TEMA B

CALCESTRUZZI AD ALTA RESISTENZA

.





INFLUENZA DI ALCUNI PARAMETRI SULLE RESISTENZE MECCANICHE E SUL MODULO ELASTICO DI MALTE MODIFICATE CON FUMO DI SILICE

CORRADINI Giorgio PAJEWSKI Leonardo SCOCCIA Giancarlo VOLPE Roberto

Dipartimento di Chimica, Ingegneria Chimica e Materiali Facoltà di Ingegneria dell'Università dell'Aquila

TAVANO Salvatore Salvatore Tavano s.r.l., Missaglia (Como)

INFLUENZA DI ALCUNI PARAMETRI SULLE RESISTENZE MECCANICHE E SUL MODULO ELASTICO DI MALTE MODIFICATE CON FUMO DI SILICE

G. Corradini, L.A. Pajewski, G. Scoccia, R. Volpe Dipartimento di Chimica, Ingegneria Chimica e Materiali Università dell'Aquila. L'Aquila, Italy

> S. Tavano Salvatore Tavano s.r.l., Missaglia (Como)

SOMMARIO

Si riportano i risultati di una serie di prove sperimentali aventi per obiettivo la valutazione statistica dell'influenza del dosaggio in fumo di silice e del rapporto inerte/cemento sulla resistenza meccanica e sul modulo elastico di malte ad alta resistenza, a vari tempi di stagionatura. I dati sperimentali dimostrano la differente influenza del fumo di silice al variare del tempo di stagionatura.

ABSTRACT

The results of a series of experimental tests carried out to evaluate statistically the influence of silica fume content and aggregate/cement ratio on mechanical properties of high-strength mortars, at various curing times, are reported. Experimental data have pointed out how silica fume content differently influences mechanical properties as curing time varies.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito delle applicazioni dei sottoprodotti industriali al campo del calcestruzzo il fumo di silice rappresenta senza dubbio, oggi, un materiale stimolante che dà soddisfazioni sia ai ricercatori che agli utilizzatori. Esso è ormai abbastanza conosciuto sia in ordine alla sua provenienza, che per quanto riguarda le sue caratteristiche chimico fisiche (tab. 1 e 2) [I]. Più importante è, viceversa, lo studio e la verifica sul campo dei miglioramenti che il fumo di silice conferisce alle caratteristiche dei conglomerati cementizi sia allo stato fresco che, soprattutto, allo stato indurito.

Trattandosi di un sottoprodotto di lavorazioni industriali, è importante che esso sia sottoposto ad attento controllo di qualità per evitare che la presenza di materiali deleteri superi determinati

livelli. In modo particolare ci si riferisce alla presenza di carbone e di quarzo che, come è noto, non ha attività pozzolanica.

Tabella 1 - Analisi chimiche di fumi di silice derivanti dalla produzione di silicio o leghe ferrosilicio.

Costituenti	Si metallico	90% Fe Si	74% Fe Si		
S ₁ O ₂	94-98	92-95	86-90		
S ₁ C	0.20-1.00	0.2-0.5	0.1-0.4		
С	0.20-1.30	0.5-1.2	0.8-1.3		
Fe ₂ O ₃	0.02-0.15	0.2-0.8	0.3-1.0		
Al ₂ O ₃	0.10-0.40	0.4-1.0	0.2-0.6		
CaO	0.08-0.30	0.1-0.5	0.2-0.6		
MgO	0.30-0.90	0.5-1.2	1.0-3.5		
Na ₂ O	0.10-0.40	0.2-0.7	0.8-1.8		
K ₂ O	0.20-0.70	0.1-0.5	1.5-3.5		
Altri	0.10-0.50	0.4-0.8	0.5-0.9		
Perdita al fuoco	0.80-1.50	0.7-2.0	2.0-4.0		

Tabella 2 - Caratteristiche fisiche del fumo di silice

peso specifico delle particelle 2.2 kg/dm³ peso specifico in mucchio 0.25-0.30 kg/dm³ superficie specifica 20-25 m²/g (200-250 x·10³ Blaine) dimensione delle particelle 0.01-0.50 μ m

Occorre dire tuttavia che, per la particolare natura del processo, sia esso di produzione del silicio metallico o di produzione di leghe ferro-silicio, la probabilità di ottenere un prodotto non idoneo all'impiego nel calcestruzzo è molto limitata.

La particolare purezza della quarzite, materia prima principale, e la facilità di controllo della reazione di riduzione consentono di ottenere, indipendentemente dalla unità produttiva, un materiale costante e sostanzialmente valido per l'impiego nel calcestruzzo. Queste prerogative lo distinguono da altri materiali di risulta come le ceneri volanti e le loppe d'alto forno.

Per l'uso nel calcestruzzo il fumo di silice può presentarsi sotto forma di polvere "tout venant", ovvero così come viene scaricata dai filtri a maniche degli impianti di abbattimento fumi, oppure sotto forma di polvere compattata o di fango o slurry al 50% di solido.

Esperienze fatte soprattutto all'estero mostrano che l'impiego dello slurry e del "tout venant" danno risultati paragonabili, mentre il prodotto compattato può in certi casi essere meno attivo. Inoltre richiede investimenti notevoli per la realizzazione dell'impianto di compattazione. In Italia l'uso più diffuso si riferisce alla polvere "tout venant". In questa forma il prodotto può essere disponibile in sacchi da dieci kg ca., oppure in sacconi, i cosiddetti big bag da 500 kg ca., oltre che naturalmente sfuso in autobotti tipo cemento.

La manipolazione può presentare qualche problema del resto facilmente risolvibile se si prendono le opportune precauzioni.

Ciò soprattutto in relazione allo scarico dai sili, essendo necessario un maggior flusso d'aria nel cono di scarico per alimentare i sistemi di trasporto. A tale riguardo la vibrazione non è utile, mentre può essere vantaggioso lo scuotimento.

L'uso di slurry ha trovato un certo impiego all'estero, mentre in Italia non trova ancora riscontro, probabilmente per il fatto che bisogna investire in impianti, sia da parte del fornitore che dell'utilizzatore, per la produzione e lo stoccaggio senza sedimentazione della miscela con acqua.

Sul mercato italiano del calcestruzzo la quantità attualmente impiegata è stimata sulle 2500-3000 t/a; altre 1000-1500 t/a sono impiegate per il confezionamento di malte speciali. Queste quantità sono suscettibili di aumento notevole a breve termine.

1.1 Meccanismo di azione del fumo di silice nel calcestruzzo

fl fumo di silice possiede, in relazione alla sua natura chimico fisica, due distinte funzioni. Esse sono la funzione di filler e la funzione pozzolanica. Entrambe si collocano ad un livello di gran lunga superiore a quello di altri materiali pozzolanici, come le ceneri volanti e le pozzolane naturali. La funzione pozzolanica è legata alla composizione chimica e alla natura morfologica dei granuli di silice che, essendo amorfi, sono altamente reattivi. La misura della attività pozzolanica con il saggio Fratini, normalmente usato per i cementi pozzolanici, conferma che, con quantitativi pari a 1/3 di quelli della pozzolana che normalmente bisogna aggiungere al clinker di cemento portland per avere un saggio positivo, si ottengono risultati eccellenti.

La funzione di filler è legata alla finezza estrema posseduta da questo materiale che è, sia come diametro medio del granulo che come superficie specifica, ca. 100 volte più fine del cemento: 0,2 $\,\mu$ contro 10 μ e 250000 cm²/g contro 3000 cm²/g del cemento.

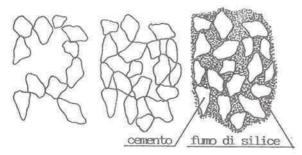


Figura 1 - Struttura della pasta di cemento allo stato fresco: cemento portland (sinistra), cemento portland più superfluidificante (centro), cemento portland più fumo di silice più superfluidificante (destra).

Ciò consente ai granuli di fumo di silice di collocarsi fra i granuli più grossi di cemento (figura 1) creando una struttura estremamente compatta che lascia a disposizione dell'acqua uno spazio ridotto. Ciò sembra, in apparenza, essere contraddetto dal fatto che il fumo di silice ha un'elevata richiesta d'acqua. In verità questa elevata richiesta è indispensabile per disperdere le particelle; tuttavia, se per questo scopo viene impiegato un opportuno disperdente-riduttore ad alta efficacia, è possibile confezionare calcestruzzi con rapporto $A/C \leq 0.30$ al tempo stesso fluidi e privi di segregazione. Questo tipo particolare d'impiego del fumo di

silice può essere definito ad alta tecnologia in confronto ad altri tipi d'impiego che sono sintetizzati nella tabella 3 [II,III]. E' opportuno precisare che, normalmente, il rapporto A/C nei calcestruzzi modificati con fumo di silice è inteso come rapporto A/C+S. Esiste pertanto una equivalenza fra calcestruzzo di riferimento e calcestruzzo con fumi di silice che può essere così definita [IV]:

(A/C)R = (A/C+kS)F

dove R indica il calcestruzzo di riferimento, F quello con fumi di silice

- k è il fattore di efficienza dei fumi di silice
- S è il dosaggio dei fumi di silice
- C è il dosaggio del cemento e
- A è il dosaggio dell'acqua.

Tabella 3 - Possibili categorie prestazionali dei calcestruzzi con fumo di silice nei riguardi della durabilità e della protezione delle armature.

	calcestruzz	i con fumo di s	ilice		
	normale	intermedio	ad alta tecnologia		
% di fumo di silice	≤ 10	10 - 15	≥ 15		
A/(C+S)	0.50	0.35 - 0.40	≤ 0.30		
dosaggio in cemento indicativo 300 (kg/m³)		400	500		
super riduttore assente d'acqua		dosaggi normali	dosaggi elevati		
livello di protezione	discreto	buono	ottimo		

Applicando il fattore k al contenuto dei fumi di silice, esso è convertito in un equivalente contenuto di cemento. Il fattore k è tuttavia differente a seconda della proprietà del calcestruzzo che si considera. Se la caratteristica considerata è la resistenza meccanica, k equivale generalmente a 3. Nel caso della permeabilità tale fattore può aumentare ulteriormente.

Da queste considerazioni si deduce che il fumo di silice può essere utilizzato nel calcestruzzo tanto in sostituzione quanto in aggiunta al cemento.

In entrambi i casi si ottiene un notevole miglioramento delle caratteristiche del calcestruzzo soprattutto allo stato indurito, con particolare riguardo alle caratteristiche meccaniche e alla minor porosità, con conseguente miglioramento della durabilità del conglomerato cementizio. Inoltre si ottiene un notevole aumento della protezione dalla corrosione dei ferri d'armatura in virtù

degli elevati valori della resistività elettrica propri dei calcestruzzi modificati con fumo di silice.

2. PARTE SPERIMENTALE

Sono state effettuate prove sperimentali per valutare statisticamente l'influenza dell'aggiunta di fumo di silice (S) e del rapporto inerte/cemento+fumo di silice (D) sulle proprietà meccaniche di malte confezionate con basso rapporto acqua/cemento.

A tale scopo sono stati sperimentati quattro differenti dosaggi in fumo di silice (0%, 7%, 14% e 21% in peso del cemento) e due rapporti inerte/cemento+silice (1.5 e 3).

Il fumo di silice è stato usato in sostituzione del cemento.

Per il confezionamento delle malte è stato adottato un rapporto I/C+S pari a 0.22 in peso, impiegando un superfluidificante a dosaggi variabili in funzione del contenuto di fumo di silice, fino ad un massimo del 3% circa di sostanza attiva rispetto al peso del

Tutte le prove sono state ripetute 3 volte. Sono stati impiegati i seguenti materiali:

- cemento portland "525";
- fumo di silice le cui caratteristiche sono riportate nella tab.4;
- superfluidificante commerciale a base di naftalen-solfonato condensato con formaldeide in soluzione acquosa al 39% di sostanza attiva (tipo ADDIMENT FM 95);
- sabbia di Torre del Lago.

Tabella 4 - Caratteristiche del fumo di silice adoperato.

```
Composizione chimica
  SiO_2
                   95.50 - 99.90 %
                    0.15 - 0.40 %
  Al<sub>2</sub> O<sub>3</sub>
                    0.15 - 0.40 %
  Fe<sub>2</sub> O<sub>3</sub>
                    0.35 -
                            0.55 %
  CaO
                    0.12 -
  Na<sub>2</sub>O
                             0.15 %
                    0.25
  K_2 O
                             0.45 %
                    0.05 - 0.20 %
  MgO
Perdita al fuoco
                                     0.50 - 0.80 %
                                     6.30 - 6.80
pН
                                       2.20 \text{ kg/dm}^3
peso specifico
peso specifico in mucchio
                                       0.26 \text{ kg/dm}^3
superficie specifica (BET)
                                       20 - 30 \text{ m}^2/\text{g}
Aspetto: polvere leggera bianco-grigia.
Morfologia: silice amorfa colloidale, costituita da:
              - particelle sferiche isolate delle di-
                mensioni 0.01-0.50 μm;
              - particelle sferiche agglomerate delle
                dimensioni 1-3 µm.
```

Le malte sono state confezionate sequendo le Norme del D.M. 3/6/68, miscelando preventivamente il fumo di silice al cemento.

I provini sono stati stagionati in ambiente condizionato a 20±1 °C

e 90±5 % di U.R.

Sui provini sono state misurate le resistenze a compressione e flessione a 1, 3, 7 e 28 giorni di stagionatura, in accordo alle norme previste nel D.M. 3/6/68.

Sui provini stagionati per 28 giorni è stato inoltre misurato il modulo di elasticità secante, in accordo alla Norma UNI 6556.

2.1 Discussione sui risultati

Nella tabella 5 sono riportati i risultati ottenuti dalle prove sperimentali, come media dei valori delle tre iterate. Per verificare se gli effetti principali dei fattori "dosaggio in fumo di silice" e "rapporto I/C+S" e la loro interazione siano risultati stimati a sufficienti livelli di significanza, è stata effettuata l'analisi della varianza dei dati sperimentali ottenuti, i cui risultati sono riportati nella tabella. 6 [V-VII].

Tabella 5 Resistenza a compressione, resistenza a flessione, modulo di elasticità secante: risultati sperimentali (N/mm²).

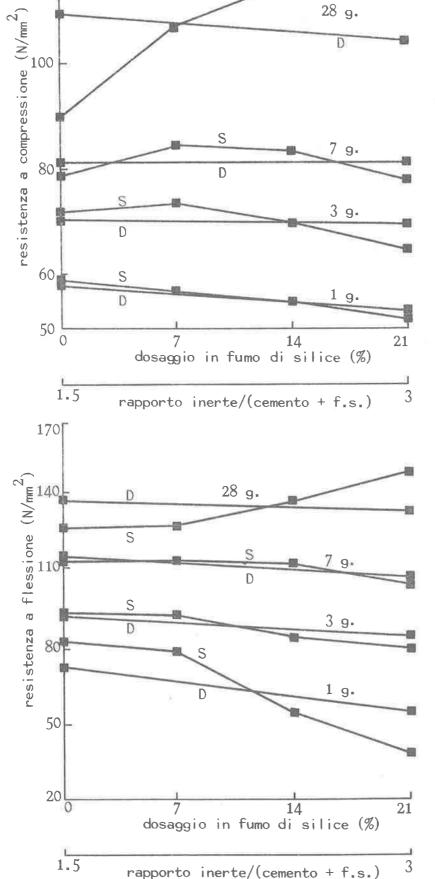
	1 gid	orno	3 giorni		7 gi	orni	28 giorni		
	D ₁	D ₂	D ₁	\mathbb{D}_2	D ₁	D ₂	D ₁	D ₂	
S ₁	61.9	55.6 7.4	73.0 10.1	70.6 8.8	78.6 11.8	78.3 11.2	91.7 13.0 39750	86.9 12.7 451 50	
S ₂	59.2 8.7	54.4 7.1	74.5 10.0	72.2	83.2	85.2 11.1	108.8 13.3 41400	104.2 12.6 48300	
S 3	58.1 6.4	51.7 4.6	69.3 8.7	70.0	86.6 12.0	79.5 10.8	117.2 14.1 42000	112.0 13.7 4 9750	
S ₄	52.4 4.9	51.2	64.1	6 4 .9 8.0	75.2 10.8	80.0 10.5	116.5 15.3 43100	111.2 14.9 44750	

Tabella 6 = Analisi della varianza.

Sorg, di variazione	F teorico			F calcolato								
	a 0.01	α 0.05	α 0.1	R _c	R _c 3g	R _c 7g	R _c 28g	R _f	R _f	R _f 7g	R _f 28g	E 28g
	5.29	3.24	2.46		29.81	21.59	50.0 276.5 0.06	8.61	0.87	0.36	4.19	423

Dal confronto dei valori degli F calcolati con quelli degli F teorici, si ricava quanto segue:

⁻ l'effetto principale del dosaggio in fumo di silice sulla resi-



S

28 g.

120 r

Figura 2 - Resistencompressione: effetti principali dei fattori dosaggio fumo di silice (S) e rapporto inerte/cemento + fumo di silice (D).

Figura 3 - Resistenza a flessione: effetti principali fattori dosaggio fumo di silice (S) e rapporto inerte/cemento + fumo di silice (D).

stenza a compressione è risultato stimato a un livello di significanza $\alpha < 0.01$ a tutte le stagionature. L'effetto di tale fattore invece sulla resistenza a flessione è risultato stimato a livello di significanza $\alpha < 0.01$ solo in corrispondenza delle stagionature di 1 giorno e di 28 giorni; non è risultato stimato alle altre stagionature.

L'effetto principale del fattore I/C+S sulla resistenza a compressione è risultato ben stimato (α < 0.01) solo per tempi di stagionatura di 1 giorno e di 28 giorni; sulla resistenza a flessione l'effetto di tale fattore è risultato parimenti ben stimato solo per la stagionatura di 1 giorno.</p>

 L'effetto dell'interazione tra i fattori D ed S è risultato ben stimato solo per la resistenza a compressione a 7 giorni e sufficientemente stimato per la stessa resistenza a 1 giorno.

- Sia gli effetti principali che l'interazione tra i fattori considerati sul modulo elastico secante sono risultati tutti stimati a livelli di significanza α < 0.01.

