sperimentali, analoghe a quelle condotte in (XX) per i calcestruzzi ordinari. Tali prove sono attualmente in corso e si ritiene che possano condurre a legami analitici analoghi a quelli qui individuati.

BIBLIOGRAFIA

- 1) MORITA, S., KAKU, T.: "Local Bond Stress-Slip Relationship and Repeated Loading", Proceedings, IABSE Symposium on "Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads", Lisboa, 1973.

- 2) VIWATHANATEPA, S., POPOV, E.P., BERTERO, V.V.: "Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforcing Bars Embedded in Confined Concrete Blocks", Earthquake Engrg. Research Center, Report No. UCB/EERC 79-22, Univ. of California, Berkeley, Calif., 1979.
- 3) TASSIOS, T.P.: "Properties of Bond Between Concrete and Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions", Comité Euro-International du Béton, Bulletin No. 131, Paris, April, 1979, pp. 65-122.
- 4) ELIGEHAUSEN, R., POPOV, E.P., BERTERO, V.V.: "Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations", Earthquake Engrg. Research Center, Report No. UCB/EERC 82-23, Univ. of California, Berkeley, Calif., 1983.
- 5) UEDA, T., LIN, I., HAWKINS, N.M.: "Beam Bar Anchorage in Exterior Column-Beam Connections, J. American Concrete Inst., Vol. 83, No. 3, 1986, pp. 412-422.
- 6) CIAMPI, V., ELIGEHAUSEN, R., BERTERO, V.V., POPOV, E.P.: "Analytical Model for Deformed Bar Bond Under Generalized Excitations", Transaction IABSE Colloquium Delft on "Advanced Mechanics of Reinforced Concrete", Delft. Netherlands, 1981, pp. 56-67.
- 7) CIAMPI, V., ELIGEHAUSEN, R., BERTERO, V.V., POPOV, E.P.: "Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations", Earthquake Engrg. Research Center, Report No. UCB/EERC 82-23, Univ. of California, Berkeley, Calif., 1982.
- 8) FILIPPOU, F.C., POPOV, E.P., BERTERO, V.V.: "Effect of Bond Deterioration on Histeretic Behaviour of Reinforced Concrete Joints", Earthquake Engrg. Research Center, Report No. UCB/EERC 83-19, Univ. of California, Berkeley, Calif., 1983.
- 9) FILIPPOU, F.C., POPOV, E.P., BERTERO, V.V.: "Modelling of Reinforced Concrete Joints Under Cyclic Excitations", J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 109, ST. 11, 1983, pp. 2666-2684.
- 10) FILIPPOU, F.C.: "A Simple Model for Reinforcing Bar Anchorages Under Cyclic Excitations", Earthquake Engrg. Research Center, Report No. UCB/EERC 85-05, Univ. of California, Berkeley, Calif., 1985.
- 11) FILIPPOU, F.C.: "A Simple Model for Reinforcing Bar Anchorages Under Cyclic Excitations", J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 112, ST 7, 1986, pp. 1639-1659.
- 12) RUSSO, G., ZINGONE, G., ROMANO, F.: "Analytical Solution for Bond-Slip of Reinforcing Bars in R.C. Joints", Atti del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Univ. di Palermo, Feb. 1988, Pubbl. n. 441.
- 13) RUSSO, G., ZINGONE, G.: "Lunghezza d'ancoraggio e slittamento delle barre d'armatura. Soluzione in forma chiusa per carico unilaterale monotono", Omaggio a Giulio Ceradini, Note scientifiche in occasione del 70°

- compleanno, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Univ. di Roma "La Sapienza", 1988, pp. 615-627.
- 14) HARAJLI, M.H., MUKADDAM, M.A.: "Slip of Steel Bars in Concrete Joints Under Cycling Loading", J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 114, No. 9, Sept., 1988, pp. 2017-2035.
 - 15) COWELL, A.D., POPOV, E.P., BERTERO, V.V.: "Effects of Concrete Types and Loading Conditions on Local Bond-Slip relationships", Earthquake Engrg. Research Center, Report No. UCB/EERC 82-17, Univ. of California, Berkeley, Calif., 1982.
 - 16) GIURIANI, E., MIGLIACCI, A., RIVA, P.: "Experimental Investigation on the Local Bond-Slip Law in Structural Lightweight Concrete", Studi e Ricerche, Italcementi, Bergamo, Vol. 6, 1984, pp. 203-230.
 - 17) RIVA, A.: "Prove di aderenza acciaio-calcestruzzo su conglomerati leggeri per impiego strutturale", L'Industria Italiana del Cemento, No. 5, 1976, pp. 325-330.
 - 18) CARPUTI, V., GARZILLO, E.: "Indagine teorico-sperimentale sul comportamento tecnologico del calcestruzzo leggero. Problemi relativi al ritiro ed alla aderenza", L'Industria Italiana del Cemento, No. 9, 1976, pp. 601-611.
 - 19) MANCUSO, P., MIRAGLIA, N., RUISI, V.: "Problemi del ritiro e dell'aderenza nei calcestruzzi leggeri confezionati con inerti di pomice", L'Industria Italiana del Cemento, No. 10, 1983, pp. 653-656.
 - 20) RUSSO, G., ZINGONE, G.: "Tensione d'Aderenza Locale Massima nei Giunti Trave-Colonna", Studi e Ricerche, Italcementi, Bergamo, Vol. 9, 1987, pp. 79-105.

