

CALCESTRUZZO STAGIONATO CON VAPORE A BASSE TEMPERATURE (20-40°C)

Lorella ANGELINI*
Vincenzo MANISCALCO*
Mario COLLEPARDI**

* MAC S.p.A. - Treviso -
** Università di Ancona

SOMMARIO

Grazie all'impiego di nuovi superfluidificanti, che consentono di confezionare calcestruzzi fluidi con un rapporto acqua/cemento di 0,30-0,40 è stata verificata la possibilità di eliminare il trattamento a vapore o di ridurre la temperatura del trattamento termico a valori di 20-40°C.

SUMMARY

The use of new superplasticizers, wich provide flowable concrete with water/cement ratio of 0.30 to 0.40, makes it possible to eliminate steam curing or to reduce the temperature of thermal treatment to as low as 20 to 40°C.

1. PREMESSA

E' noto che aumentando la temperatura alla quale si stagiona il calcestruzzo, aumenta la resistenza meccanica iniziale ma diminuisce quella alle lunghe stagionature (I) come è schematicamente mostrato in fig. 1. L'influenza della temperatura sulla resistenza meccanica è basata su due distinti effetti della temperatura: a) una temperatura più alta accelera inizialmente l'idratazione dei componenti del cemento Portland ma ne rallenta il processo alle lunghe stagionature (II-V), come è schematicamente

illustrato in fig. 2; b) un aumento della temperatura peggiora la qualità legante della pasta cementizia o perchè questa risulta meno uniforme con zone di alta porosità che vengono a costituire i punti deboli della struttura(6) o perchè i cristalli fibrosi dei silicati idrati, ai quali si deve la rigidità della struttura, risultano meno lunghi (VII).

La combinazione dei due suddetti effetti ha come conseguenza che alle brevi stagionature la resistenza meccanica di un calcestruzzo stagionato a più alta temperatura è maggiore di quella del corrispondente conglomerato stagionato a più bassa temperatura, perchè l'effetto a) (maggiore percentuale di cemento idratato) sovrasta l'effetto b) (migliore qualità legante della pasta cementizia). Alle lunghe stagionature, invece, entrambi gli effetti (minore percentuale di cemento idratato e peggiore qualità della pasta cementizia) concorrono ad una diminuzione della resistenza meccanica all'aumentare della temperatura.

Da un punto di vista pratico, l'effetto positivo dell'alta temperatura sulla resistenza meccanica iniziale viene sfruttato in prefabbricazione per accelerare i processi produttivi, generalmente mediante trattamenti termici a 60-80°C, anche se l'innalzamento della temperatura nel processo di produzione comporta, per i motivi sopra menzionati, un peggioramento della resistenza meccanica nelle strutture in servizio.

D'altra parte, nel trattamento a vapore, oltre agli effetti negativi sulla qualità della pasta cementizia derivanti semplicemente dall'idratazione condotta ad alta temperatura, esiste un ulteriore e più significativo peggioramento derivante da un troppo rapido riscaldamento del calcestruzzo dalla temperatura ambiente a quella di regime. L'effetto, particolarmente negativo nei processi che non prevedono un'adeguata stagionatura preliminare a temperatura ambiente prima del trattamento a vapore, è sostanzialmente connesso allo stato tensionale che insorge nel materiale per il diverso coefficiente di dilatazione termica dei componenti del calcestruzzo non ancora indurito. Conseguentemente, prestagionature brevi (meno di 3 ore) e riscaldamenti rapidi (maggiori di 30°C/ora), come spesso sono richiesti per esigenze di produzione, provocano l'insorgere di tensioni di origine termica all'interno della pasta cementizia o all'interfacies pasta-aggregato che si tramutano in microfessure all'interno del materiale, tanto più insidiose quanto meno sono rilevabili sulla superficie del manufatto. Alexanderson (VIII) ha messo in evidenza come il numero e la lunghezza delle microfessure, derivanti da un riscaldamento rapido del calcestruzzo, aumenta al diminuire del tempo di prestagionatura ed all'aumentare del rapporto acqua/cemento: entrambe le variazioni concorrono, infatti, ad un indebolimento della struttura del materiale nel momento in cui insorgono le tensioni di origine termica.

Gli effetti negativi esercitati dal trattamento a vapore sulla

qualità del calcestruzzo alle lunghe stagionature, si esplicano non solo in una minore resistenza meccanica, ma anche in un peggioramento di tutte le altre caratteristiche legate alla microstruttura della pasta cementizia legante. Pertanto, rispetto ad un analogo calcestruzzo stagionato a temperatura ambiente, quello trattato a vapore presenta alle lunghe stagionature (e quindi in servizio) non solo una minore resistenza meccanica, ma anche un minor modulo elastico, una maggiore deformazione viscosa ed una minore durabilità in ambienti aggressivi.

2. L'IMPIEGO DI ADDITIVI RIDUTTORI D'ACQUA IN PREFABBRICAZIONE

L'impiego di additivi superfluidificanti come riduttori d'acqua, e soprattutto di quelli più recentemente segnalati come iperfluidificanti (IX), consente di confezionare calcestruzzi molto fluidi (slump di 20-22 cm) con un rapporto acqua/cemento così basso (0,3-0,4) da poter raggiungere a 24 ore resistenze meccaniche elevate (dell'ordine dei 30-40 MPa) eliminando il trattamento a vapore o riducendo la temperatura del trattamento termico a valori di 20-40°C. Tutto ciò si tramuta non solo in una semplificazione ed economia del processo produttivo di prefabbricazione, ma anche e soprattutto in un significativo miglioramento delle prestazioni delle strutture in servizio, non solo per l'elevata resistenza meccanica (80-90 MPa a 28 giorni), ma anche per la maggiore stabilità dimensionale derivante dal maggior modulo elastico e dalla minore deformazione viscosa, e per la migliore durabilità derivante da una microstruttura meno porosa, più compatta e soprattutto priva di microfessure interne.

L'innalzamento della temperatura da quella ambientale a quella massima di regime del trattamento termico costituisce la fase più delicata del processo perchè, come si è già detto, possono insorgere delle microfessure all'interno del materiale, qualora si superi una certa soglia critica nella velocità di riscaldamento. Orbene, anche nella ipotesi più pessimistica e meno vantaggiosa di dover impiegare l'additivo riduttore d'acqua congiuntamente ad un blando trattamento termico a 30-40°C, è evidente che il dimezzamento della temperatura massima da raggiungere (da 60-80°C a 30-40°C) consente, a parità di tempo, di dimezzare anche la velocità di riscaldamento mantenendola facilmente al di sotto della summenzionata soglia critica.

Nel presente lavoro vengono riportati i risultati di prove che hanno avuto lo scopo di verificare la possibilità di eliminare il trattamento a vapore o di ridurre la temperatura del trattamento termico mediante l'impiego di additivi iperfluidificanti.

3. PARTE SPERIMENTALE

3.1 Materiali impiegati

Sono stati impiegati due cementi Portland (uno di tipo 425 e l'altro di tipo 525), ed un inerte naturale con diametro massimo di 19,1 mm costituito dal 40% di sabbia con modulo di finezza 2,73 e dal 60% di ghiaia con modulo di finezza 6,47. Negli impasti additivati è stato impiegato un additivo (Rheobuild 2000) dosato a 3 litri per quintale di cemento che consentiva una riduzione nell'acqua di impasto dal 35 al 45%. I rapporti acqua cemento dei calcestruzzi sono indicati nelle figure dove sono riportate le resistenze meccaniche.

3.2 Produzione di calcestruzzi

Per il confezionamento dei calcestruzzi sono stati impiegati dosaggi di cemento pari a 400 kg/m^3 ed un rapporto acqua/cemento tale da ottenere calcestruzzi fluidi con slump compreso tra 22 e 25 cm.

Dopo la miscelazione (effettuata a temperature di 5-20-30-40°C) sono stati confezionati provini cubici (10 cm) sottoposti a vari cicli di maturazione.

In generale si è osservato che nei calcestruzzi non additivati, a parità di lavorabilità, il rapporto acqua/cemento è risultato tanto maggiore quanto più elevata era stata la temperatura al momento della miscelazione: la maggiore richiesta d'acqua deriva dalla maggiore reattività dei componenti del cemento ed in particolare degli alluminati: così per esempio il rapporto acqua/cemento del calcestruzzo confezionato con cemento Portland 425 è passato da 0,52 a 0,58 quando la temperatura al momento della miscelazione è stata fatta variare da 5 a 40°C. Ancora più significativa è risultata la differenza per il più reattivo cemento Portland 525: per la stessa variazione di temperatura il rapporto acqua/cemento è passato da 0,52 a 0,66.

Nei calcestruzzi additivati non si è registrato alcun significativo aumento nel rapporto acqua/cemento all'aumentare della temperatura di miscelazione da 5 a 40°C: esso è passato da 0,34 a 0,35 per il cemento 425 e da 0,35 a 0,37 per il cemento 525. Ciò è da mettere in relazione con il benefico effetto ritardante esercitato dall'additivo durante le prime 2-3 ore di idratazione seguito immediatamente da una forte accelerazione della reazione tra acqua e cemento (figura 3).

3.3 Prove sperimentali

Oltre alla valutazione della resistenza meccanica a compressione su provini cubici (10 cm) stagionati da 18 ore fino a 28 giorni, si è proceduto anche (limitatamente ai provini stagionati per 28 giorni) alla valutazione del modulo elastico statico (su prismi 10x10x20 cm), della deformazione viscosa (su prismi 16x16x64

cm) a 20°C con U.R. del 60% e della durabilità (per immersione di provini 10x10x20 cm in soluzione acquosa al 10% di $MgSO_4$).

Il modulo elastico statico è stato determinato misurando la deformazione istantanea dei provini sotto l'applicazione di un carico pari a $1/3$ della resistenza meccanica.

La deformazione viscosa è stata determinata registrando l'accorciamento unitario nel tempo dei provini sotto l'applicazione di un carico costante pari a 27 o 16 MPa.

La durabilità è stata valutata registrando l'allungamento relativo nel tempo per effetto dell'attacco solfatico.

4. RISULTATI E DISCUSSIONE

4.1 Resistenza meccanica: prove di laboratorio

Nella figura 4 sono mostrati i cicli termici adottati: oltre alla stagionatura ordinaria (sempre a 20°C) sono state effettuate maturazioni con calcestruzzo sempre a 30°C per 18 ore a successivamente a 20°C, oppure con calcestruzzo riscaldato a 40°C, raffreddato a 30°C in circa 1 ora e stagionato a 20°C dopo 18 ore.

La figura 6 indica l'andamento della resistenza meccanica dei calcestruzzi confezionati con cementi Portland 425 e stagionati nelle diverse condizioni termiche. La figura 5 mostra gli analoghi risultati ottenuti per i calcestruzzi confezionati con cemento 525. Oltre ai rapporti acqua/cemento sono riportate anche le temperature massime raggiunte durante il trattamento termico.

In tutti i casi si registra che l'aggiunta di additivo provoca un sensibile incremento nella resistenza meccanica a causa della significativa riduzione nel rapporto acqua/cemento. L'incremento è maggiore per il calcestruzzo riscaldato a 40°C perchè maggiore è la riduzione nel rapporto acqua/cemento.

A 20°C le resistenze meccaniche risultano raddoppiate a 1 giorno ed incrementate di oltre il 60% a 28 giorni per effetto della presenza dell'additivo.

Nei calcestruzzi stagionati a 30°C per 18 ore e quindi maturati a 20°C, l'aggiunta di additivo fa raddoppiare la resistenza alla fine del trattamento termico (18 ore) e provoca un aumento di circa l'80% a 28 giorni. Rispetto ai calcestruzzi stagionati a 20°C si registra un incremento di circa 5 MPa a 18 ore per tutti i calcestruzzi indipendentemente dal tipo di cemento e dalla presenza di additivo. Alle lunghe stagionature (28 giorni) i calcestruzzi non additivati e trattati a 30°C per 18 ore presentano una resistenza meccanica inferiore a quella degli analoghi calcestruzzi stagionati sempre a 20°C. Per i calcestruzzi additivati, invece, il trattamento

termico a 30°C per 18 ore non provoca alcuna variazione della resistenza a 28 giorni per il cemento 525 (figura 6) ed un lieve miglioramento (da 81,5 a circa 86 MPa) per il cemento 425 (figura 5)

Nelle figure 5 e 6 sono mostrate anche le resistenze meccaniche dei calcestruzzi contenenti rispettivamente cementi 425 e 525 riscaldati a 40°C durante il mescolamento, lasciati raffreddare naturalmente in casseri riscaldati a 30°C, e quindi maturati a 20°C dopo 18 ore dalla miscelazione. Rispetto ai corrispondenti calcestruzzi sempre stagionati a 20°C, si registra un ulteriore incremento di resistenza alla fine del ciclo termico (18 ore) di circa 13 MPa ed un lieve miglioramento di oltre 5 MPa a 28 giorni purchè sia presente l'additivo. Nei calcestruzzi non additivati, invece, il riscaldamento a 40°C ed il trattamento a 30°C non provoca alcun sostanziale incremento nella resistenza alla fine del ciclo (18 ore) ed un decremento di circa 10 MPa alle lunghe stagionature: l'effetto è da ricondurre soprattutto al maggior rapporto acqua/cemento impiegato nei calcestruzzi riscaldati a 40°C rispetto a quelli mescolati e stagionati a 20°C.

E' noto che il trattamento termico si impone in prefabbricazione soprattutto durante il periodo invernale, quando, per effetto della bassa temperatura ambientale, l'indurimento del calcestruzzo subisce un rallentamento, soprattutto alle brevi stagionature, così marcato da rendere antieconomico il processo produttivo. Nella figura 7 sono mostrati due cicli termici (con temperatura massima di 30 o 70°C) per calcestruzzi miscelati a freddo (5°C) in confronto ad una stagionatura a 20°C. Per uno dei due cicli termici che potremo definire di tipo tradizionale, i calcestruzzi sono miscelati a 5°C, e sottoposti al ciclo termico con una prestagionatura adeguatamente lunga (4 ore) per evitare la formazione di microfessure (paragrafo 1); durante la prestagionatura la temperatura viene portata gradualmente da quella ambientale (5°C) a 20°C in 2 ore e, dopo una sosta a 20°C per altre due ore, i calcestruzzi vengono riscaldati in 3 ore per passare da 20 a 70°C. Dopo un trattamento a 70°C per 7 ore la temperatura si porta gradualmente a 20°C alla fine del ciclo termico (18 ore). Nelle fig. 8 e 9 sono mostrate le resistenze meccaniche dei calcestruzzi confezionati rispettivamente con cemento 425 e 525 e sottoposti alle tre stagionature illustrate nella figura 6. Rispetto alla stagionatura di 20°C il trattamento termico a 70°C fa passare la resistenza meccanica iniziale del calcestruzzo non additivato da 10 a 29 MPa per il cemento 425 (figura 8) e da 13 a 34 MPa per il cemento 525 (figura 9); tuttavia le resistenze meccaniche a 28 giorni risultano diminuite, per effetto delle modifiche apportate dal trattamento termico, di circa 9 MPa per il cemento 425 e di circa 8 MPa per il cemento 525. Nel caso dei calcestruzzi additivati, invece, accanto ad un incremento di circa 18 MPa alla fine del ciclo termico (per entrambi i cementi) si registra un lieve calo della resistenza a 28 giorni (di circa 1,5 MPa per il cemento 425 e di circa 5,3 MPa per il cemento 525).

Ancora più interessante appare il confronto tra il calcestruzzo additivato e stagionato sempre a 20°C e quello senza additivo trattato a 70°C: le resistenze meccaniche a 18 ore appaiono leggermente inferiori nei calcestruzzi non trattati a vapore (di circa 4 MPa per entrambi i cementi) ma già a 24 ore la resistenza meccanica del calcestruzzo additivato e non trattato termicamente appare superiore a quella del calcestruzzo senza additivo e trattato a vapore. Alle lunghe stagionature le resistenze meccaniche dei calcestruzzi additivati e non trattati a vapore appaiono sovrastare decisamente quelle dei corrispondenti calcestruzzi senza additivo e trattati a 70°C: 83 contro 52 MPa per il cemento 425 (figura 8) e 93 contro 50 per il cemento 525 (figura 9).

Particolarmente interessante è apparso - per i calcestruzzi da confezionare in climi invernali - l'impiego dell'additivo in combinazione con un "blando" trattamento termico per portare la stagionatura da quella ambientale-invernale (5°C) a 30°C, per poi completare la maturazione del calcestruzzo a 20°C alla fine del ciclo termico (18 ore). I risultati sono riportati nelle figure 8 e 9 per i calcestruzzi contenenti rispettivamente cemento 425 e 525. Rispetto al tradizionale ciclo termico a 70°C, il trattamento "blando" a 30°C si rivela assolutamente insufficiente per i calcestruzzi non additivati ove si consideri la resistenza meccanica alla fine del ciclo: questa passa da 29 a 10 MPa per il cemento 425 e da 35 a 22 MPa per il cemento 525. Al contrario, i calcestruzzi additivati, pur risultando meno resistenti a 18 ore con un trattamento a 30°C invece che a 70°C, presentano una resistenza meccanica che è all'incirca eguale (per il cemento 425) o superiore (per il cemento 525) a quella ottenuta alla fine del ciclo a 70°C con i calcestruzzi non additivati. Inoltre essi presentano una resistenza meccanica a 28 giorni paragonabile a quella dei calcestruzzi additivati e non trattati a vapore e comunque decisamente superiore a quella dei calcestruzzi senza additivo trattati a vapore di 70°C.

4.2 Resistenza meccanica: prove di campo

Val la pena di segnalare che, passando dai provini di laboratorio ai manufatti reali, il suddetto ciclo termico a 30°C in presenza dell'additivo non necessariamente implica l'immissione di vapore o un altro trattamento termico artificiale anche nella stagione invernale. Infatti, soprattutto per getti di un certo spessore (maggiore di 10 cm) e purchè i manufatti siano protetti in ambiente freddo subito dopo il getto, il calore di idratazione che si sviluppa attraverso la reazione tra l'acqua ed il cemento è sufficiente a portare automaticamente e gradualmente la temperatura del calcestruzzo da quella ambientale a circa 30°C. Nel caso di getti di spessore ridotto (meno di 10 cm) o in ambienti particolarmente freddi (meno di 5°C) è raccomandabile un maggior dosaggio di cemento e/o l'impiego del cemento 525 per incrementare lo sviluppo del calore di idratazione. E' opportuno ricordare,

inoltre, che grazie all'effetto disperdente provocato dall'additivo nei confronti dei granuli di cemento, l'idratazione ed il conseguente sviluppo di calore procede (dopo un ritardo iniziale di qualche ora) più rapidamente che in assenza di additivo (fig. 3), cosicchè la presenza dell'additivo iperfluidificante contribuisce ad un rapido raggiungimento di elevate resistenze meccaniche non solo per la drastica riduzione nel rapporto acqua/cemento ma anche per un incremento nel calore di idratazione.

Per verificare la validità di questa ipotesi sono stati prodotti presso un impianto di prefabbricazione (Gruppo Nova di Giulianova) alcuni manufatti reali (pannelli e travi a T) in periodo invernale (temperatura media di circa 6°C) impiegando il calcestruzzo descritto in Tabella 1.

Tabella 1 Composizione dei calcestruzzi

Cemento Portland 525	:	400 kg/m ³
Sabbia frantumata (M.F. = 3,35)	:	1026 kg/m ³
Inerte grosso (diam.max 30 mm)	:	874 kg/m ³
Acqua	:	130 kg/m ³
Rheobuild 2000	:	12 kg/m ³
Slump	:	24 cm
Acqua/cemento	:	0,33

Con lo stesso impasto sono stati confezionati alcuni provini cubici (10 cm) lasciati maturare all'aperto accanto al manufatto reale. Ovviamente, a causa della diversa massa, la temperatura del calcestruzzo nei provini non è aumentata considerevolmente rispetto a quella dell'ambiente, mentre quella del calcestruzzo nel manufatto reale si è portata a 20-30°C nel giro di 5 o 6 ore. Le resistenze meccaniche sono state rilevate mediante prove sclerometriche, seguite da rottura a compressione per i provini, e mediante prove sclerometriche soltanto sul manufatto reale. La media dei valori, esprimendo i risultati delle prove sclerometriche in resistenza meccanica, è riportata nella Tabella 2.

Tabella 2 Resistenza meccanica (in MPa) del calcestruzzo additivato e non trattato a vapore in periodo invernale (4-7°C)

Tempo	Resistenza meccanica	
	Provini cubici	Manufatto reale
16 ore	3,5	27,0
24 ore	23,7	34,4
48 ore	60,0	65,0

Si può osservare che, nonostante il basso rapporto acqua/cemento (0,33) la resistenza meccanica iniziale (16 ore) dei provini risultava assolutamente insoddisfacente per effetto della bassa temperatura ambientale. Al contrario, la resistenza meccanica del manufatto reale - grazie all'effetto combinato del basso rapporto acqua/cemento e del maggior calore di idratazione sviluppato - ha superato il valore richiesto di 25 MPa in sole 16 ore ed in assenza di qualsiasi trattamento termico artificiale. E' degno di nota che, proprio grazie alla eliminazione del vapore (e quindi degli inconvenienti segnalati nel paragrafo 1) ed al basso rapporto acqua/cemento, le prestazioni in servizio di questo manufatto appaiono decisamente superiori a quelle di un corrispondente manufatto prodotto in prefabbricazione mediante un tradizionale trattamento a vapore.

4.3 Modulo elastico

Nella Tabella 3 sono indicati i valori di modulo elastico statico limitatamente ai calcestruzzi contenenti cemento 425 e stagionati per 28 giorni dopo un "blando" ciclo termico di 18 ore (temperatura massima: 20-40°C), oppure dopo un comune trattamento a vapore (temperatura massima 70°C). I cicli termici sono quelli già descritti in dettaglio nelle fig. 4 e 7.

Tabella 3 Modulo elastico statico (in MPa) a 28 giorni

Descrizione del ciclo:	Modulo elastico statico	
	Con additivo	senza additivo
Sempre a 20°C	43400	31900
A 30°C per 18 ore, quindi a 20°C	40400	29600
A 40°C, poi a 30°C fino a 18 ore, quindi a 20°C	39700	29700
A 5°C, poi a 20°C, quindi a 70°C, infine a 20°C	39900	28900
A 5°C, poi a 30°C fino a 18 ore, quindi a 20°C	41400	30200

Si può osservare come, indipendentemente dal ciclo termico impiegato, il modulo elastico del calcestruzzo additivato risulti mediamente superiore di circa il 37% a quello del corrispondente

calcestruzzo privo di additivo. In particolare il modulo elastico del calcestruzzo additivato e stagionato sempre a 20°C (43400 MPa) risulta superiore del 50% a quello del calcestruzzo privo di additivo e sottoposto al tradizionale trattamento a vapore di 70°C (28900 MPa).

Val la pena di segnalare che la correlazione $E = 18000 \sqrt{R_{bk}}$ riportata nella legge 1086 deve ritenersi puramente indicativa (X) in quanto, a parità di resistenza meccanica, a seconda dell'inerte più o meno rigido impiegato, il modulo elastico del calcestruzzo risulta conseguentemente più o meno elevato (XI).

4.4 Deformazione viscosa

Alcuni provini (16x16x64 cm) confezionati con gli stessi calcestruzzi sui quali si è misurato il modulo elastico (paragrafo 4.3), sono stati sottoposti a 28 giorni ad un carico costante che è stato di 27 o di 16 MPa per i calcestruzzi additivati, e soltanto di 16 MPa per quelli non additivati. I valori della deformazione viscosa dopo aver applicato il carico costante per 1 anno sono riportati in Tabella 4.

Tabella 4 Deformazione viscosa a 1 anno

Descrizione del ciclo	Presenza di additivo	Res. a 28 gg (MPa)	Deformazione viscosa (10^{-6}) a 1 anno con carico di:	
			16 MPa	27 MPa
Sempre a 20°C	SI	81,4	380	650
	NO	53,6	670	-
A 30°C per 18 ore, quindi a 20°C	SI	85,7	310	590
	NO	48,6	660	-
A 40°C, poi a 30°C fino a 18 ore, quindi a 20°C	NO	86,4	320	570
	NO	43,6	690	-
A 5°C, poi a 20°C, quindi a 70°C, infine a 20°C	SI	80,7	370	660
	NO	50,0	710	-
A 5°C, poi a 30°C fino a 18 ore, quindi a 20°C	SI	78,6	370	630
	NO	44,3	660	-

Il carico di 27 MPa per i calcestruzzi additivati (con una resistenza meccanica a 28 giorni mediamente di 82 MPa) e quello di 16 MPa per i calcestruzzi non additivati (con una resistenza meccanica a 28 giorni mediamente di 48 MPa) corrisponde per entrambi ad un rapporto sollecitazione/resistenza di circa $1/3$. Conseguentemente i calcestruzzi additivati e caricati con 27 MPa presentano una deformazione viscosa che è all'incirca eguale o di poco inferiore a quella dei corrispondenti calcestruzzi non additivati ma sollecitati con soli 16 MPa. D'altra parte a parità di carico applicato (16 MPa) il rapporto sollecitazione/resistenza passa da circa $1/3$ per i calcestruzzi non additivati a circa $1/5$ per i calcestruzzi additivati. Pertanto la deformazione viscosa dei calcestruzzi additivati è sensibilmente inferiore (poco più della metà) a quella dei corrispondenti calcestruzzi non additivati.

Val la pena di segnalare che, contrariamente a quanto si verifica normalmente per i manufatti reali, i calcestruzzi sottoposti ad un trattamento termico a vapore tradizionale (70°C) non hanno manifestato nel presente lavoro, rispetto a quelli non trattati a vapore (20°C), una deformazione viscosa significativamente maggiore; tuttavia, occorre tener conto che la maggiore deformazione viscosa (spesso lamentata nei prefabbricati trattati tradizionalmente a vapore) è da mettere in relazione soprattutto con il già discusso stato microfessurativo che si instaura all'interno del materiale come conseguenza di un troppo rapido riscaldamento del calcestruzzo ancora fresco e/o di una troppo breve stagionatura (paragrafo 1). Nel presente lavoro, invece, nel trattamento a vapore tradizionale si è adottata sia un'adeguata prestagionatura (4 ore) sia una lenta velocità di riscaldamento (di poco superiore a $15^{\circ}/\text{ora}$) e pertanto le deformazioni viscosi dei calcestruzzi trattati a vapore non sono risultate significativamente superiori a quelle del calcestruzzo non trattato a vapore. Analoghe considerazioni possono essere fatte per il modulo elastico (paragrafo 4.3).

4.5 Durabilità

Alcuni provini ($10 \times 10 \times 20$ cm) confezionati con gli stessi calcestruzzi impiegati per le prove sul modulo elastico (paragrafo 4.3) e sulla deformazione viscosa (paragrafo 4.4.) sono stati immersi dopo una stagionatura di 28 giorni in una soluzione acquosa aggressiva contenente il 10% in peso di MgSO_4 . A distanza di tempo è stata registrata la variazione di lunghezza rispetto a quella posseduta dai provini prima dell'immersione in acqua solfatica. I risultati sono riportati in fig. 10. Si può osservare che tutti i provini confezionati con calcestruzzo contenente l'additivo, indipendentemente dal ciclo termico adottato, presentano un allungamento che è compreso tra 0,01 e 0,02% dopo 12 mesi di immersione. Al contrario, i provini di calcestruzzo non contenenti l'additivo, e quindi molto più porosi per il maggior rapporto acqua/cemento, sono più facilmente penetrati dal sale aggressivo che

provoca un allungamento molto maggiore (0,10%) in un tempo molto più breve (4-6 mesi) a causa dell'attacco solfatico nei confronti degli alluminati del cemento.

Si può pertanto concludere che l'uso dell'additivo preso in esame consente non solo di raggiungere una elevata resistenza meccanica senza ricorrere ai tradizionali trattamenti a vapore, ma permette anche - grazie al basso rapporto acqua/cemento del calcestruzzo - di garantire un'eccellente durabilità del manufatto anche in ambienti molto aggressivi.