Nelle figure 2, 3 e 4 sono riportati, rispettivamente, gli andamenti degli effetti principali dei fattori D ed S sulla resistenza a compressione, sulla resistenza a flessione e sul modulo elastico secante, ai vari tempi di stagionatura.

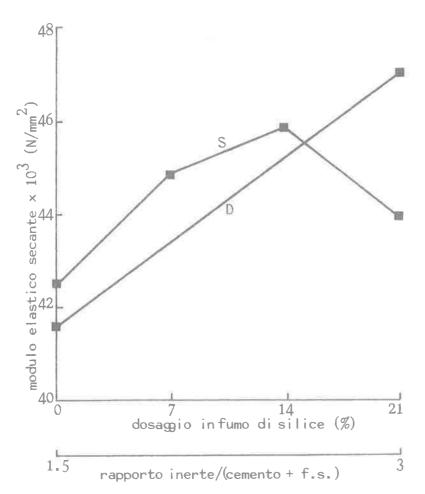


Figura 4 - Modulo elastico secante: effetti principali dei fattori dosaggio in fumo di silice (S) e rapporto inerte/cemento+fumo di silice (D).

Dall'esame delle figure 2 e 3 e della tabella 5 si ricava che, alle brevi stagionature (1 giorno), le resistenze a compressione e le resistenze a flessione delle malte contenenti fumo di silice sono significativamente più basse di quelle confezionate senza fumo di silice. All'aumentare dei tempi di stagionatura, l'influenza dell'aggiunta di fumo di silice su tali proprietà cambia man mano

di segno fino a diventare significativamente positiva a 28 giorni. Si nota inoltre che il fumo di silice ha un'influenza più marcata sulla resistenza a compressione che su quella a flessione. Infatti, nel caso della resistenza a compressione si ha un incremento massimo del 29% rispetto alla malta senza fumo di silice,in corrispondenza di un dosaggio pari a S₃=14%; per la resistenza a flessione l'incremento massimo misurato è del 17%, rispetto alla malta di riferimento, ed è stato ottenuto per un dosaggio in fumo di silice pari al 21%.

Questa particolare influenza del fumo di silice sulle resistenze a compressione e a flessione può essere ben spiegata dalla funzione pozzolanica e di filler che esso esercita. I risultati, infatti, confermano quanto messo in luce anche da altri Autori e che cioè il contributo principale della reazione pozzolanica allo sviluppo delle resistenze meccaniche si esplica tra i 3 e i 28 giorni di stagionatura [VIII-IX].

Per quanto riguarda il modulo elastico secante, dalla figura 3 si osserva come tale proprietà aumenti significativamente al crescere del rapporto I/C+S, mentre presenta un valore massimo al crescere del tenore in fumo di silice.

L'influenza positiva dell'aumento del rapporto I/C+S può essere spiegato con il fatto che, se gli inerti usati sono di buona qualità e il dosaggio in cemento è sufficiente, è l'inerte il fattore che maggiormente influenza il modulo elastico.

L'influenza invece del fattore D sulle resistenze a compressione e a flessione è risultata, come si può vedere dalle figure precedenti, quasi sempre negativa, anche se in maniera non accentuata. Questo a confermare che le resistenze a compressione e a flessione sono molto più influenzate dalle caratteristiche qualitative e quantitative della pasta che non da quelle dell'inerte.

Si spiegano così anche le apparenti anomalie relative alla sottostima degli effetti del fattore D sulle resistenze a compressione e a flessione corrispondenti a diversi tempi di stagionatura (bassi valori dell'F calcolato; vedi tabella 6). L'F calcolato risulta inferiore a quello teorico a sufficienti livelli di significanza non perché le prove sperimentali sono state insufficienti, ma perché, specie alle stagionature intermedie, è poco sensibile l'effetto di tale fattore.

Va infine rimarcato che è stato possibile ottenere alte proprietà meccaniche in quanto sono stati usati elevati dosaggi di superfluidificante, che hanno consentito non solo l'adozione di un rapporto acqua/cemento veramente basso, ma anche la dispersione del fumo di silice, impedendone contemporaneamente la coagulazione.

3. CAMPI D'IMPIEGO DEL FUMO DI SILICE E PROSPETTIVE FUTURE

Nella parte sperimentale si è visto come le resistenze meccaniche aumentino in misura proporzionale all'aggiunta di fumo di silice a causa del sommarsi delle due funzioni: quella pozzolanica e quella di filler. Quest'ultima riesce ad essere efficace soprattutto in presenza di un forte disperdente fluidificante impiegato a dosaggi adeguati.

La possibilità quindi di confezionare calcestruzzi R'ck 100 N/mm² con procedimenti di routine, ovvero senza dover impiegare attrezzature particolari e con una ripetibilità pari a quella con cui oggi si confezionano calcestruzzi R'ck 50 N/mm², apre nuovi orizzonti applicativi per i conglomerati cementizi.

In virtù di queste elevate caratteristiche meccaniche esistono

anche in Italia come all'estero molte possibilità d'impiego. In tal senso si possono distinguere due settori fondamentali: strutture con spessori normali e strutture sottili.

3.1 Strutture con spessori normali

In questo caso il fumo di silice è usato prevalentemente per ridurre la porosità e quindi la permeabilità del calcestruzzo, per aumentare la resistenza al gelo e disgelo e quindi la durabilità del manufatto. Accanto a ciò si avrà anche un aumento delle caratteristiche meccaniche. La composizione del calcestruzzo in ordine agli aggregati e al dosaggio di cemento non si discosterà da quella di un normale impasto. L'uso di un disperdente riduttore d'acqua, di buona qualità e a dosaggio adeguato sarà particolarmente necessario. Un primo esempio di questo settore riguarda calcestruzzi destinati alla produzione di vasche e serbatoi per impianti di depurazione che, in tal caso, non richiedono l'esecuzione di intonaci impermeabili all'interno della vasca. Il coefficiente di permeabilità, con dosaggi di fumo di silice del 10-15% e con rapporto A/C 0.30-0.35, è intorno a 10-15 m/s. Inoltre il calcestruzzo sarà fortemente resistente contro soluzioni fortemente aggressive (es. pH ca.4 e presenza di SO_4^{--} intorno a 5000-6000 mg/l).

Poiché il fattore chiave che governa la velocità di deterioramento di un calcestruzzo esposto agli attacchi chimici è la sua permeabilità che, con l'aggiunta di fumo di silice, come si è visto, scende a livelli molto bassi, l'eventuale degrado si manifesterà in tempi

più lunghi.

Inoltre sono fattori coadiuvanti per l'aumento della resistenza chimica la reazione pozzolanica che sottrae idrossido di calcio al sistema e la maggior quantità di ioni alluminio bloccati dai prodotti di idratazione del fumo di silice, così da ridurre la quantità di allumina disponibile per la produzione di ettringite [X]. Un altro impiego importante del fumo di silice nei getti di spessore normale e addirittura in quelli di spessore elevato, riguarda la possibilità di ridurre il calore d'idratazione all'interno di una struttura. Si è visto che il fumo di silice possiede un calore d'idratazione simile a quello del cemento, consentendo, purtuttavia, di ridurne il dosaggio, a parità di R'ck, di ca. 3-4 volte la quantità aggiunta (v. fattore di efficienza k). Pertanto utilizzando la formula:

$$\Delta T = \frac{C \times \alpha \times Ci}{Cs \times 2.4}$$

dove

△T è l'incremento di temperatura

 $\alpha\,$ è il grado di idratazione alla scadenza desiderata C è il dosaggio di cemento

Ci è il calore d'idratazione del cemento in cal/g

Cs è il calore specifico del calcestruzzo pari a 0.24 cal/g/°C

2.4 è la densità del calcestruzzo espressa in t/m^3

si può prevedere che il AT con fumo di silice sarà da 5 a 7 °C più basso di quello di un calcestruzzo senza fumo a pari R'ck. Un altro settore per i calcestruzzi con fumo di silice di spessore normale è quello dei calcestruzzi destinati alla sicurezza, ovvero per i caveau di banche e per il riempimento delle casseforti. In questo caso è molto importante anche la scelta degli aggregati, potendo sfruttare il principio secondo cui in un calcestruzzo con fumo di silice ad alta tecnologia la resistenza meccanica è controllata dalla resistenza dell'aggregato più che da quella della pasta cementizia, come avviene viceversa in un calcestruzzo tradizionale. Scegliendo aggregati di resistenza elevata, come basalto e corindone, è possibile raggiungere valori intorno ai 150 N/mm² con aumenti proporzionali del tempo di perforazione delle pareti.

Se, per contro, vengono usati inerti leggeri tipo argille espanse si avrà una caduta della resistenza perché essa è controllata in questo caso dalla resistenza dell'inerte leggero. Tuttavia esiste in questo sistema una sorta di cooperazione da parte della pasta ad altissima resistenza che fa sì che si possano ottenere calcestruzzi leggeri a densità comprese fra 1200 e 1800 kg/m³, con resistenze tra 30 e 80 N/mm² [XI]. Sarà possibile in tal modo raggiungere rapporti resistenza/peso compresi fra 3.5 e 4.5, che consentiranno la realizzazione di opere ardite come ponti, bacini galleggianti, strutture offshore ecc. [XII-XIV].

Per concludere questa prima parte relativa ai vari settori d'impiego del fumo di silice, va ricordata la capacità che esso ha di ridurre le conseguenze della reazione alcali-aggregato, potendo diminuire assai rapidamente la concentrazione di alcali liberi nel cemento. In tal modo essi sono sottratti dalle successive e più lente reazioni con gli aggregati reattivi.

3.2 Strutture sottili.

In questo caso si deve parlare più di malte che di calcestruzzo, in quanto gli spessori sono inferiori ai 5 cm. Si sfruttano al massimo le resistenze meccaniche del materiale per produrre manufatti leggeri e di ottimo aspetto architettonico. Tuttavia in tali condizioni può risaltare maggiormente la fragilità e pertanto è consigliabile aggiungere fibre sintetiche, metalliche o di vetro per dare un contributo di duttilità al sistema. E' il caso di lastre sottili per coperture tipo Eternit, dove l'amianto è stato sostituito da fibre di propilene e l'aggiunta di fumo di silice ha lo scopo di aumentare non solo le resistenze meccaniche ma anche la resistenza al gelo e disgelo. Oppure manufatti in GRC, tipo pannelli di facciata, ai quali il fumo di silice conferisce, tra l'altro, maggiore durata aumentando la resistenza della fibra di vetro alla aggressione alcalina del cemento.

Un altro caso interessante è quello di malte destinate all'esecuzione di pavimentazioni industriali con elevata resistenza all'usura e buona resistenza chimica, come ad es. pavimenti per concerie o impianti di trattamento della nettezza urbana. Anche qui l'uso di fibre sintetiche o metalliche può essere d'aiuto per ridurre il ritiro ed aumentare ulteriormente la resistenza all'usura. Infine, un impiego che è suscettibile di grossi sviluppi è legato all'utilizzo del fumo di silice nello spritzbeton per gallerie [XV] dove finora le caratteristiche dei betoncini spruzzati non garantivano resistenze e impermeabilità adeguate alle necessità. L'uso del fumo di silice potrà consentire l'esecuzione di rivestimenti impermeabili che non richiedono la messa in opera della volta in calcestruzzo. Inoltre durante le operazioni di spruzzo lo sfrido a terra sarà notevolmente inferiore grazie anche qui all'uso di fibre metalliche.

4. BIBLIOGRAFIA

(I) Berra M., Tavano S.: "Proprietà di miscele cementizie contenenti fumo di silice", Il Cemento, vol. 4, 361-374, (1986).

- (II) Bache H.H.: "Densified cement ultra fine particle-based materials", 2nd International Conference on Superplasticizers in Concrete, Ottawa, Giugno-June 10-12, (1981).
- (III) Berra M., Ferrara G., Tavano S.: La corrosione delle armature del calcestruzzo. Influenza di alcuni materiali con attività pozzolanica: fumi di silice e ceneri volanti Convegno AITEC "La durabilità delle opere in calcestruzzo" Padova, 8-9 Ottobre-October, (1987).
- (IV) Sellevold E.: "Microsilica in concrete" Norwegian Building Reseach Institute Oslo, Gennaio-January, (1984).
- (V) Davies O.L., Goldsmith P.: "Statistical methods in research and production", ICI, 247, (1972).
- (VI) Corradini G., Scoccia G., Volpe R., Tavano S.: "Statistical evaluation of mechanical properties of superplasticized concrete", Cement and Concrete Research, vol. 14, 375-385, (1984).
- (VII) Corradini G., Scoccia G., Volpe R.: "Statistical evaluation of the effect of cement content, water/cement ratio and fibre content on the physical-mechanical properties of a steel fibre reinforced concrete", Proceedings International Symposium on FRC, Madras, dec 16-19, vol. 1, 185-196, (1987).
- (VIII) Mehta P.K., Giorv O.E.: "Properties of portland cement concrete containing fly-ash and condensed silica fume", Cement and Concrete Research, vol. 12, 585-595, (1982).
- (IX) Buil M., Paillere A.M., Roussel B.: "High strength mortars containing condensed silica fume", Cement and Concrete Research, vol. 14, 693-704, (1984).
- (X) Diamont S.: "Effect of microsilica on pore solution chemistry of cement pastes", J. American Ceramic Society, vol. 66 n.5, Maggio-May, (1983).
- (XI) Burge T.A.: "Higt strength lightweight concrete with condensed silica fume", ACI Publication SP-79, vol. 2, 731-745, (1983).
- (XII) Giaever N.A., Hoysaeter E., Oderud H.T. "Application in Bridge Construction" Utilization of High Strength Concrete, Proceedings Symposium Stavanger, June 15-18, (1987).
- (XIII) La Fraugh R.W.: "Design and Placement of High Strength Lightweight and Normalweight Concrete for Glomar Beaufort SEA 1" Utilization of High Strength Concrete, Proceedings Symposium Stavanger, June 15-18, (1987).
- (XIV) Kepp B., Roland B.: "High-Strength LWA-concrete for Offshore Structures -Ready for Action-" Utilization of HIgh Strength Concrete, Proceedings Symposium Stavanger, June 15-18, (1987).
- (XV) Rose D.: "Steel-fibre-reinforced shotcrete for tunnel linings", Tunnel and Tunnelling, May, (1986).

PANNELLI SOTTILI IN CEMENTO ARMATO AD ALTA RESISTENZA: COMPORTAMENTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

DI MARCO Roberto SIVIERO Enzo

Istituto Universitario di Architettura di Venezia



PANNELLI SOTTILI IN CEMENTO ARMATO AD ALTA RESISTENZA: COMPORTAMENTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Roberto DI MARCO

Enzo SIVIERO

Istituto Universitario di Architettura di Venezia

SOMMARIO

Si esamina, mediante sperimentazione numerica, il comportamento sotto l'azione di carichi di breve e di lunga durata di pannelli confezionati con calcestruzzo ad alta resistenza, vincolati nei soli bordi orizzontali, in presenza o meno di armatura di rinforzo.

Il confronto dei risultati ottenuti con quelli relativi a pannelli di calcestruzzo ordinario mette in evidenza significative differenze nella risposta strutturale, legate soprattutto alla limitata duttilità del materiale.

Il lavoro costituisce un contributo preliminare al processo di revisione critica delle limitazioni, imposte dalla regolamentazione attualmente in vigore in Italia, alla resistenza dei calcestruzzi per impieghi strutturali.

SUMMARY

A numerical investigation on the behaviour of high-strength concrete walls subjected to short and long-term loads is presented. The walls examined are simply supported along the horizontal edges only, and made up of both plain and reinforced concrete.

The results are compared with those obtained for a normal-strength concrete wall and the role of the mechanical properties of the material on the structural behaviour is pointed out.

Significant differences are found, mainly related to the relatively

low ductility of high strength concrete.

The work is a preliminary contribution to a process of critical review of the limits in concrete strength fixed in Italian National Co-

1. PREMESSE E SCOPI

Un accurato studio della miscela, unito ad un efficace controllo della qualità della produzione, permette di realizzare, anche con le usuali tecnologie, calcestruzzi con resistenze fino a 70-75 MPa, notevolmente superiori a quelle previste per impieghi strutturali dalla normativa attualmente in vigore in Italia.

In (I) si prescrive infatti che nei calcoli statici di strutture in cemento armato e cemento armato precompresso non si possa tener conto di una resistenza del calcestruzzo superiore a 50 e 55 MPa rispettivamente, penalizzando, di fatto, una utilizzazione dei calcestruzzi ad alta resistenza.

Peraltro, l'introduzione della nuova normativa europea (II) nella quale si prevede l'impiego di calcestruzzi con resistenza fino a 80 MPa, porrà il problema di una revisione critica delle limitazioni attuali e quindi di una estensione del campo di applicabilità di tali materiali.

L'incremento della resistenza consente, a parità di altre condizioni, di diminuire le dimensioni delle sezioni trasversali e, nel caso di e-lementi prefabbricati, di ridurre, con il peso, gli oneri del trasporto e della movimentazione.

Le strutture risultano però più deformabili e quindi più sensibili agli effetti del secondo ordine: la resistenza del materiale può quindi non essere esaurita se la massima capacità portante viene limitata da fenomeni di instabilità.

Nel presente lavoro si analizza, mediante una estesa simulazione numerica, il comportamento di pannelli realizzati con calcestruzzo ad alta resistenza, con presenza o meno di armatura di rinforzo, nella ipotesi che i vincoli siano presenti sui soli bordi orizzontali, che le azioni siano uniformi sulla larghezza degli elementi, parallele al loro piano medio e applicate con eccentricità costante in corrispondenza dei bordi vincolati.

Tale comportamento risulta, come è noto, influenzato da due ordini di non linearità: quella geometrica, legata all'effetto delle deformazioni sull'equilibrio della struttura, e quella meccanica, legata alla natura del materiale.

Per tener conto della non linearità geometrica, si ricorre ad un modello semplice ma di buona affidabilità, almeno nei limiti di approssimazione richiesti dalla natura della presente indagine.

Relativamente alla non linearità meccanica, notevole attenzione è stata rivolta alla definizione del legame costitutivo del calcestruzzo ad alta resistenza, sia per quanto concerne il ramo in compressione, sia per quello in trazione, quest'ultimo particolarmente influente in assenza di armatura.