CALCESTRUZZI LEGGERI RINFORZATI COME MATERIALE STRUTTURALE

Arturo Rio

Professore di Chimica Applicata
Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

SOMMARIO

Dopo di aver accennato alle caratteristiche fondamentali ed alle finalità del calcestruzzo leggero strutturale, unitamente alla correlazione esistente tra il valore della massa volumica del calcestruzzo e quello delle caratteristiche meccaniche, viene ricordato come lo sviluppo del calcestruzzo leggero strutturale sia legato alla possibilità di incrementare le proprietà meccaniche senza ridurre sensibilmente le doti di leggerezza, in modo da realizzare strutture con rendimenti molto elevati espressi dal rapporto fra carichi accidentali e peso proprio della struttura.

A questo fine, dopo aver ricordato gli indirizzi più importanti seguiti in questo ultimo decennio per migliorare le caratteristiche originali e le prestazioni del calcestruzzo cementizio: l'impiego delle fibre e l'impregnazione con polimeri organici, vengono esaminate le prospettive di impiego ed i primi risultati ottenuti applicando queste nuove tecnologie ai calcestruzzi leggeri strutturali.

Vengono infine dati alcuni ragguagli economici per un confronto tra l'incremento del costo e quello della qualità, da cui, in definitiva, dipende la fattibilità dell'applicazione di questi nuovi materiali il cui impiego non può essere generalizzato, ma scelto in funzione delle diverse particolari esigenze della costruzione.

* * *

La caratteristica fondamentale del calcestruzzo leggero strutturale è costituita dalla sua bassa massa volumica accompagnata da buone proprietà meccaniche che consentono il calcolo e la realizzazione di strutture che offrono, nei confronti di quelle eseguite in calcestruzzo tradizionale, rendimenti più elevati, espressi dal rapporto tra carichi accidentali e peso proprio della struttura.

Per il dimensionamento di un'opera portante in calcestruzzo sono infatti determinanti il peso proprio ed il carico utile, e la loro entità può variare a seconda del tipo e delle finalità della costruzione. Per opere nelle quali il peso proprio è preponderante rispetto ai carichi accidentali, come avviene per esempio nei ponti a grandi luci, dove il peso proprio può superare l'80% della sollecitazione totale, l'impiego dei calcestruzzi leggeri può portare a riduzioni notevoli nel dimensionamento delle opere.

Mentre la densità del calcestruzzo tradizionale può valutarsi intorno a 2.40 kg/dm³, quella di un calcestruzzo leggero ad alta resistenza risulta mediamente di circa 1.70, con una riduzione di quasi il 30% rispetto al

conglomerato pesante. Il conseguente minore peso della struttura, a parità delle caratteristiche meccaniche e delle tensioni ammesse, giustifica pertanto una riduzione nelle sezioni resistenti e quindi dei carichi trasmessi alle strutture verticali, secondo un'economia progressiva dei volumi che si risolve in un alleggerimento generale dell'intera struttura. Esso risulta in definitiva maggiore di quanto appaia dal semplice rapporto delle densità dei due materiali, anche in quelle opere dove la differenza fra peso proprio e carico utile non è molto grande.

L'impiego dei calcestruzzi leggeri permette, in sostanza, di realizzare opere di estrema snellezza, come è nelle aspirazioni della più moderna architettura. Inoltre le rimarchevoli proprietà di isolamento termico ed acustico e di resistenza al fuoco, anche se non fondamentali per il calcestruzzo leggero strutturale come le caratteristiche di "leggerezza" e di resistenza meccanica, ne completano positivamente il giudizio.

È evidente che, pure tenendo conto degli altri parametri che condizionano l'impiego del calcestruzzo leggero strutturale, quali modulo elastico, ritiro, scorrimento viscoso, di cui esamineremo di seguito l'influenza, i vantaggi di questo tipo di conglomerato nei confronti del calcestruzzo tradizionale dipendono da due variabili fondamentali: resistenza meccanica e peso. Da esse, o meglio dal loro rapporto, dipende in definitiva anche la convenienza economica che, a parte il caso di opere realizzabili esclusivamente in calcestruzzo leggero, è legata alla possibilità di compensare il maggiore costo unitario del conglomerato leggero con una riduzione, a parità di prestazioni dell'opera, della quantità di questo materiale più pregiato.

Una valutazione di massima di tale possibilità può essere fatta determinando il rapporto esistente tra resistenza meccanica (kg/cm^2) e massa volumica del calcestruzzo (kg/m^3). Nei conglomerati tradizionali tale rapporto può variare mediamente da 0.15 a 0.25, mentre in calcestruzzi leggeri strutturali particolarmente curati esso può avvicinarsi a 0.4.

Una visualizzazione più suggestiva e più immediata di tali differenze può essere realizzata mediante il calcolo dell'"altezza resistente AR" (1), intendendo con questo valore l'altezza massima, in metri, di una colonna verticale a sezione costante teoricamente realizzabile con il calcestruzzo considerato, che genera alla base della colonna, per proprio peso, una sollecitazione pari alla resistenza a compressione dello stesso calcestruzzo.

Così, ad esempio, l'"altezza resistente" (AR) di un calcestruzzo tradizionale avente una resistenza di 500 kg/cm^2 ed una massa volumica di 2.400 kg/m^3 , risulta essere 2.083 metri, quella di un calcestruzzo leggero di pari resistenza e di massa volumica limitata a 1.700 kg/m^3 , sale a circa 3.000 m.