4. CONCLUSIONI

L'impiego di un additivo iperfluidificante (con conseguente rapporto acqua/cemento nel calcestruzzo di circa 0,35) consente di raggiungere valori relativamente elevati di resistenza meccanica (30-40 MPa) in tempi relativamente brevi (24 ore) senza dover ricorrere ai tradizionali trattamenti a vapore (60-80°C) normalmente impiegati nei cicli produttivi della prefabbricazione o comunque riducendo drasticamente la massima temperatura del trattamento termico (30-40°C). Molto spesso questi livelli di temperatura sono automaticamente raggiunti nel calcestruzzo dei manufatti reali anche nei climi invernali grazie allo sviluppo del calore di idratazione del cemento, purchè siano seguiti alcuni semplici accorgimenti: protezione del calcestruzzo esposto all'ambiente, uso di acqua calda per l'impasto, impiego di cemento 525, ed in taluni casi uso di acqua di impasto riscaldata a 50-60°C.

L'eliminazione del trattamento a vapore, o comunque la riduzione della temperatura del ciclo termico, si traduce non solo in una semplificazione ed economia del processo produttivo, ma anche e soprattutto in un significativo miglioramento delle prestazioni del manufatto in servizio: la resistenza meccanica, il modulo elastico e la durabilità risultano incrementate mentre la deformazione viscosa viene ridotta.

BIBLIOGRAFIA

- (I) M. COLLEPARDI, "Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo", pg 81, Ed. Hoepli, Milano, 1980.
- (II) H. MORI e R. MINEGISHI, "Fifth International Congress on the Chemistry of Cements", Vol. II, pg 349, Tokyo, 1968.
- (III) V. ALUNNO ROSSETTI, G. CHIOCCHIO e M. COLLEPARDI, Cem. Concr. Res., 4, 279, 1974.
- (IV) R. KONDO, S. GOTO, M. DAIMON e G. HOSAKA, Proc. Jap. Cem. Concr. Ass., 321, 2, 1973.

- (V) G. J. VERBECK e C. W. FOSTER, Proc. Am. Soc. Test. Mater., 50, 1235, 1950.
- (VI) G.J. VERBECK e R.H. HELMUTH, "Fifth International Congress on the Chemistry of Cements", Vol. III, pg 1, Tokyo, 1968.
- (VII) F. LOCHER e W. RICHARTZ, "Study of the Hydration Mechanism of Cement", Principal Paper in Sixth International Congress on the Chemistry of Cements" Mosca, 1974.
- (VIII) J. ALEXANDERSON "Strength losses in heat cured concrete", Swedish Cement and Concrete Research, Insitut of Technology, Stockholm, Proceedings n° 43, 1972.
- (IX) MODERN ADVANCED CONCRETE, 15, 28, 1984.
- (X) M. COLLEPARDI, M. CORRADI e G. MORICONI, La Prefabbricazione, 4, 195, 1978.
- (XI) J.J. SHIDELER, J. Amer. Concr. Inst., 54, 229, 1957.

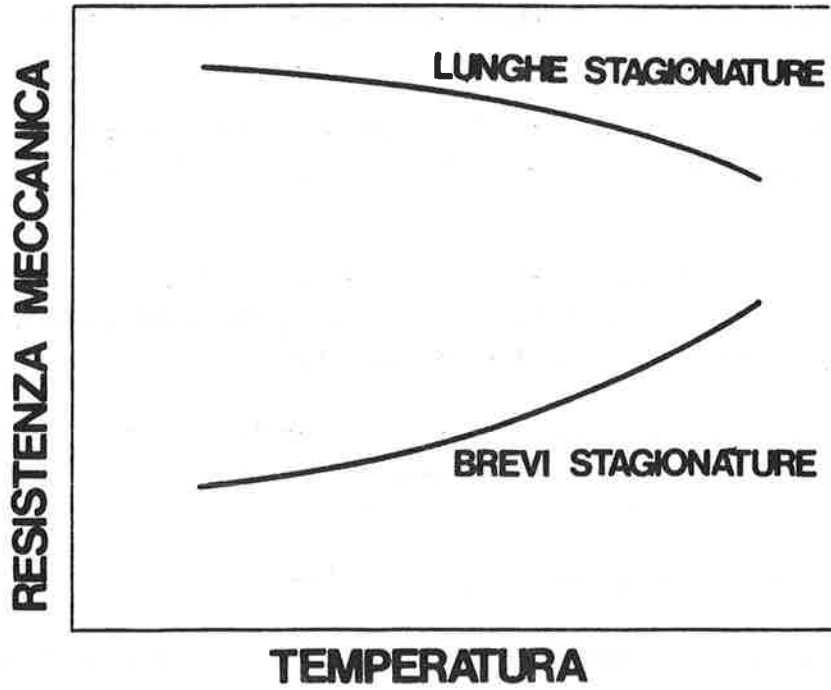


Fig. 1 Influenza della temperatura sulla resistenza meccanica del calcestruzzo alle brevi e lunghe stagionature.

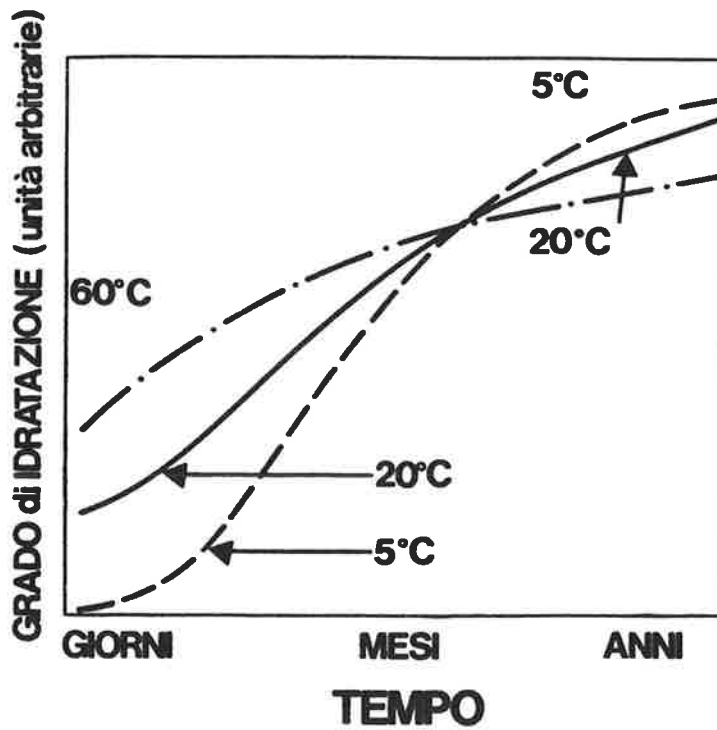


Fig. 2 Influenza della temperatura sul grado di idratazione del cemento.

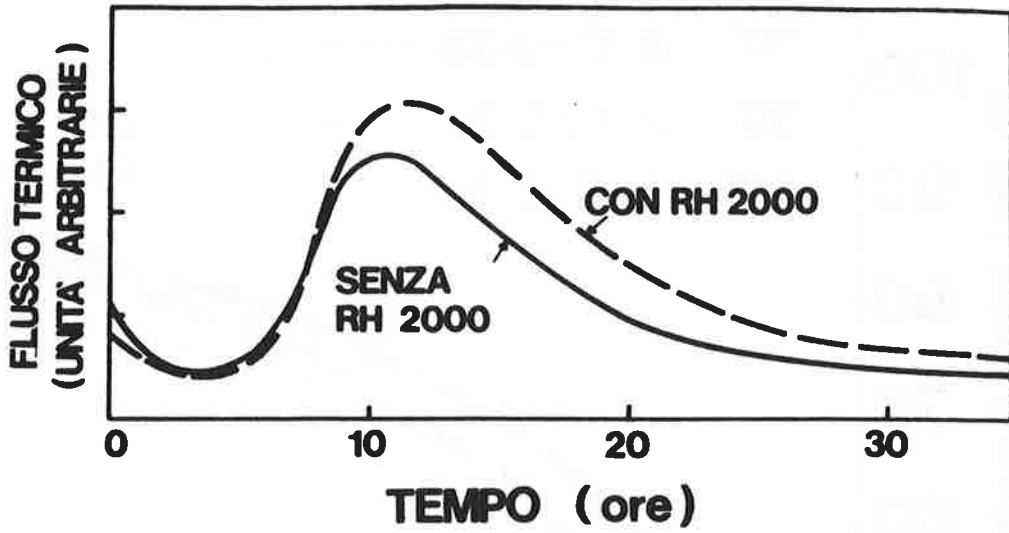


Fig. 3 Influenza dell'additivo sul grado di idratazione del cemento valutato attraverso lo sviluppo del calore di idratazione.

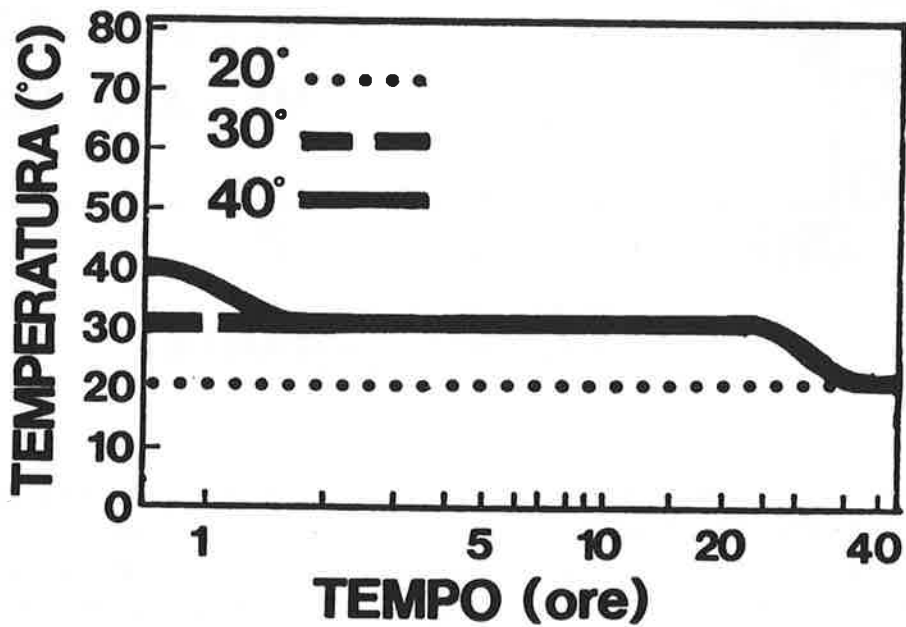


Fig. 4 Cicli termici con temperatura massima durante la miscelazione di 40, 30 e 20°C (104, 86 e 68°F).

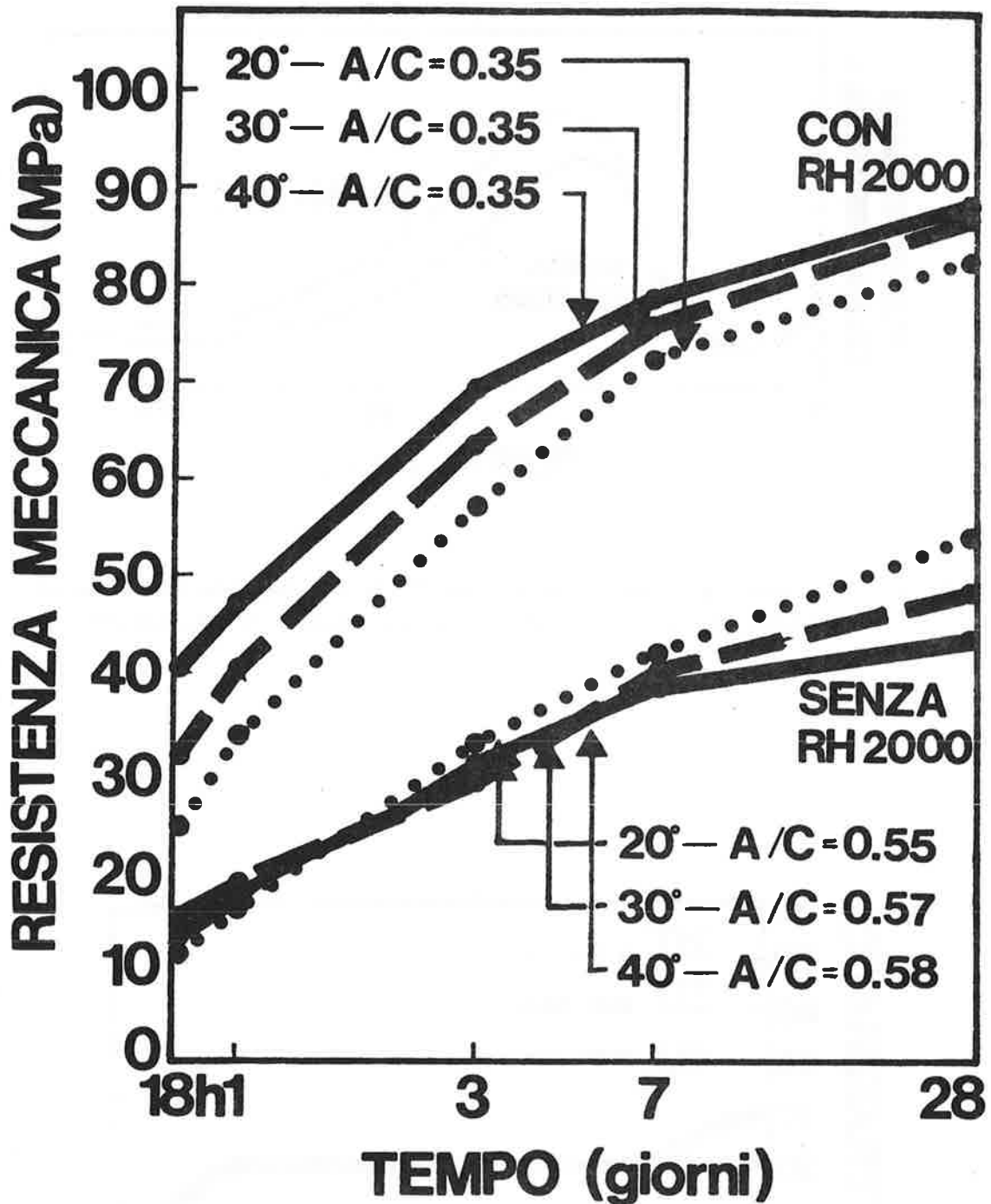


Fig. 5 Resistenze meccaniche dei calcestruzzi con e senza Rheobuild 2000, confezionati con cemento Portland 425 e stagionati secondo i cicli termici illustrati in fig. 4. Le temperature indicate (in °C) si riferiscono a quelle massime raggiunte durante la miscelazione.

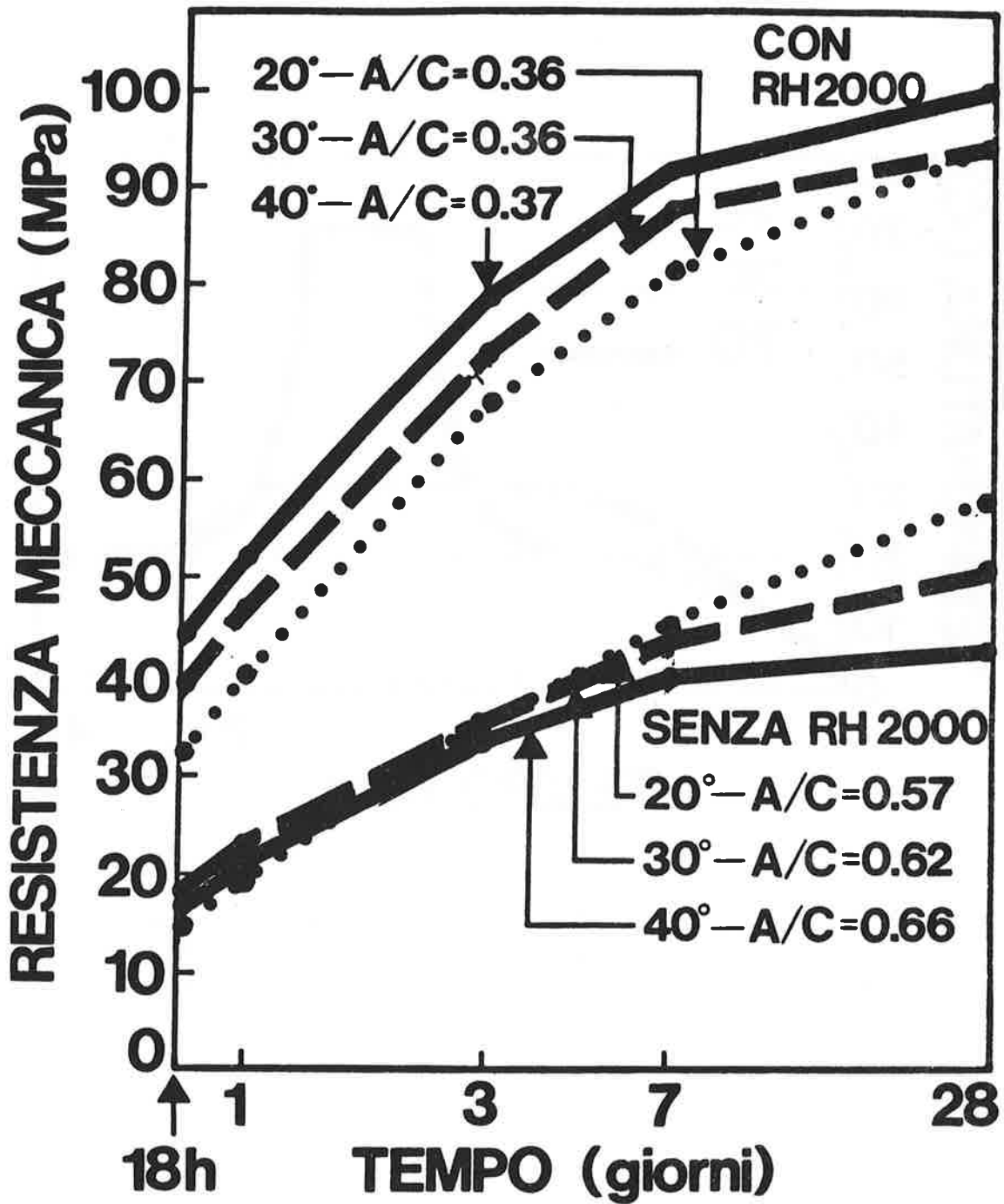


Fig. 6 Resistenze meccaniche dei calcestruzzi con e senza Rheobuild 2000, confezionati con cemento Portland 525 e stagionati secondo i cicli termici illustrati in fig. 4. Le temperature indicate (in °C) si riferiscono a quelle massime raggiunte durante la miscelazione.

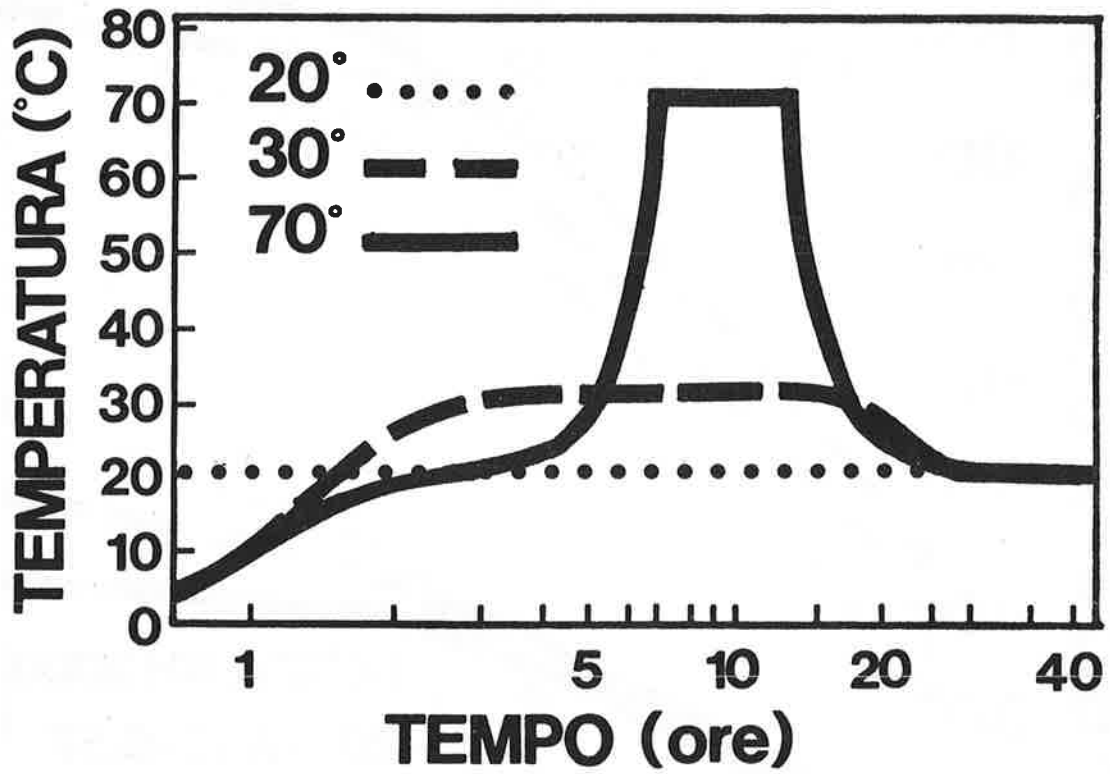


Fig. 7 Cicli termici per portare la temperatura del calcestruzzo da 5°C (41°F), ad un massimo di 30 (86°F) o 70°C (158°F). Per confronto è indicata la stagionatura ordinaria di 20°C.

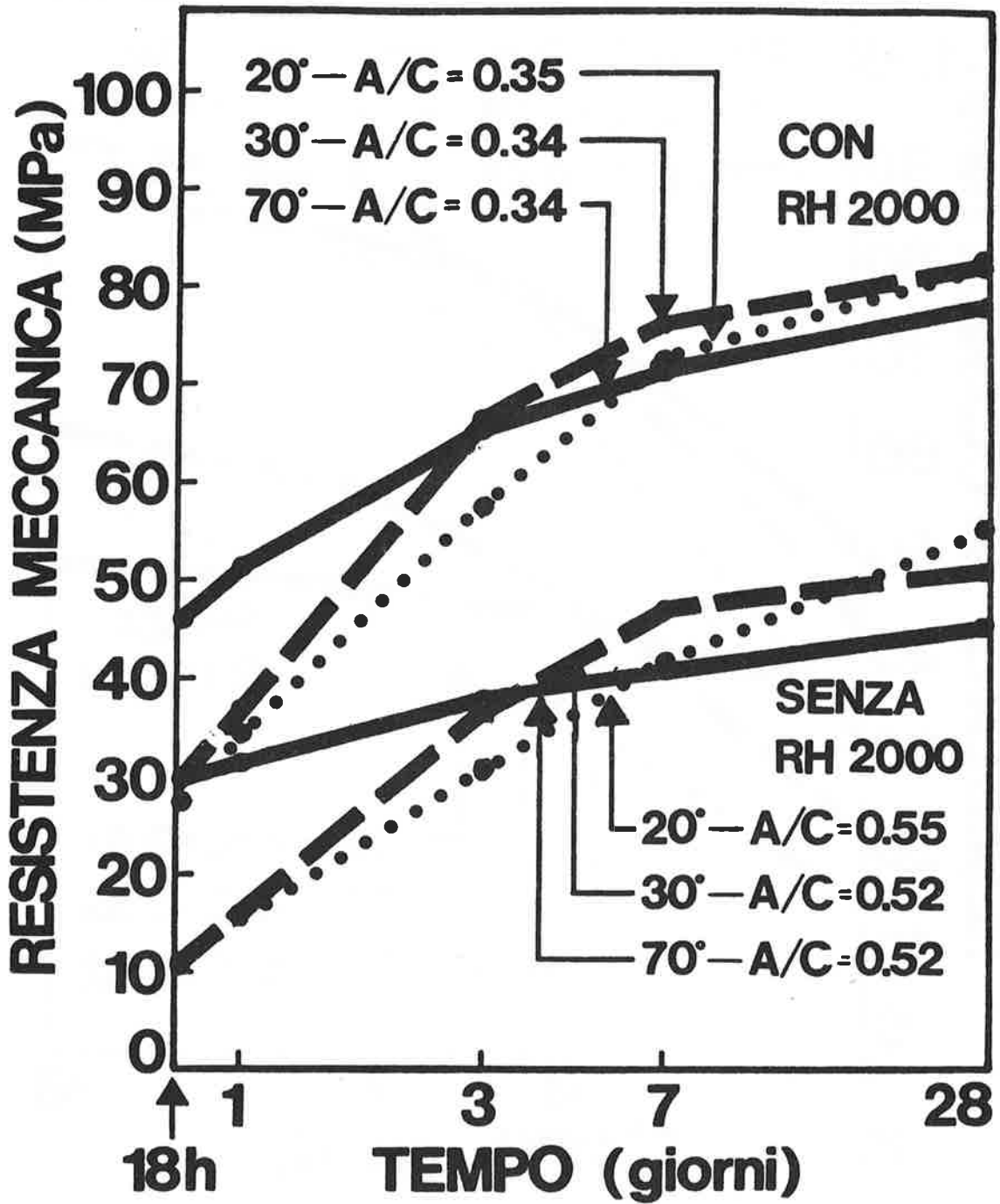


Fig. 8 Resistenze meccaniche dei calcestruzzi con e senza Rheobuild 2000, confezionati con cemento Portland 425 e stagionati secondo i cicli termici illustrati in fig. 7. Le temperature (in °C) indicate si riferiscono ai valori massimi raggiunti durante il ciclo termico.

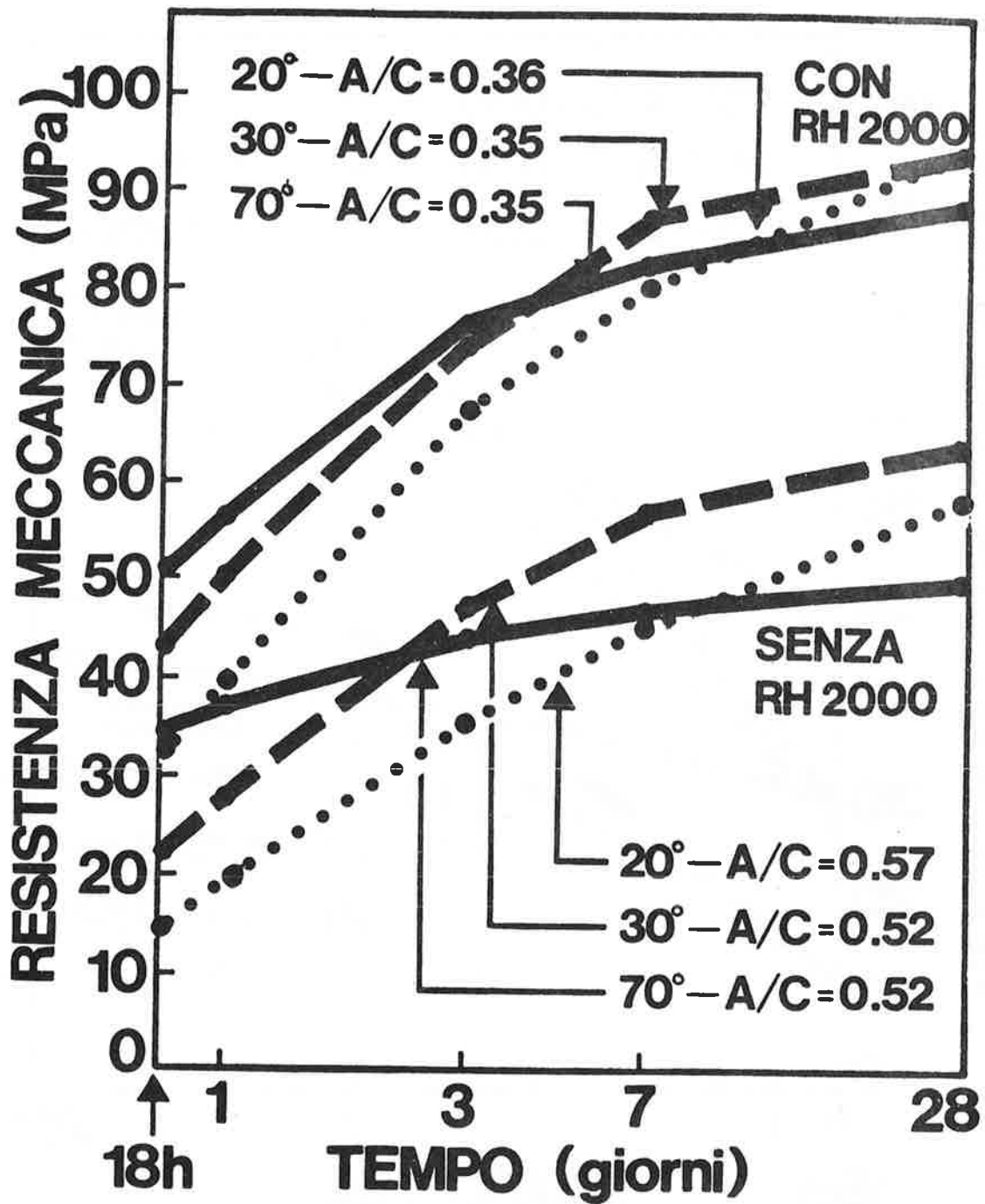


Fig. 9 Resistenze meccaniche dei calcestruzzi con e senza Rheobuild 2000, confezionati con cemento Portland 525 e stagionati secondo i cicli termici illustrati in fig. 7. Le temperature indicate (in °C) si riferiscono ai valori massimi raggiunti durante il ciclo termico.