Dal momento poi che nei campi di applicazione corrente di tali componenti l'entità dei carichi permanenti risulta generalmente superiore a quella dei carichi accidentali, la valutazione della risposta del pannello non può prescindere dalla determinazione delle deformazioni indotte dal comportamento nel tempo del calcestruzzo.

I risultati così ottenuti sono poi confrontati con i corrispondenti calcolati con riferimento al caso di pannelli in calcestruzzo ordinario; ciò consente di mettere meglio in evidenza le più significative differenze di comportamento legate al materiale e di individuare i possibili campi di utilizzabilità economica del calcestruzzo ad alta resistenza nel confezionamento di pannelli.

2. OSSERVAZIONI SUL LEGAME COSTITUTIVO DI UN CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA PER STATI DI TENSIONE MONOASSIALI IN RELAZIONE A QUELLO DI UN CALCESTRUZZO ORDINARIO

Una ampia serie di prove sperimentali, volte alla determinazione delle curve σ - ϵ in compressione dei calcestruzzi ad alta resistenza (III), (IV), (V), ha mostrato che, in confronto con il caso di calcestruzzi ordinari:

- il ramo ascendente di tali curve è più disteso, con pendenza crescente al crescere del valore della resistenza;
- la deformazione corrispondente alla tensione massima è leggermente superiore;
- la riduzione della resistenza per deformazioni superiori a quella massima è sensibilmente maggiore.

Nelle figg. 1,2,3 sono diagrammate le curve σ - ϵ per calcestruzzi con resistenza variabile da 20 a 80 MPa, in accordo con le formulazioni analitiche proposte in (IV),(V),(VI).

Avendo indicato con $\eta=\epsilon/\epsilon_{o}$, essendo ϵ_{o} la deformazione di picco, si ha:

(IV)
$$\sigma = f_c \frac{A \cdot \eta + (B-1) \cdot \eta^2}{1 + (A-2) \cdot \eta + B \cdot \eta^2}$$
 (1)

con $A=-E_c \cdot \epsilon_o / f_c$ B=0.88087-0.008107 $\cdot f_c$ $\epsilon_o = -(0.001648 + 1.621 \cdot 10^{-6} \cdot f_c)$ $E_c = 1139.4 \cdot W^{1.5} \cdot \sqrt{f_c}$ W=peso specifico del cls (T/m³)

(V)
$$\sigma = f_c \frac{n \cdot \eta}{n - 1 + \eta^{nk}}$$
 (2)

con $\epsilon_0 = -0.002$ n=0.8·f_c/17 k=1.0 per $\eta < 1.0$ k=0.67·f_c/62 per $\eta > 1.0$

(VI)
$$\sigma = f_c \frac{C \cdot \eta + \eta^2}{1 + (C-2) \cdot \eta} \qquad \epsilon < \epsilon_u$$
 (3)

$$\sigma = f_c \frac{1}{(\delta/\eta_u - 2/\eta_u^2) \cdot \eta^2 + (4/\eta_u - \delta) \cdot \eta)} \qquad \epsilon > \epsilon_u$$
 (4)

con C=-E_c·
$$\epsilon_o$$
/f_c ϵ_o =-0.0022 E_c=10000·(f_c+8)^{1/3}

$$\epsilon_u/\epsilon_o = \eta_u = (0.5 \cdot (C/2+1) + (0.25 \cdot (C/2+1)^2 - 0.5)^{1/2})$$

$$4 \cdot (n^2 \cdot (C-2) + 2 \cdot n - C)$$

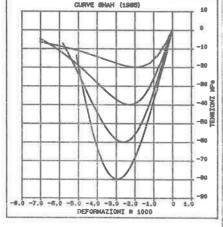
$$\delta = \frac{4 \cdot (\eta_{u}^{2} \cdot (C-2) + 2 \cdot \eta_{u} - C)}{(\eta_{u} \cdot (C-2) + 1)^{2}}$$

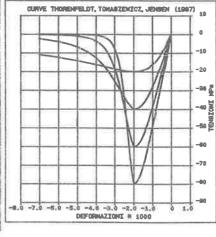
Nella fig.3 sono evidenziati i punti $\epsilon_{\text{c}} = -0.004 + 0.00002 \cdot f_{\text{c}}$ che secondo (VI) definiscono le deformazioni convenzionali di rottura del calcestruzzo ($\epsilon_{\text{c}} = -0.0035$ si ha per $f_{\text{c}} = 25$ MPa) e,per i soli casi di resistenza $f_{\text{c}} = 20,60$ MPa,le curve $\sigma - \epsilon$ relative al caso di carichi di lunga durata,secondo il modello presentato nel par.6,per $\Phi = 2$.

Nella stessa fig.3 il comportamento a trazione è descritto mediante la formulazione proposta in (VII).

Avendo indicato con $\eta_t = \epsilon/\epsilon_{\rm ot}$,essendo $\epsilon_{\rm ot}$ la deformazione di picco a trazione, si ha:

(VII)
$$\sigma_{t} = f_{ct} \cdot 2.25 \cdot (\eta_{t} - 0.666 \cdot \eta_{t}^{2} + 0.111 \cdot \eta_{t}^{3} + 0.0044 \cdot \eta_{t}^{4})$$
 (5)
con $\epsilon_{ot} = 2.25 \cdot f_{ct} / E_{c}$ $\epsilon_{otu} = 1.5 \cdot \epsilon_{ot}$ $f_{ct} = 0.252 \cdot f_{c}^{2/3}$





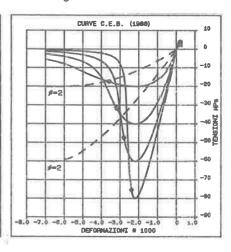
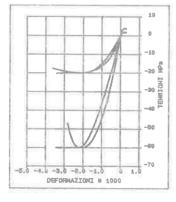


fig.1

fig.2

fig.3



fiq.4

Nella fig.4,il confronto tra le curve f=20,60 MPa , tracciate in accordo alla formulazione (VI), e le corrispondenti tracciate adottando la formulazione parabola-rettangolo (VIII) mostra che per f =20 MPa le curve sono quasi sovrapponibili, mentre per f =60 MPa le differenze sono più marcate, sia nella forma sia nella estensione del campo di definizione.

Anche ai soli fini della valutazione della resistenza delle sezioni, l'introduzione di calcestruzzi ad alta resistenza dovrà comportare una revisione della entità delle deformazioni limite assunte per la rappresentazione convenzionale della rottura del conglomerato.

3. COMPORTAMENTO DI UN PANNELLO IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI DI VIN-COLO E MODELLO DI CALCOLO

I vincoli di bordo dei pannelli dipendono essenzialmente dal procedimento costruttivo adottato e dalla realizzazione delle unioni. La singola parete risulta generalmente vincolata sui soli bordi oriz-

zontali in corrispondenza dei solai; tuttavia, in presenza di pareti trasversali, possono risultare vincolati anche uno od entrambi i bor-

di verticali.

Quanto alla natura di tali collegamenti, nel caso di getti in opera con cassaforme a tunnel, il vincolo può essere considerato di continuità; nel caso invece di elementi prefabbricati, appare difficile garantire la realizzazione di tale schema e i vincoli possono essere assimilati a semplici appoggi, in grado di impedire spostamenti normali al piano medio dell'elemento ma di offrire solo trascurabili resistenze alla rotazione.

I carichi verticali, trasmessi dalla parete del piano superiore e dal solaio vincolato all'elemento in esame, non sono generalmente uniformi; essi agiscono in corrispondenza del bordo superiore con una eccentricità che dipende non solo dalla distanza della risultante dal piano medio meccanico teorico (eccentricità nominale), ma anche dalla imprecisione di posa dei pannelli, dall'eventuale difetto di planarità del piano medio e dalla indeterminazione dello stesso (eccentrici-

tà non intenzionale) (VIII),(IX),(X). In relazione alle condizioni di vincolo e alla non uniformità dei carichi applicati, il comportamento del pannello è quindi quello bidi-

mensionale di piastra-lastra.
Peraltro nell'ipotesi che lungo i bordi di applicazione i carichi siano uniformi e l'eccentricità sia costante, il caso del pannello vincolato su due soli lati può ,con buona approssimazione, essere assimilato a quello di un elemento monodimensionale, e quindi studiato con uno dei modelli messi a punto per l'analisi non lineare di pilastri (XI).

In particolare, se si assimila la deformata effettiva ad un arco di sinusoide (XII),(XIII), facendo riferimento alla simbologia di fig.5,

valgono le seguenti relazioni:

$$Y(x) = a \cdot \sin \pi x_{/L}$$
 $a = L^2/\pi^2 \cdot 1/r_{(L/2)}$ $M_{(L/2)} = M_1 \cdot M_{II} = P \cdot e_0 + P \cdot a$ (6)

$$M_{I}(e_{o}, P) = P \cdot e_{o} = M_{(L/2)} - P \cdot a = M_{i(L/2)}(P, 1/r_{(L/2)}) - P \cdot L^{2}/\pi^{2} \cdot 1/r_{(L/2)}$$
 (7)

$$P \cdot e_{o \text{ max}} = M_{Imax} = \max(M_{i(L/2)}(P, 1/r_{(L/2)}) - P \cdot L^2/\pi^2) \cdot 1/r_{(L/2)})$$
 (8)

Esse permettono un agevole calcolo della deformazione a indotta dal carico P applicato con eccentricità e o della massima eccentricità

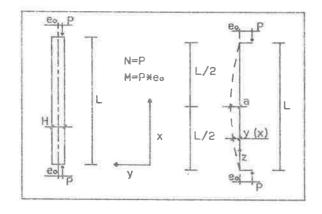


fig.5

e con cui può essere applicato alla struttura il carico P, una volta che sia conosciuta la funzione Mi(L/2)' momento interno della sezione AA per un assegnato valore dello sforzo normale P, al variare della curvatura $1/r_{(1/2)}$. Se si dividono poi il secondo

e terzo membro della (8) per f DH2 N . H si ottiene l'e-

spressione

$$\mu_{\text{Imax}}(e_{o}, v) = \max(\mu_{i}(v, 1/r'_{(L/2H)}) - v \cdot 1^{2} \cdot 10000/\pi^{2}) \cdot 1/r'_{(L/2H)})$$
(9)
essendo
$$\mu_{\text{Imax}} = M_{\text{Imax}}/N_{c} \cdot H$$
 v=P/N_c l=L/(100·H) 1/r'=1/r·H

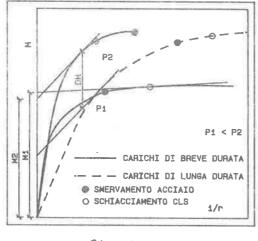


fig.6

Come messo in evidenza nella fig. 6,alla relazione (8) si può dare nel piano M-1/r una significativa rappresentazione: la funzione M,, proporzionale a 1/r,è una retta con coefficiente angolare dipendente dalla luce libera L e dal carico P mentre M corrisponde alla lunghezza del segmento intercetto sull' asse delle ordinate dalla retta precedente, tangente alla curva rappresentativa del legame M,-1/r.

Se la curvatura corrispondente al punto di tangenza risulta inferiore a quella per la quale si ha la crisi dei materiali, la capacità portante del pannello risulta limitata dalla perdita di forma per eccesso di deformazione (divergenza

di equilibrio) e non dall'esaurimento della resistenza della sezione trasversale.

Nella fig.6, ove le curve sono relative a $P_1 < P_2$ e a valori di $L_1 < L_2$, la capacità portante nel caso 1 (M1) é limitata dalla resistenza della sezione e nel caso 2 (M2) dal manifestarsi del fenomeno dell'instabilità.

Il presentarsi dell'una o dell'altra delle condizioni risulta fortemente influenzato dal legame costitutivo del calcestruzzo, in particolare dalla capacità di plasticizzazione, dall'entità della deformazione di rottura e, nel caso di assenza di armatura, dal fatto di tener conto della resistenza a trazione del materiale.

4. DOMINI D'INTERAZIONE RIDOTTI M-N PER PANNELLI SOTTILI E DEFINIZIO-NE DI SOTTODOMINI RAPPRESENTATIVI DELLE LORO MODALITA' DI COLLASSO

La forma della (8) permette di mettere in evidenza la capacità portante del pannello in termini di M, depurata degli effetti del secondo ordine, e di definire, nel piano M-N, domini d'interazione ridotti, analoghi a quelli relativi alle sezioni.

Fissato infatti un valore della luce libera del pannello L, la (8) definisce, al variare di P, una curva che separa le condizioni di carico compatibili con la capacità portante (punti interni) da quelle che non lo sono (punti esterni).

Tale curva risulta sempre interna alla frontiera del dominio di resi-

stenza della sezione più sollecitata che, in questa ottica, può essere considerato rappresentativo della condizione di luce libera nulla e quindi di assenza di fenomeni del secondo ordine.

Tali domini, peraltro, non mettono in evidenza la causa della crisi, se

per divergenza dell'equilibrio o esaurimento della resistenza.

E'però possibile, con la metodologia di calcolo descritta in (XIV), individuare, su ognuna delle curve frontiera del corrispondente dominio di resistenza ridotto, gli insiemi dei punti rappresentativi delle condizioni di carico per le quali si raggiungono nella sezione più sollecitata deformazioni caratteristiche dei materiali.

Se si congiungono gli estremi di tali insiemi, al variare della luce L, le curve corrispondenti individuano nel piano M-N sottodomini cui sono associate le modalità di crisi espresse da tali deformazioni.

In particolare risultano significative le curve:

luogo degli estremi inferiori degli insiemi di punti rap-

presentativi dei casi per i quali $\epsilon \le \epsilon$; luogo degli estremi superiori degli insiemi di punti rap-

presentativi dei casi per i quali $\epsilon \le \epsilon$; luogo degli estremi superiori degli insiemi di punti rap- $\epsilon_{\rm c} = \epsilon_{\rm otu}$ presentativi dei casi per i quali $\epsilon_{\rm c} \ge \epsilon_{\rm otu}$.

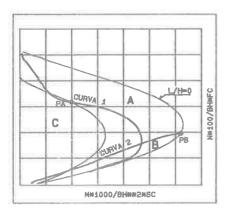
Con riferimento alla fig. 7, relativa al caso di un pannello armato, la curva $\epsilon_c = \epsilon_o$ (curva 1) interseca la generica curva frontiera del dominio d'interazione ridotto relativo ad un assegnato valore di L in un punto, indicato con PA, e separa le condizioni per le quali $\epsilon_{\rm c} \leq \epsilon_{\rm o}$ (corrispondenti a P>Ppa) da quelle in cui tale condizione non è verificata.

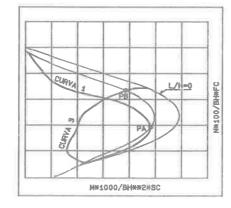
Nel primo caso la massima capacità portante è raggiunta con esaurimento della resistenza del materiale, nel secondo la causa della crisi

non è legata al calcestruzzo.

Nella stessa figura è riportata anche la curva $\epsilon_a = \epsilon_a$ (curva 2) che separa le condizioni per le quali $\epsilon_a \geq \epsilon_s$ (corrispondenti a $P < P_{pp}$), e la massima capacità portante è raggiunta con snervamento dell'acciaio, da quelle nelle quali la crisi non dipende da tale materiale.

Nel piano M-N risultano definite 3 zone: la zona A corrispondente alla crisi del calcestruzzo, la zona B corrispondente alla crisi dell'acciaio, la zona C corrispondente alla crisi per divergenza dell'equilibrio; nelle zone comuni a I e II la crisi coinvolge entrambi i materiali.





 $\epsilon_c = \epsilon_o$ e $\epsilon_c = \epsilon_{otu}$ (curva 3) riportate nella fig.8 rappresentativa del comportamento di un pannello non armato, possono ripetersi le considerazioni fatte per le curve di fig.7, sostituendo alla condizione di raggiungimento dello snervamento dell'acciaio quella di su-

Anche per le curve

fig.7 pannelli armati fig.8 pannelli non armati

peramento della deformazione limite a trazione del calcestruzzo.

4.1 Esempi numerici

Nelle figg. 9-12 sono diagrammate, in forma adimensionale, le curve

soluzione della equazione (9), per valori di snellezza ridotta 1 = 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, assumendo per la resistenza del calcestruzzo f_c i valori 30 MPa (figg.9,10) e 60 MPa (figg.11,12).

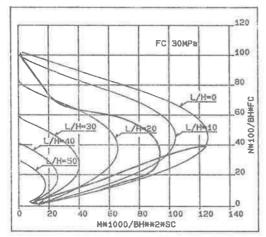
Le figg. 10,12 sono relative al caso in cui non sia presente l'armatura di rinforzo, ma si tenga conto della resistenza a trazione del

conglomerato.

Le figg. 9,11 sono relative al caso in cui sia presente l'armatura di rinforzo, con tensione di snervamento $f_c=440$ MPa, percentuale meccanica $A_c \cdot f_c / f_c = A_c \cdot f_c / f_c = 0.01467$, corrispondente, nel caso di $f_c=60$ MPa, a quella minima prevista in (VII) $A_c = A_c = 0.002$. In tale caso si trascura la resistenza a trazione del calcestruzzo e

l'effetto irrigidente dello stesso nella zona compresa tra due lesio-

ni successive (tension-stiffening).



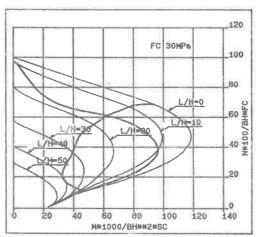
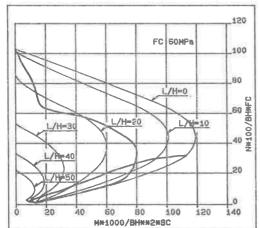


fig.9 pannello armato f_c=30MPa fig.10 pannello non armato f_c=30MPa



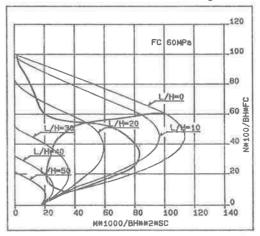


fig.11 pannello armato f = 60MPa fig.12 pannello non armato f = 60MPa

Il confronto tra le curve corrispondenti alla stessa tipologia di pannelli indica che:

per tutti i valori di 1,1e curve relative al caso di f_c=60 MPa sono interne a quelle f = 30 MPa,

la riduzione della portanza con la snellezza l è più sensibile nelle zone corrispondenti ai casi di collasso per divergenza dell'equilibrio, nei quali non può esser pienamente sfruttata la resistenza del materiale.