Da quanto sopra esposto appare chiaro che il problema di fondo della promozione del calcestruzzo leggero strutturale è quello di fornire un materiale che presenti approssimativamente le stesse caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi tradizionali con un minore peso, tale da compensare nell'economia globale dell'opera il suo maggiore costo unitario.

In questo senso il calcestruzzo leggero strutturale presenta aspetti sostanzialmente differenti dagli altri tipi di calcestruzzo leggero, sia da

quello alveolare ad elevata coibenza ed a bassa resistenza sia da quello adatto per tamponamenti o per pannelli di rivestimento.

Il calcestruzzo leggero strutturale è un calcestruzzo leggero a struttura chiusa, prodotto tutto od in parte con aggregati leggeri, costituiti ormai generalmente da argilla espansa, che può essere armato ed anche precompresso e le cui applicazioni sono governate, in linea di massima, dalle stesse regole fondamentali relative al normale calcestruzzo, di cui dovrebbe conservare le stesse curve granulometriche e la stessa composizione.

Mentre la massa volumica del calcestruzzo tradizionale varia entro limiti molto ristretti, a seconda della composizione e della natura dell'aggregato impiegato, quella del calcestruzzo leggero varia in un campo molto più esteso in funzione della qualità dell'aggregato e delle caratteristiche meccaniche che si vogliono ottenere.

Infatti nell'impiego corrente dei calcestruzzi leggeri, molto semplicemente si tende a seguire il principio che al crescere della massa volumica aumentano proporzionalmente le caratteristiche meccaniche, che sarebbero così rigidamente condizionate dalla massa volumica, come se esistesse un solo tipo di aggregato leggero e fosse possibile una sola composizione di conglomerato, mentre invece un approfondito esame statistico (2) ha dimostrato che non esiste una correlazione apprezzabile tra resistenza a compressione e massa volumica per la notevole somma di variabili che concorrono a differenziare le caratteristiche del calcestruzzo leggero.

* * *

Due sono stati in quest'ultimo decennio gli indirizzi più importanti seguiti per migliorare le caratteristiche originali e le prestazioni del calcestruzzo cementizio: l'impiego delle fibre e l'impregnazione con polimeri organici. Entrambe queste nuove tecnologie hanno come finalità la formazione di un nuovo materiale composito nel quale il calcestruzzo cementizio, che già di per sé stesso può essere considerato un materiale composito, costituito da uno scheletro litico disperso in una matrice continua formata dalla pasta di cemento idratata, è unito ad un agente rinforzante, rappresentato nel primo caso da un materiale fibroso di varia natura, e nel secondo caso da una resina finemente dispersa nella sua matrice.

Entrambi questi nuovi tipi di calcestruzzo modificato possono essere definiti come "calcestruzzi rinforzati" per analogia con le materie plastiche, anche se sostanzialmente diverse risultano la struttura e le proprietà di questi differenti materiali compositi.

L'azione di rinforzo dell'armatura fibrosa o dell'impregnazione capillare, può avere un particolare interesse nel campo dei calcestruzzi leggeri strutturali che più di quelli ordinari in campo applicativo risentono delle manchevolezze proprie ai conglomerati cementizi, quali la modesta resistenza a trazione ed il comportamento fragile a rottura.

A) I CALCESTRUZZI LEGGERI STRUTTURALI RINFORZATI CON FIBRE

Come abbiamo visto, i calcestruzzi cementizi in genere rinforzati con fibre sono materiali compositi nei quali una fase fibrosa è diffusamente dispersa

all'interno della fase cementizia continua, costituita dal calcestruzzo. L'agente rinforzante fibroso, oltre che al calcestruzzo propriamente detto, può essere unito ad altri tipi di conglomerato, come le malte, ed infine a semplici paste cementizie, come nel caso del cemento-amianto.

Dal punto di vista generale, le proprietà di un materiale composito con rinforzo fibroso dipendono sia dalle caratteristiche proprie della matrice e dell'armatura fibrosa sia dalla reciproca interazione. Alla matrice viene di solito affidato il compito di collegare e proteggere l'armatura fibrosa e di definire le caratteristiche formali e dimensionali del manufatto, mentre alla fase fibrosa competono soprattutto le caratteristiche meccaniche del materiale composito.

E' pertanto possibile, per mezzo di un'opportuna scelta ed un adeguato dosaggio delle due fasi componenti, realizzare materiali compositi aventi elevatissime resistenze assolute ed un bassissimo rapporto peso-resistenza. Materiali compositi di questo tipo sono ormai largamente impiegati nel settore delle costruzioni aerospaziali ed aeronautiche.

Nel caso dei calcestruzzi leggeri fibrosi, come d'altronde per quelli ordinari, la situazione è fondamentalmente diversa, sia per i limiti qualitativi della matrice cementizia sia per quelli quantitativi del rinforzo fibroso che, come vedremo, può essere aggiunto in quantità molto limitata per motivi tecnici ed economici. Mentre infatti nei materiali compositi di alta qualità la componente fibrosa in volume normalmente supera il 60-70%, nei calcestruzzi fibrosi essa è ridotta a qualche unità percentuale. Troppo poco per avere un incremento sostanziale delle caratteristiche meccaniche, ma sufficiente per conferire al conglomerato migliori dati di resistenza a trazione, di resilienza e di comportamento duttile a rottura del conglomerato.