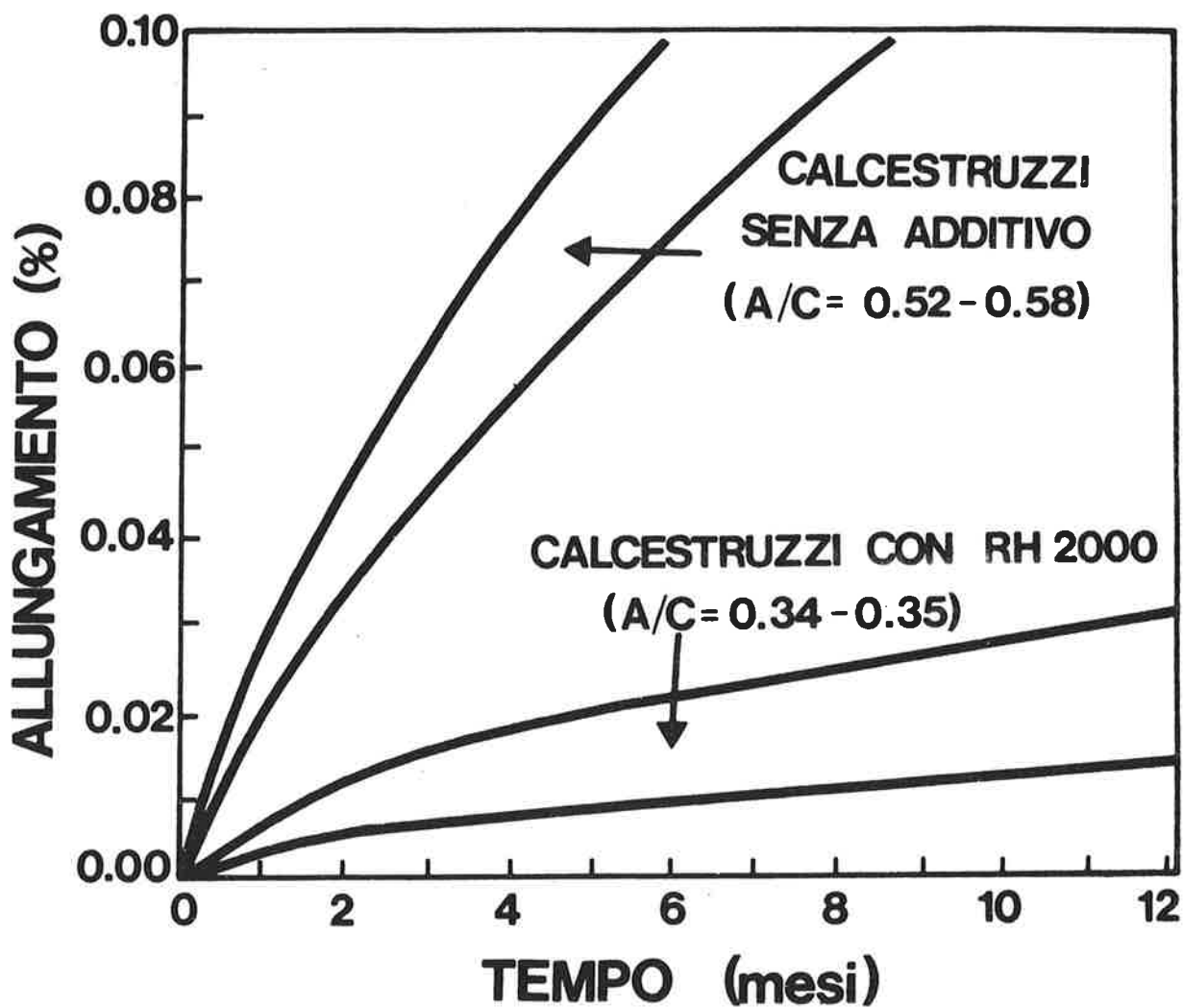


Fig. 10 Allungamento di provini di calcestruzzo per effetto dell'attacco solfatico ($MgSO_4 = 30\%$).

INFLUENZA DELLO STRAIN-SOFTENING SULLO STATO ULTIMO DI TAGLIO
NELLE TRAVI IN CONGLOMERATO ARMATO E PRECOMPRESSO

Lionello Bortolotti

Professore Associato
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
CAGLIARI

SOMMARIO

Viene presentata un'analisi plastica per la valutazione della resistenza al taglio delle travi in conglomerato, impiegando un criterio di plasticizzazione alla Coulomb, opportunamente modificato, e relazioni costitutive, esibenti strain-softening, da esso desumibili con una regola di flusso associata. Controlli sperimentali sono eseguiti su dati desunti dalla letteratura.

SUMMARY

A plastic analysis to evaluate the shear strength of concrete beams is presented. A modified Coulomb criterion as a yield condition and constitutive relations exhibiting strain softening deduced by means an associated flow rule are assumed. Experimental verifications on literature data are made.

1. INTRODUZIONE

E' noto che il metodo dell'analisi plastica non può essere applicato alle strutture in conglomerato utilizzando l'ipotesi di comportamento perfettamente plastico per il materiale. Ciò in quanto le relazioni costitutive del conglomerato non esibiscono deformazioni plastiche a sforzo costante. Il divario che si riscontra tra i valori dei carichi ultimi sperimentali e quelli teorici, ottenuti nelle analisi di strutture facenti uso della citata ipotesi, costituisce una riprova della circostanza espressa. E' il caso, ad esempio, delle piastre piane in c.a. soggette a punzonamento (I), (II), (III). A tale proposito in (IV) è stata fornita una soluzione a tale problema, conducendo un'analisi rigido-plastica in presenza di strain-softening (v. anche (V) e (VI). Uno degli aspetti fondamentali che in effetti occorre risolvere per tale tipo di analisi è quello di esprimere le relazioni costitutive del materiale per lo stato di sforzo che si prenda in considerazione (VII). In (IV) è stata data una soluzione a tale aspetto impiegando una particolare modificazione al criterio di Coulomb-Mohr (VIII), utilizzato come condizione di plasticizzazione. Con il presente lavoro, partendo da alcuni assunti e considerazioni utilizzati in (IV), si esaminano le implicazioni dello strain-softening in un'analisi rigido-plastica per la valutazione della resistenza a taglio delle travi in conglomerato.

2. ANALISI PLASTICA

2.1 Travi a sezione rettangolare

2.1.1 Meccanismo di rottura. Ipotesi di base

Consideriamo una trave a sezione rettangolare in conglomerato, secondo lo schema di carico di fig. 1 (le considerazioni che si faranno si estendono al caso di forme differenti). Supporremo che la trave abbia condizioni globali di rigidità, prove-

nienti dalla geometria, dalle armature e dai vincoli, che permettano lo svilupparsi del meccanismo di rottura di fig. 2 assunto per la trattazione (IX, I). Le deformazioni plastiche si ipotizzano concentrate in una stretta banda di spessore δ , localizzata in corrispondenza della superficie di rottura del conglomerato. Ipotizzeremo, inoltre: 1) un campo uniforme di velocità di spostamento; 2) il criterio di Coulomb-Mohr, modificato come in (VIII), come condizione di plasticizzazione; 3) che il campo di velocità di deformazione sia derivabile dalla regola di flusso associata al criterio di plasticizzazione; 4) che le deformazioni plastiche allo stato ultimo della struttura avvengano con cadute di resistenza del materiale (strain-softening); 5) lo stato di sforzo sia piano; 6) l'armatura a flessione presente nella trave si considera, in relazione al particolare meccanismo impiegato, ininfluenza sul valore della capacità portante a taglio della trave (cf. (IV)).

2.1.2 Campo di velocità di deformazione

Al campo di velocità di spostamento ipotizzato corrispondono le componenti di velocità di deformazione, nel riferimento principale (fig. 3), espresse dalle (cf. (I)):

$$\dot{\epsilon}_1 = \frac{v}{2\delta} (\text{sen}\alpha + 1) ; \quad \dot{\epsilon}_3 = \frac{v}{2\delta} (\text{sen}\alpha - 1) \quad (1)$$

La componente $\dot{\epsilon}_2$ non viene considerata in quanto ininfluenza sul bilancio energetico, relativo all'analisi plastica, che eseguiremo.

2.1.3 Condizione di plasticizzazione

Il criterio di Coulomb-Mohr accennato (cf. (VIII) e (IV)) fornisce la condizione di plasticizzazione (figg. 4 e 5):

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1(1 + \text{sen}\phi) - \sigma_3(1 - \text{sen}\phi) - 2f_t = 0 \quad (2)$$

$$\text{con la limitazione: } \sigma_1 = f_t \quad \text{per} \quad -f_t \leq \sigma_2 \leq f_t \quad (\text{tension cut-off}) \quad (3)$$

dove ϕ e f_t sono l'angolo d'attrito interno in compressione e la resistenza a trazione monoassiale del conglomerato.

Da esso si deduce, inoltre, la relazione tra parametri (con f_c resistenza a compressione monoassiale del conglomerato):

$$k = \frac{f_c}{f_t} = \frac{2}{1 - \text{sen}\phi} \quad (4)$$

2.1.4 Regola di flusso

La regola del flusso associata alla condizione (2) comporta per le componenti principali $\dot{\epsilon}_1$ e $\dot{\epsilon}_3$ della velocità di deformazione le espressioni

$$\dot{\epsilon}_1 = \lambda \frac{\partial f(\sigma_1, \sigma_3)}{\partial \sigma_1} = \lambda(\text{sen}\phi + 1) ; \quad \dot{\epsilon}_3 = \lambda \frac{\partial f(\sigma_1, \sigma_3)}{\partial \sigma_3} = \lambda(\text{sen}\phi - 1) \quad (5)$$

Il confronto con le precedenti (1) implica le condizioni:

$$\lambda = \frac{v}{2} ; \quad \text{sen}\phi = \text{sen}\alpha ; \quad \phi = \alpha \quad (6)$$

2.1.5 Strain softening

Il risultato espresso dalle (6) dice che l'angolo formato tra la tangente alla superficie di rottura del conglomerato e la direzione della velocità deve coincidere, punto per punto, con il valore dell'angolo d'attrito in compressione posseduto localmente dal materiale. Se il profilo di rottura viene preso, in generale, curvo, questo comporta che l'angolo d'attrito sia diverso da punto a punto e cioè che il materiale subisca modificazioni nelle caratteristiche meccaniche a causa delle de-

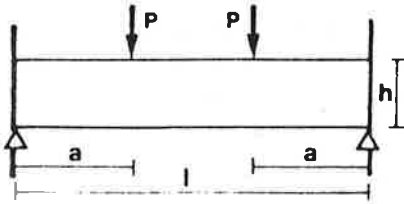


Fig. 1
Schema di trave

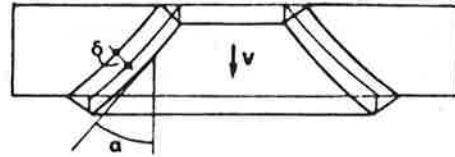


Fig. 2 Meccanismo di rottura

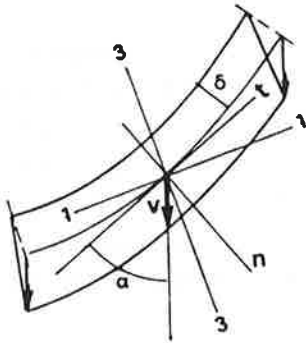


Fig. 3
Campo di spostamento
e direzioni principali
nella superficie di
rottura del conglomerato

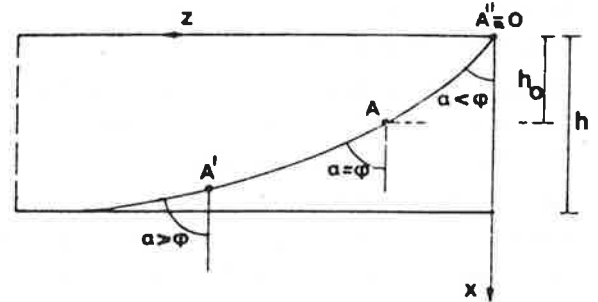


Fig. 6 Profilo della superficie
di rottura.

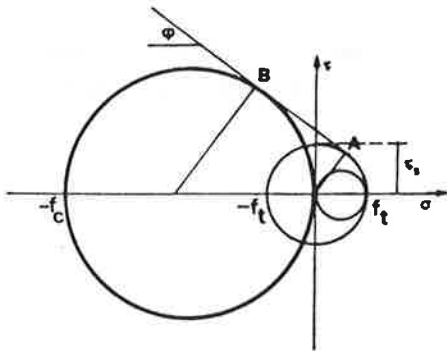


Fig. 4 Rappresentazione in
coordinate $\sigma - \tau$ del criterio
di plasticizzazione alla
Coulomb modificato.

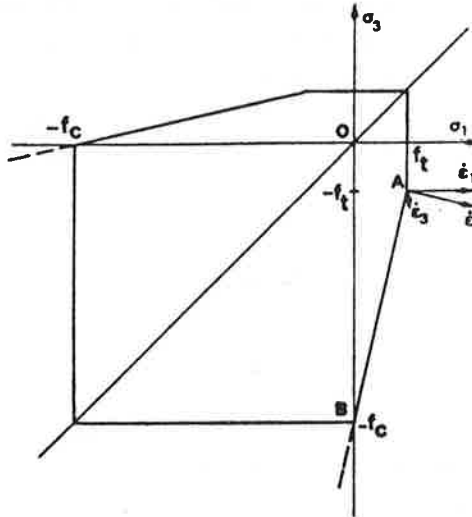


Fig. 5 Rappresentazione in coor-
dinate $\sigma_1 - \sigma_2$ del criterio di
plasticizzazione alla Coulomb
modificato.

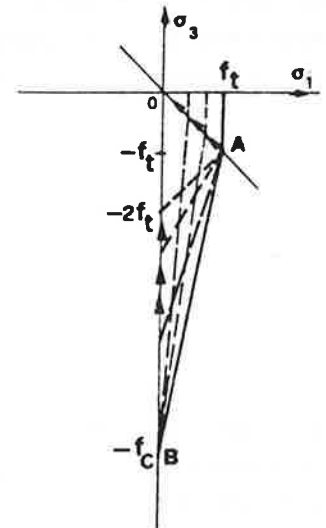


Fig. 7 Modificazioni
della curva di plasti-
cizzazione causate
dallo strain-softening

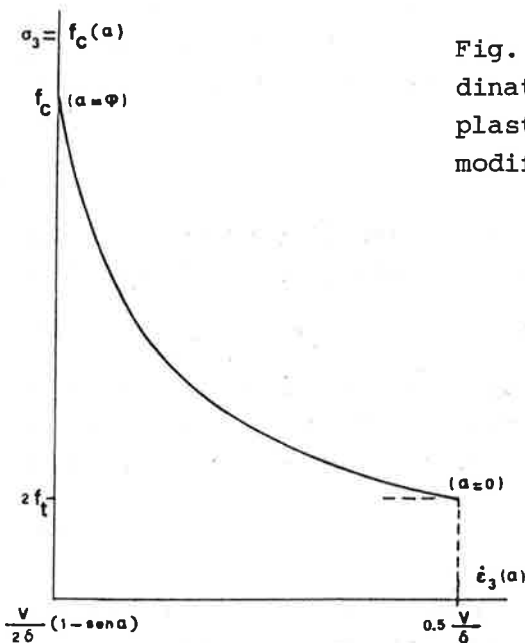


Fig. 8 Relazione costitutiva del
conglomerato in stato di sforzo
monoassiale di compressione.

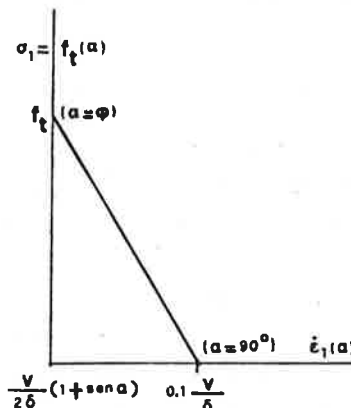


Fig. 9 Relazione costitutiva del
conglomerato in stato di sforzo
monoassiale di trazione.

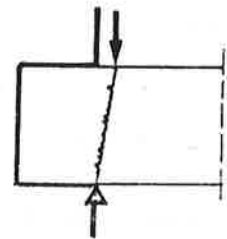


Fig. 10

formazioni plastiche. Dalla relazione (4) si vede che ad un aumento dell'angolo ϕ deve corrispondere, fermo restando f_c , una diminuzione di f_t e ad una riduzione di ϕ deve corrispondere, fermo restando f_t , una riduzione di f_c . Per quanto concerne il profilo della superficie di rottura (fig. 6) possiamo affermare che: - il punto A è in uno stato di sforzo rappresentato dal punto A della curva di plasticizzazione (fig. 7); - i punti compresi fra A e A' sono in stato di softening; la resistenza a trazione diminuisce al crescere di α ed il punto A rappresentativo dello stato di sforzo si sposta lungo la retta AO verso l'origine degli assi σ_1, σ_3 ; la posizione limite di A è in O; - nel tratto AA" esiste uno stato di sforzo monoassiale di compressione o biassiale, rappresentato da un punto del tratto AB di figura 7; poichè $\alpha < \phi$ vi è softening in compressione; quindi il punto B si sposta verso l'origine e con esso supporremo tutti i punti del tratto AB che ruota verso l'origine intorno ad A. La posizione limite di B è dove $\sigma_3 = -2f_t$. In definitiva lo stato di sforzo nei punti del tratto AA" può essere rappresentato da uno dei punti del tratto inclinato di fig. 7, nella posizione da esso assunta corrispondentemente al valore dell'angolo α (cf. (IV)).

2.1.6 Relazioni costitutive

Per quanto riguarda le equazioni costitutive, relativamente agli stati di sforzo rappresentati dai punti A e B di fig. 7, le cui posizioni sono condizionate dal softening, possiamo scrivere, con la (4):

$$\sigma_1 = -\sigma_3 = f_t(\alpha) = f_c \frac{1 - \text{sen}\alpha}{2} = f_t \frac{1 - \text{sen}\alpha}{1 - \text{sen}\phi} \quad (7)$$

$$\dot{\epsilon}_1 = \frac{v}{2\delta} (1 + \text{sen}\alpha)$$

$$\sigma_3 = f_c(\alpha) = f_t \frac{2}{1 - \text{sen}\alpha} = f_c \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\alpha}; \quad \sigma_1 = 0 \quad (8)$$

$$\dot{\epsilon}_3 = \frac{v}{2\delta} (1 - \text{sen}\alpha)$$

equazioni parametriche in α , rappresentate in diagramma nelle figure 8 e 9. Le (7) rappresentano, quindi, le relazioni costitutive in stato di sforzo monoassiale che il conglomerato dovrebbe avere coerentemente con le ipotesi fatte. Le relazioni costitutive per stati di sforzo biassiali, compresi nel tratto AB, sono facilmente esprimibili, in modo simile alle (7), con considerazioni geometriche sulla curva di fig. 7.

2.1.7 Determinazione del carico ultimo

Se scriviamo l'espressione della potenza dissipata dall'unità di superficie del conglomerato avremo, con le (1), (2) e (5), per le travi in assenza di armature al taglio: $W_1 = (\sigma_1 \dot{\epsilon}_1 + \sigma_3 \dot{\epsilon}_3) \delta = \frac{v}{2\delta} [\sigma_1(\text{sen}\alpha + 1) + \sigma_3(\text{sen}\alpha - 1)] \delta = f_t v$ (9)

indipendente dalla coppia σ_1, σ_3 di valori degli sforzi principali. Questo significa che possiamo utilizzare, in ogni caso, le espressioni (7) e (8). L'equazione delle potenze virtuali permette di dedurre l'espressione del carico ultimo a taglio.

$$Pv = \int_0^{h_0} v f_t b ds + \int_{h_0}^h v f_t b ds \quad (10)$$

Il primo integrale è esteso al tratto di superficie in cui è $\alpha < \phi$ e f_t non varia, il secondo a quello per cui è $\alpha > \phi$ e f_t variabile (fig. 6). Quindi avremo, tenute presenti le (6) e (7):

$$P = b f_c \frac{1 - \text{sen}\phi}{2} \int_0^{h_0} \frac{dx}{\cos\alpha} + \frac{b f_c}{2} \int_{h_0}^h \frac{1 - \text{sen}\alpha}{\cos\alpha} dx =$$

$$= b f_c \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{2} \int_0^{h_0} \sqrt{1 + (z')^2} dx + \frac{b f_c}{2} \int_{h_0}^h \left[\sqrt{1 + (z')^2} - z' \right] dx, \quad (11)$$

avendo posto: $\frac{dz}{dx} = \operatorname{tg} \alpha = z'(x)$ (12)

La (11) fornisce una soluzione limite superiore del carico ultimo. Occorre determinare la forma del profilo $z(x)$ della superficie di rottura che minimizzi il funzionale espresso dalla (11). Il processo di minimizzazione è regolato dall'equazione di Eulero

$$\frac{d}{dx} \frac{\partial L}{\partial z} - \frac{\partial L}{\partial z} = 0 \quad (13)$$

da applicarsi alla (11) con $L = L [z(x), z'(x)]$.

Si deduce che deve essere: $z''(x) = 0$ (14)

e quindi $z = x \operatorname{tg} \alpha$ (15)

Il profilo della superficie di rottura è, quindi, rettilineo e il campo di sforzo uniforme lungo la superficie stessa.

Il carico ultimo sarà espresso dalla

$$P = \frac{b h f_c}{2} (\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} - \operatorname{tg} \alpha) = \frac{b h f_c}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \alpha}{\cos \alpha} = b h \frac{f_t(\alpha)}{\cos \alpha} = b h \tau_s(\alpha) \quad (16)$$

Valida nel campo in cui è $\alpha \geq \phi$. Il minimo per tale espressione, se non vi fossero limitazioni d'altro tipo, si avrebbe per $\alpha = 90^\circ$ e varrebbe zero. Se vi è un vincolo che non consente alla lesione, dipartentesi dal punto di carico, di travalicare il vincolo stesso, il valore del carico limite è dato da

$$\bar{P}_c^* = \frac{b h f_c}{2} (\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \phi^*} - \operatorname{tg} \phi^*) = \frac{b h f_c}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \phi^*}{\cos \phi^*} = b h \tau_s^* \quad (17)$$

per

$$90^\circ \geq \phi^* \geq \phi \quad \text{e con} \quad \frac{a}{h} = \operatorname{tg} \phi^* \geq \operatorname{tg} \phi \quad (18)$$

L'espressione (17), nella prima forma del 2° membro (e quindi anche della seconda) coincide con quella fornita da Nielsen ed altri in (I), ma ottenuta senza implicazioni di softening. Se invece è $\alpha \leq \phi$, il carico ultimo sarà espresso dalla

$$P = \frac{b h f_c}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{\cos \alpha} = b h \frac{f_t}{\cos \alpha} = b h \tau_s \frac{\cos \phi}{\cos \alpha} \quad (19)$$

essendo

$$\tau_s = \frac{f_t}{\cos \phi}, \quad (\text{fig. 4}) \quad (20)$$

Per $\alpha = \phi$, si ha $P = b h \tau_s$ (21)

che è un'espressione classica della resistenza al taglio.

Le (19) e (21) sono condizionate dalla presenza di un vincolo in posizione tale per cui sia

$$\frac{a}{h} = \operatorname{tg} \phi^* \leq \operatorname{tg} \phi; \quad (22)$$

quindi la (19) può essere posta nella forma

$$P_c^* = \frac{b h f_c}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{\cos \phi^*} = \frac{b h f_t}{\cos \phi^*} \quad (23)$$

Per $\phi^* = 0$, avremo: $P_{c0}^* = b h f_t$ (24)

che corrisponde ad una situazione di carico descritta in fig. 10, a luce di taglio tendente a zero.

Dalle (17) e (23) ricaviamo i rapporti:

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\bar{p}_c^*}{bhf_c} = \frac{1 - \text{sen}\phi^*}{2 \cos\phi^*}, \quad \text{per } 90^\circ \geq \phi^* \geq \phi \quad (25)$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\bar{p}_c^*}{bhf_c} = \frac{1 - \text{sen}\phi}{2 \cos\phi^*} = \frac{1}{k \cos\phi^*}, \quad \text{per } 0 \leq \phi^* \leq \phi \quad (26)$$

In figura 11 sono tracciate le curve (25) e (26) per i diversi valori del rapporto k . Per ognuna di esse esiste un valore critico $a/h = \text{tg}\phi$ che fornisce il massimo di τ / f_c e quindi della resistenza al taglio della trave.

Per k e f_t sono state utilizzate le seguenti espressioni in funzione di f_c , desunte dallo studio (X).

$$k = 6.4 + 0.122 f_c, \quad (f_c \text{ in N/mm}^2) \quad (27)$$

$$f_t = \frac{f_c}{k} = \frac{f_c}{6.4 + 0.122 f_c}, \quad (f_c \text{ in N/mm}^2) \quad (27')$$

Nel detto studio (X) è stato mostrato che il legame sperimentale tra k e f_c può considerarsi lineare.