Il confronto tra le curve relative a pannelli confezionati con calcestruzzi di uguale resistenza mette in evidenza il ruolo della resistenza a trazione del calcestruzzo:nei casi di crisi per divergenza dell'equilibrio, la capacità portante convenzionale del pannello non armato, calcolata tenendo conto di tale resistenza, è superiore o uguale a quella del corrispondente pannello armato, calcolata con l'ipotesi di non collaborazione del calcestruzzo teso, perchè le sezioni

interamente reagenti risultano meno deformabili di quelle per ipotesi sempre parzializzate.

5. COMPORTAMENTO DEL PANNELLO PER CARICHI APPLICATI CON ECCENTRICITA' COSTANTE AL VARIARE DI L

Nel piano M-N i punti rappresentativi di condizioni di carico caratterizzate da uguale eccentricità giacciono su rette passanti per l'origine del sistema di assi e aventi coefficiente angolare proporzionale a tale eccentricità.

Come messo in evidenza nella fig.13,ove sono diagrammati i valori di $e=M_i/P$ in funzione di 1/r per $P_1<P_2<P_3<P_4$, all'aumentare di l diminuisce il valore di P_{mex} , per il contemporaneo incremento degli effetti legati alla deformazione, che nel diagramma sono proporzionali alla pendenza della retta.

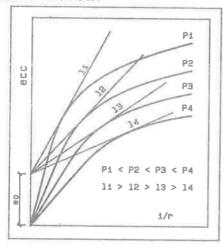


fig.13

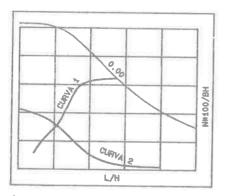


fig.14 pannelli armati

Il massimo carico, avente eccentricità eo, che il pannello di snellezza l può sostenere è quindi definito dalla intersezione della retta e=eo con la curva frontiera del corrispondente dominio ridotto.

L'intersezione poi della retta corrispondente a e=cost con le curve introdotte nel paragrafo precedente individua il valore di snellezza l* al di sopra del quale la crisi non dipende più dalla rottura dei materiali.

Le curve che uniscono tali punti definiscono all'interno dei diagrammi alcune zone caratterizzate dal manifestarsi delle modalità di crisi descritte nei paragrafi precedenti.

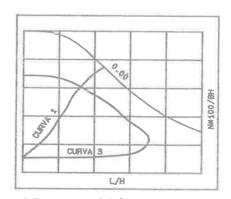


fig.15 pannelli non armati

Facendo riferimento alle figg.14,15,si può notare che:

la linea 1, relativa alle intersezioni delle rette e=cost con la curva $\epsilon_c = \epsilon_u$, separa i casi per i quali si raggiunge la resistenza a compressione del calcestruzzo (zona compresa tra la linea e l'asse delle ordinate) da quelli per i quali la crisi non è legata all'esaurimento della resistenza di tale materiale;

le linee 2 e 3, relative alle intersezioni delle rette e=cost con le curve $\epsilon = \epsilon_s$ e $\epsilon = \epsilon_{ct}$ rispettivamente, individuano i casi per i quali la crisi è legata al raggiungimento nei materiali delle corrispondenti deformazioni limite di snervamento dell'acciaio e di rottura a trazione del calcestruzzo ;

- le zone esterne alle linee precedenti sono rappresentative di casi per i quali la crisi non coinvolge l'esaurimento della re-

sistenza dei materiali ma è legata alla divergenza dell'equilibrio.

5.1 Esempi numerici

Nelle figg. 16-19 sono diagrammate, in forma adimensionale, le curve N-1, per gli stessi casi esaminati nel par. 4.1 e per valori di e/H pari a 0,0.05,0.1,0.15,0.20,0.25,0.30,0.35,0.5,1.0, essendo i due ultimi valori limitati al caso dei soli pannelli armati.

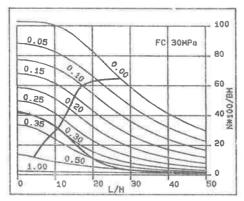


fig.16 pannello armato

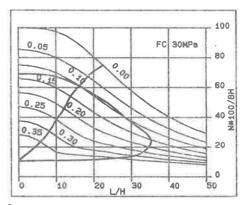


fig.17 pannello non armato

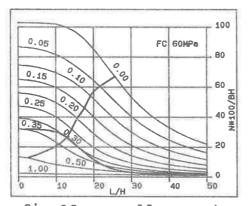


fig.18 pannello armato

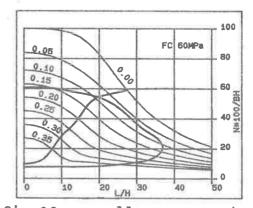


fig.19 pannello non armato

Le curve riportate nelle figg.17,19, relative al caso di pannelli non armati, sono qualitativamente simili a quelle calcolate in (XVI) e ne differiscono essenzialmente per la legge costitutiva adottata per il calcestruzzo, in quel caso di tipo logaritmico.

Dal confronto delle curve relative alla stessa tipologia di pannelli, si possono fare le seguenti considerazioni sugli effetti strutturali dell'incremento di resistenza f da 30 a 60 MPa :

dell'incremento di resistenza f da 30 a 60 MPa :
 l'ampiezza della zona corrispondente alla crisi del calcestruzzo
 non varia in modo significativo;

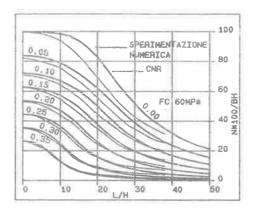
 in tali zone la diminuzione di duttilità del materiale comporta una riduzione della capacità portante relativa, per tutti i valori di eccentricità esaminati;

tale riduzione risulta però più sensibile allorchè la crisi interviene per divergenza dell'equilibrio; in tali casi la resistenza del materiale non viene raggiunta ed il ruolo giocato da un suo incremento è solo quello di aumentare il modulo di elasticità e quindi la rigidezza della parete.

Il confronto poi tra le curve relative a pannelli confezionati con calcestruzzi di uguale qualità conferma che la resistenza a trazione può avere un ruolo non trascurabile in tutti i casi per i quali non non si raggiunge la corrispondente deformazione limite.

Con le percentuali di armatura esaminate nella presente indagine, la capacità portante convenzionale dei pannelli armati, calcolata nella

ipotesi che il calcestruzzo teso non reagisca, risulta inferiore a quella di pannelli non armati, valutata peraltro tenendo conto di tale contributo.



Nella fig.20 le curve N-1, calcolate per pannelli non armati con f = 60 MPa e in assenza di resistenza a trazione del calcestruzzo, sono confrontate con quelle riportate in (XI), che risultano non essere conservative solo per i valori più elevati di snellezza e di eccentricità.

fig.20 Confronto con curve C.N.R.

6. EFFETTO DEI CARICHI DI LUNGA DURATA

Il comportamento reologico del calcestruzzo, come è noto, ha una forte

influenza sulle prestazioni di strutture in cemento armato.

In particolare, nel caso di elementi snelli, l'incremento delle deformazioni prodotto dalla viscosità del conglomerato provoca un corrispondente aumento degli effetti del secondo ordine e di consequenza una riduzione della capacità portante.

Se si esamina il comportamento di un pannello sottoposto ad azioni di lunga durata, si può rilevare che, ad un incremento delle deformazioni nel tempo, corrisponde una analoga variazione dello stato di solleci-

tazione nelle sezioni trasversali.

Un metodo rigoroso di analisi dovrebbe tener conto, nello studio degli effetti della viscosità, sia della reale storia di applicazione dei carichi, sia della evoluzione dello stato di sollecitazione, a carichi costanti.

Se si assume per il conglomerato un comportamento di tipo ereditario (X), la soluzione del problema visco-elastico è ricondotta a quella di un problema elastico con un modulo secante ridotto nel rapporto $(1+\Phi)$.

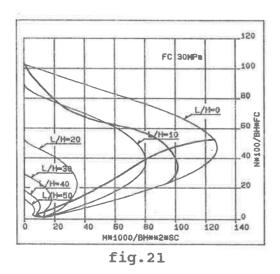
In particolare valgono tutte le considerazioni fatte nei paragrafi precedenti, purchè si sostituisca al legame σ - ϵ del calcestruzzo relativo a carichi di breve durata un legame ricavato da questo mediante una trasformazione affine, parallela all'asse delle σ , di entità $(1+\Phi)$

Dal momento poi che tale modello, in presenza di carichi variabili, tende a sovraestimare le deformazioni viscose, i valori ottenibili della capacità portante residua risultano conservativi.

Nella fig.6 la riduzione della capacità portante è rappresentata dalla distanza DM tra le due rette tangenti alle curve M-1/r per un carico Pl di breve e di lunga durata e caratterizzate dallo stesso coefficiente angolare, perchè relative ad una stessa snellezza.

6.1 Esempi numerici

Nelle figg. 21-22 sono diagrammati i domini d'interazione ridotti relativi al solo caso di pannelli armati, per valori di resistenza del calcestruzzo $f_{r} = 30 \text{ MPa}$ (fig.21) e 60 MPa (fig.22) e $\Phi=2$.



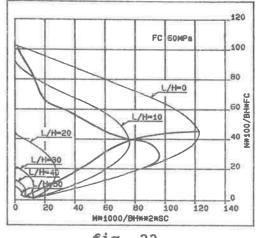


fig. 22

- Il confronto con i corrispondenti diagrammi delle figg.9,11 mostra:
- una riduzione della capacità portante di entità crescente con la snellezza e con la qualità del materiale,
- una estensione della zona in cui la crisi è dovuta allo snervamento dell'acciaio, per la migrazione delle sollecitazioni dal calcestruzzo all'acciaio conseguente alle deformazioni viscose.

Nelle figg. 23-24 sono riportate le curve N-l relative agli stessi casi, sempre con $\Phi=2$.

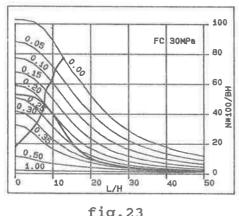


fig.23

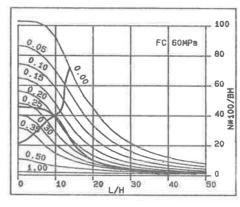


fig. 24

7. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Una sperimentazione numerica sul comportamento di pannelli sottili in cemento armato ad alta resistenza, vincolati sui soli bordi orizzontali, ha permesso di mettere in luce l'effetto del miglioramento della qualità del materiale sul comportamento della struttura.

Solo nei casi nei quali la crisi dipende dall'esaurimento della resistenza del calcestruzzo, un incremento di questa si traduce in un proporzionale aumento della capacità portante del pannello.

Nei casi invece di divergenza dell'equilibrio, il miglioramento della resistenza del calcestruzzo influenza solo indirettamente la capacità portante, con una riduzione degli effetti del secondo ordine conseguente all'aumento del modulo di elasticità e quindi della rigidezza della parete.

Il confronto poi delle curve N-1-e di pannelli non armati di calcestruzzo ad alta resistenza, calcolate nella ipotesi cautelativa di trascurare il contributo del calcestruzzo teso, con le curve riportate nelle Istruzioni C.N.R., mostra che queste ultime sembrano non essere conservative solo per i valori più elevati di snellezza e di eccentricità.

L'applicazione poi di carichi di lunga durata si traduce in un incremento degli effetti del secondo ordine e in una riduzione della capacità portante del pannello di entità crescente con la qualità del materiale.

BIBLIOGRAFIA

- I D.M. 27 Luglio 1985 : Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- II Commissione delle Comunità Europee Eurocodice n.2 : Norme Comuni Unificate per Strutture in Calcestruzzo Semplice, Armato e Precompresso
- III ACI COMMITTEE 363: State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete, ACI Journal, July-August 1984, pp. 364-411
 - IV SHAH S.P., AHMAD S.H.: Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete, PCI Journal, November. December 1985, pp. 92-119
 - V THORENFELDT E., TOMASZEWICZ A., JENSEN J.J.: Mechanical Properties of High Strength Concrete and Application in Design, Proceedings, Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger Norway 1987, Tapir Publishers, pp. 149-159
 - VI C.E.B.: CEB-FIP Model Code 1990 First Predraft 1988, Bulletin d'information n. 190 a,190 b Juillet 1988
- VII MADU R.M.: Characterization of the Stress-Strain Curves for Reinforced Concrete under Uniaxial Tension, Magazine of Concrete Research, Vol. 27.N. 93, December 1975
- VIII C.E.B.: CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Bulletin d'information n. 124/125,1978
 - XI C.N.R.: Istruzioni per il progetto,l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati,1985
 - X D.M. 3 Dicembre 1987 : Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle strutture prefabbricate
 - XI MOLA F., RECALCATI P., ZASSO B.: Capacità portante ultima di pannelli prefabbricati, Atti del Congresso CTE 1984, pp. b.123-b.132
- XII ROBINSON J.R., MODJABI S.S., La prévision des charges de flambement des poteaux en béton armé par la méthode de M.P. Faessel, Annales de ITBFP n. 249, September 1968, pp. 1237-1316
- XIII C.E.B., CEB-FIP Manual of Buckling and Instability, Bulletin d'information n. 123, December 1977
- XIV RADOGNA E.F. DI MARCO R.: Sulle modalità di crisi delle colonne pressoinflesse di cemento armato, Notiziario A.I.C.A.P., Gennaio 1985 pp. 5-13
 - XV FOURE B.: Le flambement des poteaux compte tenu du fluage du béton, Annales de ITBTP, n. 359, Mars 1978, pp. 4-58
- XVI LEWICKI B. : Batiments d'habitations préfabriquès en éléments de grandes dimensions, Eyrolles, Paris, 1965 pp. 437-442

MODELLAZIONE DEL LEGAME COSTITUTIVO DI CALCESTRUZZI ADDITIVATI CON FUMI DI SILICE

GALEOTA Dante GIAMMATTEO M. Matteo

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno Facoltà di Ingegneria dell'Università dell'Aquila

MODELLAZIONE DEL LEGAME COSTITUTIVO DI CALCESTRUZZI ADDITIVATI CON FUMI DI SILICE

Dante GALEOTA - Matteo M. GIAMMATTEO

Dip. di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno Facolta' di Ingegneria Universita' dell' Aquila L' Aquila

SOMMARIO

Lo scopo di questo lavoro e' stato quello di studiare il comportamento di calcestruzzi normali e leggeri strutturali, additivati con fumi di silice condensati, sotto l'effetto di carichi monoassiali di compressione monotonici e ripetuti. Inoltre sono stati proposti due modelli analitici in grado di rappresentare le curve tensione-deformazione di tali calcestruzzi al variare della percentuale di fumi di silice condensati. I parametri caratteristici di questi modelli sono stati calibrati, mediante tecniche di identificazione, sulla base dei risultati sperimentali.

SUMMARY

The object of this research is to study, under uniaxial compressive loads, the monotonic and hysteretic stress-strain behaviour of normal and lightweight concrete with the addition of silica fume, and to propose two mathematical models of stress-strain curves based on experimental results. The parameters of the models have been adjusted, using system identification techniques, in order to obtain the best match possible between the models predictions and the experimental results.

1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro e' parte di uno studio piu' ampio, in corso presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Universita' dell'Aquila, volto ad indagare le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi additivati con fumi di silice condensati.

Gia' da qualche anno, soprattutto in Norvegia, in Canada e negli Stati Uniti, sono stati svolti studi e ricerche sulla possibilita' di utilizzo dei fumi di silice condensati nelle miscele cementizie (I),(II),(IV),(VII),(VIII),(X).

Tuttavia esistono poche informazioni circa l'impiego di tale materiale in aggiunta al cemento negli impasti di calcestruzzo, con lo scopo di migliorarne le caratteristiche meccaniche allo stato indurito.

In questo lavoro sono illustrati i risultati di una ampia indagine sperimentale sulle caratteristiche delle curve tensione-deformazione (monotoniche e cicliche) di calcestruzzi con inerti normali e leggeri strutturali, sottoposti a carichi di compressione monoassiali e additivati con fumi di silice condensati.

Inoltre vengono proposti due modelli analitici, derivati da quelli di Blakeley-Park e Tanigawa, che opportunamente modificati e calibrati, permettono una accurata previsione delle curve tensione-deformazione di calcestruzzi compressi, al variare della percentuale di fumi di silice condensati.

2. INDAGINE SPERIMENTALE

Sono stati confezionati 81 provini cilindrici di calcestruzzo con inerte normale e 33 con inerte leggero strutturale.

Tutti avevano dimensioni pari a 160*80 mm.

Le caratteristiche degli impasti, studiati dai tecnici del Laboratorio della Societa' Calcestruzzi di Ravenna, sono mostrate nelle tabelle I e II. La percentuale A_{SF} dei fumi di silice condensati sul peso del cemento e' stata fatta variare tra 0 e 28% per il calcestruzzo con inerte normale e tra 0 e 24% per il calcestruzzo con inerte strutturale. Le diverse miscele al crescere di A_{SF} sono indicate con le sigle SF1,SF2,SF3,SF4.

Le caratteristiche fisiche e chimiche dei fumi di silice condensati sono sinteticamente raccolte nelle tabelle III e IV.

La sperimentazione e' stata effettuata presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture della Facolta' di Ingegneria dell'Aquila, impiegando una apparecchiatura di prova opportunamente irrigidita, in grado di consentire la rilevazione delle curve tensione-deformazione fino a deformazioni per accorciamento prossime all'8%...

Durante le prove sono state utilizzate tre storie di carico: carichi monotonici, carichi ripetuti a deformazione crescente e carichi ripetuti a deformazione costante. Quest'ultima storia di carico risulta particolarmente utile ad evidenziare la perdita di resistenza a compressione per effetto dei carichi ripetuti.

3. RISULTATI DELLA SPERIMENTAZIONE

I diagrammi mostrati nelle figure 1,2 e 3 illustrano alcuni risultati sperimentali ottenuti con le diverse storie di carico.

La successiva elaborazione, mediante tecniche di regressione lineare, dei dati raccolti durante la sperimentazione, permette di trarre alcune utili indicazioni sinteticamente riportate nel seguito. Maggiori informazioni sono fornite in un precedente lavoro (VI).