Le caratteristiche di un calcestruzzo rinforzato con fibre dipendono da numerosissimi fattori, quali: il tipo della fibra, la sua forma, la sua dimensione, la qualità specifica del conglomerato cementizio, le modalità di confezione del composito ed infine il rapporto in volume dei componenti.

Sono disponibili numerose varietà di fibre aventi ognuna particolari caratteristiche (vedi tabella 1), come le fibre di amianto, di acciaio, di nylon, di polipropilene, di vetro di differente composizione e proprietà, di carbonio. Di esse, oltre alle fibre di amianto che hanno già un impiego tradizionale, quelle più impiegate sono le fibre di acciaio e quelle di vetro. Le fibre di polimeri, per quanto largamente disponibili sul mercato, non sono molto utilizzate a causa della loro notevole deformabilità e della loro sensibilità alle temperature elevate; e scarsa risulta inoltre la loro adesione alla matrice cementizia dalla quale sono facilmente sfilabili. Le fibre di carbonio sono attualmente molto costose e nonostante le ottime caratteristiche, il loro impiego è stato circoscritto a particolari dimostrazioni di prestigio.

Per quanto riguarda le fibre di acciaio, che sono quelle più studiate, le ricerche sono orientate sia a migliorare l'ancoraggio delle fibre all'interno della matrice cementizia mediante la loro sagomatura ad aderenza migliorata e l'aumento del rapporto lunghezza/diametro, sia ad incrementare il coefficiente di rendimento dell'armatura fibrosa mediante l'orientamento della stessa nella direzione di sollecitazione.

Tabella 1 - Caratteristiche meccaniche di alcune fibre

Fibra	Diametro (mm)	Densità (t/m ³)	Rapporto di Poisson	Resistenza a trazione (kg/cm ²)	Deformazione minima per rottura a trazione (%)	Modulo di Young (kg/cm ²)
Acciaio (alto C)	0.25	7.8	0.28	25.000	1.3	1.930.000
Acciaio (basso C)	0.25	7.8	0.28	11.000	0.6	1.930.000
Vetro ("Cemfil")	0.02	2.7	0.22	20.000	2.7	730.000
E-Glass	0.02	2.55	0.25	35.000	4.9	720.000
Polipropilene (fi- brillato)	0.03	0.9	0.46+0.29	3.000	4.9	68.000
Nylon	0.02	1.1	0.40+0.41	10.000	21.0	48.000
Carbonio (H.T.)	0.0008	1.9	0.35	26.000	0.9	2.450.000
Amianto	0.1+0.0001	2.6	0.30	35.000	2.1	1.660.000
Pasta di cemento	-	2.2	-	120	0.04	300.000

Nel caso dei calcestruzzi leggeri strutturali, l'incremento della massa volumica del calcestruzzo per la presenza di fibre di acciaio può mediamente valutarsi intorno a 100-150 kg per m³.

Quanto alle fibre di vetro, il problema che attualmente può considerarsi risolto, almeno sul piano teorico, è stato quello di migliorare non solamente le caratteristiche meccaniche, ma soprattutto la resistenza chimica nei confronti dell'ambiente alcalino della matrice cementizia.

Si è così sviluppata la produzione di qualità di fibre di vetro resistenti all'azione degli alcali del cemento, come il tipo "CEMFIL" della Pilkington, o dotati di particolari caratteristiche meccaniche, come il tipo "E".

Nei confronti dei conglomerati cementizi tradizionali, quelli rinforzati con fibre hanno soprattutto lo scopo di migliorare le caratteristiche meccaniche, specialmente quelle che risultano più manchevoli, quali la resistenza a trazione ed all'urto.

In linea generale in un impasto cementizio fibro-rinforzato, nei confronti della matrice originaria, si possono notare le seguenti variazioni:

- un netto aumento della resilienza;
- un buon miglioramento della resistenza a trazione;
- un discreto miglioramento della resistenza a flessione e taglio;
- una modesta variazione della resistenza a compressione;
- un netto miglioramento del comportamento alla fessurazione.

Per quanto riguarda lo sviluppo della fessurazione in presenza di fibre a causa della modesta concentrazione in volume delle fibre che, come vedremo meglio di seguito, si possono in pratica utilizzare, la deformazione al di là della quale la matrice si fessura, non è molto diversa da quella che si verifica per la pasta di cemento o di calcestruzzo ordinari. Una volta però che inizia la formazione della fessura, le fibre agiscono come un dispositivo di bloccaggio e possono assorbire una notevole quantità di energia. Una conseguenza di tale meccanismo è rappresentata dal notevole incremento di

duttilità che i conglomerati fibro-rinforzati possono presentare sotto sollecitazioni prossime ai valori di collasso (vedi Fig. 1).