2.1.9 Armatura al taglio

In presenza di armature verticali (staffe), l'applicazione della (11) porta ad aggiungere nell'equazione (16) il termine relativo all'armatura. Se si ammette che queste siano uniformemente distribuite e raggiungano lo snervamento, avremo, indicando con f_s lo sforzo di snervamento dell'acciaio e con $\rho_s = \frac{A_s}{bh \text{ tg}\phi}$ la percentuale geometrica d'armatura verticale:

$$P = \frac{bhf_c}{2} \frac{1 - \text{sen}\alpha}{\cos\alpha} + \rho_s f_s bh \text{ tg}\alpha \quad (28)$$

Quindi

$$\frac{P}{bhf_c} = \frac{\tau}{f_c} = \frac{1 - \text{sen}\alpha}{2 \cos\alpha} + \phi \text{ tg}\alpha = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + \text{tg}^2\alpha} - \text{tg}\alpha) + \phi \text{ tg}\alpha \quad (29)$$

La condizione di minimo per il carico ultimo rispetto a ϕ fornisce:

$$\text{tg}\phi' = \frac{1 - 2\psi}{2\sqrt{\psi(1-\psi)}} \quad (30)$$

con

$$\psi = \rho_s \frac{f_s}{f_c} \quad \text{percentuale meccanica d'armatura.}$$

$$\text{Deve essere: } \text{tg}\phi' \geq 0 \quad \text{e} \quad 1 - \psi \geq 0 \quad (31)$$

Risulta in definitiva:

$$0 \leq \psi \leq 0.5; \quad 90^\circ \geq \phi' \geq 0; \quad 0 \leq \rho_s \leq 0.5 \frac{f_c}{f_s} \quad (32)$$

$$\text{E' da osservare, però, che la (28) è applicabile finchè} \quad \phi \leq \alpha \leq 90^\circ \quad (33)$$

intervallo in cui si esplica il softening in trazione; quindi la percentuale limite per l'applicazione della (28) si deduce dalla (30) e risulta:

$$\rho_{s,\phi} = \psi \frac{f_c}{\phi f_s} \quad \text{con} \quad \psi \phi = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\text{tg}\phi}{\sqrt{1 + \text{tg}^2\phi}} \right) = \frac{1 - \text{sen}\phi}{2} = \frac{1}{k} \quad (34)$$

La percentuale meccanica critica coincide col rapporto tra resistenza a trazione e compressione del conglomerato. Al crescere della resistenza del conglomerato decresce la percentuale critica. Un valore superiore alla percentuale limite $\rho_{s,\phi}$ porta ad una diminuzione della capacità portante della trave. Quindi nell'intervallo (33) il carico limite sarà espresso dalla formula:

$$\bar{p}' = \bar{p}'_c + \bar{p}'_s = \frac{bhf_c}{2} \frac{1 - \text{sen}\phi'}{\text{cos}\phi'} + \rho_s f_s hb \text{tg}\phi' = \frac{bhf_c}{2} (\sqrt{1 + \text{tg}^2\phi' - \text{tg}\phi'}) + \rho_s f_s bh \text{tg}\phi' \quad (35)$$

Per percentuali d'armatura superiori a $\rho_{s,\phi}$ e quindi per $0 \leq \phi' \leq \phi$, il carico limite diminuisce e viene raggiunto con softening in compressione; quindi sarà espresso dalla:

$$p' = p'_c + p'_s = bhf_c \frac{1 - \text{sen}\phi}{2 \text{cos}\phi'} + \rho_s f_s bh \text{tg}\phi' = \frac{bhf_t}{\text{cos}\phi'} + \rho_s f_s bh \text{tg}\phi' \quad (36)$$

valida nel campo $\psi_\phi \leq \psi \leq 0.5$; $\phi \geq \phi' \geq 0$ (37)

Per $\phi' = 0$ ($\psi' = 0.5$), si avrebbe: $P = bhf_t$ (38)

che è lo stesso valore che si ha in assenza di staffe, quando la luce di taglio va a zero. Cioè l'irrigidimento prodotto dall'armatura verticale produce un effetto analogo ad una riduzione della luce di taglio. Naturalmente, se nei casi esaminati si ha a che fare con una luce di taglio per cui è $a/h = \text{tg}\phi^* < \text{tg}\phi'$, il carico ultimo è dato dalla (36) dove va posto ϕ^* invece di ϕ' :

$$p^* = p^*_c + p^*_s = \frac{bhf_t}{\text{cos}\phi^*} + \rho_s f_s bh \text{tg}\phi^* \quad (36')$$

In figura 12 sono tracciate alcune curve τ/f_c in funzione di $\text{tg}\phi'$ per diversi valori del rapporto k del conglomerato.

2.1.10 Caso della precompressione

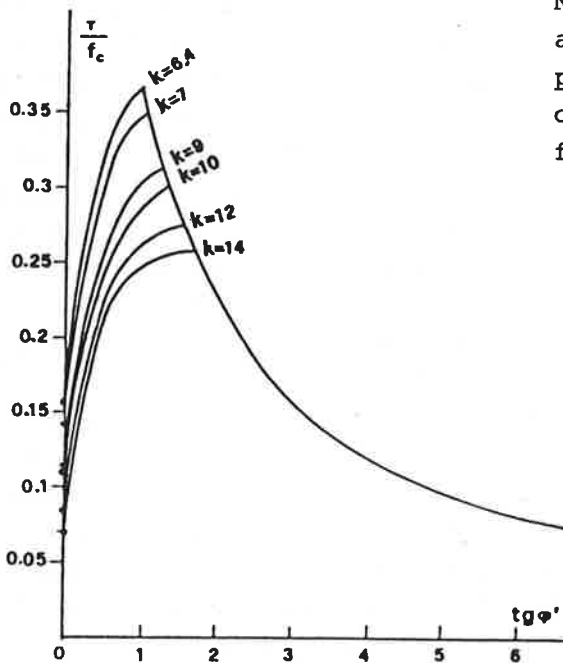


Fig.12 Relazioni $\tau/f_c - \text{tg}\phi'$ per travi in c.a. con armatura verticale

Nel caso della precompressione (o presenza di azione normale), questa induce, nelle direzioni principali, degli sforzi (determinabili con il circolo di Mohr) che provocano un incremento fittizio della resistenza a trazione (fig. 13)

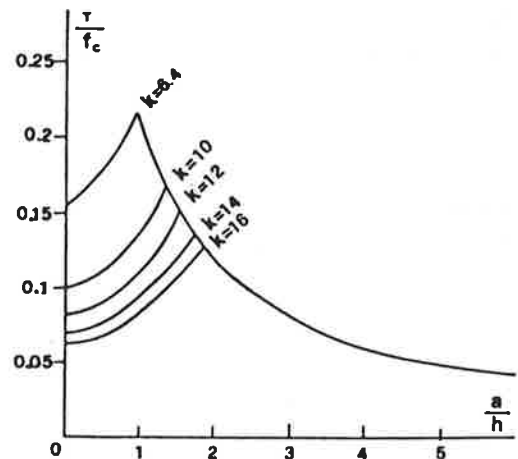


Fig.11 Relazioni $\tau/f_c - a/h$ per travi in c.a. in assenza di armature al taglio

del conglomerato nella direzione 1: questo comporta una riduzione del valore di k rispetto a quello originario del conglomerato. Ciò produce, quindi, un incremento del valore di τ/f_c e quindi della resistenza al taglio della trave, ma solo per valori del rapporto a/h cui corrispondono punti sui rami discendenti di sinistra dei diagrammi delle figure 11 e 12.

3. ALCUNI CONTROLLI SPERIMENTALI

Per un controllo sperimentale dei risultati teorici ottenuti, considereremo, dapprima, i dati relativi alla serie di 52 travi in c.a. a sezione rettangolare, semplicemente appoggiate, provate da K.N. Smith e A.S. Vantasiotis (XI). Si tratta di un elevato numero di campioni a sezione e armatura flessionale costante (che hanno presentato tutti rottura per taglio) con diversi rapporti l/h , a/h e differenti percentuali di staffe (tab. 1 e fig. 14 e 15). Il fatto che i vincoli di estremità fossero degli appoggi lasciava presumere che non si potessero sempre verificare quelle condizioni di rigidezza indispensabili per il corretto manifestarsi del meccanismo di rottura ipotizzato nella trattazione svolta. Tuttavia era anche interessante vedere se le diverse percentuali di staffe presenti nelle travi avessero l'effetto di un miglioramento delle condizioni di vincolo o più in generale della rigidezza al taglio, nel senso di provocare, in maniera fittizia, una riduzione della luce di taglio. La tabella 1 riassume le caratteristiche principali delle travi, utilizzate per i calcoli, e contiene le elaborazioni eseguite ai fini del confronto tra risultati teorici e sperimentali (v. app.). Dall'esame di tali risultati si possono trarre alcune considerazioni. Quando la rigidezza al taglio è elevata (a/h ridotto), si può ritenere che il meccanismo ipotizzato nella trattazione si formi. La presenza di staffe migliora la rigidezza al taglio favorendo la formazione del meccanismo e partecipando, per basse percentuali ρ_{s1} , alla rottura in maniera pressochè completa. Aumentando la percentuale ρ_{s1} , oltre un certo limite, l'armatura, pur favorendo il meccanismo, non partecipa completamente alla rottura. Per tali elevate rigidezze al taglio ($a/h \leq 0.85$ Serie A) l'armatura verticale è in grado di influire sulla posizione della lesione solo per elevate percentuali ρ_{s1} . Diminuendo la rigidezza al taglio ($0.85 \leq a/h \leq 1$, Serie B), potrebbe che le staffe, fino a una certa percentuale, siano influenti sul carico di rottura, pur favorendo la formazione del meccanismo. Il valore del carico è all'incirca quello corrispondente alla rottura del solo conglomerato. Per $\rho_{s1} \geq 0.063$, l'armatura influisce sul valore del carico ma in misura ridotta e via via sempre più consistente al crescere di ρ_{s1} (specie per $\rho_{s1} = 0.0125$). L'aumento di ρ_{s1} ha in un certo modo l'effetto di riportarci al caso precedente aumentando la rigidezza al taglio. Per più elevati valori del rapporto a/h (1.3 circa, Serie C), risulta essere elevata la percentuale ρ_{s1} necessaria per ristabilire il meccanismo ipotizzato. Per valori di ρ_{s1} ancora più elevati si influisce sulla posizione della lesione ma l'armatura incide pochissimo sul valore del carico ultimo. Esso dipende essenzialmente dal contributo del conglomerato. Per snellezze di taglio ancora più elevate ($a/h \geq 1.8$ circa, Serie D), occorre un certo valore di ρ_{s1} per ristabilire il meccanismo di rottura. L'armatura non sembra influire nè sulla posizione della lesione nè sul valore del carico ultimo, quest'ultimo dipendendo esclusivamente dal contributo del conglomerato. Per ogni caso esaminato risultano influenti le staffe orizzontali presen-

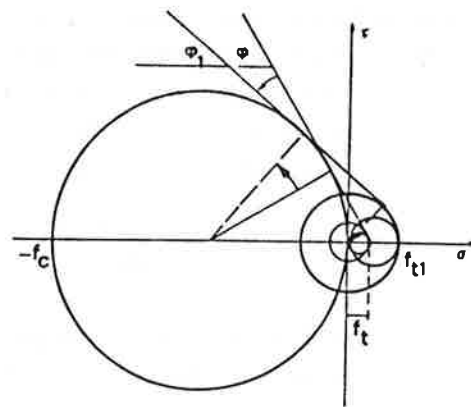


Fig. 13. Modificazione della curva di plasticizzazione indotta dalla precompressione.

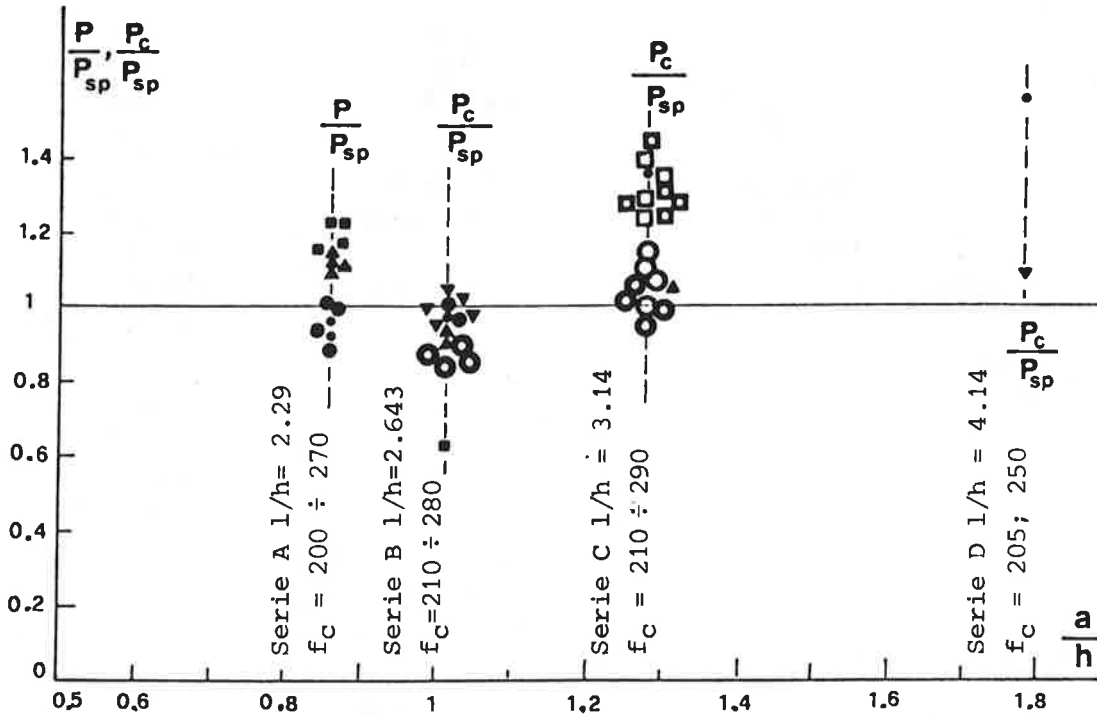


Fig. 14 Elaborazione risultati sperimentali di Smith e Vantsiotis (XI). Relazione carichi teorici/sperimentali \div a/h ($A_{S1\%} = \text{cost} = 1.66$).

• $\rho_{S1} = 0.00$; \square $\rho_{S1} = 0.0018$; \bullet $\rho_{S1} = 0.0024$; \circ $\rho_{S1} = 0.0028$; \blacksquare $\rho_{S1} = 0.0031$;
 \blacktriangledown $\rho_{S1} = 0.0042$; \odot $\rho_{S1} = 0.0056$; \blacktriangle $\rho_{S1} = 0.0063$; \ominus $\rho_{S1} = 0.0077$; \blacksquare $\rho_{S1} = 0.0125$

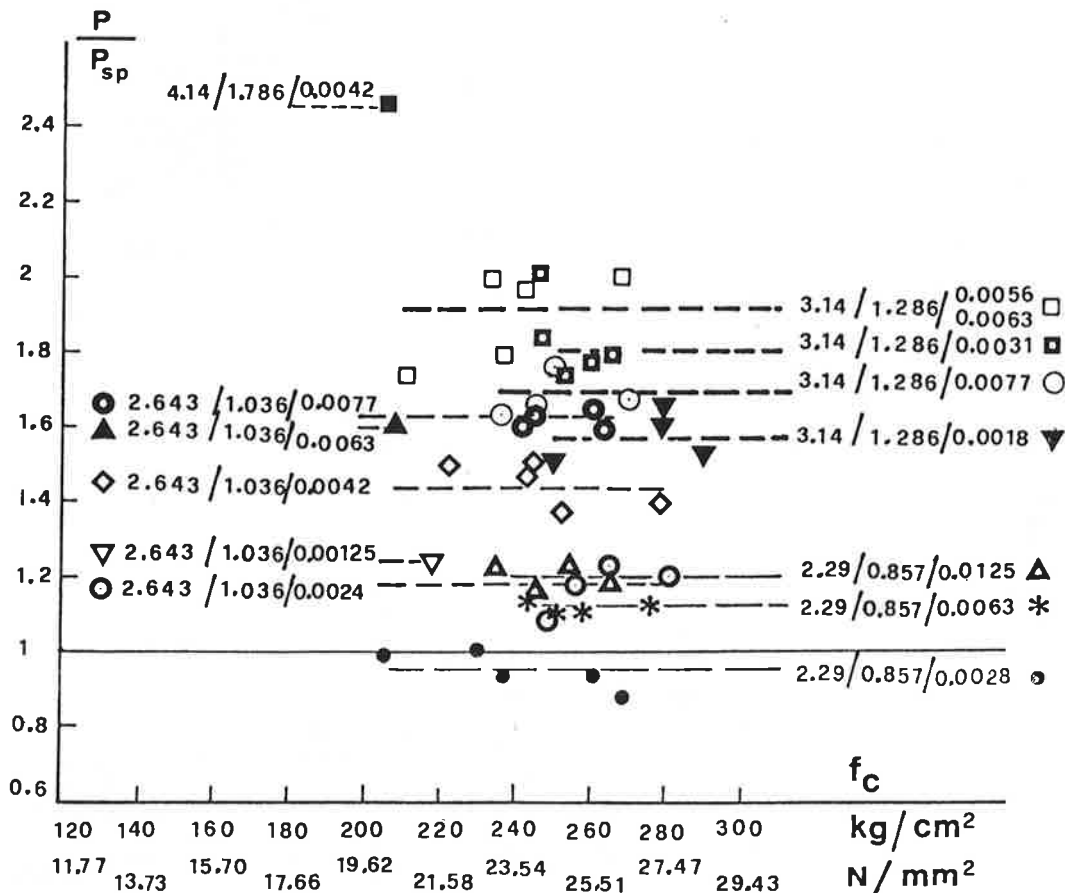


Fig. 15 Elaborazione risultati sperimentali di Smith e Vantsiotis (XI). Relazione $P/P_{sp} \div f_c$ (i tre numeri in corrispondenza di una serie di punti indicano, nell'ordine, i valori di l/h , a/h e ρ_{S1}).

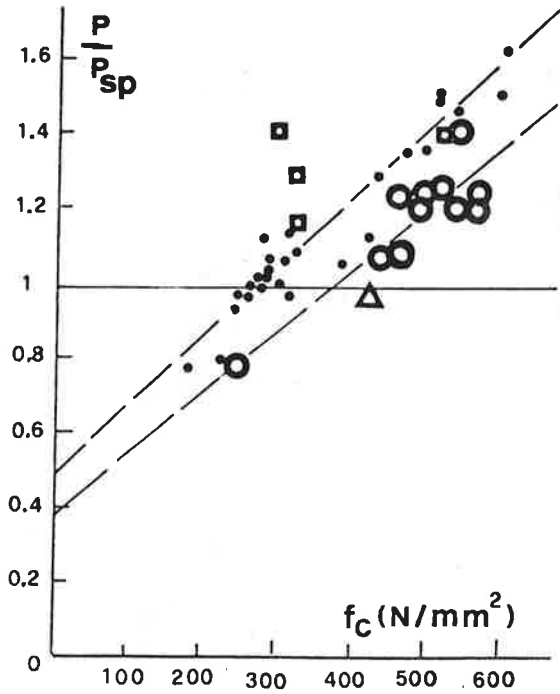


Fig. 16 Elaborazione risultati sperimentali di J.v.d. Berg (XII). Relazione tra carichi teorici/sperimentali e f_c con $l/h = \text{cost} = 9.09$.

- $a/h = 2.4-2.5$; $l/a = 3.75-3.6$; $A_{sl}\% = 1.72-3.7$
- ◻ $a/h = 3$; $l/a = 3.03$; $A_{sl}\% = 2.4-3.7$
- ◉ $a/h = 3.2-3.8$; $l/a = 2.81-2.37$; $A_{sl}\% = 3.7$
- ◄ $a/h = 4.18$; $l/a = 2.17$; $A_{sl}\% = 3.7$

Fig. 18 Idem da J.v.d. Berg (XII). Relazione $P/P_{sp} \div a/h$ ($l/h = \text{cost} = 9.09$; $A_{sl}\% = \text{cost} = 3.7$) A fianco dei punti i valori di f_c in Kg/cm^2 .

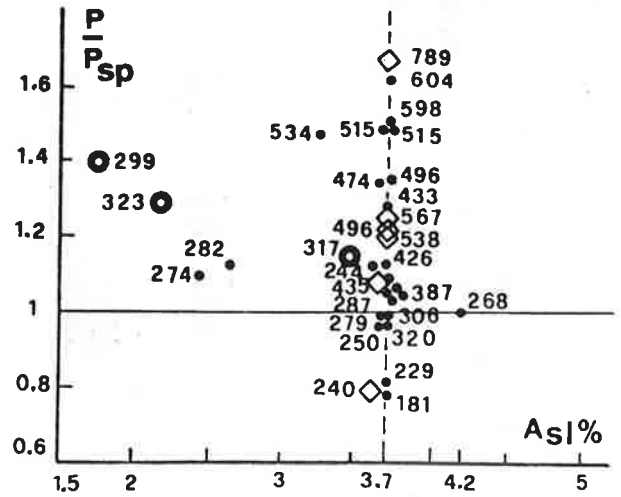


Fig. 17 Idem da J.v.d. Berg (XII). Relazione $P/P_{sp} \div A_{sl}\%$ ($l/h = \text{cost} = 9.09$) A fianco dei punti i valori di f_c in Kg/cm^2 .
 • $a/h = 3.0$
 ◉ $a/h = 2.364-2.475$
 ◊ $a/h = 3.636$

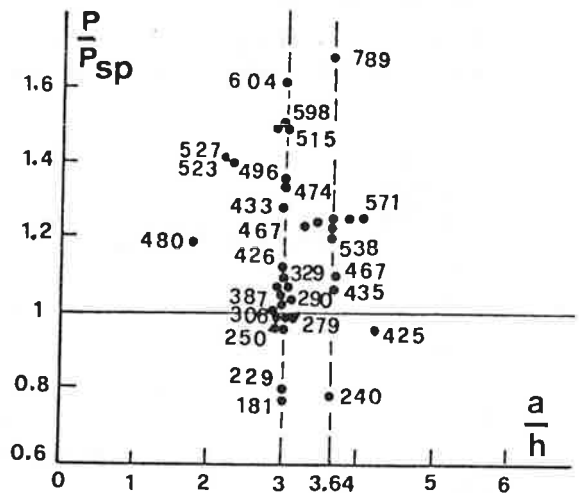


Fig. 19 Elaborazione risultati sperimentali di Moody-Viest (XIII). Relazione $P/P_{sp} \div f_c$ ($a/h = 1.33$; $l/h = 5$)

- $A_{sl}\% = 2.72$
- ◉ $A_{sl}\% = 3.46$
- ◊ $A_{sl}\% = 4.25$

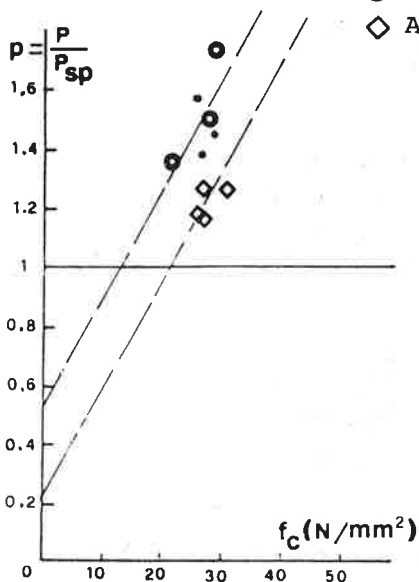
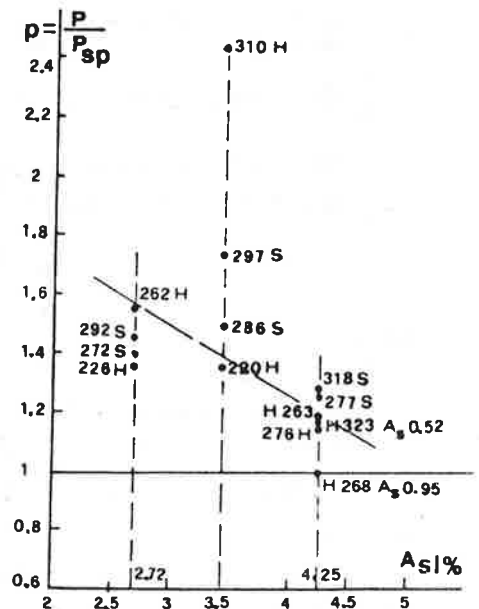


Fig. 20 Idem c. fig. 19 Relazione $P/P_{sp} \div A_{sl}\%$ ($a/h = \text{cost} = 1.33$; $l/h = \text{cost} = 5.00$). I numeri indicano i valori di f_c in Kg/cm^2 .



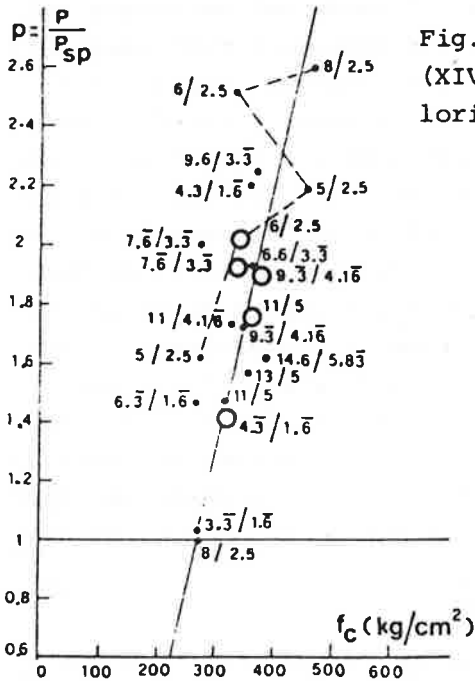


Fig. 21 Elaborazione risultati sperimentali di Diaz (XIV). Relazione $P/P_{sp} \div f_c$. (A fianco dei punti i valori di l/h e a/h).

• $A_{s1}\%$ = 3.36
 ○ $A_{s1}\%$ = 3.33 e $N=9KN$

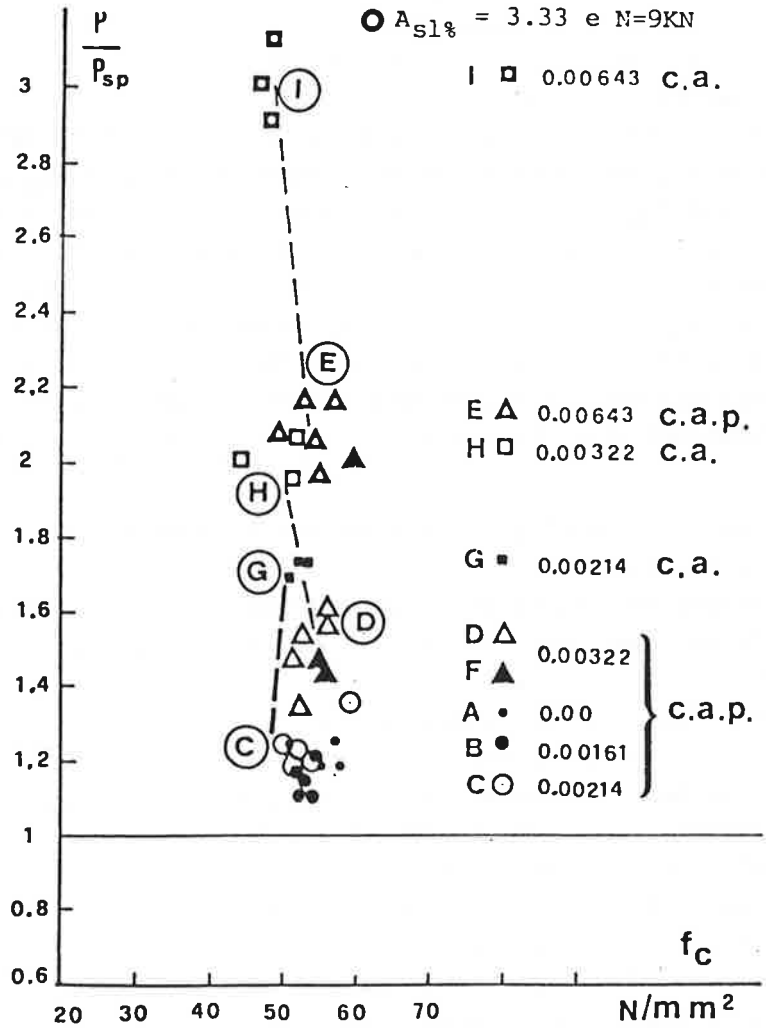


Fig. 23 Elaborazione risultati sperimentali di Radogna (XVI) (XVII). Relazione $P/P_{sp} \div f_c$. I numeri indicano i valori ρ_{s1} .