Per i due materiali di base, cioe' quelli senza aggiunta di fumi di silice (SF1), la resistenza a compressione media f_c e' pari a 35N/mm². Essa tende a crescere linearmente all'aumentare di A_{SF} fino ad un massimo del 65% e del 30% rispetto alla resistenza dei

Tab. I Calcestruzzo Normale

i		SF2	SF3	SF4 !
	(KN/m³)	(KN/m³)	(KN/m³)	(KN/m³)
: Cemento Portland	3.30	3.30	3.30	3.30 }
! Sabbia + Ghiaia	19.35	18.98	18.62	18.23
¦ Fumi di Silice	0.00	0.30	0.59	0.91
l Acqua	1.65	1.65	1.65	1.65
! Superfluidificante	0.033	0.040	0.053	0.066

Tab. II Calcestruzzo Leggero

	+ ! SF1	SF2		SF4 !
#1	(KN/m³)	(KN/m³)	(KN/m³)	
	3.80	3.80	3.80	3.80
: Sabbia	9.05		8.30	
	3.75		3.75	
Fumi di Silice		0.30	0.40	0.90
: Acqua	2.25	2.25	2.25	
Superfluidificante	F	•	0.038	0.061

Tab. III Caratteristiche dei Fumi di Silice

: Peso Specifico		1 2.2 1
Densita' Apparente	(Kg/m³)	250-300
Superficie Specifica (BET)	(m²/g)	20.30
Diametro Particelle	(µm)	0.01-0.50

Tab. IV Composizione Chimica

: Componente	! Percentuale !
SiO ₂	1 98.90 - 97.50
Al ₂ O ₃	0.15 - 0.40
Fe ₂ D ₃	0.15 - 0.40
L CaO	0.35 - 0.55
Na ₂ O	0.12 - 0.15
K ₂ O	1 0.25 _ 0.45
l MgO	0.05 - 0.20

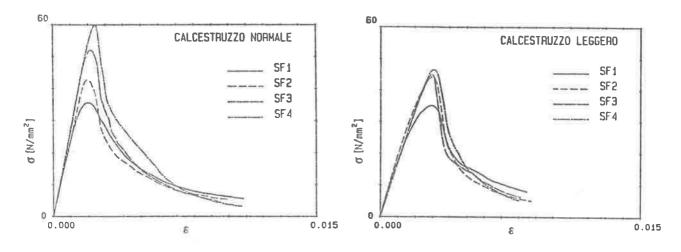


Fig. 1

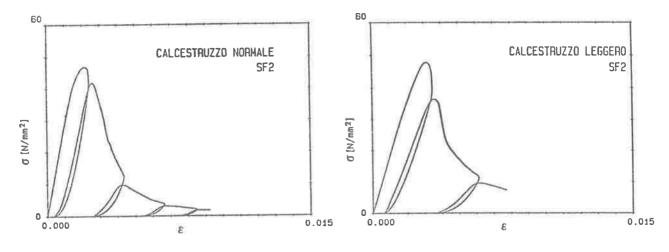


Fig. 2

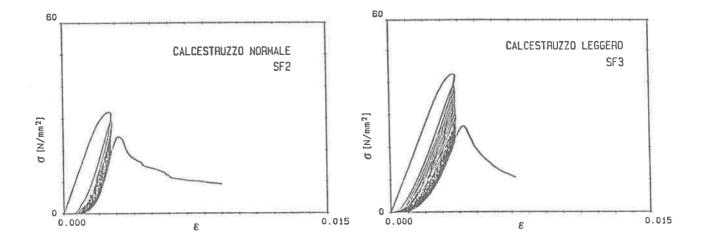


Fig. 3

materiali di base, rispettivamente per il calcestruzzo con inerte normale e quello con inerte leggero.

Il modulo di elasticita' secante E_c , valutato in corrispondenza della tensione $0.45f_c$, ha mostrato incrementi fino al 30%, soltanto, pero', nel caso di calcestruzzo con inerte normale.

Non risulta invece alcuna dipendenza significativa tra A_{SF} e le seguenti caratteristiche meccaniche: la deformazione ε_0 associata alla resistenza a compressione, le tensioni σ_{CP} dei "common points", la relazione tra la deformazione ε_0 all'inizio dello scarico e quella residua ε_r a scarico avvenuto. Quest'ultima relazione e' di particolare interesse, perche' puo' essere interpretata come una indicazione del danneggiamento interno del materiale al progredire della deformazione.

Ancora risultano indipendenti da A_{SF} il modulo E_u tangente alla curva di scarico in corrispondenza del "common point" e la perdita di resistenza per effetto dei carichi ripetuti a deformazione costante.

4. MODELLI ANALITICI

I risultati ottenuti dalla sperimentazione sono stati utilizzati per la messa a punto di modelli analitici in grado di rappresentare il legame tensione-deformazione dei calcestruzzi normali e leggeri strutturali additivati con fumi di silice condensati.

I modelli scelti sono quelli di Blakeley-Park (III) e di Tanigawa (IX), opportunamente modificati.

Le modifiche nel primo modello (fig.4) riguardano la curva inviluppo per la presenza del cosidetto "inflection point" ϵ_i , σ_i non previsto nella versione originale, e le leggi di carico e scarico (VI).

Nel secondo modello (fig.5) la curva inviluppo e' data dall'equazione di Popovics (IX):

$$\sigma = f_c \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \left[\frac{D}{D - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)D} \right]$$

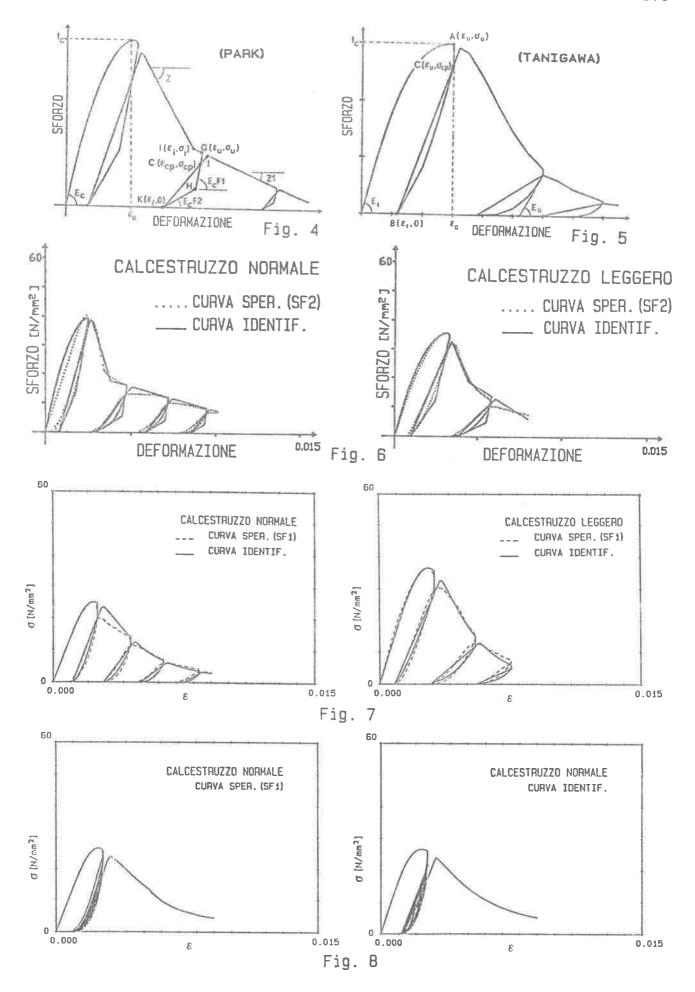
dove D e' una costante empirica che assume valori diversi per il tratto ascendente (D1) e quello discendente (D2) della curva.

In fase di scarico a partire da un certo punto A $(\epsilon_u\,,\,\sigma_u\,)$ si considera una perdita di tensione a deformazione costante fino alla tensione $\sigma_{cp}\!=\!0.8\,\sigma_u$ del "common point", quindi la curva di scarico compresa tra il punto C $(\epsilon_u\,,\,\sigma_{cp}\,)$ e B $(\epsilon_r\,,\,0)$ e' espressa dalla seguente equazione esponenziale

$$\sigma = \sigma_{cp} \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_u - \varepsilon_r} \right) \frac{E_u(\varepsilon_u - \varepsilon_r)}{\sigma_{cp}}$$

dove E_{u} e' il modulo tangente alla curva di scarico in corrispondenza del "common point".

Le curve di ricarico sono espresse da linee rette comprese tra i punti C e B fino alla curva inviluppo.



5. IDENTIFICAZIONE DEI MODELLI

Per i due modelli e' stato scelto un numero limitato di parametri caratteristici, alcuni dei quali dipendenti da A_{SF} . Modello di Blakeley-Park:

 f_c , ε_0 , Z, Z1, σ_i , K1.

Modello di Tanigawa:

f_c ,ε_o ,D1,D2,K1.

Il coefficiente K1, per ambedue i modelli, controlla il punto finale di scarico (ϵ_r , 0).

Mediante una tecnica di identificazione (V), (VI), i suddetti parametri sono stati calibrati in modo da ottenere la migliore riproduzione possibile delle curve sperimentali.

La figura 6 mostra alcuni risultati dell'identificazione relativamente al modello di Blakeley-Park.

Non vengono riportate in questa sede le leggi di regressione dei parametri caratteristici, perche' gia' oggetto di studio in una precedente memoria (VI). E' opportuno, comunque, ribadire che il modello di Blakeley-Fark modificato consente di riprodurre, nella generalita' dei casi, le curve sperimentali con grande precisione.

Le figure 7 e 8 mostrano alcune identificazioni eseguite con il modello di Tanigawa, anche nel caso di storie di carico alquanto complesse, come quelle con carichi ripetuti a deformazione costante.

Nelle figure 9,10 e 11 sono fornite le leggi di regressione relative ai soli parametri D1,D2 e K1, essendo le leggi di regressione dei parametri di modello f_c ed ϵ_0 , pressoche coincidenti con quelle dei corrispondenti parametri sperimentali.

Le figure 12, 13 e 14 mostrano le leggi che regolano gli scarichi e la perdita di resistenza per carichi ripetuti a deformazione costante. Tali leggi sono state ottimizzate sulla base dei dati sperimentali con la tecnica dei minimi quadrati.

Si puo' notare che soltanto la legge che descrive la variazione del modulo $E_{\rm u}$ di scarico al crescere della deformazione totale, deve essere diversificata per il calcestruzzo con inerte normale e per quello con inerte leggero.

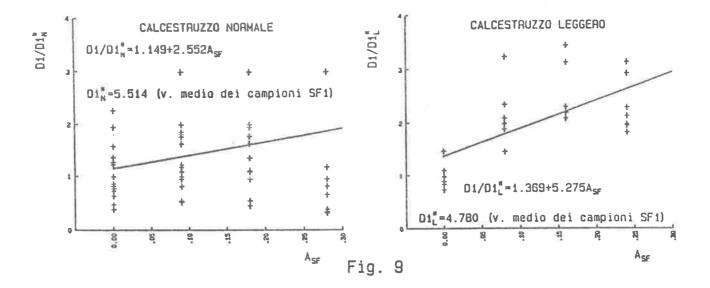
Infine il confronto tra l'andamento dell'errore (fig.15), che i due modelli presentano nel riprodurre le curve sperimentali, evidenzia la sostanziale equivalenza degli stessi per quanto attiene il valor medio dell'errore, mentre la dispersione dell'errore risulta molto piu' ampia per il modello di Tanigawa.

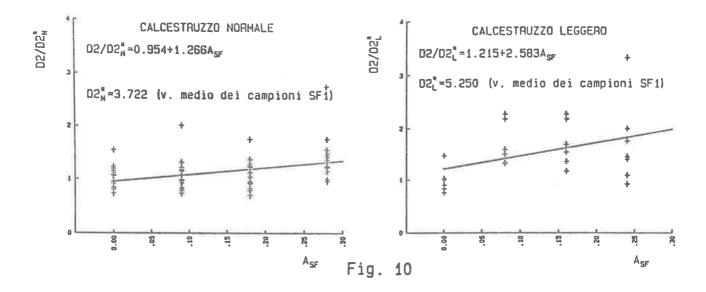
E' opportuno notare che quest'ultimo modello riproduce con molta cura i risultati sperimentali fino alla resistenza a compressione (curva ascendente), si adatta con difficolta' a casi che presentano un ramo discendente molto ripido (rottura fragile) seguito da una apprezzabile resistenza residua.

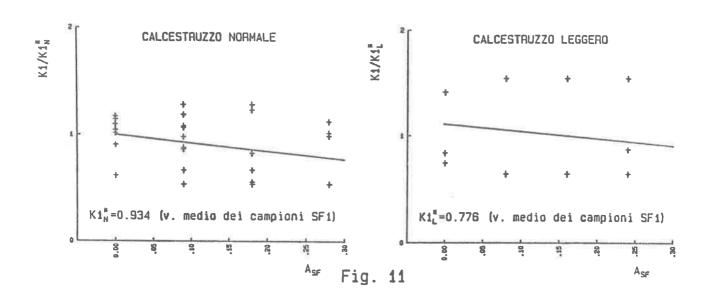
6. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati sperimentali e delle elaborazioni presentate in questo studio si possono trarre le seguenti conclusioni:

- La resistenza a compressione f_c aumenta linearmente al variare di A_{SF} sia per il calcestruzzo con inerte normale, sia per quello con inerte leggero strutturale.







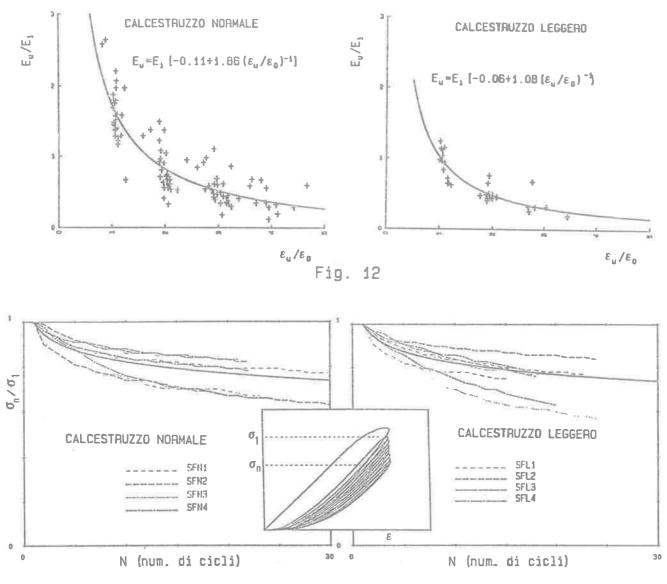
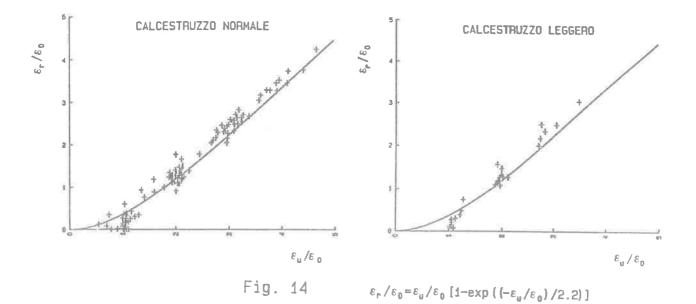
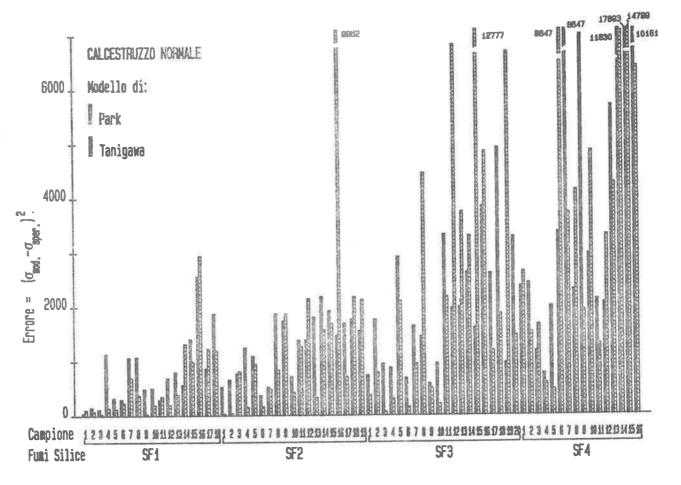
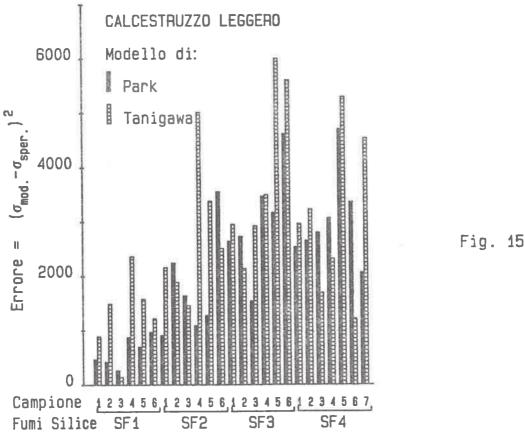


Fig. 13 $\sigma_n/\sigma_1=1-0.075 (\epsilon_1/\epsilon_0) \ln (N)$







- Il modulo di elasticita' secante E_c alla tensione 0.45 f_c , manifesta incrementi al variare di A_{SF} solo nel caso di calcestruzzo con inerte normale.
- L'aggiunta di fumi di silice condensati non modifica in modo apprezzabile le seguenti caratteristiche meccaniche: la deformazione ε_0 in corrispondenza della resistenza a compressione, la tensione $\sigma_{\rm cp}$ del "common point", la relazione $(\varepsilon_0-\varepsilon_r)$ tra la deformazione di inizio scarico e quella residua, il modulo di scarico ε_0 , e la perdita di resistenza per effetto dei carichi ripetuti.
- I modelli analitici di Blakeley-Park e Tanigawa, convenientemente modificati, possono essere utilizzati per prevedere le curve complete tensione-deformazione, al variare di A_{SF} di calcestruzzi con inerti normali o leggeri strutturali, sottoposti a compressione monoassiale.

RINGRAZIAMENTO

Il presente lavoro e' stato svolto con il supporto di un finanziamento MPI 60%.