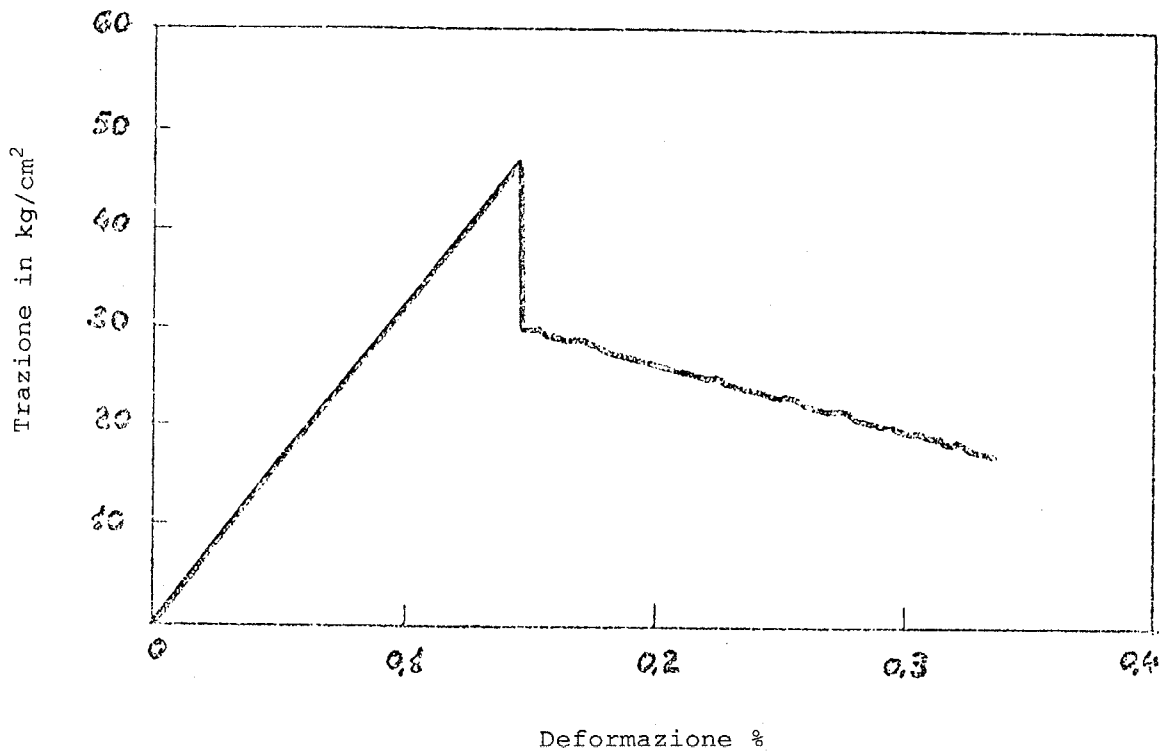


Fig. 1 - Diagramma tensione-deformazione di una malta di cemento contenente il 3% di aggiunta di fibre di acciaio con distribuzione casuale

Sul piano applicativo, i miglioramenti che, rispetto alle diverse teorie, si possono in pratica realizzare con l'introduzione del componente fibroso del conglomerato cementizio sono per ora controversi ed in genere più modesti per un complesso di cause che cercheremo di spiegare.

L'introduzione di fibre in un impasto cementizio aumenta considerevolmente la sua consistenza e parallelamente la difficoltà della sua messa in opera (1). Necessita quindi aumentare notevolmente l'acqua d'impasto con le relative conseguenze negative. Il materiale composito risultante potrà quindi sfruttare l'apporto meccanico della fibre, ma la sua matrice risulterà più debole.

D'altra parte l'inserimento di armature fibrose continue entro la matrice di calcestruzzo cementizio richiede processi operativi piuttosto laboriosi e limitati a casi particolari, e pertanto la maggior parte delle realizzazioni sono state attuate ricorrendo all'impiego di armature a fibra corta e perciò discontinuo.

Così pure non è possibile aumentare la percentuale di armatura fibrosa, e con essa le caratteristiche meccaniche del materiale composito, oltre un determinato valore che nel caso del calcestruzzo e di fibre di acciaio non supera mediamente il 3-4% in peso. Questo, indipendentemente da ragioni economiche, proprio per difficoltà di mescolazione e di lavorabilità dell'impasto.

Il calcestruzzo fibro-rinforzato che si ottiene con i procedimenti usuali

presenta inoltre un'armatura fibrosa dispersa in maniera casuale all'interno della matrice.

A questa distribuzione randomizzata si deve anche la differenza tra i risultati pratici finora ottenuti e gli studi teorici sulla fessurazione che prevedono la possibilità da parte delle fibre d'armatura, inserite nella matrice, di sopportare da sole gli sforzi di trazione localizzati in corrispondenza delle fessurazioni, con il risultato di realizzare al posto della frattura tradizionale, una serie di microfessurazioni ripartite sull'intera struttura e distanziate fra loro di spazi aventi ordine di grandezza pari alla lunghezza degli elementi fibrosi di armatura.

A questo riguardo nel grafico n. 2 sono visualizzati i risultati, che nel caso specifico si riferiscono a fibre di carbonio ad alto modulo, ottenuti con una distribuzione casuale, in confronto con un rinforzo monoassiale nella direzione di sollecitazione.