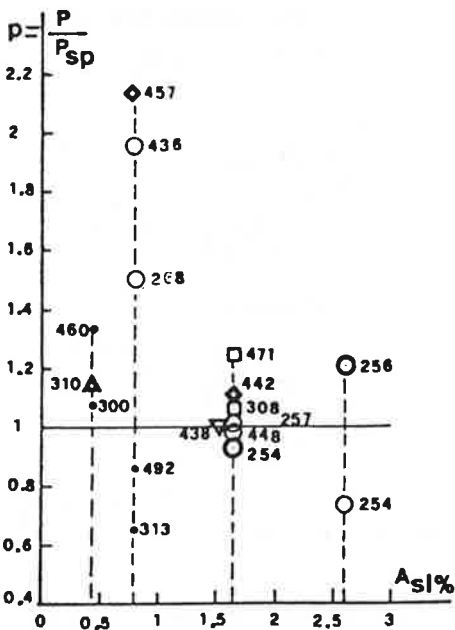
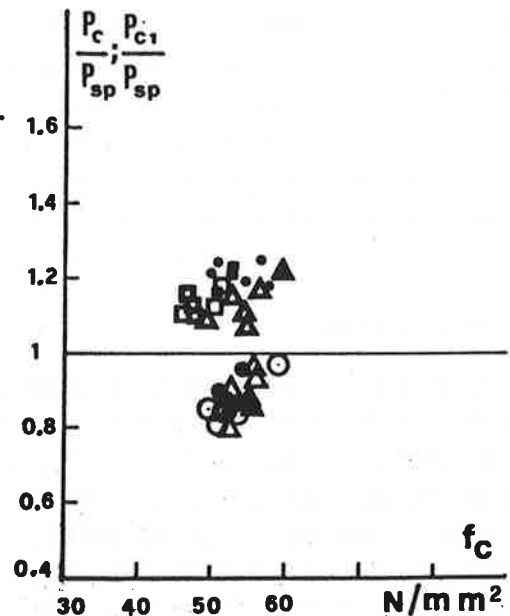


Fig. 22 Elaborazione risultati sperimentali di De Paiva (XV). Relazione $P/P_{sp} \div A_{s1}\%$ con $l/a = \text{cost} = 3$. (A fianco dei punti i valori di f_c in Kg/cm^2)

- $\rho_{s1} = 0$; $l/h = 1.846$; $a/h = 0.615$
- $\rho_{s1} = 0$; $l/h = 2.6$; $a/h = 0.88$
- ⊙ $\rho_{s1} = 1.09$; $l/h = 2.6$; $a/h = 0.88$
- $\rho_{s1} = 0$; $l/h = 3.428$; $a/h = 1.143$
- △ $\rho_{s1} = 0.94$; $l/h = 1.267$; $a/h = 0.88$
- ▽ $\rho_{s1} = 1.31$; $l/h = 3.67$; $a/h = 0.88$
- ◇ $\rho_{s1} = 0.7; 0.98$; $l/h = 3.429$; $a/h = 1.143$

Fig. 24 Idem da Radogna. Relazione $P_c/P_{sp} \div f_c$. Si rileva, nell'ambito delle rotture per taglio (serie A, B, C, G) il contributo predominante del cs sul carico di rottura.



ti nelle travi. Risulta comunque evidente, in ogni caso, il ruolo del softening sul fenomeno di rottura. Con operazioni analoghe sono stati elaborati i dati sperimentali di J. Van den Berg (XII), K.G. Moody e al. (XIII), R. Diaz de Cossio e C.P. Siess (XIV) e R. de Paiva (XV), quasi totalmente riferiti a travi prive di staffe (vedi tab. 2 e figg. 16 ÷ 22). Queste serie di risultati mostrano che lo scostamento dal meccanismo di riferimento, fermi restando, di volta in volta, gli altri parametri, cresce al crescere di l/h , cresce con f_c , si riduce al crescere di a/h e si riduce al crescere di $A_{s1\%}$. L'osservazione dei risultati di Moody e V. d. Berg mostra, ad esempio, delle linearità fra $p = P_{teor}/P_{sp}$ e f_c , a parità di valori di a/h e $A_{s1\%}$. La retta rappresentativa si sposta parallelamente a sè stessa al variare di $A_{s1\%}$, fermo restando a/h , variandone, quindi, l'ordinata all'origine; la pendenza di tali rette, invece, aumenta al diminuire del valore di a/h . Possiamo pensare, quindi, che lo scostamento dal meccanismo di riferimento (per un certo valore di l/h) possa essere espresso attraverso un "coefficiente di meccanismo" (per cui dividere i valori del carico ultimo espressi dalle formule ottenute nella trattazione) così formulato:

$$k_p = m \left[\frac{a}{h} \right] \cdot f_c + n [A_{s1\%}] \quad (39)$$

con m e n coefficiente angolare e termine noto della retta, funzioni di a/h e $A_{s1\%}$ rispettivamente.

Naturalmente possono essere ipotizzati, in relazione ai valori dei parametri che determinano scostamenti dal meccanismo di riferimento, ulteriori meccanismi, alcuni dei quali indicati in fig. 25.

Con riferimento al meccanismo di fig. 25(a) sono stati elaborati i risultati di due serie di travi, a doppio T non simmetrico, in c.a.p. di E. F. Radogna (XVI), (XVII) e riportati in tab. 3 e nelle figg. 23 e 24. Per il valore del rapporto a/h (2.86 circa) utilizzato per tali travi, la precompressione non influisce sul valore del carico ultimo teorico rispetto a quello calcolabile nel caso di travi in c.a. La precompressione migliora, invece, il comportamento a taglio rispetto al c.a. riducendone (a parità di ρ_{s1}) lo scostamento dal meccanismo di riferimento, mentre il coinvolgimento alla rottura della armatura verticale tende a ridursi per i valori più elevati di ρ_{s1} (fig. 23).

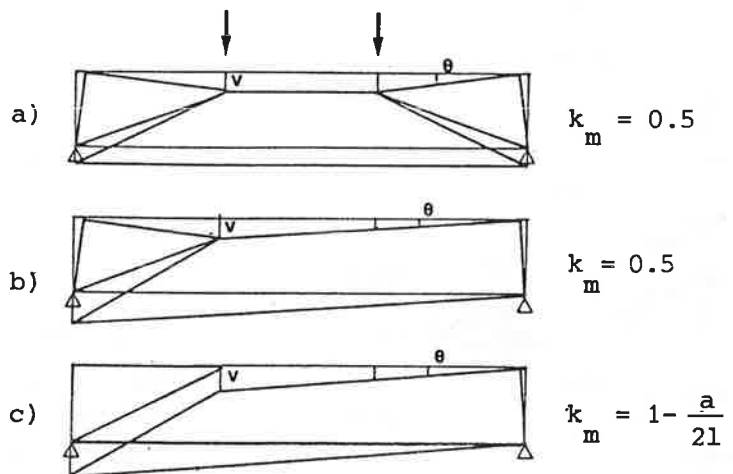


Fig. 25. Ulteriori meccanismi di rottura possibili. Il valore di k_m indica il rapporto fra il carico ultimo corrispondente al meccanismo e quello relativo al meccanismo di riferimento impiegato nella trattazione.

4. CONCLUSIONI

La trattazione esposta ha mostrato l'opportunità di condurre l'analisi plastica per la determinazione della resistenza al taglio delle travi in conglomerato cementizio servendosi sia di un criterio opportunamente modificato di Coulomb-Mohr come condizione di plasticizzazione, sia di relazioni costitutive, per il materiale, esibenti strain-softening. Si è riusciti, in tal modo, ad ottenere delle formulazioni analitiche del carico ultimo coinvolgenti i principali parametri in gioco. Si è ottenuto che: - il carico ultimo a taglio dipende dall'area della sezione di conglomerato,

dalla posizione dei carichi (rapporto a/h), dalla resistenza del conglomerato e dalla percentuale meccanica d'armatura (valore di $\text{tg}\phi'$); - la relazione τ/f_c (e quindi il carico ultimo) in funzione di a/h o della percentuale meccanica d'armatura ($\text{tg}\phi'$) presenta un massimo variabile in dipendenza della resistenza del conglomerato. Esiste cioè una percentuale meccanica di staffe critica (e pari a $\frac{1}{k}$) al di sotto o al di sopra della quale la resistenza al taglio diminuisce. Quindi risulta inutile oltrechè dannoso un impiego di staffe superiore a tale percentuale. Ciò naturalmente quando la distribuzione di esse è prossima a quella uniforme ipotizzata. Tale percentuale critica coincide con il rapporto tra resistenze a trazione e compressione.

Il confronto tra i risultati teorici e sperimentali mostra che: - ogni qual volta il meccanismo di rottura, in forza delle generali condizioni di vincolo delle travi, può essere considerato quello di riferimento impiegato nella trattazione, si ha concordanza fra valori teorici e sperimentali; - quando esse, invece, conferiscono particolare deformabilità alle travi, si hanno scostamenti più o meno marcati dal meccanismo di riferimento. In relazione a tali scostamenti, l'armatura verticale, mentre favorisce la formazione del meccanismo, risulta coinvolta a rottura in misura maggiore o minore o nulla, per cui, in molti casi, il carico ultimo sembra dipendere dal solo contributo del conglomerato. Tale fatto ha anche un riscontro nelle rotture improvvise che caratterizzano le prove (cf. ad es. (X), (XVI), (XVII)), verificatesi, tra l'altro e varie volte, in luci di taglio opposte a quelle di prima apparizione delle lesioni diagonali. In relazione ai valori delle deformazioni di rottura per trazione esibite dai conglomerati (XVIII), parrebbe più opportuno, per quanto concerne l'armatura al taglio, utilizzare staffe a basso punto di snervamento per un loro migliore sfruttamento.

Per quanto riguarda gli scostamenti di cui sopra, si può proporre, inoltre, un "coefficiente di meccanismo" a variazione lineare con fattori dipendenti da a/h , $A_{s1\%}$ e ρ_{s1} (o ψ), a parità di l/h , che misura lo scostamento dal meccanismo di riferimento e per cui occorre dividere i carichi ultimi ottenuti nella trattazione.

Nel caso di travi precomprese (o in presenza di azione normale) la precompressione (o l'azione normale), mentre ne migliora il comportamento a taglio, influisce sul valore del carico ultimo solo per valori di a/h e di $\text{tg}\phi'$ inferiori a quelli di massimo per τ/f_c . Ulteriori controlli di risultati sperimentali occorrono, e sono previsti dopo questi primi esaminati, nonchè nuove prove per meglio approfondire i risultati qui riassunti e specie per quanto concerne l'influenza della posizione e configurazione dei carichi e del tipo di vincolo, al di fuori del consueto e frequente schema di trave appoggiata con uno o due carichi concentrati e simmetricamente disposti.

BIBLIOGRAFIA

- (I) Nielsen M.P., Braestrup M.W., Jensen B.C., Bach F., "Concrete Plasticity", Special publication udgivet af Selskab for Bygningsstatik, Lyngby, oktober 1978.
- (II) Braestrup M.W., "Punching shear in concrete slabs", IABSE Colloquium Copenhagen 1979, Plasticity in Reinforced Concrete, Introductory Report, pp. 115-138.
- (III) Braestrup M.W., "Structural Concrete as a Plastic Material", IABSE Colloquium Delft 1981, Final Report, pp. 3-16.
- (IV) Bortolotti L., Cossu P., "Sul punzonamento delle piastre piane in conglomerato cementizio semplice e armato. Analisi teorica e verifiche sperimentali". Atti Fac. Ing., vol. 21, n. 1, mag. 1983, pp. 127-190, Cagliari.

- (V) Bortolotti L., "Analisi limite e implicazioni di strain softening per un cubo di conglomerato compresso mediante doppio punzone". Atti Fac. Ing., vol. 22, anno XI, n. 2, ott. 1983, pp. 151-171, Cagliari.
- (VI) Bortolotti L., "Il significato della resistenza apparente a trazione per flessione, da un'analisi a rottura in presenza di strain softening. Atti Fac. Ing., vol. 22, anno XI, n. 2, ott. 1983, pp. 173-197, Cagliari.
- (VII) IABSE Colloquium Delft 1981, "Advanced Mechanics of Reinforced Concrete", Final Report, Discussion, Session 1, part 1, "Modelling of Material Behaviour", p. 248.
- (VIII) Bortolotti L., "Sul criterio di rottura di Coulomb-Mohr dei materiali fragili", Atti Fac. Ing., vol. 18, anno X, n. 1, mag. 1982, pp. 167-188, Cagliari.
- (IX) Jensen B.C., "Lines of discontinuity for displacements in the theory of plasticity of plain and reinforced concrete. Magazine of Concrete Research, vol. 27, n. 92, Sept. 1975, pp. 143-150.
- (X) Bortolotti L., "Relazioni di interdipendenza delle caratteristiche di resistenza del conglomerato". Atti Fac. Ing., vol. 22, anno XI, n. 2, ott. 1983, pp. 139-150, Cagliari.
- (XI) Smith K.N., Vantsiotis A.S., "Shear strength of deep beams. ACI Journal mag./giu. 1982, pp. 201-213.
- (XII) Van den Berg J., "Shear Strength of reinforced concrete beams without web reinforcement, part 2, ACI Journal, nov. 1962, pp. 1587-1599.
- (XIII) Moody K.G., Viest I.M., Elstner R.C., Hognestad E., "Shear strength of reinforced concrete beams", part 1, ACI Journal, dec. 1954, pp. 317-332.
- (XIV) Diaz de Cossio R., Siess C.P., "Behaviour and strength in shear of beams and frames without web reinforcement", ACI Journal, feb. 1960, pp. 695-735.
- (XV) Rawdon de Paiva H.A., Chester P. Siess, "Strength and behaviour of deep beams in shear", Journal of the Structural Division, vol. 91, n. ST5, oct. 1965, part 1, pp. 19-41.
- (XVI) Radogna E.F., "Esperienze di rottura al taglio su travi a doppio T con armatura pre-tesa", nota I, Istituto di Scienza delle Costruzioni, pubbl. n. II-48, Roma.
- (XVII) Radogna E.F., "Esperienze di rottura al taglio su travi a doppio T con armatura pre-tesa", nota II, Istituto di Scienza delle Costruzioni, pubbl. n. II-49, Roma.
- (XVIII) Bortolotti L., "Sullo stato limite di flessione e pressoflessione delle travi in conglomerato armato in presenza di strain-softening", (in corso di pubblicazione).

APPENDICE

TABELLA 1

Elaborazione dei risultati sperimentali di K.N. Smith e A.S. Vantsiotis (XI)

PARTE PRIMA

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLE TRAVI.

Valori comuni a tutte le serie:

b = 10.16 cm (larghezza)

h = 35.56 cm (altezza)

d = 30.48 cm (altezza utile)

bh = 361.29 cm²

f_s = 483.63 N/mm² (tensione di snervamento delle staffe)

Asl₀ = 100 Asl/bh (percentuale geometrica di armatura longitudinale di flessione).

f'_C = resistenza a compressione cilindrica
f_C = 1.25 f'_C

SERIE E N°	l (cm)	l/h	a (cm)	a/h = tgφ*	s (cm)	ρ _{s1} = λ _{s1} / bs	f' _C (N/mm ²)	f _C (N/mm ²)	K	f _t (N/mm ²)	φ (°)	ρ _{s1} (34)	ψ = f _s / f _C	tgφ*	φ' (°)
OAO 44	81.28	2.29	30.48	0.857	-	-	20.50	25.63	9.532	2.68	52.50	0.00555	-	-	-
OAO 48	"	"	"	"	"	"	20.89	26.12	9.592	2.72	52.325	0.00562	-	-	-
1A1 10	"	"	"	"	22.86	0.0028	18.64	23.30	9.244	2.52	51.595	0.00520	0.0582	1.886	62.069
1A3 11	"	"	"	"	"	"	18.05	22.56	9.16	2.46	51.413	0.00509	0.0600	1.852	61.638
1A4 12	"	"	"	"	"	"	16.09	20.11	8.86	2.27	50.738	0.00469	0.0673	1.727	59.932
1A4 51	"	"	"	"	"	"	20.50	25.63	9.532	2.69	52.202	0.00554	0.0529	2.091	64.457
1A6 37	"	"	"	"	"	"	21.09	26.36	9.532	2.74	52.398	0.00567	0.0513	2.034	63.818
2A1 38	"	"	"	"	10.16	0.0063	21.68	27.10	9.712	2.79	52.567	0.00576	0.1125	1.226	50.805
2A3 39	"	"	"	"	"	"	19.72	24.65	9.412	2.62	51.953	0.00541	0.1237	1.142	48.803
2A4 40	"	"	"	"	"	"	20.31	25.38	9.508	2.67	52.153	0.00552	0.1199	1.17	49.478
2A6 41	"	"	"	"	"	"	19.13	23.91	9.328	2.56	51.775	0.00531	0.1273	1.118	48.192
3A1 42	"	"	"	"	5.08	0.0125	18.44	23.05	9.22	2.50	51.543	0.00517	0.2620	0.5412	28.423
3A3 43	"	"	"	"	"	"	19.23	24.03	9.34	2.57	51.801	0.00532	0.2510	0.5742	29.864
3A4 45	"	"	"	"	"	"	20.80	26.00	9.58	2.71	52.301	0.00561	0.2320	0.6349	32.411
3A6 46	"	"	"	"	"	"	19.91	24.89	9.448	2.64	52.028	0.00545	0.2430	0.5992	30.931
OBO 49	94.00	2.643	36.83	1.0357	-	-	21.68	27.10	9.712	2.79	52.567	0.00576	-	-	-
1B1 01	"	"	"	"	26.67	0.0024	22.07	27.59	9.772	2.85	52.687	0.00583	0.0421	2.280	66.319
1B3 29	"	"	"	"	"	"	20.11	25.14	9.472	2.65	52.078	0.00548	0.0462	2.162	65.176
1B4 30	"	"	"	"	"	"	20.80	26.00	9.58	2.71	52.301	0.00561	0.0464	2.156	65.121
1B6 31	"	"	"	"	"	"	19.52	24.40	9.388	2.60	51.902	0.00538	0.0475	2.127	64.823
2B1 05	"	"	"	"	15.24	0.0042	19.13	23.91	9.328	2.57	51.775	0.00531	0.0848	1.490	56.14
2B3 06	"	"	"	"	"	"	19.03	23.79	9.316	2.56	51.75	0.00528	0.0852	1.486	56.058
2B4 07	"	"	"	"	"	"	17.46	21.83	9.064	2.40	51.20	0.00497	0.0933	1.398	54.429
2B4 52	"	"	"	"	"	"	21.78	27.22	9.736	2.80	52.615	0.00579	0.0745	1.620	58.321
2B6 32	"	"	"	"	"	"	19.72	26.65	9.424	2.62	51.978	0.00542	0.0822	1.521	57.678
3B1 08	"	"	"	"	10.16	0.0063	16.28	20.36	8.896	2.29	50.821	0.00474	0.149	0.986	44.587
3B1 36	"	"	"	"	8.28	0.0077	20.40	25.51	9.52	2.68	52.178	0.00554	0.146	1.0025	45.072
3B3 33	"	"	"	"	"	"	19.03	23.79	9.304	2.55	51.724	0.00528	0.157	0.943	43.314
3B4 34	"	"	"	"	"	"	19.23	24.03	9.34	2.57	51.801	0.00532	0.155	0.953	43.630
3B6 35	"	"	"	"	"	"	20.70	25.87	9.568	2.71	52.276	0.00560	0.144	1.014	45.398
4B1 09	"	"	"	"	5.08	0.0125	17.07	21.34	9.016	2.37	51.093	0.00490	0.2827	0.4825	25.76
OC0 50	111.76	3.14	45.72	1.2857	-	-	20.70	25.87	9.568	2.71	52.276	0.0060	-	-	-
1C1 14	"	"	"	"	35.56	0.0018	19.23	24.03	9.34	2.57	51.801	0.00532	0.0362	2.483	68.064
1C3 02	"	"	"	"	"	"	21.88	27.35	9.748	2.81	52.639	0.00580	0.0318	2.668	69.455
1C4 15	"	"	"	"	"	"	22.66	28.33	9.868	2.87	52.875	0.00594	0.0307	2.720	69.818
1C6 16	"	"	"	"	"	"	21.78	27.22	9.736	2.80	52.615	0.00579	0.0319	2.664	69.423
2C1 17	"	"	"	"	20.32	0.0031	19.82	24.77	9.436	2.63	52.003	0.00544	0.0604	1.845	61.546
2C3 03	"	"	"	"	"	"	19.23	24.03	9.34	2.57	51.801	0.00532	0.0624	1.809	61.069
2C3 27	"	"	"	"	"	"	19.33	24.16	9.352	2.58	51.826	0.00534	0.0621	1.814	61.139
2C4 18	"	"	"	"	"	"	20.40	25.51	9.52	2.68	52.178	0.00554	0.0588	1.875	61.933
2C6 19	"	"	"	"	"	"	20.80	26.00	9.58	2.71	52.301	0.00561	0.0577	1.897	62.202
3C1 20	"	"	"	"	11.43	0.0056	20.99	26.24	9.616	2.73	52.37	0.00562	0.103	1.306	52.561
3C3 21	"	"	"	"	"	"	16.58	20.72	8.932	2.32	50.904	0.00479	0.1308	1.095	47.595
3C4 22	"	"	"	"	"	"	18.25	22.81	9.196	2.49	51.491	0.00514	0.1185	1.180	49.729
3C6 23	"	"	"	"	"	"	19.03	23.80	9.304	2.55	51.724	0.00528	0.1141	1.214	50.916
4C3 04	"	"	"	"	10.16	0.0063	18.54	23.18	9.232	2.51	51.569	0.00518	0.1316	1.090	47.459
4C1 24	"	"	"	"	8.26	0.0077	19.62	24.53	9.4	2.61	51.928	0.00539	0.152	0.969	44.107
4C3 28	"	"	"	"	"	"	19.23	24.03	9.34	2.57	51.801	0.00532	0.155	0.953	43.63
4C4 25	"	"	"	"	"	"	18.44	23.05	9.232	2.51	51.569	0.00518	0.161	0.922	42.687
4C6 26	"	"	"	"	"	"	21.19	26.49	9.64	2.75	52.422	0.00568	0.141	1.032	45.889
OD0 47	147.32	4.14	63.5	1.786	-	-	19.52	24.40	9.364	2.59	51.852	0.00533	-	-	-
4D1 13	"	"	"	"	15.24	0.0042	16.09	20.11	8.86	2.27	50.738	0.00469	0.101	1.324	52.939

TABELLA 1

PARTE SECONDA

CARICHI TEORICI E SPERIMENTALI

Il numero tra parentesi indica la formula di riferimento contenuta nel testo.

Per ogni altro dettaglio si rimanda alla memoria citata.

SERIE E N°	P_c^* (KN) (23)	P_c' (KN) (47)	\bar{P}_c^* (KN) (17)	\bar{P}_c' (KN) (35)	P_s^* (KN) (36')	P_s' (KN) (36)	$P^* = \frac{P_c^* + P_s^*}{C}$ (KN)	$P' = \frac{P_c' + P_s'}{C}$ (KN)	$\bar{P}^* = \frac{P_c^* + P_s^*}{C}$ (KN)	$\bar{P}' = \frac{P_c' + P_s'}{C}$ (KN)	P_{SP} (KN)	$\frac{P_c^*}{P_{SP}}$ $\bar{\frac{P_c^*}{P_{SP}}}$	$\frac{P_c'}{P_{SP}}$ $\bar{\frac{P_c'}{P_{SP}}}$	$\frac{P^*}{P_{SP}}$ $\bar{\frac{P^*}{P_{SP}}}$	$\frac{P'}{P_{SP}}$ $\bar{\frac{P'}{P_{SP}}}$
0A0 44	127.80						127.80				139.53	0.916			
0A0 48	129.43						129.43				136.10	0.951			
1A1 10	119.68				31.20		150.88				161.24	0.742		0.936	
1A3 11	117.21						148.41				148.34	0.790		1.000	
1A4 12	108.01						139.21				141.22	0.765		0.986	
1A4 51	127.80						159.00				170.94	0.747		0.930	
1A6 37	130.41						161.61				184.07	0.780		0.878	
2A1 38	132.66				62.41		195.07				174.49	0.760		1.118	
2A3.39	124.49						186.90				170.58	0.730		1.096	
2A4 40	127.15						189.56				172.09	0.739		1.102	
2A6 41	122.06						184.47				161.90	0.754		1.139	
3A1 42		102.73				93.62					161.01		0.638		1.219
3A3 43		107.20				"					172.71		0.620		1.163
3A4 45		116.12				"					178.54		0.650		1.175
3A6 46		111.07				"					168.13		0.660		1.217
0B0 49	144.93						144.93				148.85	0.974			0.974
1B1 01	146.67				31.20		177.87				147.29	0.996		1.208	
1B3 29	137.84						169.04				143.40	0.961		1.179	
1B4 30	141.06						172.26				140.19	1.006		1.229	
1B6 31	135.24						166.44				153.18	0.883		1.056	
2B1 05	133.41				62.41		195.82				128.86	1.035		1.520	
2B3 06	132.99						195.40				131.08	1.015		1.491	
2B4 07	124.89						187.30				125.97	0.991		1.487	
2B4 52	145.59						208.08				149.75	0.972		1.389	
2B6 32	136.36						198.77				145.07	0.940		1.370	
3B1 08		116.36				93.62					209.98		0.891		1.607
3B1 36		137.06				124.82					261.88		0.863		1.649
3B3 33		126.70				"					251.52		0.801		1.590
3B4 34		128.44				"					253.26		0.829		1.635
3B6 35		139.26				"					264.08		0.839		1.591
4B1 09		95.16				93.62					188.78		0.621		1.231
0C0 50	159.11						160.16				115.65	1.376			
1C1 14			148.96		31.20		180.16				118.99	1.252		1.514	
1C3 02	165.22						196.42				118.99	1.388		1.651	
1C4 15	169.08						200.28				130.99	1.291		1.529	
1C6 16	164.82						196.02				122.32	1.347		1.602	
2C1 17			153.83		62.41		216.24				124.10	1.240		1.742	
2C3 03			148.96				211.37				103.63	1.437		2.040	
2C3 27			149.57				211.98				115.32	1.297		1.838	
2C4 18	157.66						220.07				124.54	1.266		1.767	
2C6 19	159.68						222.09				124.10	1.287		1.790	
3C1 20	160.88				124.82		285.70				140.77	1.143		2.029	
3C3 21		124.13	128.29			93.62					124.99	1.026	0.993		1.742
3C4 22		138.94	141.67			"					127.66	1.110	1.088		1.822
3C6 23		144.98	147.15			124.82					137.22	1.072	1.056		1.966
4C3 04		133.98	143.50			124.82					128.54	1.116	1.042		2.013
4C3 24		131.28	152.00			124.82					146.56	1.037	0.896		1.747
4C3 28		128.42	148.96			"					152.34	0.979	0.843		1.662
4C4 25		123.22	143.49			"					152.56	0.941	0.808		1.626
4C6 26	161.70		142.66			"					159.46	1.014	0.895		1.677
0D0 47			114.20				114.20				73.39			1.556	
4D1 13			94.78	121.77		93.62					87.41	1.084	1.393		2.464

TABELLA 2

Elaborazione dei risultati sperimentali di J. Van de Berg riferiti in (XII).
Per ogni altro dettaglio si rimanda alla memoria citata.