BIBLIOGRAFIA

- I) ACI Committee Report, "Silica Fume in Concrete", Materials Journal, ACI, Vol.84. No.2, March-April 1987, pp.158-166.
- II) Berra M., Tavano S., "Properties of Cement Mixes Containing Condensed Silica Fume", Il Cemento AITEC, No.4, April 1986, pp.361-374.
- III) Blakeley R.W.G., Park R., "Prestressed Sections with Cyclic Flexure", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No. ST8, August 1973, pp. 1717-1741.
 - IV) First International Conference on Fly Ash, Silica Fume and other Mineral by-Products in Concrete, Montebello, Quebec, Canada August 1983.
 - V) Fox R.L., "Optimization Methods for Engineering Design", Addison-Wesley Publ. Ca., Massachusetts (Chapter2), 1971.
- VI) 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.
- Concrete, Trondheim, Norway, June 19-24, 1989.

 VII) Malhotra V.M., Carette G.G., "Silica Fume Concrete-Properties, Applications and Limitations", Concrete International: Design & Construction, Vol.5, No.5, May 1983, pp.40-46.
- VIII) Markestad S.A., "A Study of the Combined Influence of Condensed Silica Fume and a Water Reducing Admixture on Water Demand and Strength of Concrete", Materials and Structures, RILEM, No. 109, January-February 1986, pp. 39-47.
 - IX) 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.
 - X) Yogendran V., Langan B.W., Haque M.N., Ward M.A., "Silica Fume in High-Strength Concrete", Materials Journal, ACI, Vol.84, No.2, March-April 1987, pp.124-129.

COMPORTAMENTO DI UNIONI ORGANIZZATE CONFEZIONATE CON CALCESTRUZZI SPECIALI

MENDITTO Giovanni ANTONUCCI Rodolfo ERCOLI MALACARI Luca

Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni Università di Ancona



COMPORTAMENTO DI UNIONI ORGANIZZATE CONFEZIONATE CON CALCESTRUZZI SPECIALI

Giovanni Menditto - Rodolfo Antonucci - Luca Ercoli Malacari

Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni Università di Ancona

SOMMARIO

Sono state condotte prove sperimentali su unioni organizzate per grande pannello prefabbricato, ottenute impiegando malte preconfezionate reoplastiche con o senza fibre ed in presenza o meno di ar matura.

I risultati delle prove sperimentali su otto campioni hanno evide \underline{n} ziato, indipendentemente dalla presenza delle armature, un ottimo comportamento dissipativo allorquando si sono impiegate malte reoplastiche con fibre.

Per contro le unioni realizzate con malte reoplastiche prive di fibre hanno esibito un comportamento dissipativo minore e condiziona to dalla presenza dell'armatura.

SUMMARY

Constructional joints of the precast large panel made by premixed rheoplastic fibrous or fibrousless concrete mortar reinforced or plain are tested.

The results of eight tested specimens show an excellent demping behaviour for the rheoplastic fibrous concrete mortar independently of the reinforced.

Contrarily the demping behaviour of the constructional joints made by rheoplastic fibrousless concrete mortar was smaller and it depends on the reinforced.

1. INTRODUZIONE

La mancanza di una sufficiente sperimentazione sul comportamento delle unioni verticali organizzate di pannelli portanti prefabbricati in conglomerato cementizio con armatura lenta sottoposti a sollecitazioni dinamiche o cicliche ha indotto numerose normative

tecniche, fra cui quella italiana, a penalizzare siffatta tipologia costruttiva, attribuendole scarsa duttilità.

Attualmente una migliore conoscenza della risposta delle strutture a pannello portante ha evidenziato come il meccanismo di collasso di tali strutture sia più certo rispetto a quello di organismi intelaiati, essendo più facilmente localizzabili le cerniere plastiche. Ciò consente un maggior controllo del meccanismo di collasso per cui già nella fase progettuale si possono favorire quei sistemi che, pur garantendo la sicurezza dell'insieme, riescono a forni re notevoli capacità di dissipazione di energia.

Nelle strutture a pannello portante è preferibile che le plasticiz zazioni si abbiano a localizzare nelle unioni verticali anzicché in quelle orizzontali che, specie quando alla base del pannello, possono creare turbamenti alla stabilità dell'equilibrio e rendere problematico qualsiasi intervento di riparazione in conseguenza de gli avvenuti spostamenti irreversibili (III).

Consegue da quanto detto la necessità di conferire alle unioni ver ticali capacità di dissipare un elevato quantitativo di energia: il che può ottenersi impiegando malte di cls. che l'industria fornisce per il riempimento delle unioni organizzate eseguite in opera.

2. CAMPAGNA SPERIMENTALE

Una campagna sperimentale su campioni in scala reale è stata organizzata impiegando malte preconfezionate reoplastiche senza o con fibre di acciaio quale materiale di riempimento delle unioni organizzate verticali.

Le caratteristiche meccaniche delle malte, che in seguito saranno chiamate rispettivamente tipo A e tipo B, sono state determinate attraverso prove su cubetti ed i risultati vengono consegnati nella tab. I.

TABELLA I
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

CLS Malte Tipo A Malte Tipo B	fc (MPa) 64.6 76.3 75.8	fct (MPa) 4.3 7.9 16.5	Ec* (MPa) 30578 20811
* modulo elastico			37000 rico di rottur
Armatura	fy (MPa) 522.5	ft (MPa) 801.7	Es (MPa) 22600

L'elevata lavorabilità di queste malte le rende particolarmente idonee alla realizzazione di getti all'interno degli spazi ristret ti anche quando armati. Inoltre, la proprietà di annullare il bleeding evita soluzioni di continuità tra malta ed armatura o tra

malta e superficie dell'unione senza degradarne l'aderenza.

L'espansione delle malte contrastata durante l'indurimento per la conformazione dell'unione, genera uno stato di coazione di compres sione che annulla le trazioni indotte dal ritiro migliorando l'ade renza fra armatura e malta di riempimento, migliorando il funziona mento dell'unione stessa.

La microfessurazione della malta ed il distacco tra unione e pannello prefabbricato, rendono infatti le unioni maggiormente deforma bili rispetto alle unità prefabbricate che collegano. Si perde così il comportamento monolitico dell'insieme con conseguente altera zione del quadro tensionale e possibilità di schiacciamenti locali del conglomerato.

I campioni saggiati in numero di 8 erano costituiti ciascuno (Fig. 1) da due pilastri in conglomerato cementizio con armatura lenta (dimensioni cm. 60x30x220) e da un pannello interposto (dimensioni cm. 100x100x15).

Sul lato minore dei pilastri è stata realizzata una parte sporgente con profilo di gole a risalti che assieme a quello contrapposto analogo ottenuto sul pannello realizzano l'unione verticale a doppia gola.

Le caratteristiche geometriche dell'unione rispettano le prescrizioni fornite dalle "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati" di cui alla CNR 10025/85 ed alle prescrizioni sui giunti organizzati di cui al B.d'I. CEB n°169, aprile 1985 (VI), (VII).

I campioni vengono distinti a seconda che le unioni siano armate o meno ed a seconda del tipo di malta impiegata nel riempimento del l'unione (tab.II).

TABELLA II
CARATTERISTICHE DEI CAMPIONI ESAMINATI

N.	data di prova	armatura	malta di riempimento
1	10/10/87	NO	malta tipo A
2	29/10/87	NO	11 11 11
3	14/11/87	NO	malta tipo B
4	19/11/87	ИО	3H H H
5	19/01/88	SI	malta tipo A
6	12/01/88	SI	и и и
7	10/06/87	SI	malta tipo B
8	15/06/87	SI	и и и

L'armatura delle unioni, pari a circa lo 0,5% della sezione comples siva dell'unione stessa, (fig. 2) è costituita da barre di collega mento Ø 8 FeB44k ad aderenza migliorata, distribuite ogni 7 cm. lungo l'altezza del pannello cui sono ancorate e conformate a cappio fuoriuscente dal profilo dentato. All'interno dei cappi corre per tutta l'altezza dell'unione una barra verticale Ø 12 ad aderen

za migliorata che ha pure lo scopo di far aumentare il carico di fessurazione della unione migliorando l'aderenza tra cappi e malta di riempimento (II).

Il carico sul pannello, applicato in modo ciclico, è stato ottenuto impiegando 8 martinetti oleodinamici a doppio effetto, collegati ad una centralina oleodinamica a comando manuale, disposti sulle facce inferiore e superiore del pannello e contrastati da un telaio metallico appositamente dimensionato.

La portata massima di ciascun martinetto è stata di 1000 bar e 500 bar rispettivamente per quelli collocati superiormente ed inferiormente.

La differenza di capacità tra i martinetti superiori ed inferiori è servita per portare a rottura l'unione alla fine della prova con un carico crescente monotonicamente.

Una piastra di acciaio, di dimensioni .83x.08x.03 m, è stata inter posta fra i martinetti ed il pannello per una migliore distribuzione del carico sui pilastri.

Un carico di 100 kN è stato applicato sui pilastri, sempre mediante martinetti, con lo scopo di garantire un vincolo efficace. Ciascuna unione è stata strumentata con due trasduttori induttivi di spostamento (base di misura 55 mm, fondo scala di 1 mm) indicati con i n.ri 1,2,3,4 in fig. 4.

I trasduttori induttivi di spostamento avevano lo scopo di misurare lo scorrimento in prossimità degli estremi dell'unione.

I due valori di scorrimento ottenuti per la stessa unione sono stati mediati per avere un unico valore rappresentativo del comportamento dell'unione.

I segnali provenienti dalla strumentazione sono stati rilevati mediante amplificatore e visualizzati da una centralina digitale. Da gli amplificatori il segnale è stato inviato ad un registratore ma gnetico ed a due registratori grafici. La prova è stata condotta imprimendo incrementi assegnati di scorrimento e registrando il ca rico necessario ad ottenerli.

Durante la prova, in conseguenza dell'inevitabile mancanza di simmetria delle due unioni del campione e dell'impossibilità di centrare perfettamente il carico, si è rilevato un comportamento deformativo individuale delle unioni stesse. Di conseguenza si è scelto di incrementare con regolarità lo scorrimento dell'unione strumentata con i trasduttori n. l e n° 2 (Fig. 4). Allorquando il campione ha esibito un quadro fessurativo critico, perdendo gradualmente la capacità di incrementare il carico all'aumentare dello scorrimento imposto, è stata rimossa la strumentazione di misura e con carico monotono dall'alto, si è avviato il prototipo alla rottura.

La tab. III fornisce, per ogni singolo campione, il numero di cicli di carico e scarico effettuati e il carico di rottura monotono registrato.

TABELLA III

N.	N. CICLI EFFETTUATI	CARICO DI ROTTURA MONOTONO (kN)
1	15	1437
2	31	1009
3	22	1209
4	26	1362
5	29	1881
6	27	1870
7	24	100 and 100
8	16	1756

3. DESCRIZIONE DELLE PROVE

Complessivamente sono state eseguite 8 prove spinte fino a rottura sui provini descritti in precedenza.

I provini, come già detto, (vedi tab. II) sono stati suddivisi in quattro gruppi a seconda del tipo di materiali di riempimento, del la presenza o meno di armatura.

- Unione non armata sigillata con malta di riempimento tipo A

I due campioni provati (n.ri 1 - 2) presentano risposte non confrontabili: come evidenzia il diagramma inviluppo dei cicli di carico e scarico, il comportamento del campione n° 1 è del tipo fragi le (fig. 5), quello del campione n° 2 è meno rigido, fin dai primi cicli con scorrimenti decisamente superiori (fig. 6) (circa quattro volte maggiori di quelli del n° 5).

Le motivazioni del differente comportamento dei due campioni, molto probabilmente, sono da ricercarsi nel diverso meccanismo di rottura che si è attivato nell'unione. Entrambe le unioni hanno evidenziato un quadro fessurativo iniziale con lesioni a 45° e con successiva crescita di bielle inclinate a circa 60° nel materiale di riempimento; ma, mentre nel campione n° 1 la rottura ha interes sato il materiale di riempimento, nel campione n° 2 a collassare sono stati i denti di calcestruzzo del pannello.

- Unione non armata sigillata con malta di riempimento tipo B
- I campioni n.ri 3 4 hanno fornito una risposta analoga sia quando caricati dall'alto che dal basso (figg. 7 e 8) esibendo in prossimità dell'unione un quadro fessurativo iniziale inclinato a 45°. In fase di rottura avvenuta nel materiale di riempimento dell'unione, le fessure hanno assunto una inclinazione di circa 60°.
- Unione armata sigillata con malta di riempimento tipo A

I campioni n.ri 5 - 6 hanno esibito comportamento molto simile come è mostrato nei diagrammi inviluppo (figg. 9,10). Il quadro fessurativo iniziale sul pannello in prossimità dell'unione si è evidenziato, come nelle altre prove, con un'inclinazione a 45°. In fa se di rottura, che è avvenuta nel materiale di riempimento con esplosioni delle parti più sottili del calcestruzzo dell'unione,

le lesioni hanno assunto un'inclinazione di circa 60°.

- Unione armata sigillata con malta di riempimento tipo B

I campioni n.ri 7 - 8 hanno avuto un comportamento analogo sia quando caricati dall'alto che dal basso, in particolare è da rilevare il comportamento asimmetrico all'invertirsi del carico applicato.

Il quadro fessurativo è stato analogo a quello dei campioni con unione armata e malta tipo A (figg. 11,12).

4. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Per una stima delle caratteristiche del comportamento delle unioni sottoposte a cicli di carico e scarico sono stati scelti quali parametri:

- l) la relazione fra forza e spostamento: sono stati tracciati, come già detto, i diagrammi inviluppo dei cicli di carico e scarico. Da questi è possibile seguire il comportamento dell'unione al variare ciclico del carico ed in particolare la sua duttilità;
- 2) la rigidezza dell'unione che viene diagrammata in funzione dello scorrimento subito dall'unione stessa;
- 3) la capacità di dissipare energia misurata dal rapporto:

$$C = \frac{E_D}{E_C} = \frac{\sum_{j=1}^{j=i} j E_j^D}{\sum_{j=1}^{j=i} j E_j^C}$$

dove:

 E_{j}^{D} = energia dissipata in un ciclo;

$$E_D = \sum_{j=1}^{j=i} E_j^D = \text{energia totale dissipata fino al ciclo } i \frac{mo}{j};$$

 $\frac{C}{E}$ = energia fornita in un ciclo;

$$E_C = \sum_{j=1}^{j=i} E_j^C = \text{energia totale fornita fino al ciclo } i \frac{mo}{mo}$$
.

Il paramatro C è stato diagrammato in funzione dell'energia fornita.

- Unione non armata con malta di sigillatura tipo A

Il comportamento diverso dei due campioni, già descritto, è confermato dall'ispezione dei diagrammi consegnati nella fig. 13 dove, in funzione dello scorrimento viene rappresentata la variazione della rigidezza che, in entrambi i campioni, subisce un consistente abbattimento, più marcato però nel campione n° 2.

La differente risposta dei due prototipi appare pure dal punto di vista energetico.

Il campione n° 2 (fig. 14) mostra una buona capacità di dissipazione che degrada però con l'aumentare del numero dei cicli; il cam-

pione n° 1 ha una capacità iniziale di dissipazione valutabile intorno al 50% per poi decadere a circa 45%.

L'unione del campione n° l si è lesionata secondo linee di frattura contenute nel materiale di riempimento che per le sue caratter<u>i</u> stiche (mancanza di inerti) ha consentito la trasmissione delle tensioni solamente per attrito.

L'unione del campione n° 2 si è invece lesionata sul profilo dello elemento prefabbricato per cui sembra ragionevole ipotizzare l'attivazione di effetti di ingranamento che hanno permesso al campione di assorbire maggiore energia.

Conforta una tale interpretazione il confronto del diagramma della capacità di dissipare energia del campione n° 1 con quelli con armatura e con getto di completamento con malta tipo A, dove la parte iniziale ha gli stessi valori ed andamento di quella del campio ne n° 1 per poi proseguire in modo asintotico.

Questo primo tratto può essere interpretato come rappresentazione del comportamento dell'unione quando il materiale di riempimento è ancora integro o poco lesionato mentre la parte successiva (che non compare nel diagramma del campione n° 1) pone in risalto l'intervento dell'armatura.

- Unione non armata con malta di sigillatura tipo B
- I due campioni hanno fornito una risposta simile.

I diagrammi inviluppo presentano in entrambi i casi un tratto con andamento crescente seguito da un tratto in cui all'aumentare degli spostamenti si hanno modesti incrementi di carico.

Dall'ispezione dei diagrammi consegnati in fig. 15 e rappresentanti la variazione della rigidezza al variare dello scorrimento, si ha conferma dell'andamento dei diagrammi di figg. 7 e 8, mantenendosi questo praticamente costante fino a quei valori di scorrimento per cui si ha una modifica nella pendenza dei diagrammi inviluppo.

Per quanto riguarda la capacità di dissipare energia, dall'ispezione del diagramma di fig. 16 si nota che il rapporto C assume un valore praticamente costante attorno al 43 + 44%.

- Unione armata con malta di sigillatura tipo A

I due campioni hanno fornito risposta analoga.

Anche in questo caso i diagrammi inviluppo sia per carichi dall'al to che dal basso presentano un andamento iniziale che cresce con forte pendenza seguito da un tratto in cui all'aumentare degli scorrimenti si hanno incrementi di carico più modesti. Le curve, sia nel caso di carico dall'alto che dal basso, sono praticamente coincidenti. Per quanto riguarda la rigidezza dall'ispezione dei diagrammi di fig. 17, si nota che questi variano in funzione dello scorrimento seguendo una curva sufficientemente regolare.

L'andamento del rapporto C in funzione dell'energia fornita è rappresentato in fig. 18. I diagrammi dei due campioni differiscono di poco, entrambi, dopo un valore iniziale attorno al 50 ÷ 60%, hanno andamento decrescente fino a raggiungere un valore costante (40 ÷ 42%) per grandi valori dello spostamento.

- Unione armata con malta di sigillatura tipo B
- I due campioni hanno dato risposte simili.
- I diagrammi inviluppo (figg. 11-12) presentano, come nel caso dell'unione armata sigillata con malta tipo A, un andamento più ripido iniziale seguito da un tratto in cui gli aumenti di carico all'aumentare degli scorimenti sono più contenuti.