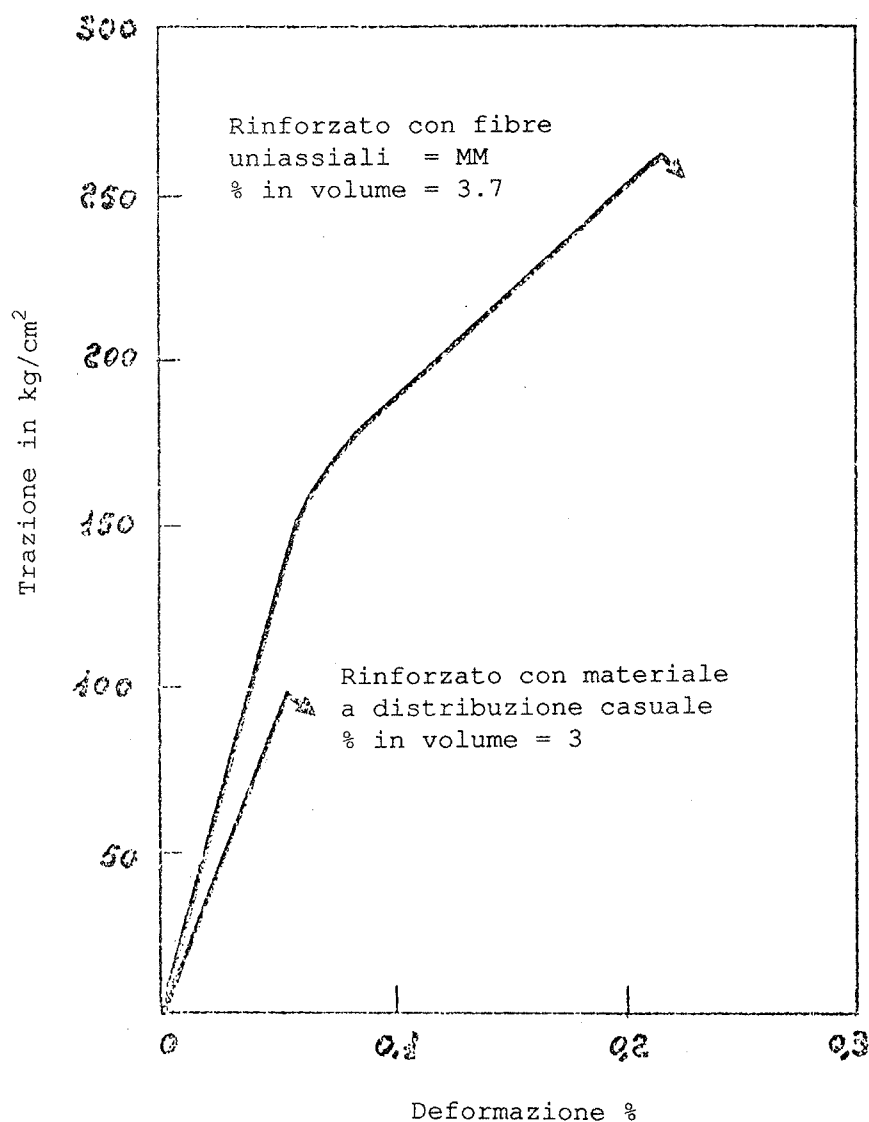


Fig. 2 - Curva tensione-deformazione di un cemento rinforzato con fibre di carbonio

Per quanto concerne l'impiego del calcestruzzo fibro-rinforzato con acciaio in campo strutturale, si pone il problema della sua alternativa al cemento armato tradizionale e per i motivi sopra ricordati i valori di resistenza finora effettivamente ottenibili e quelli della affidabilità loro attribuibile non consentono di affermare che i calcestruzzi ad armatura fibrosa, allo stato attuale, possano essere competitivi con il calcestruzzo armato convenzionale.

Risulta cioè che il calcestruzzo fibro-rinforzato deve essere considerato un calcestruzzo di qualità migliorata che può trovare la propria collocazione a fianco di armature convenzionali per la realizzazione di elementi strutturali portanti di alta qualità od essere impiegato da solo per la produzione di elementi con scarse esigenze di portanza.

Quanto, infine, all'aspetto economico dell'impiego delle fibre in genere, è evidente che l'incremento qualitativo apportato dall'armatura fibrosa al materiale composito cementizio abbia un suo costo, ed appunto dal confronto maggiorazione dei costi ed incremento di qualità dipende la "fattibilità" dell'applicazione che deve tenere conto anche dell'esistenza o meno di altre alternative alla soluzione dello stesso problema.

Per quanto riguarda le fibre di acciaio, attualmente il loro costo è oltre il doppio di quello di un'armatura tradizionale, cioè intorno alle 1.000 lire al kg, per cui, a titolo esemplificativo, un calcestruzzo che contenesse il 4% in peso di un'armatura fibrosa avrebbe un aumento di costo, nei confronti di quello non armato, di circa lire 100.000/m³, con un incremento della resistenza a flessione superiore al 50%, oltre, senza dubbio, ad una maggiore "deformabilità" e resistenza all'urto.

Il costo delle fibre di vetro resistenti agli alcali si aggira ora intorno alle 2.000 lire al kg, per cui si può calcolare che, a parità di volume delle fibre di acciaio, l'impiego delle fibre di vetro rispetto al calcestruzzo normale comporta una maggiorazione di circa 65.000 lire/m³.

B) I CALCESTRUZZI LEGGERI STRUTTURALI IMPREGNATI CON POLIMERI

Allo scopo di verificare, per le esigenze più avanzate della tecnologia moderna, le possibilità limiti del calcestruzzo leggero strutturale, espresse dal rapporto caratteristiche meccaniche - massa volumica, è stata eseguita una serie di ricerche sulle proprietà dei calcestruzzi leggeri strutturali impregnati con polimeri, analogamente a quanto si sta realizzando per i calcestruzzi tradizionali, su cui riteniamo opportuno riferire brevemente.

Come è noto, questo nuovo materiale composito (2), costituito da calcestruzzo cementizio impregnato con polimeri organici, presenta proprietà molto differenti da quelle del calcestruzzo normale, nel quale vengono notevolmente migliorate le prestazioni ed allargato il campo delle possibili applicazioni. L'impregnazione infatti, oltre ad incrementare di molto le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, permette di eliminare molti dei difetti tradizionali insiti nella sua natura.