SERIE e N°	b (cm)	h (cm)	bh (cm ²)	λ_{sl}	l (cm ²)	$\frac{l}{h}$	a (cm)	$\frac{a}{h} =$ tg ϕ	f_c (Nmm ⁻²)	$\frac{P_c}{P_c}$ (KN)	P _{crak} (KN)	P _{sp} (KN)	$\frac{P_c}{P_c}$ sp
A41	22.86	41.91	958.06	3.702	381	9.09	99.06	2.364	51.31	498.44	307.03	355.98	1.400
A42	"	"	"	"	"	"	137.16	3.273	45.81	327.77	244.73	266.98	1.228
A43	"	"	"	"	"	"	144.78	3.455	49.15	333.86	268.76	268.76	1.242
A44	"	"	"	"	"	"	152.4	3.636	45.81	296.28	266.98	270.10	1.097
A45	"	"	"	"	"	"	125.73	3.00	46.50	361.47	266.98	266.98	1.354
A46	"	"	"	"	"	"	152.4	3.636	52.78	341.33	258.08	284.78	1.198
A47	"	"	"	"	"	"	125.73	3.00	59.25	460.60	284.78	284.78	1.617
A48	"	"	"	"	"	"	160.02	3.818	50.32	310.47	249.18	249.18	1.246
A49	"	"	"	"	"	"	167.64	4.000	56.01	330.33	262.53	262.53	1.258
A410	"	"	"	"	"	"	175.26	4.182	41.69	235.47	244.73	244.73	0.962
A411	"	"	"	"	"	"	76.2	1.818	47.09	579.43	284.78	489.47	1.184
A412	"	"	"	"	"	"	99.06	2.364	51.70	502.25	307.03	355.98	1.411
A51	30.48	41.91	1277.42	3.24	381	9.09	125.73	3.00	52.38	542.96	355.98	369.33	1.470
A52	22.86	"	958.06	3.60	"	"	"	3.00	23.94	186.08	200.24	200.24	0.929
A53	"	"	"	2.63	"	"	"	3.00	27.66	215.04	191.33	191.33	1.124
A54	"	"	"	2.43	"	"	"	3.00	26.88	208.95	191.33	191.33	1.092
A55	"	"	"	1.72	"	"	99.06	2.364	29.33	284.96	204.69	204.69	1.392
A56	"	"	"	2.18	"	"	"	2.364	31.69	307.84	222.49	240.29	1.281
A57	"	50.80	1161.29	3.46	"	7.5	125.73	2.475	31.10	351.00	307.03	307.03	1.143
D15	"	41.91	958.06	4.32	381	9.09	"	3.00	26.29	204.37	204.68	204.69	0.998
D1	22.86	41.91	958.06	3.702	"	9.09	123.19	3.00	58.66	456.03	293.68	302.58	1.507
D2	"	"	"	"	"	"	"	"	50.52	392.73	262.53	262.54	1.496
D3	"	"	"	"	"	"	"	"	42.48	330.20	258.08	258.08	1.279
D4	"	"	"	"	"	"	"	"	41.79	324.86	266.90	289.23	1.123
D5	"	"	"	"	"	"	"	"	50.52	392.73	244.74	262.54	1.496
D6	"	"	"	"	"	"	"	"	48.66	378.24	253.64	280.33	1.349
D7	"	"	"	"	"	"	"	"	37.96	295.12	280.33	280.33	1.053
D8	"	"	"	"	"	"	"	"	30.02	233.35	266.93	235.83	0.989
D9	"	"	"	"	"	"	"	"	17.76	138.03	177.99	177.99	0.775
D10	"	"	"	"	"	"	"	"	31.39	244.02	253.66	253.54	0.962
D11	"	"	"	"	"	"	"	"	22.46	174.64	218.04	218.04	0.801
D12	"	"	"	"	"	"	"	"	27.37	212.76	200.24	213.58	0.996
D13	"	"	"	"	"	"	"	"	24.53	190.65	198.45	198.46	0.961
D14	"	"	"	"	"	"	"	"	28.15	218.86	213.58	213.58	1.025
D15	"	"	"	"	"	"	"	"	26.29	204.37	204.68	204.68	0.998
D16	"	"	"	"	"	"	"	"	30.51	237.17	222.49	222.49	1.066
D17	"	"	"	"	"	"	"	"	26.09	202.85	209.14	209.14	0.970
D18	"	"	"	"	"	"	"	"	28.65	222.68	209.14	209.14	1.065
D19	"	"	"	"	"	"	"	"	32.27	250.89	231.39	231.39	1.084
D20	"	"	"	"	"	"	"	"	28.45	221.15	213.58	213.58	1.035
E1	22.86	41.91	958.06	3.702	381	9.09	152.4	3.636	77.40	500.37	298.13	298.13	1.679
E2	"	"	"	"	"	"	"	"	55.62	359.72	289.23	289.23	1.244
E3	"	"	"	"	"	"	"	"	48.66	314.68	258.08	258.08	1.219
E4	"	"	"	"	"	"	"	"	42.67	275.97	258.08	258.08	1.069
E5	"	"	"	"	"	"	"	"	23.54	152.26	195.79	195.79	0.778
A46	"	"	"	"	"	"	"	"	52.78	341.33	258.08	284.78	1.198

SERIE e N°	s (cm)	$\rho_{s1} = \frac{A_s}{s_1} \frac{b_s}{m^2}$	f_c (Nmm ⁻²)	$\psi = \frac{P}{s_1} \frac{f_s}{f_c}$	$\text{tg} \phi^*$ (30)	$\frac{P_c}{s_1} = \frac{P^*}{s_1}$ (KN) (17)	$\frac{P_{c1}}{s_1} = \frac{P^*}{s_1}$ (KN) (35)	$\frac{P_s}{s_1} = \frac{P^*}{s_1}$ (KN)	P_{crack} (KN)	P_{sp} (KN)	$\frac{P_c}{P_{sp}}$	$\frac{P_{c1}}{P_{sp}}$	$\frac{P_s}{P_{sp}}$	$\frac{P}{P_{sp}}$	TIPO DI ROTTURA
A1	-	-	55.13	-	-	80.00	-	-	67.39	67.39	1.187	-	-	1.187	D
A1 II	-	-	50.72	-	-	73.59	-	-	52.48	59.35	1.240	-	-	1.240	D
A2	-	-	57.98	-	-	84.12	-	-	52.73	60.33	1.182	-	-	1.182	D
A2 II	-	-	50.42	-	-	73.16	-	-	66.22	66.22	1.213	-	-	1.213	D
A3	-	-	57.09	-	-	82.94	-	-	67.44	85.84	1.252	-	-	1.252	D
B1	36	0.00161	52.78	-	-	76.58	-	22.17	49.05	84.61	0.892	0.258	0.258	1.150	D
B1 II	36	0.00161	52.39	-	-	76.01	-	22.17	61.31	91.23	0.898	0.262	0.262	1.160	D
B2	36	0.00161	53.86	-	-	78.15	-	22.17	52.73	83.88	0.857	0.243	0.243	1.100	D
B2 II	36	0.00161	54.64	-	-	79.28	-	22.17	56.41	88.98	0.856	0.249	0.249	1.209	D
B3	36	0.00161	52.48	-	-	76.16	-	33.26	69.16	93.20	0.856	0.249	0.249	1.105	D
C1	27	0.00214	53.86	-	-	78.15	-	33.26	51.50	91.23	0.839	0.361	0.361	1.200	D
C1 II	27	0.00214	50.91	-	-	73.88	-	33.26	49.05	88.29	0.810	0.365	0.365	1.175	D
C2	27	0.00214	51.89	-	-	75.30	-	33.26	53.96	85.84	0.853	0.377	0.377	1.230	D
C2 II	27	0.00214	50.23	-	-	72.88	-	33.26	53.96	88.29	0.849	0.387	0.387	1.236	D
C3	27	0.00214	59.15	-	-	85.83	-	33.26	56.41	86.82	0.972	0.377	0.377	1.349	D
D1	18	0.00322	53.37	-	-	77.43	-	55.42	58.86	98.10	0.892	0.638	0.638	1.530	F
D1 II	18	0.00322	51.50	-	-	74.73	-	55.42	53.96	89.27	0.837	0.621	0.621	1.458	F
D2	18	0.00322	52.48	-	-	76.16	-	55.42	56.41	85.84	0.950	0.565	0.565	1.341	F
D2 II	18	0.00322	56.21	-	-	81.56	-	55.42	45.62	88.29	0.919	0.628	0.628	1.547	F
D3	18	0.00322	55.92	-	-	81.14	-	55.42	53.96	97.12	0.822	1.061	0.913	1.974	F
E1	9	0.00643	55.03	0.04585	2.171	79.86	103.01	88.68	53.96	97.12	0.822	1.061	0.913	1.974	F
E1 II	9	0.00643	57.09	0.04419	2.218	82.84	104.80	88.68	56.41	89.27	0.928	1.174	0.987	2.161	F
E2	9	0.00643	54.64	0.04618	2.162	79.28	102.66	88.68	44.15	93.20	0.850	1.102	0.952	2.054	F
E2 II	9	0.00643	53.07	0.04754	2.126	77.01	101.24	88.68	58.86	88.29	0.872	1.147	1.004	2.151	F
E3	9	0.00643	49.64	0.05083	2.045	72.02	98.09	88.68	49.05	90.74	0.794	1.081	0.977	2.058	F
F1	18	0.00322	59.74	-	-	86.69	-	55.42	46.60	71.12	1.219	-	0.779	1.998	F
F2	18	0.00322	55.52	-	-	80.57	-	55.42	46.60	95.16	0.847	-	0.582	1.429	F
F3	18	0.00322	54.94	-	-	79.71	-	55.42	39.24	92.21	0.864	-	0.601	1.465	F
G1	27	0.00214	53.27	-	-	77.29	-	33.26	24.53	63.77	1.212	-	0.522	1.734	F
G2	27	0.00214	51.01	-	-	74.02	-	33.26	24.53	63.77	1.161	-	0.522	1.683	F
G3	27	0.00214	52.97	-	-	76.86	-	33.26	26.98	63.77	1.205	-	0.522	1.727	D
H1	18	0.00322	46.60	-	-	67.61	-	55.42	19.62	61.31	1.103	-	0.904	2.007	F
H2	18	0.00322	51.01	-	-	74.02	-	55.42	17.17	66.22	1.118	-	0.837	1.955	F
H3	18	0.00322	51.31	-	-	74.45	-	55.42	19.62	62.93	1.183	-	0.881	2.064	F
I1	9	0.00643	46.79	0.05392	1.975	67.90	95.27	88.68	19.62	58.86	1.154	1.620	1.507	3.127	F
I2	9	0.00643	46.60	0.05415	1.970	67.68	95.19	88.68	17.17	61.31	1.104	1.552	1.446	2.998	F
I3	9	0.00643	47.87	0.05275	2.001	69.46	96.44	88.68	14.72	63.77	1.089	1.512	1.391	2.903	F

TABELLA 3. Elaborazione dei risultati sperimentali di E.F. Radogna riferiti in (XVI) e (XVII). Caratteristiche comuni alle travi: $h = 35$ cm; $A_C = 341.5$ cm² (area della sezione); $l = 300$ cm; $l/h = 8.57$; $a = 100$ cm; $a/h = \text{tg} \phi^* = 2.857$; $b_{medio} = b_m = 9.76$ cm. D = diagonale; F = flessionale. Per maggiori dettagli si rimanda alle memorie citate.

EFFETTO IPERSTATICO DI DEFORMAZIONI IMPRESSE NON CONGRUENTI APPLICATE AD ELEMENTI MONODIMENSIONALI IN C.A.P.

Vincenzo Ilario CARBONE
Professore a Contratto di
Complementi di Scienza delle Costruzioni
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Torino

Giuseppe MANCINI
Professore Associato di
Tecnica delle Costruzioni
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Torino

SOMMARIO

Viene presentata una procedura per la valutazione degli effetti iperstatici di deformazioni impresse non congruenti agenti su elementi strutturali in c.a.p. in combinazione con azioni dirette; si opera in regime di non-linearità meccanica, fino al raggiungimento dello stato limite ultimo della struttura. Viene dapprima fatta un'analisi degli effetti isostatici delle deformazioni impresse non congruenti e successivamente, per via iterativa, si valutano gli effetti iperstatici complessivi dovuti alle deformazioni impresse ed alle azioni dirette.

SUMMARY

Here presented a calculation procedure of the hyperstatic effects of non-congruent imposed deformations applied to prestressed concrete structural elements, in combination with direct action effects; it operates in the mechanically non-linear field, until the ultimate limit state of the structure is reached. At first the isostatic effects of the imposed deformations are analysed, then, by an iterative procedure, the global hyperstatic effects are determined.

1. PREMESSA

L'evoluzione in atto nella definizione delle azioni indirette e nei modelli di risposta dei materiali porta sempre più spesso a dover operare in presenza di deformazioni imposte non congruenti, quali variazioni di temperatura non lineari lungo l'altezza della sezione (I), (II), (III), fenomeni di ritiro differenziale, deformazioni viscosi, eventualmente in campo non lineare ed in presenza di fessurazione.

Una corretta valutazione dei loro effetti strutturali in elementi in c.a.p. portati allo stato limite ultimo, in combinazione (e non) con effetti di azioni dirette, comporta l'impiego di procedure di analisi in grado di tener conto, per via numerica, di tutte le possibili cause di non linearità (meccanica e geometrica) che possono intervenire.

Nel seguito viene presentata una procedura di analisi che consente di operare in

regime di non-linearità meccanica in presenza di azioni dirette e/o azioni indirette non congruenti e non compatibili, attraverso le seguenti fasi:

- analisi degli effetti isostatici delle deformazioni impresse, effettuata tramite applicazione del metodo di Colonnetti (IV), (V);
- analisi degli effetti iperstatici delle azioni dirette (con presa in conto delle distribuzioni tensionali e delle incompatibilità introdotte dalle deformazioni impresse non congruenti) tramite l'impiego di una successiva procedura iterativa, avente lo scopo di rendere "pseudolineare" il conseguente problema di analisi strutturale non lineare.

2. ANALISI DEGLI EFFETTI ISOSTATICI DELLE DEFORMAZIONI IMPRESSE, IN PRESENZA DI NON LINEARITA' MECCANICA

La presenza di marcata non linearità meccanica nella risposta degli elementi in c.a.p. portati allo stato limite ultimo preclude ogni possibilità di pervenire a soluzioni in forma chiusa nella definizione degli effetti isostatici di deformazioni impresse non congruenti; pertanto l'unico approccio possibile al problema resta quello numerico.

In questo ambito i materiali vengono descritti con le leggi costitutive indicate nel Model Code 78 (VI) (previa applicazione ad esse dei coefficienti di sicurezza relativi al calcolo allo stato limite ultimo, quale configurato nell'ambito dello approccio semiprobabilistico):

- per il calcestruzzo si impiega l'equazione di Sargin, con deformazioni ultime comprese tra 3,8/1000 e 3/1000 al crescere della sua resistenza, secondo le indicazioni in (VI);
- per l'acciaio dormiente una legge bilineare costituita da un tratto ascendente, con pendenza pari al modulo elastico, ed un tratto orizzontale, che lo interseca a livello della resistenza di snervamento, con limitazione della deformazione a 10/1000, a partire dalla configurazione indeformata;
- per l'acciaio di precompressione una spezzata pentalatera che approssima la sua reale legge costitutiva, e deformazione limite pari a 10/1000, al di là di quella corrispondente alla sollecitazione che induce la decompressione della fibra di calcestruzzo posta al suo livello.

Poichè le leggi costitutive dei materiali vengono definite sotto azioni istantanee e monotone, occorrerà che anche azioni dirette ed indirette seguano leggi monotone e che si possa ritenere che il loro effetto complessivo abbia carattere monotono, anche quando esse abbiano entità tale da dar luogo ad effetti di retrogradazione in una zona della sezione.

Si consideri ora il concio i^{mo} appartenente all'elemento trave k^{mo} della struttura, di asse longitudinale z ed asse verticale di simmetria y ; in tale concio siano presenti caratteristiche di sollecitazione N_{ik} , M_{ik} supposte costanti nel concio e ad esso si applichi un sistema di deformazioni impresse non congruenti $\bar{\epsilon}_{z,ik}(y)$ anch'esso costante.

E' noto che, di conseguenza, nascerà un sistema di deformazioni elastiche $\epsilon(y)$ all'interno del concio, tali che risulti congruente la deformazione complessiva; quest'ultima, ammessa la conservazione della planeità delle sezioni, può essere espressa come:

$$\epsilon_{ik} + \bar{\epsilon}_{z,ik} = \lambda_{ik} + \mu_{ik} y,$$

ove λ_{ik} e μ_{ik} corrispondono rispettivamente alla traslazione e rotazione relative delle facce opposte del concio.

Inoltre, poichè all'interno del concio si genera uno stato di coazione autoequili

brato, se $N_{d,ik}$ e $M_{d,ik}$ sono lo sforzo normale ed il momento flettente di calcolo, dovrà risultare:

$$\int_A \sigma_z dA = N_{d,ik} \quad \int_A \sigma_z y dA = M_{d,ik} ;$$

ciò comporta che la valutazione degli effetti della deformazione impressa non congruente venga ricondotta all'individuazione della coppia di parametri λ_{ik}, μ_{ik} soddisfacente le precedenti condizioni.

La determinazione dei parametri che individuano la deformazione reale, viene effettuata attraverso le seguenti fasi:

- suddivisione in strisce della sezione (costituite sia da calcestruzzo che da acciaio);
- attribuzione ad esse della deformazione impressa $\bar{\epsilon}_{z,ik}(y)$ ed alla sezione di due valori di tentativo dei parametri della deformazione, $\lambda_{ik,o}, \mu_{ik,o}$;
- individuazione della legge di distribuzione delle deformazioni elastiche conseguenti:

$$\epsilon_{ik,o} = \lambda_{ik,o} + \mu_{ik,o} y - \bar{\epsilon}_{z,ik} ;$$

- valutazione dello sforzo normale resistente $N_{R,ik}$ ed iterazione sul valore di $\lambda_{ik,o}$ (a $\mu_{ik,o}$ costante) finchè sia soddisfatta (entro i limiti di errore ammessi) l'uguaglianza:

$$N_{R,ik} = N_{d,ik} ;$$

- calcolo del corrispondente valore del momento resistente $M_{R,ik}$ e, ove risulti $M_{R,ik} \neq M_{d,ik}$, successiva iterazione con un valore diverso di $\mu_{ik,o}$, finchè non risulti contemporaneamente:

$$N_{R,ik} = N_{d,ik}; \quad M_{R,ik} = M_{d,ik} .$$

La coppia di valori λ_{ik}, μ_{ik} così determinata individua la deformazione reale e consente di valutare l'effetto isostatico della deformazione impressa non congruente.

Nell'ambito di tale procedura, le approssimazioni consistono nel far riferimento alle caratteristiche di sollecitazione presenti nella sezione media del concio (la cui lunghezza va quindi opportunamente graduata) e nel trascurare, in accordo con (VII), l'effetto del tension-stiffening, sia perchè l'effetto resistente è essenzialmente dovuto alla presenza di precompressione, supposta realizzata con cavi post-tesi (le cui caratteristiche di aderenza sono poco note e soprattutto poco affidabili), sia perchè si tratta di verifiche allo stato limite ultimo ed in tale ambito il tension-stiffening ha una incidenza irrilevante (VIII).

3. VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI IPERSTATICI DELLE AZIONI DIRETTE E/O INDIRETTE.

Le procedure di analisi non lineare attualmente in uso per il c.a. e/o c.a.p. sono tutte basate su successive iterazioni di soluzioni elastiche lineari volte a rendere "pseudolineare" il sistema di equazioni non lineari che rappresentano il fenomeno.

In tale ambito possono riconoscersi essenzialmente le seguenti classi di modalità operative, con riferimento all'impiego dei diagrammi momento/curvatura o momento/rotazione per descrivere il comportamento delle sezioni:

- analisi passo-passo, che consiste in una successione di soluzioni elastiche lineari aventi come riferimento le rigidità tangenti delle sezioni, valutate nell'intorno della zona del diagramma momento/curvatura interessata dal passo di carico considerato (ad es. IX);
- analisi con il metodo della tangente o della secante, che consistono nell'ef -

fettuare le successive analisi elastiche lineari al livello di carico previsto, correggendo via via le rigidzze delle varie sezioni (assumendo rispettivamente quelle tangenti o quelle secanti) con riferimento alle condizioni di sollecitazione locale (ad es. X, XI, XII, XIII);

- analisi con il metodo di redistribuzione dei residui, che presenta il vantaggio di richiedere una successione di soluzioni elastiche lineari realizzate sempre con la stessa matrice di rigidzza (ad es. XIV, XV, XVI, XVII, XVIII, XIX), correggendo via via il vettore dei carichi applicati alla struttura.

Il metodo proposto si basa appunto su un criterio di redistribuzione dei residui, presentando però, rispetto a quelli citati, alcune varianti, che verranno nel seguito evidenziate; lo scopo perseguito consiste ovviamente in un minore impegno di tempo macchina (anche se la procedura comporta un maggiore numero di iterazioni) associato ad una certezza di assenza di instabilità numerica, purchè vengano opportunamente scelte le rigidzze degli elementi appartenenti al modello elastico di riferimento.

In sintesi, le diverse fasi attraverso cui si articola la procedura possono essere così riassunte:

- si fissa un valore di partenza delle rigidzze del modello elastico (ad esempio legato alle inerzie delle sezioni supposte interamente reagenti e ad un modulo elastico valutato secondo le indicazioni in (VI)) e si effettua una analisi li-neare della struttura, soggetta alle azioni dirette di calcolo;
- considerato il concio i^{mo} dell'elemento k^{mo} della struttura si è ora in grado di valutare nella sua sezione media le sollecitazioni di calcolo $N_{d,ik}$ e $M_{d,ik}$ ed i relativi parametri elastici della deformazione $\lambda_{ik,i}$ e $\mu_{ik,i}$;
- le stesse sollecitazioni di calcolo $N_{d,ik}$, $M_{d,ik}$ vengono di seguito applicate al corrispondente concio anelastico, eventualmente in concomitanza alle deformazioni impresse $\bar{E}_{z,ik}(y)$, se presenti; quindi, con impiego della procedura illustrata in precedenza, si determinano i parametri della deformazione che caratterizzano il comportamento del concio anelastico, λ_{ik} e μ_{ik} ;
- le differenze $\Delta\lambda = \lambda_{ik} - \lambda_{ik,i}$ e $\Delta\mu = \mu_{ik} - \mu_{ik,i}$ vengono interpretate come deformazioni impresse da applicare al concio elastico per costringerlo ad assumere la risposta di quello anelastico;
- a questo punto ciascun elemento k viene a trovarsi soggetto ad un diagramma di curvature e di deformazioni assiali imposti; è allora agevole calcolare con impiego del teorema di Mohr le rotazioni d'estremità α_k e β_k dell'elemento e per sommatoria di contributi il suo accorciamento relativo Δl_k ; si procede quindi al calcolo delle corrispondenti azioni di incastro perfetto $\{F_k\}$;
- l'insieme di tali azioni viene interpretato come una nuova condizione di carico da applicare alla struttura elastica di partenza, mantenendo invariate le rigidzze dei vari elementi; senza invertire nuovamente la matrice di rigidzza si può allora calcolare il nuovo vettore degli spostamenti $\{\delta\}$ ed il corrispondente vettore delle azioni nodali $\{F\}$;
- ciò comporterà che al concio i^{mo} dell'elemento k^{mo} vengano attribuiti dei residui di sollecitazioni di calcolo $\Delta N_{d,ik}$, $\Delta M_{d,ik}$ che vengono sommati alle sollecitazioni agenti $N_{d,ik}$, $M_{d,ik}$ per ripetere la sequenza di operazioni descritte;
- la procedura viene arrestata quando i residui diventano di entità trascurabile rispetto alle sollecitazioni agenti: le sollecitazioni e gli spostamenti com-plessivi presenti a quel momento sono quelli reali della struttura non lineare. Il procedimento suggerito differisce da quello proposto in (XVII) e (XVIII), ove

si prevedeva l'applicazione delle distorsioni al modello anelastico, in modo da portarlo ad assumere le rotazioni nodali di quello elastico. Quest'ultima procedura comporta la necessità di procedere per via iterativa, poichè, a causa della non linearità di comportamento del modello anelastico, il problema non può essere risolto in forma chiusa; ne consegue un appesantimento delle operazioni di calcolo pur risultando, come si vedrà in seguito, più agevole controllare la convergenza della procedura.

Rispetto ai metodi proposti in (XIV), (XV), (XVI), (XIX), fondati sull'impiego delle linee di influenza, le differenze sostanziali consistono in una maggiore generalità del procedimento presentato, nei riguardi della presa in conto di deformazioni impresse non congruenti e non compatibili. Quei metodi infatti, pur applicando le distorsioni al modello elastico, a mezzo dell'impiego delle linee di influenza delle rotazioni d'estremità dell'elemento per distorsioni angolari mobili, ricorrono al diagramma momento-curvatura o momento-rotazione delle varie sezioni per descrivere il comportamento meccanicamente non lineare; ciò rende molto arduo ed in taluni casi preclude la possibilità di prendere in conto gli effetti di deformazioni impresse non congruenti.

Ne discende una rivalutazione dell'antica procedura automatica proposta da A. Aas Jakobsen (XX) per trattare la non linearità meccanica delle sezioni, che era stata superata dall'utilizzazione sistematica dei diagrammi momento-rotazione; in tal modo però si erano poste notevoli limitazioni alla generalità del problema trattabile.

Passando ora all'esame dei problemi che possono incontrarsi nell'utilizzazione del metodo qui presentato, osserviamo che le difficoltà di procedura si riconducono essenzialmente a problemi di convergenza e di pieno utilizzo delle capacità resistenti delle sezioni:

- quando si opera in prossimità dello stato limite ultimo della struttura (il quale, nella filosofia dell'approccio semiprobabilistico, coincide con quello di una sezione) è possibile che si presentino dei residui dello stesso ordine di grandezza, ma di segno opposto, cosa che può comportare una convergenza lenta, una oscillazione indefinita dei momenti oppure la loro divergenza; la spiegazione fisica di ciò risiede in una differenza di risposta tra modelli elastico ed anelastico, tale da portare qualche sezione della struttura sempre nella stessa zona del diagramma momento-rotazione, con conseguente possibile innesco di instabilità numerica o di divergenza: a ciò si può facilmente ovviare con una correzione della rigidità del modello elastico di riferimento;
- può inoltre accadere che, in prossimità dello stato ultimo, l'analisi elastica di riferimento porti a superare la capacità resistente di qualche sezione e che, di conseguenza, il procedimento si arresti; ciò provocherebbe una interruzione delle possibilità di redistribuzione della sezione ed un errore nella valutazione del carico ultimo della struttura, tanto più marcato quanto più è duttile la sezione in considerazione. A ciò si può ovviare abbattendo nel procedimento elastico la rigidità della sezione critica. In tal modo si provoca una redistribuzione artificiale che verrà poi compensata nel confronto con il modello reale di risposta della sezione. L'effettivo raggiungimento delle condizioni limite della sezione potrà essere verificato tenendo sotto controllo le deformazioni limite assunte per i diversi materiali.

4. ESEMPIO APPLICATIVO

Si consideri un ponte continuo su quattro campate di 50 m di luce, a sezione uniforme a cassone (fig. 1) precompresso a cavi scorrevoli.

L'armatura lenta della sezione è uniforme su tutta la lunghezza ed è costituita dalle seguenti aree, in cm^2 , supposte concentrate nei loro baricentri:

$$A_1(x,y) = 70 (635,247); \quad A_2(x, y) = 70 (635,233),$$

$$A_3(x, y) = 50 (635,37); \quad A_4(x, y) = 50 (635,3) .$$

La precompressione è rappresentabile con quattro tipologie di cavi risultanti parabolici, i cui parametri geometrici ed i relativi sforzi medi sono riportati in fig. 2. Il diagramma σ - ϵ di calcolo dell'acciaio di precompressione è descritto tramite le cinque coppie di parametri seguenti: 0/0, 1378/0,0067, 1531/0,008, 1633/0,010, 1643/0,025.

L'effetto della precompressione viene preso in conto come sollecitazione agente (e quindi rappresentato tramite carichi equivalenti) fino all'operazione di solidificazione dei cavi, da quel momento il cavo diventa un elemento resistente che contribuisce alla risposta delle varie sezioni, operando con la sua legge costitutiva, depurata del tratto di essa impegnato nell'effetto di sollecitazione agente. Con ciò si trascura l'incremento e la concentrazione delle azioni trasversali esercitate dal cavo nelle zone fortemente fessurate, di cui si è dimostrata in altra sede (XII) la scarsa entità.

In fig. 3 è rappresentata la mesh impiegata per il procedimento esposto; in fig. 4 sono riportati i diagrammi momento-rotazione delle sezioni medie dei conci 8/21/32/43, corrispondenti alle posizioni di verifica delle parabole; si noti come le sezioni proposte presentino una notevole duttilità ($1000 \text{ H/r} \geq 11$).

Nell'analisi della struttura sono stati associati alla precompressione cinque livelli di carico, via via crescenti, di cui l'ultimo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo della struttura (nell'appoggio 22).

Successivamente è stata associata al livello di carico di esercizio (90 kN/m) ed al carico ultimo la variazione di temperatura di calcolo riportata in fig. 5.

In fig. 6 sono riportate le leggi di variazione dei momenti flettenti in funzione del carico utile nei conci 8 (sezione iniziale), 21, 32, 43 (sezioni finali). Si noti come risultino evidenti le ridistribuzioni che dapprima si presentano in direzione del concio 21, quindi il ritorno di sollecitazioni verso i conci 8 e 43 e per ultimo anche verso il concio 32. Lo stato limite ultimo della struttura coincide con il raggiungimento della rotazione limite (fig. 4) nella sezione terminale del concio 21.