In questo caso non esiste simmetria di comportamento all'invertirsi del carico e si raggiungono in genere valori di picco inferiori quando questo è applicato dal basso.

Per quanto riguarda la capacità di dissipare energia (fig. 20), do po un valore massimo iniziale, seguito da rapida caduta, si ha una stabilizzazione (attorno a 0,1 mm di scorrimento) che si mantiene fino alle grandi deformazioni.

5. CONCLUSIONI

I campioni con unioni realizzate impiegando malta tipo B, armati o non, presentano un andamento qualitativo analogo per quanto riguar da la capacità di dissipare energia che in entrambi tende ad assumere un valore costante di C attorno al 45%. La presenza di armatura sembra influire debolmente sul valore medio su cui si stabilizza C. Più influente è la presenza dell'armatura sui valori ultimi di resistenza e sull'andamento delle curve inviluppo.

Le unioni armate realizzate con malta tipo A hanno mostrato una ca pacità di dissipare energia mediamente inferiore a quella esibita dalle unioni realizzate con malta tipo B, siano esse armate o non. Notevole sembra essere per questo tipo di unione l'influenza dell'armatura. Infatti, le unioni realizzate solamente con malta tipo A hanno dato risposte differenti con valori in termini di resistenza e capacità dissipativa inferiore a tutti gli altri campioni.

6. BIBLIOGRAFIA

- I) MENDITTO G.: "Giunti nelle strutture prefabbricate a grandi pannelli e criteri di calcolo", Editrice Viscontea, Milano, 1972.
- II) POMMERET M., LACOMBE G.: "Les joints structuraux dans les constructions en grand panneaux prefabriques", Annales de l'Istitut Technique du Batiment et des Travaux Publics, nr. 314, 1974.
- III) PARDUCCI A.: "Aspetti delle norme antisismiche riguardanti gli edifici prefabbricati", Atti del Congresso sull'Industrializ zazione Edilizia, Ferrara 7-8-9 nov. 1980, Itec, La Prefabbricazione, pp. b.83-b.87.
- IV) LEWICKI B.: "Progettazione di edifici multipiano industrializzati", ITEC Editrice, Milano, 1982.
- V) MENDITTO G., MIGLIACCI A.: "Strutture prefabbricate", Manua le di Ingegneria Civile, Sezione seconda, E.S.A.C. Ed. Scientifiche A. Cremonese, Roma, 1982.

- VI) C.N.R.: "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in cls armato", Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche) A. XVI n. 88, novembre 1982.
- VII) Comite Euro-International du Beton: "Draft guide for the design of precast wall connections", Bulletin d'Information n. 169, April 1985.
- VIII) "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate", D.M. n° 39 del 03.12.1987, Suppl. G.U. n° 106 del 07.05.1988, serie generale.

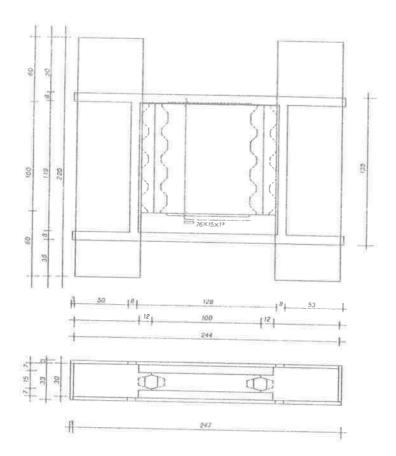


Fig. 1 - Caratteristiche geometriche del campione di prova.

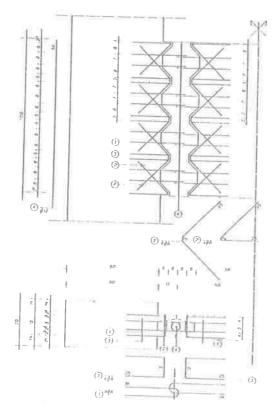


Fig. 2 - Armatura dell'unione.

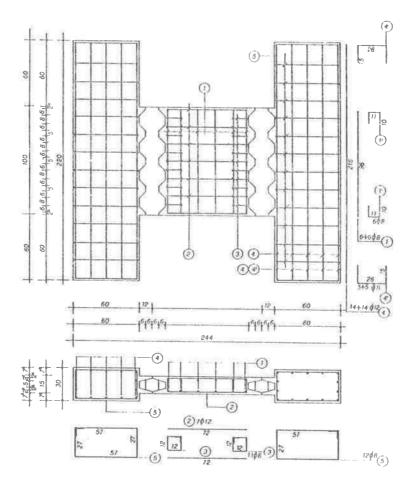


Fig. 3 - Armatura del campione di prova.

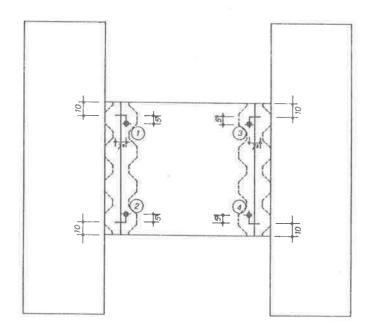


Fig. 4 - Posizionamento dei trasduttori induttivi di spostamento.

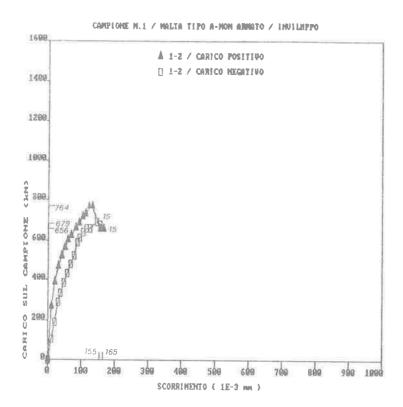


Fig. 5

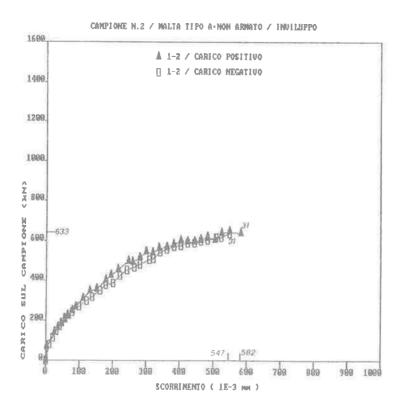


Fig. 6

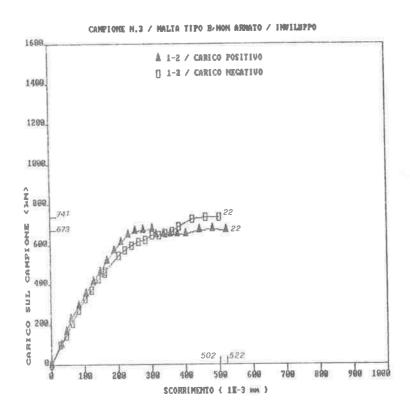


Fig. 7

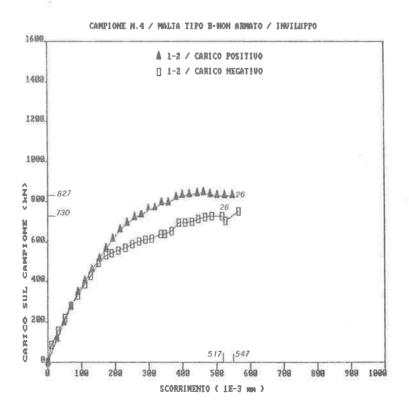


Fig. 8

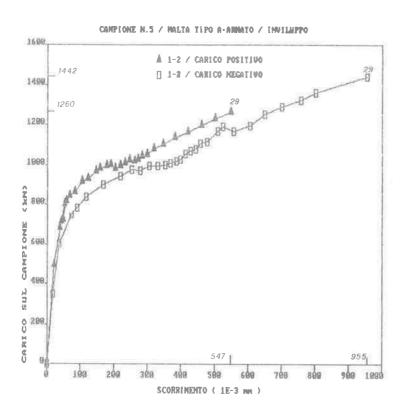


Fig. 9

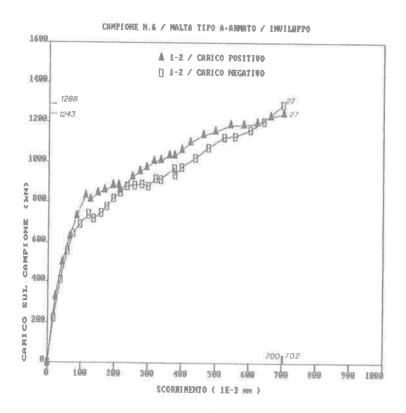


Fig. 10

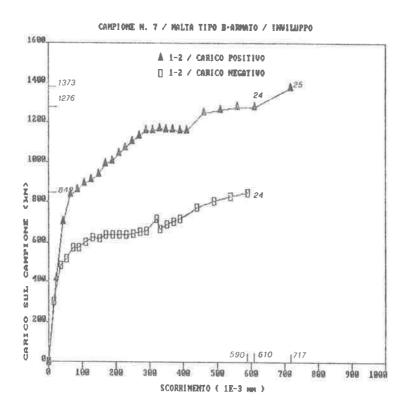


Fig. 11

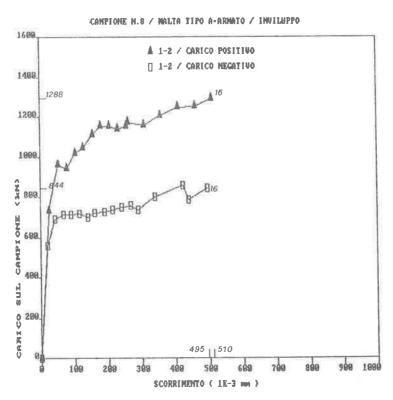


Fig. 12

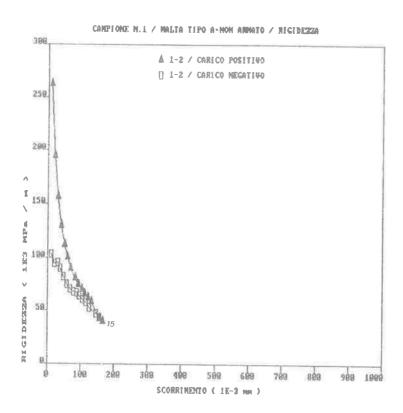


Fig. 13 a

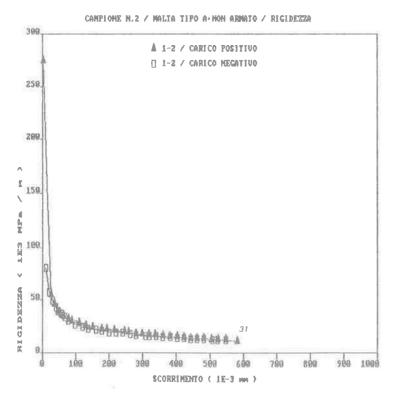


Fig. 13 b

MALIA TIPO A-NON ARMATO / CAPACITA DI DISSIPAZIONE

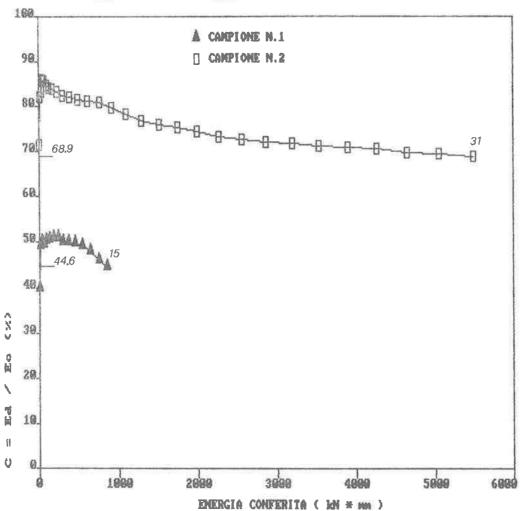


Fig. 14

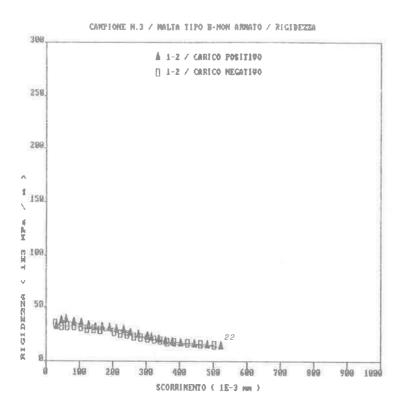


Fig. 15 a

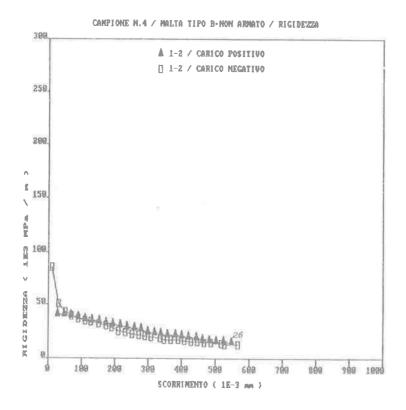


Fig. 15 b

MALTA TIPO B-NON ARMATO / CAPACITA DI DISSIPAZIONE 199. A CAMPIONE N.3 90. CAMPIONE N.4 80. 70. 69. 50. 26 30/ 20. 10. 1 Ų 5090 1000 2009 4000 6000 3000 ENERGIA CONFERITA (kM * 1604)

Fig. 16

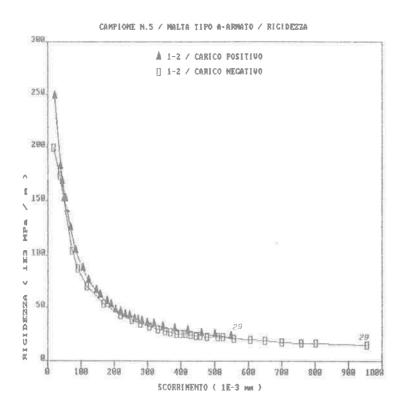


Fig. 17 a

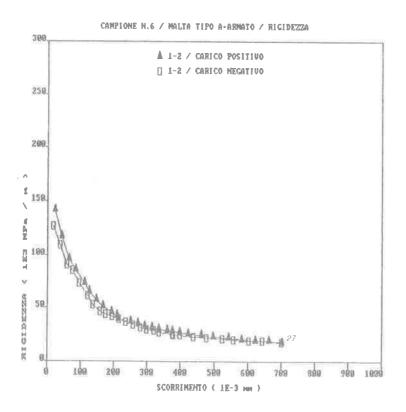


Fig. 17 b

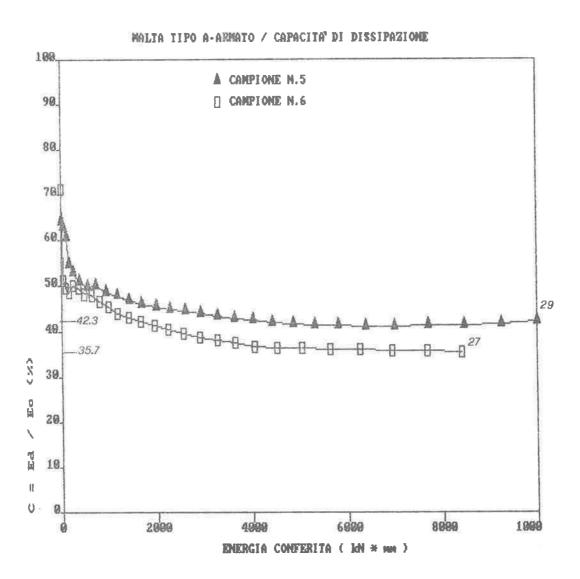


Fig. 18

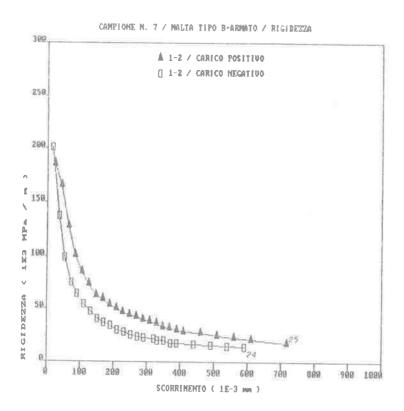


Fig. 19 a

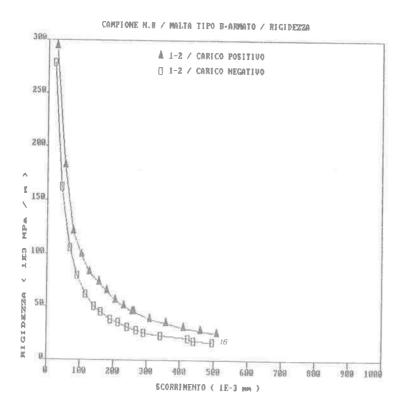


Fig. 19 b

MALTA TIPO B-ARMATO / CAPACITA DI DISSIPAZIONE 100 A CAMPIONE N.7 CAMPIONE N.8 90. 80. 76. 60. 50.1 49. \$ \$ 30. / Ec 20 10. 2099 8000 1000

Fig. 20

ENERGIA CONFERITA (IdN * mm)

INGLOBAMENTO DI MATERIALI SOLIDI RADIOATTIVI MEDIANTE L'IMPIEGO DI MALTE CEMENTIZIE AD ALTA RESISTENZA

SANSON F. DE CESARE A.

Cise S.p.A., Milano

MARINO Roberto Calcestruzzi S.p.A., Ravenna



INGLOBAMENTO DI MATERIALI SOLIDI RADIOATTIVI MEDIANTE L'IMPIEGO DI MALTE CEMENTIZIE AD ALTA RESISTENZA

F. SANSON - CISE S.p.A. - MILANO

A. DE CESARE - CISE S.p.A. - MILANO

R. MARINO - CALCESTRUZZI SPA - RAVENNA

SOMMARIO

La memoria riporta sinteticamente i risultati di una attività di qualificazione di un processo di inglobamento, mediante l'impiego di una malta speciale, di materiali solidi radioattivi classificati LSA (Low Specific Activity Material) in conformità alle norme IAEA (International Atomic Energy Agency).

La denominazione IDROCALCISE di detta malta è derivata dalla collaborazione, nell'attività di qualificazione, delle società CISE S.p.A. di Milano e CALCESTRUZZI SPA di Ravenna per conto dell'ENEL.