Impiegando la stessa tecnologia messa a punto per i calcestruzzi tradizio-

nali, sono stati impregnati una serie di calcestruzzi leggeri ottenuti con diversi tipi di argilla espansa e si sono ottenuti i risultati riportati nella tabella 2.

L'esame della tabella mostra in modo evidente il notevolissimo incremento delle resistenze meccaniche dei calcestruzzi impregnati, incremento che nei casi di impregnazione più spinta può arrivare anche a valori prossimi al 300%, corrispondenti a resistenze finali di circa 1.300 kg/cm^2 . Si può inoltre osservare come l'aumento della massa volumica dei calcestruzzi impregnati sia molto modesto, anche perchè la resina di impregnazione viene a sostituire parzialmente l'acqua evaporabile presente nel calcestruzzo leggero indurito prima del trattamento. Ne consegue un eccezionale aumento del rapporto resistenza/massa volumica del conglomerato, con valori compresi tra 0.7 o 0.8, cioè circa 4 volte superiore a quello di un calcestruzzo tradizionale e circa 2 volte quello di un calcestruzzo leggero.

D'altra parte, come si può osservare dai quantitativi di resina assorbita, il costo aggiuntivo dell'impregnazione sotto pressione è molto oneroso e giustificabile, per il salto di qualità, solo nel caso di particolari applicazioni. Esso, a titolo indicativo, può variare dalle 150.000 alle 230.000 lire per m^3 di manufatto, a seconda del tipo di monomero impiegato.

Notevolmente più competitivo risulta invece il costo dell'impregnazione per capillarità a pressione atmosferica, che in linea di massima viene ad interessare l'intera malta cementizia ma solo parzialmente l'aggregato leggero. In questo caso il costo dell'impregnazione risulterebbe notevolmente inferiore, potendo variare dalle 70.000 alle 150.000 lire per m^3 di manufatto, cioè praticamente intorno agli stessi valori di un calcestruzzo pesante impregnato, mentre le resistenze meccaniche si manterrebbero sempre a livelli molto elevati, circa 1.000 kg/cm^2 , con il vantaggio di minori masse volumiche finali. Infatti nei calcestruzzi leggeri parzialmente impregnati la resistenza di $900/1.000 \text{ kg/cm}^2$ può essere raggiunta con masse volumiche di solo 1.500 kg/m^3 .

E' interessante notare l'influenza della massa volumica dell'aggregato leggero sulle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo impregnato. I nostri risultati, pur essendo solo indicativi e necessitando di ulteriori conferme, mostrano che esistono dei valori ottimali, rispetto ai pesi ed alle resistenze che si possono ottenere, della massa volumica dell'aggregato. I migliori risultati in questo senso sono stati ottenuti con masse volumiche in mucchio di circa 600 kg/m^3 , corrispondenti ad una densità del granulo compresa tra 1 e 1.30 e, mentre non abbiamo notato sensibili vantaggi con masse volumiche maggiori, si è riscontrato invece un notevole abbassamento delle resistenze impiegando argille espanse più leggere, con massa volumica del granulo inferiore a 0.70.

Per quanto riguarda il valore del modulo elastico, i risultati finora ottenuti, che necessitano di ulteriori conferme, mostrerebbero nei calcestruzzi leggeri impregnati un sensibile aumento di tale caratteristica, anche se in modo proporzionalmente minore di quello delle resistenze meccaniche.

Così secondo la nostra esperienza, ad esempio, mentre un calcestruzzo leggero non trattato di massa volumica 1.700 kg/m^3 presenta mediamente un modulo elastico compreso tra 160.000 e 180.000 kg/cm^2 in un calcestruzzo

Tabella 2 - Caratteristiche meccaniche di calcestruzzi leggeri tal quali ed impregnati

Massa volumica media in mucchio dell'aggregato (kg/m ³)	D _{max} mm	Massa volumica del calcestruzzo		Resina contenuta nel calcestruzzo		Resistenze meccaniche del calcestruzzo			
		Tal quale (kg/m ³)	Dopo resinatura a pressione atm (kg/m ³)	Dopo resinatura a pressione atm (kg/m ³)	Dopo resinatura sotto pressione (kg/m ³)	Dopo stag. normale (28 giorni) (kg/cm ²)	Dopo resinatura a pressione atm (kg/cm ²)	Dopo resinatura sotto pressione (kg/cm ²)	
860	8	1.780	1.830	1.880	170	262	606	1.050	1.310
800	16	1.760	1.825	1.870	150	246	560	940	1.200
620	8	1.560	1.590	1.740	190	302	470	1.060	1.320
580	16	1.470	1.500	1.670	160	310	520	950	1.300
420	8	1.300	1.350	1.520	214	350	290	520	640
390	16	1.340	1.380	1.550	198	360	286	506	620

Inerte: Argille espanse D_{max} = 8 e 16 mm - Cemento 525 Pt. Dosaggio = 400 kg/m³ - Monomero d'impregnazione: Metacrilato di metile

impregnato di uguale massa il modulo elastico sale a valori variabili tra 230.000 e 250.000 kg/cm².

E' evidente come l'aumento del modulo elastico del calcestruzzo impregnato dipenda soprattutto dalla riduzione di porosità dell'aggregato leggero e dal conseguente aumento del suo modulo, aumento che sarà tanto maggiore quanto più completo sarà stato il processo di impregnazione.