Sotto l'effetto combinato della variazione termica e del carico di esercizio i momenti nei conci che pilotano la resistenza allo stato limite ultimo (conci 21 e 8) rispettivamente diminuiscono del 10,9% ed aumentano del 7,85%; nei conci 32 e 43 le variazioni sono invece notevolmente più elevate. Allo stato limite ultimo, raggiunto sempre nel concio 21, i momenti nei conci 21 ed 8 praticamente coincidono con quelli ottenuti in assenza di variazione di temperatura; invece nei conci 32 e 43 i momenti diventano dello stesso ordine di grandezza, ovviamente con forte incremento del momento positivo e riduzione del negativo. Viene quindi confermato come le azioni indirette abbiano una scarsa incidenza allo stato limite ultimo, purchè sia presente una sufficiente duttilità nelle sezioni interessate, mentre la loro incidenza non risulta trascurabile in condizioni di esercizio o comunque nel primo tratto non lineare del diagramma momento/rotazione.

BIBLIOGRAFIA

- I) BRITISH STANDARDS 5400 - Part 2 - 1978.
- II) SCHLAICH J. - SCHEEF H.: Concrete box bridges - IABSE - 1982.
- III) LEONHARDT F.: Ribs Schaden an Betonbrücken - Ursachen und Abhilfe, Beton und Stahlbetonbau, Heft 2 - Verlag W. Ernst & Sohn - Berlin - 1979.
- IV) COLONNETTI G.: Scienza delle Costruzioni - Ed. Einaudi - Torino - 1955.
- V) CARBONE V.I. - MANCINI G.: Effetti statici di deformazioni impresse non congruenti, in presenza di non-linearità meccanica - Quaderni di Ingegneria Civile n° 4 - 1985 (in corso di stampa).
- VI) CEB-FIP: Code Model pour les structures en béton - Bulletin 124/125 F - 1978.
- VII) APARICIO A.C. - ARENAS J.J.: Some examples of non linear analysis of prestressed concrete continuous bridge decks under increasing external loads - CEB Bulletin 153 - Aprile 82.
- VIII) GRASSER E. - MOOSECKER W.: Evaluation of tension stiffening effects in reinforced concrete - IABSE Colloquium - Delft - 1981.
- IX) CAUVIN A.: Computer program, lectures 8, 9, 10 of CEB Course "Non linear analysis and design of reinforced concrete and prestressed structures" - Pavia - Settembre 1981.
- X) HELLESLAND J. - SCARDELIS A.C.: Analysis of r.c. bridge columns under imposed deformations - IABSE Colloquium - Delft - 1981.
- XI) KETCHUM M.A. - SCOFDELIS A.C.: Non linear analysis of a prestressed concrete bridge - IABSE Colloquium - Delft - 1981.
- XII) LEVI F. - MANCINI G. MUNARI D.: Hyperstatic effect of prestressing between serviceability and ultimate limit state - International Symposium Non Linearity and Continuity in Prestressed Concrete - Waterloo (Canada) - 1983.
- XIII) MANCINI G.: Metodo generale per la verifica di colonne in c.a. e c.a.p. in regime di non linearità geometrica e meccanica - Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Torino - n° 439 - Giugno 1979.
- XIV) AGUADO DE CEA A.: Estudio del analisis no lineal de estructuras de hormigon mediante superposition de problemas lineales en deformaciones - Tesis doctoral - Universidad Politecnica de Barcelona - Escuela tecnica superiore de ingenieros de caminos, canales y puertos - 1980.
- XV) AGUADO A. - MURCIA J. - MARI A.: Non linear analysis of concrete structures by the imposed deformations method - Comparison with experimental results - IABSE Colloquium - Delft - 1981.
- XVI) DE STEFANO A. - VALLINI P.: I teoremi di reciprocità nel calcolo non lineare delle strutture intelaiate - Atti dell'Accademia delle Scienze di Torino - 1982.

- XVII) TONIOLO G.: Calcolo non lineare per la determinazione delle sollecitazioni nei telai iperstatici in cemento armato - La Prefabbricazione n° 7/8 - 1982.
- XVIII) TONIOLO G. - GATTESCO N. - POLESE G.: Problemi computazionali dell'analisi non lineare del cemento armato - La Prefabbricazione n° 7/8 - 1984.
- XIX) AGUADO A. - MARI A. - PENON E.: Analysis de estructuras de hormigon, frente a acciones directas e indirectas, teniendo en cuenta la no linealidad del material - Hormigon y acero n° 145 - 1981.
- XX) CEB-FIP: Manual of Buckling and Instability - Construction Press - London 1978.

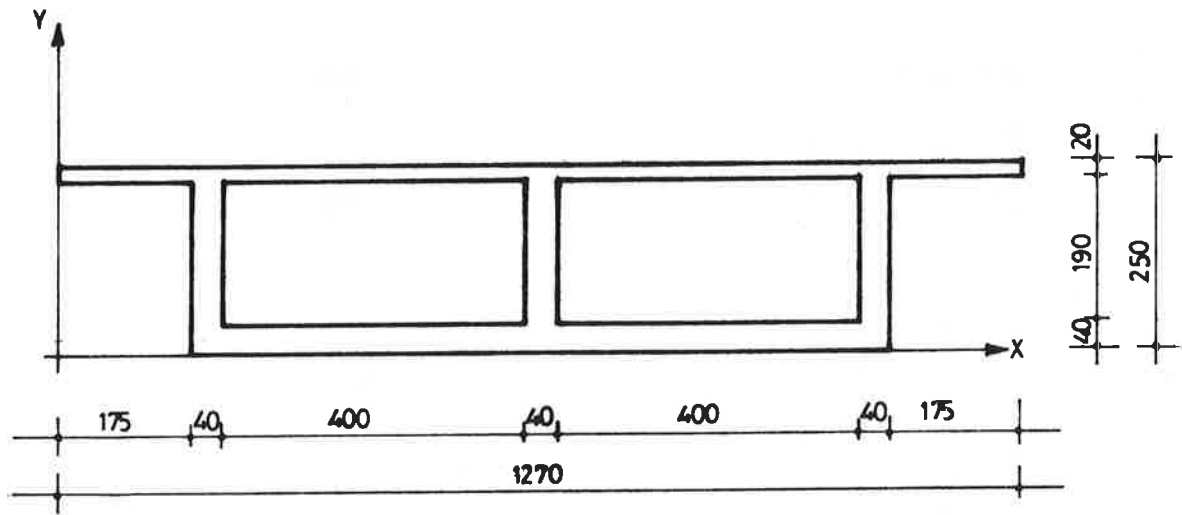
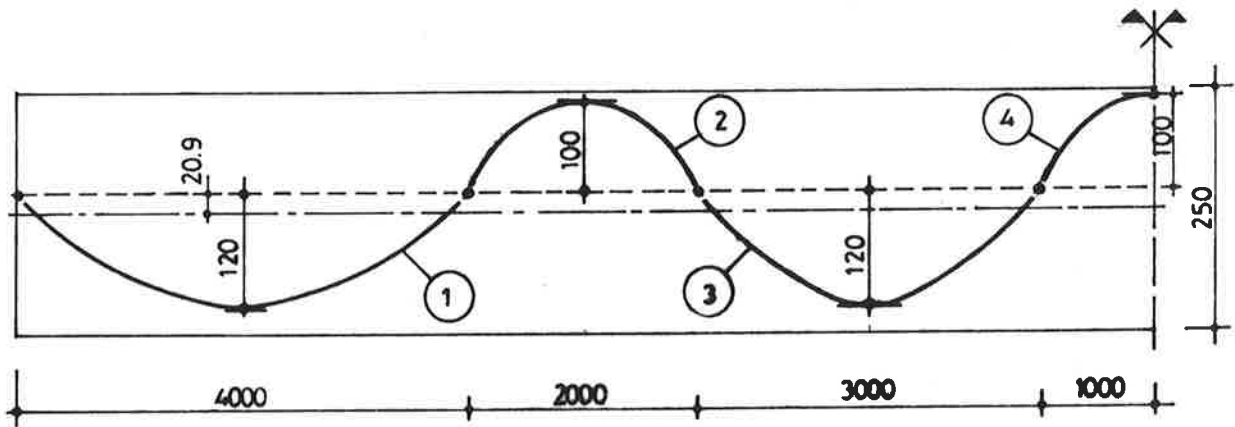


Fig. 1 - Sezione corrente del ponte

Fig. 2 - Parametri della precompressione



$$A_{p1} = 413 \text{ cm}^2, \quad A_{p2} = 574 \text{ cm}^2, \quad A_{p3} = 196 \text{ cm}^2, \quad A_{p4} = 384 \text{ cm}^2$$
$$N_1 = 42,54 \text{ MN}, \quad N_2 = 61,44 \text{ MN}, \quad N_3 = 20,98 \text{ MN}, \quad N_4 = 41,1 \text{ MN}$$

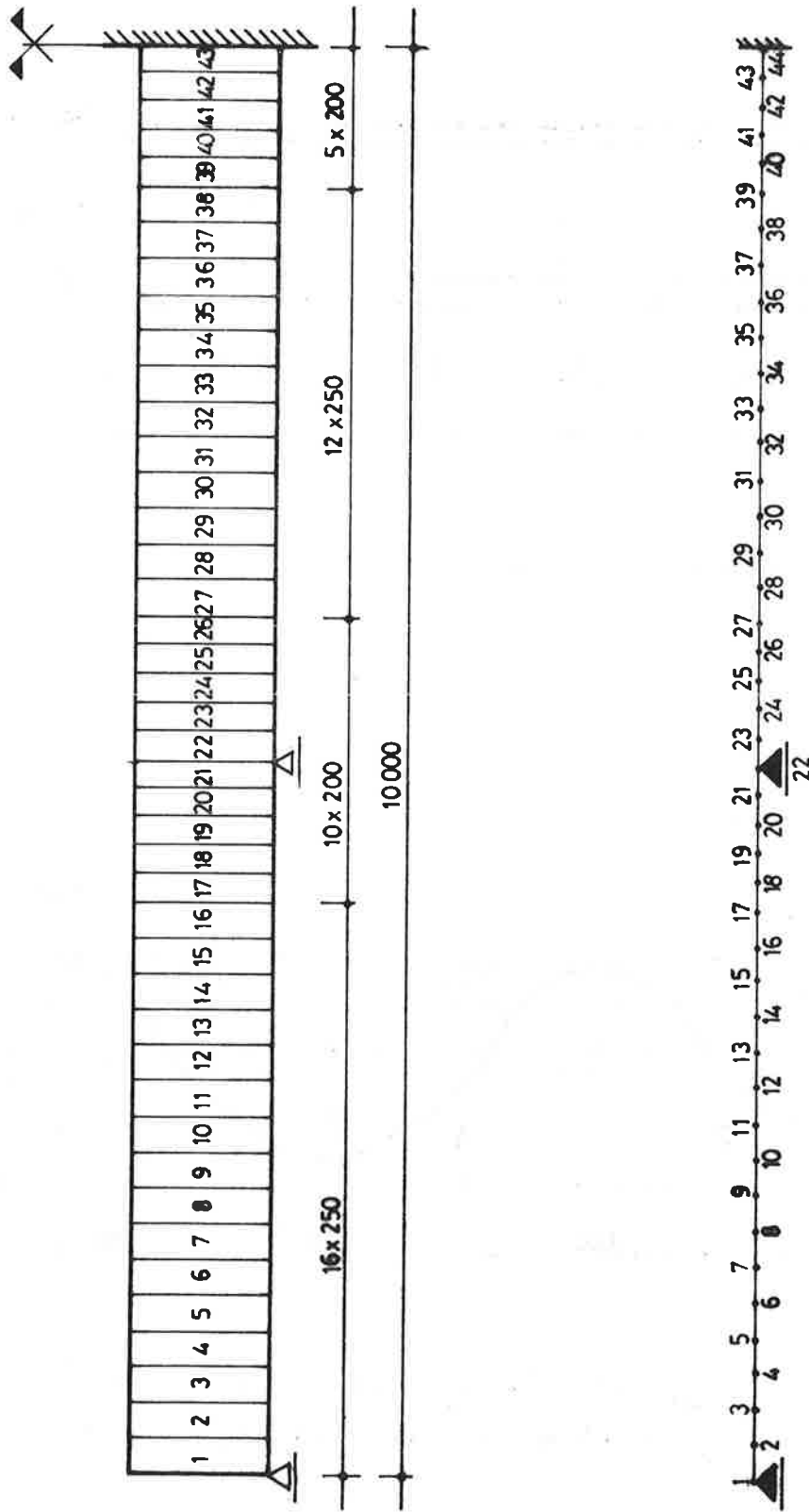


Fig. 3 - Mesh di calcolo

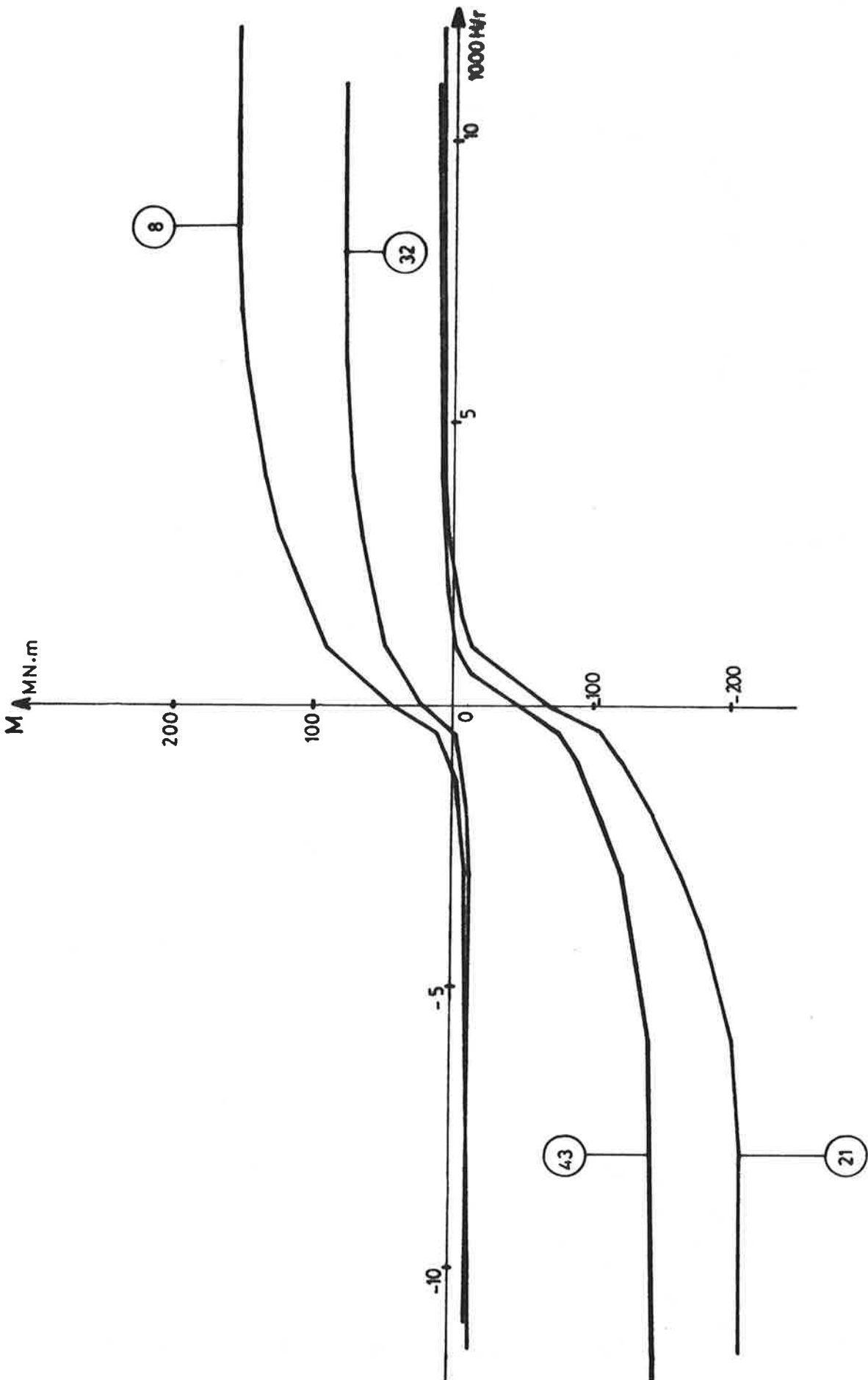


Fig. 4 - Diagrammi momento/rotazione

Fig. 5 - Legge di variazione della temperatura lungo l'altezza della sezione

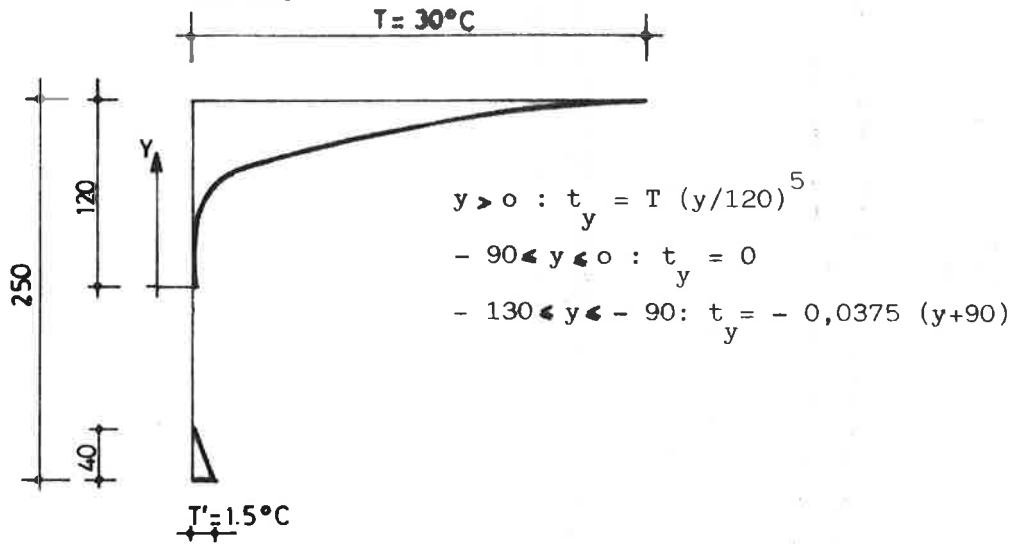
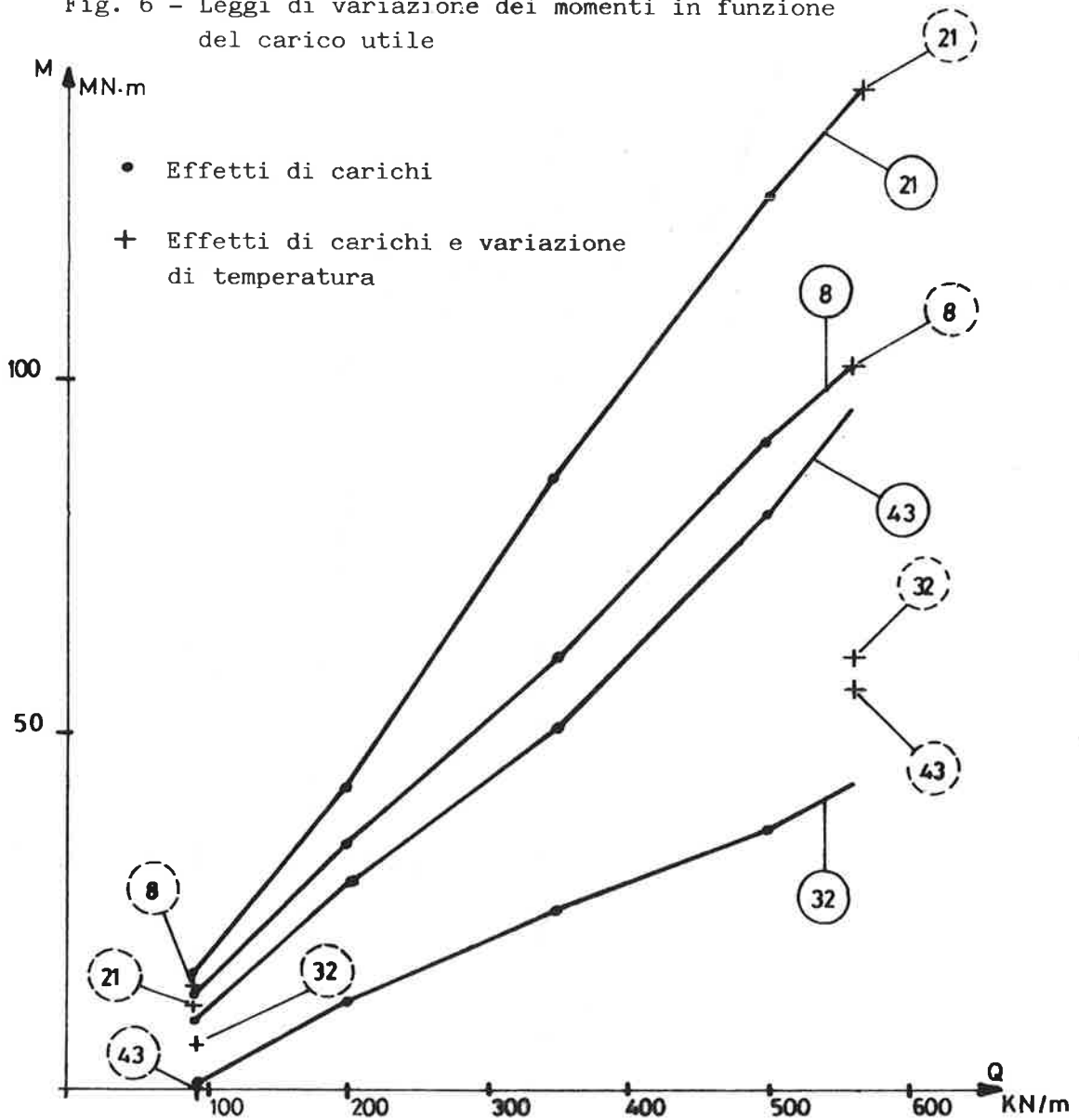


Fig. 6 - Leggi di variazione dei momenti in funzione del carico utile



VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE NEL CALCOLO
ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI STRUTTURE PRECOMPRESSE

Aldo CAUVIN

Professore Incaricato di Progetti di Strutture
Dipartimento di Meccanica Strutturale
Università di Pavia

SOMMARIO

La valutazione degli effetti della precompressione e, in particolare, degli effetti iperstatici della precompressione, nel calcolo allo stato limite ultimo è tuttora un problema aperto e le opinioni dei vari autori sono spesso in disaccordo fra loro. Nel presente lavoro vengono valutate criticamente le norme regolamentari vigenti e le principali posizioni sul problema e viene proposta una procedura di calcolo non lineare per la simulazione del comportamento sino a rottura delle strutture viste.

SUMMARY

The evaluation of the effects of prestressing, and in particular, of secondary moments in ultimate state analysis is still an unsolved problem, and has led the various authors to contradictory conclusion. In this work code rules and different opinions on the problem are evaluated critically, and a non-linear numerical solution is proposed for the simulation of structural behaviour up to collapse.

1. PREMESSA

Come noto, la precompressione è uno stato di coazione che si genera nel calcestruzzo per effetto di una deformazione impressa preventivamente all'armatura. Qualora il comportamento della struttura sia lineare elastico, la precompressione può essere idealmente considerata come l'effetto di un sistema di "forze" esterne. L'equivalenza, ai fini computazionali, dei due approcci è stata dimostrata da Colonnetti (I).

Il considerare la precompressione come l'effetto di un sistema di forze esterne presenta diversi vantaggi pratici: per questo tale impostazione è universalmente adottata dai progettisti, i quali però tendono a perdere di vista il vero significato fisico del fenomeno. E' assai significativo a tale proposito che nella terminologia anglosassone si parli di "prestressing forces", intendendo con ciò assimilare in tutto le "forze" di precompressione ad un sistema di forze esterne (XIX).

Effettivamente la distinzione avrebbe un significato puramente accademico se l'ipotesi di comportamento elastico della struttura fosse sempre sostanzialmente verificata.

Ciò sicuramente avviene se si considerano le sole condizioni di esercizio come nel classico metodo alle tensioni ammissibili e si intende far ricorso alla precompressione "totale".

Il problema dell'evoluzione degli effetti della precompressione si presenta invece in tutta la sua importanza sia teorica che pratica, qualora, come necessario per una progettazione razionale e moderna, si intenda verificare la struttura allo stato limite ultimo.

Se inoltre, come avviene sempre più spesso, si adotta il criterio della precompressione parziale il problema del comportamento non lineare e della sua influenza sugli effetti della precompressione si presenta anche per le verifiche in condizioni di esercizio.

Le verifiche allo stato limite ultimo vengono di norma effettuate con un criterio convenzionale per cui le sollecitazioni agenti vengono calcolate sulla base di un'analisi lineare elastica, mentre nel calcolo delle sollecitazioni resistenti viene ovviamente tenuto conto della non linearità dei materiali.

Sorge allora il problema di calcolare gli effetti della precompressione, adottando sì l'analisi lineare elastica per motivi di semplicità, ma d'altra parte tenendo conto in qualche modo della loro evoluzione nella fase fessurata, elasto-plastica.

Già Leonhardt aveva a suo tempo notato nel suo classico testo (II) che era sorprendente come il problema dell'evoluzione degli effetti della precompressione in fase elasto-plastica fosse stato poco studiato e come le incertezze nella valutazione del problema fossero assai grandi.

Solo assai recentemente questo problema è stato ampiamente dibattuto in due importanti seminari svoltisi a Waterloo (Canada) nel 1983 e a St. Rémy les Chevreuse (Parigi) nel 1984. E' evidente che la via maestra per la soluzione del problema, più che la sperimentazione, è l'individuazione di procedure numeriche non lineari, il più possibile "esatte" che consentano di simulare, sino a rottura, il comportamento delle strutture precomprese.

L'autore, nelle sedi citate, ha presentato una proposta di calcolo numerico (XIII) (XIV) che è stata ampiamente dibattuta.

Tale proposta, avente carattere sperimentale, verrà ripresa qui, allo scopo di discutere la validità del procedimento alla luce di alcune interessanti obiezioni che sono state poste.

Verrà inoltre, per quanto possibile, fatto il punto della situazione e verranno indicati alcune vie di sviluppo possibili della ricerca. E' evidente che la formulazione di un metodo corretto per il calcolo non lineare potrà permettere il raggiungimento di due fondamentali obiettivi:

- la formulazione di norme regolamentari corrette per l'analisi convenzionale e semplificata, nel senso prima detto.
- la simulazione "esatta" del comportamento strutturale, in regime non lineare, per le strutture di maggiore impegno.

2. NORME REGOLAMENTARI ATTUALMENTE VIGENTI

Le normative che verranno prese in esame (CEB, ACI, Regolamento Italiano, Norme DIN) (XVII) (XIX) (XXI) (XXII), distinguono gli effetti della precompressione in isostatici ed iperstatici.

Vedremo più tardi come il nostro modo di vedere tale distinzione abbia significato solo nell'ambito dei procedimenti semplificati prima visti; d'altra parte è appunto la regolamentazione di tali procedimenti che soprattutto interessa gli estensori dei codici.

Per quanto riguarda il Model Code del CEB (XVII) viene fatta l'ipotesi che gli effetti iperstatici della precompressione permangano in pratica immutati fino allo stato limite ultimo; vengono prescritti infatti coefficienti di sicurezza pari a $\gamma_p=1.2$ e $\gamma_p=0.9$ rispettivamente per i casi di effetto sfavorevole e favorevole, da applicare all'effetto iperstatico della precompressione considerata come componente delle sollecitazioni agenti.

L'effetto isostatico della precompressione viene invece di norma considerato come elemento delle sollecitazioni resistenti (vedi Model Code al punto 4.5).

La medesima impostazione viene fundamentalmente ripresa dal regolamento italiano (con $\gamma_p=0.85$ nel caso favorevole) e dalle norme DIN 1045

tedesche (con $\gamma_p=1$).

Infine l'evoluzione delle norme contenute nel codice ACI danno un'idea dell'incertezza regnante sull'argomento; infatti, mentre nell'edizione 1971 del codice (ACI 318-71)(XVIII) si accoglieva la tesi che gli effetti iperstatici della precompressione tendessero a scomparire allo stato limite ultimo, nelle successive versioni (ACI 318-77 e ACI 318-83) (XIX) si adottava invece la tesi opposta (effetti iperstatici della precompressione da considerare con $\gamma_p=1$).

In conclusione i più importanti regolamenti adottano la tesi della permanenza degli effetti iperstatici della precompressione fino allo stato limite ultimo.