Detta qualificazione ha avuto come obiettivo la dimostrazione di idoneità dei manufatti prodotti relativamente al condizionamento di rifiuti solidi attivi metallici di debole attività provenienti da centrali nucleari.

SUMMARY

The report sums up the results of a qualification activity for a mixing process of radioactive solid materials classified LSA (Low Specific Acitivity Material) according to the IAEA (International Atomic Energy Agency) specifications with IDROCALCISE, a special grout jointly designed by the companies CISE S.p.A.-Milano and Calcestruzzi Spa - Ravenna, appointed by ENEL for the qualification activity.

1. INTRODUZIONE

Le operazioni di disattivazione ("decommissioning") di centrali nucleari e le successive attività di bonifica delle aree interessate, richiedono l'applicazione di particolari tecnologie per la risoluzione di uno dei maggiori problemi: quello relativo al condizionamento e successivo stoccaggio dei rifiuti.

Il prodotto ed il processo di inglobamento, le cui qualificazioni sono oggetto della presente relazione, rappresentano una valida soluzione al problema del condzionamento di rifiuti radioattivi solidi metallici di bassa attività specifica, che in base alla normativa IAEA sono classificabili come LSA.

Quanto di seguito riportato dimostra come l'inglobamento di materiali metallici in una matrice di malta cementizia consente di preparare dei rifiuti solidi di caratteristiche tali da permettere uno stoccaggio anche su tempi lunghi in condizioni di elevata sicurezza.

Le attività di qualificazione, svolte sulla base della metodologia della Garanzia di Qualità, sono state eseguite nel rispetto sia dei requisiti posti dal progettista del condizionamento (CISE) sia di quelli posti dalla Guida Tecnica n. 26, che tratta in modo specifico la materia dei rifiuti radioattivi. Sono state inoltre rispettate le raccomandazioni ed i requisiti posti dalle normative vigenti nel campo specifico.

Le attività di qualificazione hanno perseguito i seguenti obiettivi:

- definizione di un processo di inglobamento, inteso come l'insieme delle procedure operative e delle attrezzature relative, adatte allo scopo, affidabile e ripetibile;
- dimostrazione delle idoneità della malta inglobante a soddisfare i requisiti relativi alla fase di inglobamento (malta allo stato fluido) ed allo stato finale di matrice (malta a maturazione più rifiuto metallico).

2. QUALIFICAZIONE DEL PROCESSO DI INGLOBAMENTO E DELLA MALTA

2.1. Descrizione di massima del processo

Il processo di inglobamento in oggetto consiste essenzialmente nell'inglobamento in malta cementizia, opportunamente preparata, di materiali metallici situati in un apposito contenitore pieno d'acqua; l'invio della malta viene eseguito sottobattente, mentre l'evacuazione dell'acqua in eccesso avviene da una tubazione di scarico posta sulla parte superiore del contenitore (vedi fig. 1).

I sottosistemi e/o le attrezzature connessi al processo sono:

- il sottosistema di dosaggio degli ingredienti, costituito da una bilancia per la verifica delle quantità di inerte e legante, un serbatoio graduato per l'acqua e recipienti graduati per gli additivi;
- il sottosistema di preparazione e di invio della malta, composto da una tramoggia di carico, da un miscelatore, da un serbatoio di carico e da una pompa volumetrica;

- il contenitore.

2.2. Qualificazione del processo

La qualificazione del processo di inglobamento, che viene di seguito descritta, è l'insieme delle attività sperimentali e/o analitiche sviluppate al fine di dimostrare l'idoneità del processo individuato a soddisfare i requisiti posti, che possono essere così sintetizzati:

- volume di malta da colare: da 0,9 a 2,7 m 3

- tempi di colata corrispondenti: da 1 a 3h

- riempimento del contenitore:

completo fino ad avere un grado di vuoto 1/1000

- ripetibilità dei risultati
- affidabilità del sistema.

Le attività sperimentali condotte per verificare la rispondenza ai requisiti sono consistite essenzialmente in tre inglobamenti di pezzi metallici posti in contenitori simulacro del volume di 0,65 m (vedi figg. 2 e 3); nel corso di tali inglobamenti sono state svolte delle prove sulle malte fresche finalizzate sia alla caratterizzazione della malta sia alla verifica di ripetibilità del processo. A maturazione raggiunta sono state condotte ulteriori verifiche sui manufatti prodotti.

Gli inglobamenti eseguiti hanno permesso di dimostrare l'idoneità del processo in relazione alla affidabilità delle operazioni ed al conseguimento degli obiettivi tecnici sopra indicati, mentre le prove sulle malte sia fresche che a maturazione e gli esami sui manufatti hanno dimostrato una elevata ripetibilità dei risultati.

2.3. Qualificazione della malta

Il prodotto sottoposto ad attività di qualificazione è una malta, denominata IDROCALCISE, di particolari caratteristiche di fluidità, colabile sotto battente d'acqua; la composizione della malta è la seguente:

cemento	900	Kg/m ³	classe 425 tipo alto forno
sabbia	550	tt	silicea con granulometria 0,3 +2 mm.
additivo esp.	40	**	Stabilmac
additivo agglom.	8	11	UWB82 Calcestruzzi Spa
additivo antischiuma	0,50	lt/m ³	Antifoam Calcestruzzi Spa
acqua	450	lt/m ³	di acquedotto

I requisiti tecnici del prodotto, la cui verifica è stata l'oggetto dell'attività di qualificazione, sono così sintetizzati:

- fluidità elevata

: spandimento > 50 cm. dopo 180' dal confezionamento secondo DIN 1048

- densità a maturazione

: > 1850 Kg/m

- porosità

- : < 7% :<u>×</u> 35 Kg/cm²
- aderenza ai materiali inglobati
- : inizio presa > 4h dal confezionamento

- tempo di lavorabilità

- idrorepellenza

: massimo assorbimento in volume di acqua ≤ 2%

- resistenza a compressione

: ≥ 500 N/cm

- resistenza ai cicli termici

: resistenza a compressione 2 500 N/cm dopo 30 cicli giornalieri - 40° + +60°C.

- resistenza all'immersione

: resistenza a compressione \geq 500 N/cm² dopo 90 giorni di immersione in acqua

- resistenza a radiazioni

: resistenza a compressione $\stackrel{>}{\circ}$ 500 N/cm $^{\circ}$

dopo un irraggiamento ≥ 10⁸ Rad

- assenza di liquidi liberi a maturazione

- ritiro in aria

: ≤ 1,5%_o : ≤ 1%_o

- espansione in acqua

L'attività sperimentale condotta, sia su malte fresche che su provini a maturazione, descritta in dettaglio nel seguito, ha permesso di dimostrare la perfetta rispondenza del prodotto per l'inglobamento di materiali metallici radioattivi sulla base dei requisiti richiesti posti dalla Guida Tecnica N. 26.

3. PROVE DI QUALIFICAZIONE

Le prove di qualificazione sono state svolte in prevalenza presso i laboratori della Calcestruzzi Spa di Ravenna.

Nell'ambito delle attività svolte sono così stati qualificati i seguenti sistemi:

- sistema di dosaggio e miscelazione delle malte
- impianto di trasferimento malte miscelate
- malta (caratterizzazione delle malte sia allo stato fluido sia a maturazione raggiunta).

La qualificazione svolta ha quindi definito sia il modo procedurale sia i componenti impiantistici da usarsi durante le fasi esecutive dell'inglobamento di materiali solidi radioattivi LSA.

Nella fase di qualificazione i materiali radioattivi sono stati simulati da particolari metallici aventi geometria tipica dei rifiuti da inglobare (vedi fig.4).

Le prove sono state effettuate con riferimento a normative nazionali ed internazionali esistenti. In assenza di norme di riferimento sono state dettagliatamente descritte le procedure di prove e gli eventuali riferimenti.

4. PROVE DI QUALIFICAZIONE DELLA MALTA

La malta IDROCALCISE è stata sottoposta a prove sia allo stato fluido che a maturazione avvenuta, allo scopo di verificare le caratteristiche del prodotto rilevanti ai fini dell'inglobamento e dello stoccaggio dei rifiuti radioattivi.

Tra le prove salienti per qualificare la malta in oggetto, ricordiamo:

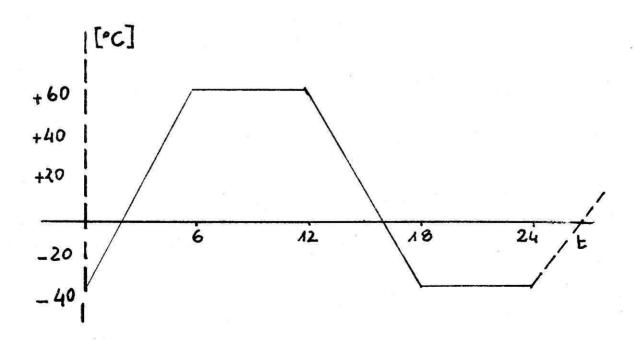
- controllo della fluidità a fine impasto, per ottenere un completo riempimento della cavità all'interno dei contenitori. Il test è stato eseguito conformemente alla norma DIN 1048, su 9 campioni di malta, misurando lo spandimento del materiale fatto defluire su una tavola a scossa;
- controllo del tempo di lavorabilità, per eseguire l'inglobamento in tempi inferiori all'inizio della presa della malta.
 Il test è stato eseguito in modo identico a quello utilizzato per il controllo della fluidità, misurando lo spandimento del materiale ad intervalli successivi di 30 minuti a partire dal termine della miscelazione;
- verifica della densità a maturazione raggiunta, in modo da ottenere una matrice avente un rapporto tra densità ed attività specifica conforme ai requisiti posti dalla Guida Tecnica n. 26.

Il test è stato eseguito su 9 campioni, conformemente alla norma UNI 6394-83.

Inoltre sono stati effettuati controlli sulla resistenza meccanica, la porosità ed il ritiro e/o espansione in conformità rispettivamente alle norme UNI 6132-72, UNI 6395-72, UNI 6697-73, in modo da poter soddisfare il requisito di monoliticità richiesto alla matrice.

Altri controlli hanno riguardato la resistenza alle radiazioni ed ai cicli termici, al fine di verificare la possibilità di ottenere una matrice che ben si conservasse sotto l'azione di agenti degradanti. In particolare, nel primo caso i campioni sono stati esposti ad una dose di radiazioni pari a 10 Rad.

Nel secondo test, invece, in conformità ai requisiti richiesti dalla Guida Tecnica N.26, i provini sono stati sottoposti a 30 cicli termici, ciascuna della durata di 24 ore, con temperatura compresa tra -40°C e +60°C, secondo il seguente diagramma:



I provini sono stati quindi sottoposti a prova di compressione, per verificare l'incidenza degli effetti del trattamento subito sulle loro caratteristiche meccaniche.

Infine sono state eseguite verifiche sulla densità a fine impasto (norma UNI 6394-83), dell'idrorepellenza (norma UNI 7699-77), prove di resistenza all'immersione (Guida Tecnica n.26), controllo dei tempi di inizio e fine presa (D.M. 03-06-1968).

5. RISULTATI SPERIMENTALI E ANALISI DEI DATI

Le prove eseguite hanno dimostrato la validità della malta IDROCALCISE per l'utilizzo che ne è stato previsto e la piena rispondenza delle sue caratteristiche ai requisiti imposti.

Nella tabella seguente sono riportate per maggior semplicità di lettura sia i requisiti di riferimento sia i dati caratteristici ottenuti dalle prove eseguite.

PROVA	RISULTATO	REQUISITO
controllo della fluidità	valori di spandimento compre si tra 60-62 cm.	spandimento ≥ 55 cm.
controllo del tempo di l <u>a</u> vorabilità	No. 1年2 - 12日 -	dopo 240 minuti spandimento≥ 40 cm.
verifica della densità a maturazione raggiunta	valori compresi tra 1967 Kg/m e 2006 Kg/m	 densità ≥ 1850 Kg/m ³
 prova di compressione 	valori compresi tra 4650 N/cm ² e 5100 N/cm ²	resistenza a compres- sione ≥ 500 N/cm²
 controllo della porosità 	contenuto d'aria: 2%	contenuto d'aria <u>≤</u> 7%
 controllo al ritiro e/o espansione	Security reconstruction (VASC) - Park at 1885 - Chrosse (Vasc) - Chrosse (ritiro≤ 1,5% espansione≤ 1%
 prova di resistenza alle radiazioni	resistenza a compressione da 5238 N/cm² a 5621 N/cm²	resistenza a compres- sione ≥ 500 N/cm²
prova di resistenza ai c <u>i</u> cli termici	resistenza a compressione da 5572 N/cm a 5690 N/cm	resistenza a compres- sione ≥ 500 N/cm ²
 verifica della densità a fine impasto 	valori di densità da 1977 Kg/m a 1990 Kg/m 	densità≥ 1850 Kg/m ³

PROVA	RISULTATO	REQUISITO
verifica dell'idrorepel-	valori di assorbimento del-	assorbimento di acqua
lenza	l'acqua da 0,77% a 0,87%	∠ 2%
prova di resistenza al-	aumento di dimensioni	aumento di dimensioni
l'immersione	dopo 90 gg. da 0,8% a 1,2%	≤2%
controllo dei tempi di inizio e di fine presa 	tempi di inizio presa da 4 la 4.30 ore. Tempi di fine presa da 6 a la 7 ore	tempo inizio presa

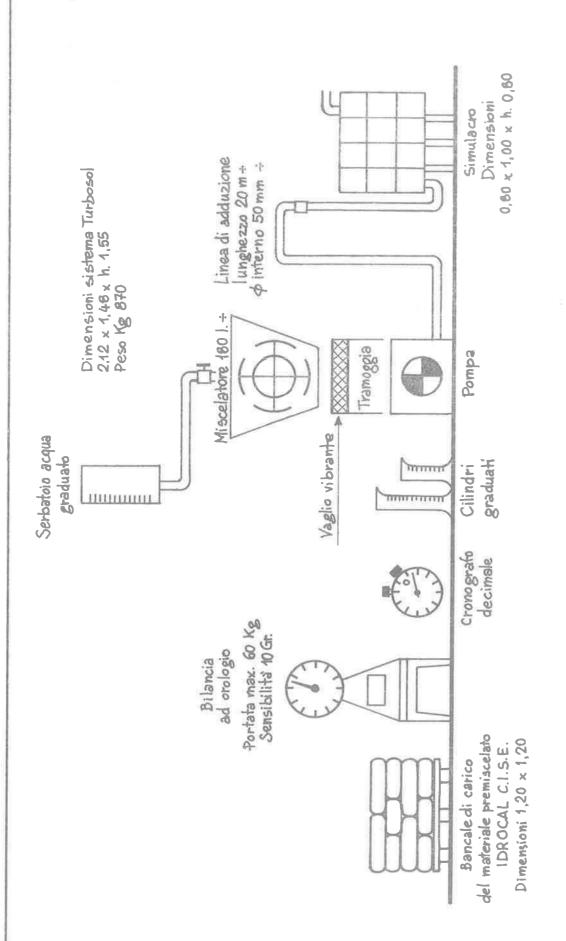


FIG. 1 - SCHEMA ED ATTREZZATURE DELL'IMPIANTO DI ADDUZIONE MALTA -

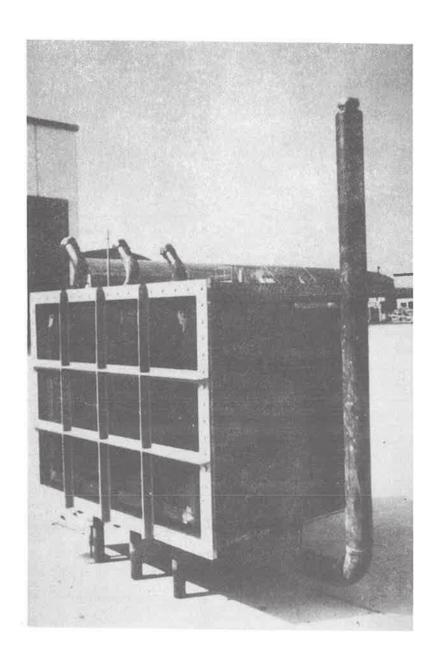


Figura 2 - Simulacro del contenitore con cassaforma inserita

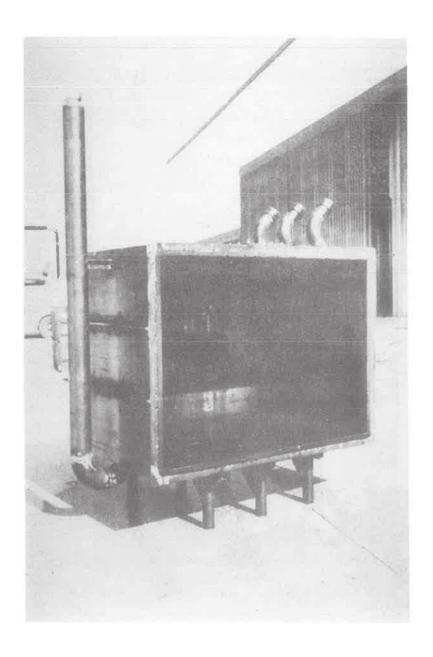


Figura 3 - Simulacro del contenitore - Vista della sezione interna di alloggiamento della cassaforma

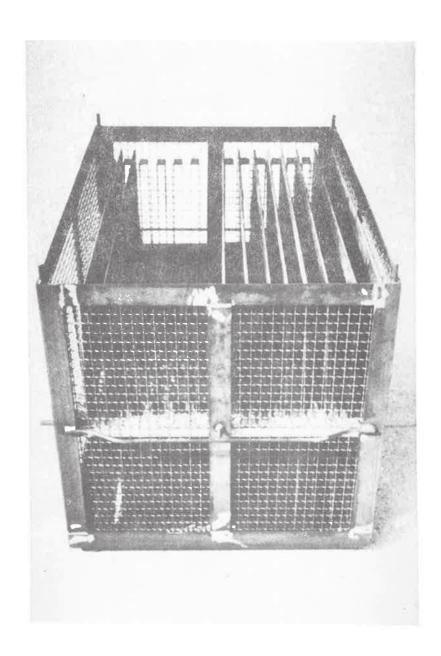


Figura 4 - Vista dei simulacri dei canali schiacciati inseriti nella cassaforma