Si può anche ritenere che questo trattamento modifichi sostanzialmente il comportamento alla deformazione ed il meccanismo di frattura del calcestruzzo leggero. Come è noto, la frattura del calcestruzzo leggero inizia con fessure di trazione che si originano nella malta indurita e che successivamente si estendono ai granuli dell'aggregato. Queste fessure di trazione interessano particolarmente i granuli più grossi dell'aggregato e con la loro rapida propagazione possono portare alla rottura improvvisa del conglomerato.

Nel calcestruzzo ordinario invece la frattura del materiale comincia e si propaga con la formazione e la diffusione di microfessurazioni localizzate soprattutto all'interfaccia aggregato-malta cementizia nella direzione del carico, che gradatamente aumentano fino a rottura. Il diverso comportamento è pertanto legato al differente rapporto di resistenza malta cementizia-aggregato che si verifica nei due casi, dal quale dipende anche il diverso andamento delle curve sforzi-deformazioni, caratterizzate nei calcestruzzi leggeri da una pendenza più dolce e da una successiva caduta più brusca.

L'influenza positiva esercitata dal processo di impregnazione, sia su calcestruzzi tradizionali che su quelli leggeri, è dovuta sia al miglioramento dell'adesione della pasta cementizia, che costituisce la matrice del sistema, allo scheletro litico rappresentato dagli aggregati, e nell'annullamento delle microfessure ordinariamente presenti, sia nell'incremento delle caratteristiche meccaniche specifiche della matrice come conseguenza della sua diminuita porosità.

Nei calcestruzzi leggeri inoltre si può verificare una riduzione di porosità anche dell'aggregato con conseguente aumento delle sue caratteristiche meccaniche, mentre l'incremento delle resistenze di quelle fessure a trazione che, come abbiamo visto, rappresentano l'inizio del cedimento del conglomerato.

Si può ritenere che l'aumento della resistenza specifica dell'aggregato leggero di massa volumica intorno ad 1, per effetto della graduale impregnazione del polimero, possa portare il suo valore da quello iniziale di circa 400 kg/cm² ad oltre 1.000, cioè ad un valore prossimo a quello del conglomerato relativo.

Occorre anche tener presente che, indipendentemente dalle caratteristiche meccaniche, il calcestruzzo impregnato, sia convenzionale che leggero, presenta eccezionali doti di impermeabilità, di stabilità dimensionale e di resistenza chimica, e la possibilità di venire lavorato all'utensile con notevole facilità, per cui con tale materiale composito possono essere prodotti in piccola serie oggetti o pezzi di apparecchiature o di macchine, come se si trattasse di un materiale metallico o di legno.

Per quanto riguarda il confronto economico tra il calcestruzzo leggero tale quale e quello rinforzato, esso deve essere fatto a parità di prestazione, tenendo conto della possibilità di un ulteriore alleggerimento della struttura in relazione alla riduzione delle sezioni richieste.

Quanto a quello tra i conglomerati cementizi leggeri rinforzati con fibre e quelli impregnati con polimeri, esso risulta oltremodo difficile, in quanto entrambi i materiali, come abbiamo visto, hanno proprie particolari caratteristiche, che possono essere diversamente sfruttate a seconda dei requisiti richiesti e delle modalità di applicazione.

In linea di massima il calcestruzzo leggero impregnato mostra nel complesso caratteristiche superiori, tanto da farlo giudicare un materiale composito del tutto nuovo nei confronti del calcestruzzo leggero tradizionale, del quale però conserva il comportamento fragile a rottura. In effetti, tuttavia, la presenza di armatura, come nei manufatti strutturali armati, induce anche in essi, come nei composti fibrosi, un comportamento duttile dopo fessurazione.

I conglomerati fibrosi possono presentare invece di per sé stessi una certa duttilità ed una notevole resilienza, particolarmente utili in certe applicazioni senza armatura.

E' pertanto evidente che qualsiasi valutazione sulla convenienza dell'impiego dei conglomerati leggeri rinforzati non possa essere generalizzata, ma debba tenere conto delle condizioni specifiche di produzione rappresentate dal tipo di manufatto, dall'entità della produzione, dalle particolari proprietà richieste e dalle caratteristiche tecnico-economiche dei materiali concorrenziali. Solo così sarà possibile definire le condizioni ottimali e la fattibilità della soluzione prescelta.

BIBLIOGRAFIA

- (1) C.D. POMEROY: "An assessment of the commercial prospects for fibre - and polymer - modified concretes", Mag. Concr. Research, 96, 121-129 (1976)
- (2) A. RIO, E.M. CERNIA: "Polyblends of cement concrete and organic polymers". J. Polymer Sci.: Macromolecular Rev., 9, 127 (1974) (Riportato su: Industria Italiana del Cemento, 45, 321, 1975)
- (3) A. RIO: "Contributo all'evoluzione dei calcestruzzi leggeri strutturali". In corso di pubblicazione su "La Prefabbricazione".
- (4) A. RIO: "Calcestruzzi polimero-impregnati (P.I.C.). Conv. "Prospettive tecnologiche e progettuali delle strutture in c.a.". Centro Edile - Milano, 5.5.1977
- (5) A. RIO: "I calcestruzzi cementizi rinforzati". In corso di pubblicazione presso l'Industria Italiana del Cemento.
- (6) A. RIO: "Calcestruzzi leggeri rinforzati". Conv. "Calcestruzzi leggeri strutturali", Roma, 31.5.1977