Una tale impostazione è indubbiamente coerente con le convenzioni adottate nei criteri di verifica: è evidente che si adotta il principio che le sollecitazioni agenti debbano essere colcolate mediante l'analisi lineare elastica, anche gli effetti iperstatici della precompressione, che sono una realtà fisica incontestabile in campo elastico devono essere considerati.

Rimane tuttavia da stabilire fino a che punto tale convenzione abbia un senso in campo elasto-plastico.

3. VARI PUNTI DI VISTA SUL PROBLEMA

Se le prescrizioni dei vari regolamenti sono abbastanza coerenti fra loro, ciò non significa che vi sia accordo fra i vari studiosi sul problema della evoluzione degli effetti della precompressione oltre il limite di fessurazione.

Le varie posizioni sono state descritte e classificate in modo assai esauriente da Cohn (XXIII) (XXIV). Ci si limita pertanto in questa sede a sintetizzare gli aspetti essenziali della controversia.

Le varie posizioni possono essere suddivise in tre gruppi.

Secondo il primo gruppo gli effetti iperstatici della precompressione rimangono sostanzialmente invariati passando dalla condizione di esercizio allo stato limite ultimo; tale è la posizione di Nilson (V), Cohn e Frosting (VI), Levi Mancini e Munari (VII).

Secondo il secondo gruppo invece gli effetti iperstatici devono gradualmente smorzarsi fino a sparire, in quanto, con la plasticizzazione delle sezioni critiche, la struttura perde, ai fini degli effetti della precompressione, la sua iperstaticità. Tale è la posizione di Mattock (X), Lin (XI), Mathieu (XII), Walther (II) (XVI), e di chi scrive.

Secondo infine il terzo gruppo, l'evoluzione degli effetti iperstatici è legata alla tipologia strutturale. Tale è la posizione di Macchi (IV), Warner (VIII), Appleton (IX).

Discordanze esistono anche sul significato da attribuire al concetto di effetto iperstatico della precompressione, nel senso che pare ad alcuni, incluso chi scrive, che il significato fisico e l'utilità pratica di tale concetto venga meno quando si operi con l'analisi non lineare.

Nella tabella che segue vengono schematizzati i vari punti di vista sull'argomento, limitatamente agli autori intervenuti al convegno precedentemente citato (XXIV)

E' evidente che, data la situazione di incertezze esistente sull'argomento, siano necessarie indagini più approfondite.

Tali indagini tuttavia difficilmente possono essere fondate su prove sperimentali in quanto non è possibile, da un punto di vista fisico, separare gli effetti dei carichi esterni da quelli dovuti alla precompressione.

Occorre quindi individuare una procedura numerica di tipo incrementale che simuli in modo corretto il fenomeno e consenta al tempo stesso di separare gli effetti della precompressione.

Ciò è quanto l'autore si è sforzato di fare.

RIF.	ANNO	AUTORE	GLI EFFETTI IPERTATICI DIMINUISCONO PER $M > M_{CR}$
2	1980	Leonhardt	sì
10	1981	Mattock	sì
11	1972	Lin	sì
5	1978	Nilson	no
16	1979	Walther	sì
12	1980	Mathieu	sì
4	1984	Macchi	dipende
14	1984	Cauvin	sì
6	1983	Cohn	no
7	1983	Levi	no
8	1983	Warner	dipende

Tabella 1 - Sintesi delle posizioni dei vari autori

Il procedimento verrà illustrato nel paragrafo seguente, riprendono in sintesi quanto detto in (XIII) e (XIV).

4. SIMULAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE

Lo stato tensionale prodotto dalla precompressione è il risultato di una deformazione impressa al calcestruzzo in fase elastica da un'armatura preventivamente deformata che tende elasticamente a riacquistare la sua lunghezza primitiva.

Tale stato tensionale, come tutti i tipi di autotensione, è funzione della rigidità strutturale che viene gradualmente ridotta, al crescere dei carichi esterni per l'insorgere della fessurazione e, successivamente, della plasticizzazione dei materiali nelle zone critiche. E' infatti evidente che nessuno stato di coazione può rimanere costante in un materiale che, gradualmente, si plasticizza: l'energia elastica accumulata nel calcestruzzo all'atto della precompressione viene dissipata dal fenomeno di plasticizzazione; lo stato tensionale corrispondente si riduce, a meno che non intervengano fattori esterni che reintegrino l'energia perduta in un fenomeno che è tipicamente non conservativo.

D'altra parte può essere conveniente, da un punto di vista computazionale, assimilare la precompressione all'effetto di un sistema di "forze" esterne. Tale modo di procedere può essere esteso ad un metodo non lineare di calcolo, di tipo incrementale, a patto che tale sistema virtuale di forze non rimanga costante, ma venga modificato, ad ogni incremento di carico esterno, in funzione delle riduzioni di rigidità che i singoli elementi costituenti la struttura hanno subito.

Si consideri un elemento di trave di lunghezza l (Fig.1).

Le deformazioni imposte a tale concio di calcestruzzo dall'armatura di precompressione possono essere considerate l'effetto di un sistema di forze esterne; ciò è del tutto lecito in quanto, non essendo ancora stati applicati i sovraccarichi, l'elemento si comporta elasticamente e non si è ancora fessurato (si trova cioè nella fase I). Se il cavo risultante è eccentrico l'elemento subirà un accorciamento accompagnato da una rotazione delle sezioni terminali (Fig.2).

Tali deformazioni sono date, in modo ovvio, dalle espressioni seguenti:

$$\epsilon = N / (EA) \quad I$$

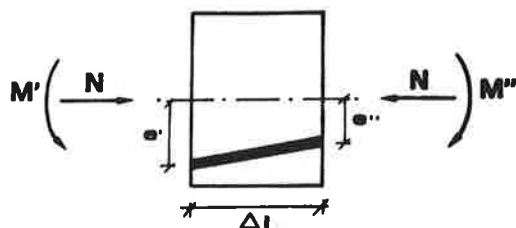


Fig. 1 - Elemento di trave

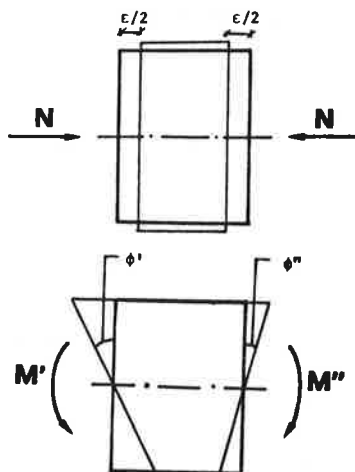


Fig. 2 - Deformazioni imposte all'elemento

$$\phi' = \frac{(2M' + M'') \Delta l}{6 (EJ)_I}$$

$$\phi'' = \frac{(2M'' + M') \Delta l}{6 (EJ)_I}$$

essendo $(EJ)_I$ ed $(EA)_I$ le rigidzze dell'elemento in fase I (elastica non fessurata).

Se viene fatta l'ipotesi che le deformazioni imposte viste rimangano costanti al crescere dei carichi esterni, i carichi virtuali esterni che le producono assumeranno le espressioni seguenti (supponendo che, al livello di carico considerato, le rigidzze dell'elemento assumano i valori $(EJ)_{cur} < (EJ)_I$ e $(EA)_{cur} < (EA)_I$)

$$N_{cur} = \varepsilon (EA)_{cur} = \frac{(EA)_{cur}}{(EA)_I} N$$

$$M'_{cur} = \frac{4(EJ)_{cur}}{\Delta l} \phi' - \frac{2(EJ)_{cur}}{\Delta l} \phi'' = \frac{(EJ)_{cur}}{(EJ)_I} M'$$

e analogamente

$$M''_{cur} = \frac{(EJ)_{cur}}{(EJ)_I} M''$$

se pertanto vengono modificati, ad ogni passo di carico le forze virtuali viste secondo il rapporto delle rigidità dell'elemento, è possibile simulare lo smorzamento degli effetti della precompressione al ridursi della rigidità strutturale per effetto del comportamento fessurato, elasto-plastico della struttura.

Se i cavi di precompressione hanno un andamento curvo bisogna tener inoltre conto delle forze laterali che si generano per effetto di tale curvatura.

Le forze laterali sono proporzionali alla tensione esistente nei cavi che cresce all'aumentare del carico esterno e può essere calcolata nel modo seguente:

a) Sezione non fessurata

In questo caso la tensione nel cavo di precompressione è dato da

$$\sigma_{ST} = \sigma_p + \sigma_{sq}$$

essendo σ_{ST} la tensione totale, σ_p la tensione di precompressione (a cadute di tensione esaurite)

$$\sigma_{sq} = \frac{M_g}{J_I} (d - x_G) n$$

σ_{sq} è la tensione prodotta dai carichi esterni (con esclusione del peso proprio)

n = coefficiente di omogenizzazione

b) Sezione fessurata

La tensione è in questo caso data da

$$\sigma_{ST} = \sigma_p + \sigma_1 + \sigma'_s$$

essendo $\sigma_1 = \sigma_{pc} \cdot n$ la tensione di decompressione del calcestruzzo dove

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A} + \frac{(M_g - M_g)}{J_I} (d - x_G)$$

è la tensione di compressione corrispondente alla presenza della precompressione più il peso proprio della trave in esame.

σ'_s è infine la tensione prodotta dai carichi esterni nell'ipotesi di sezione fessurata.

Le variazioni di rigidità dell'elemento nelle varie fasi di carico possono essere calcolate utilizzando i consueti metodi dell'analisi non lineare. Si veda ad esempio la memoria (XIII).

Le espressioni appena viste sono ovviamente valide solo nell'ipotesi di perfetta aderenza fra cavi e calcestruzzo (cavi iniettati).

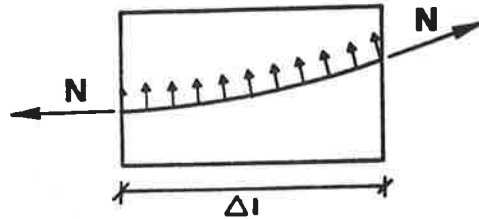


Fig. 3 - Forze laterali dovute alla curvatura del cavo

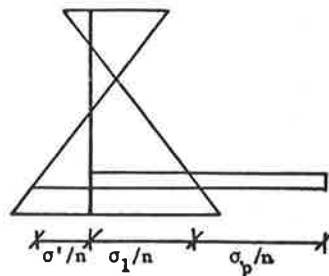


Fig. 4 - Tensione nel cavo di precompressione nelle varie fasi di carico

5. METODO RISOLUTIVO

Il metodo risolutivo, di tipo incrementale, può essere così brevemente riassunto:

- Passo numero 1: Il peso proprio e la precompressione (simulata, come visto, da un sistema di forze esterne) vengono applicate alla struttura.
- Passo numero 2: Viene applicato incrementalmente il carico esterno fino alla formazione della prima fessura; sino a questo punto il comportamento della struttura è ancora sostanzialmente lineare.
- Passi successivi: Il carico viene incrementato passo passo sino a simulare il collasso.

In ognuno di questi passi, indicati genericamente con l'indice i , la struttura viene calcolata due volte, utilizzando, per il generico elemento di trave s , la rigidezza $(EJ)_{s,i-1}$ e $(EA)_{s,i-1}$, calcolati utilizzando i risultati del precedente passo $i-1$.

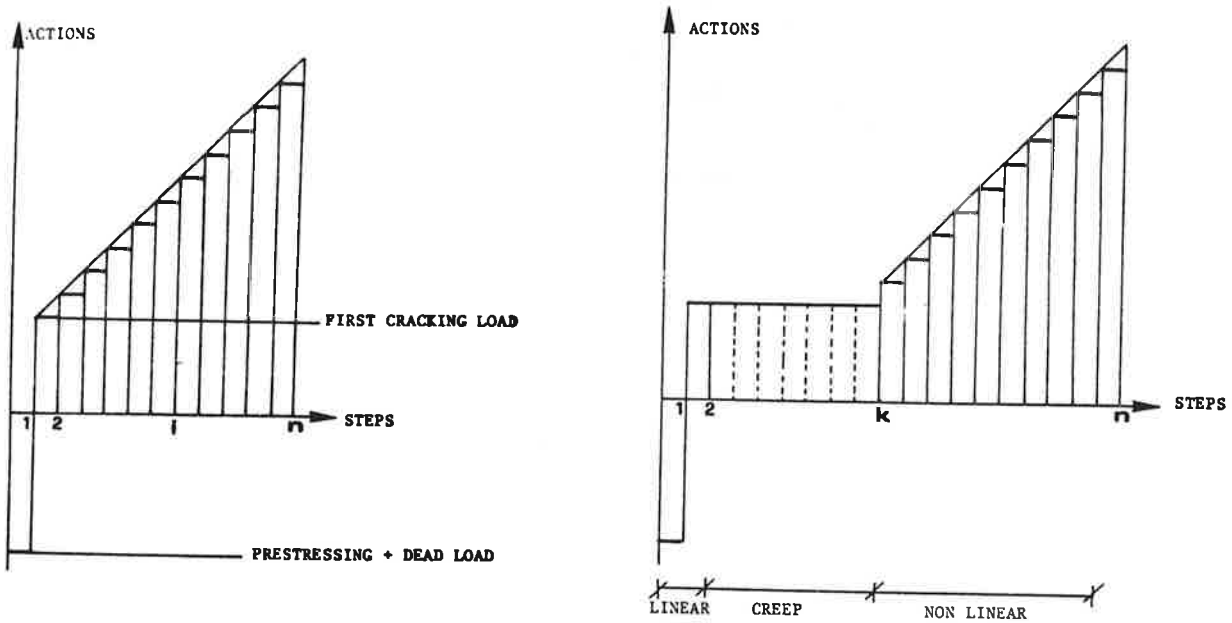


Fig. 5 - Tipica storia di carico.

La prima analisi viene effettuata allo scopo di calcolare gli effetti "aggiornati" della precompressione, tenendo conto cioè della dissipazione di energia verificatasi sino al livello di carico considerato. Per ottenere tale risultato le "forze" di precompressione vengono moltiplicate per i rapporti tra le rigidezze correnti e quelle iniziali.

$$\frac{(EJ)_{s,i-1}}{(EJ)_{s,I}} \quad \text{oppure} \quad \frac{(EA)_{s,i-1}}{(EA)_{s,I}}$$

Inoltre, nel caso di cavo curvo, le forze trasversali vengono incrementate in base alle variazioni verificatesi nella tensione del cavo stesso.

La seconda analisi viene effettuata per calcolare l'effetto dell'incremento di carico $\{\Delta P\}_i$ relativo al passo i . Al passo i momenti totali agenti $(M_{act})_i$ sono dati da espressioni del tipo seguente

$$(M_{act})_i = (M_p)_i + \sum_{j=1}^i (\Delta M)_j$$

essendo $(M_p)_j$ il momento di precompressione "aggiornato" al passo i e M_j l'incremento di momento dovuto all'incremento di carico esterno al generico passo J .

E' anche possibile simulare, mediante "time steps" introdotti dopo il primo passo, l'influenza dei fenomeni lenti sulla precompressione; si veda la memoria (XIII).

6. ESEMPI DI CALCOLO

Vengono brevemente presentati due esempi di calcolo relativi a due travi iperstatiche.

Il primo esempio riguarda una trave continua su due campate precompressa mediante cavi diritti (Fig.6)

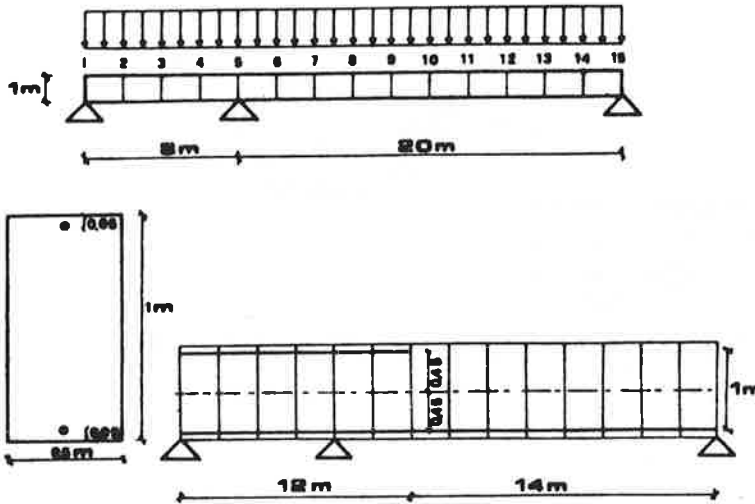


Fig. 6 - Esempio 1: trave continua con cavi diritti (dalla memoria (XIV))

Il calcolo incrementale prima visto ci consente di ottenere i seguenti risultati.

a) Gli effetti della precompressione ai vari livelli di carico possono essere separati da quelli dovuti ai carichi esterni. Tali effetti, per l'esempio in questione sono rappresentati nei diagrammi seguenti.

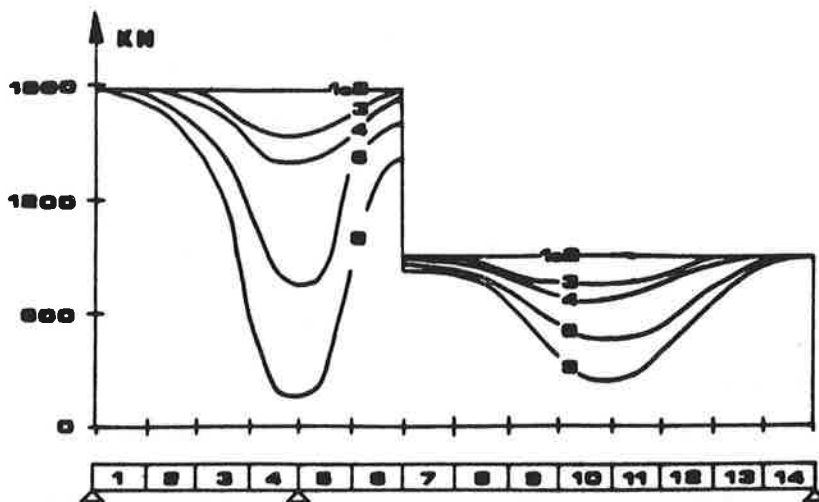


Fig. 7 - Evoluzione delle risultanti degli sforzi assiali (Esempio 1).

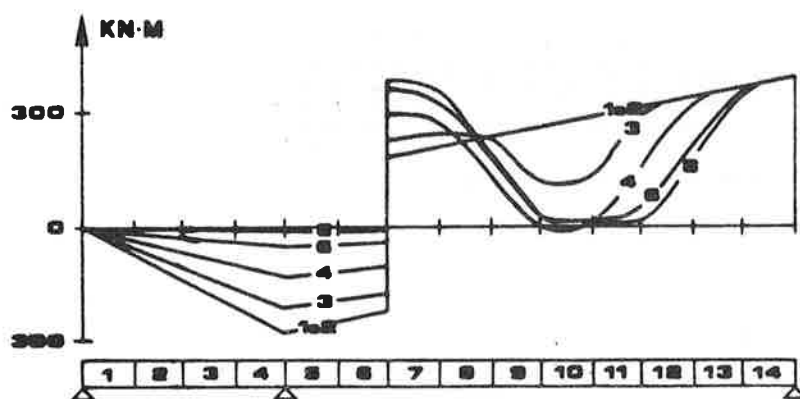


Fig.8 - Evoluzione dei momenti di precompressione (Esempio 1).

I momenti agenti ai vari livelli di carico sono invece riportati sulla Fig.9.

Il secondo esempio riguarda una trave doppiamente incastrata con cavo ad andamento parabolico (Fig.10).

I risultati relativi a tale esempio sono riportati sulle Figg. 11, 12 e 13.

I dati di progetto relativi agli esempi sono riportati per esteso sulla memoria (XIV).

Come risulta dai diagrammi visti gli effetti della precompressione tendono a zero allo stato limite ultimo; in particolare, come logica conseguenza del metodo adottato, la struttura tende a diventare staticamente determinata per quanto riguarda gli effetti della precompressione; gli effetti iperstatici dovrebbero pertanto tendere a zero, in accordo con quanto si verifica utilizzando il calcolo plastico (XVI).

Affinchè ciò possa avvenire è naturalmente necessario che le sezioni critiche abbiano una duttilità sufficiente a consentire il formarsi, prima che avvengano rotture locali, di un meccanismo di collasso.

7. VALIDITA' DEL PROCEDIMENTO

Al procedimento illustrato sono state poste alcune obiezioni; le più rilevanti sono qui di seguito riassunte.

- Nel metodo visto ad ogni passo di carico gli effetti della precompressione sono stati calcolati separatamente da quelli dei carichi esterni e viene poi applicato il principio di sovrapposizione degli effetti. Sorge pertanto il dubbio che non sia lecito applicare tale principio nell'ambito di una procedura di calcolo non lineare. Bisogna tuttavia tener presente che un metodo incrementale, come quello che è stato usato, viene utiliz

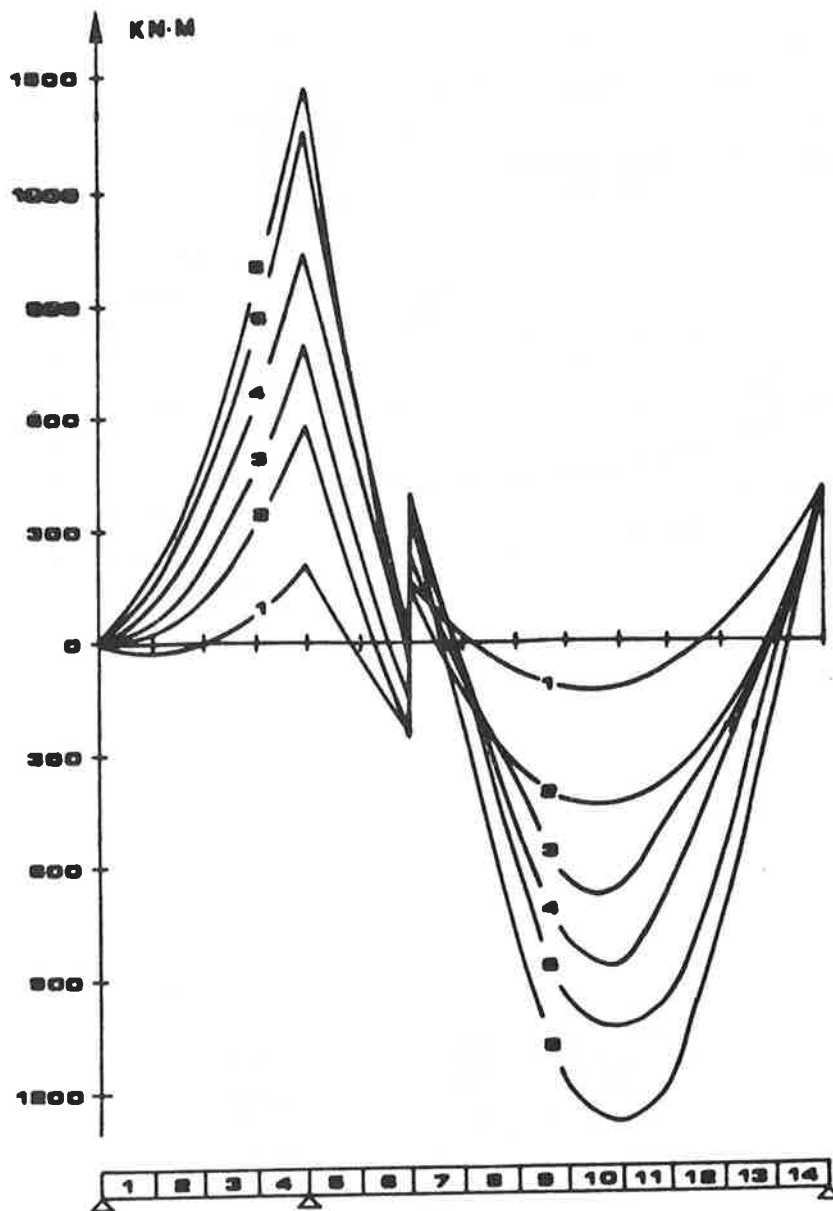


Fig.9 - Evoluzione dei momenti totali (Esempio 1).

zato sommando i risultati di un numero determinato di passi di carico; ognuno di questi risultati parziali è ottenuto effettuando analisi di tipo lineare: il procedimento incrementale è cioè un metodo di linearizzazione per passi.

Nel nostro caso la separazione fra effetti della precompressione ed effetti del generico incremento di carico $\Delta_p i$ è stata effettuata

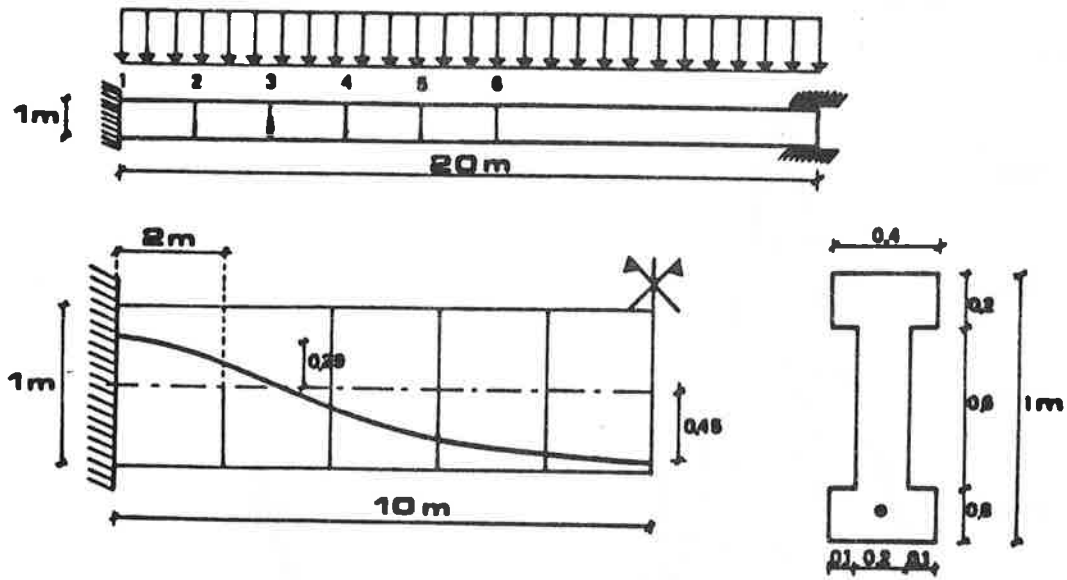


Fig.10 - Esempio 2

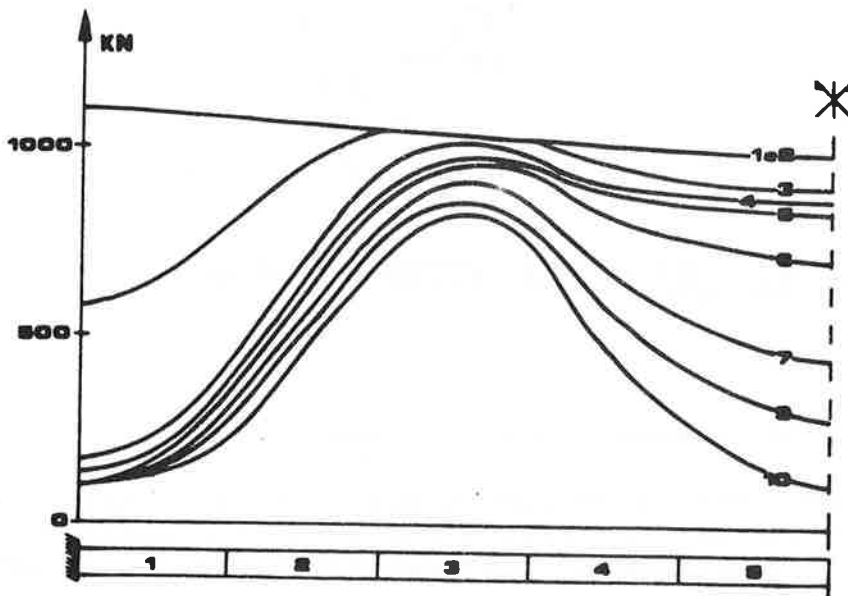


Fig.11-Esempio 2: evoluzione delle sollecitazioni assiali

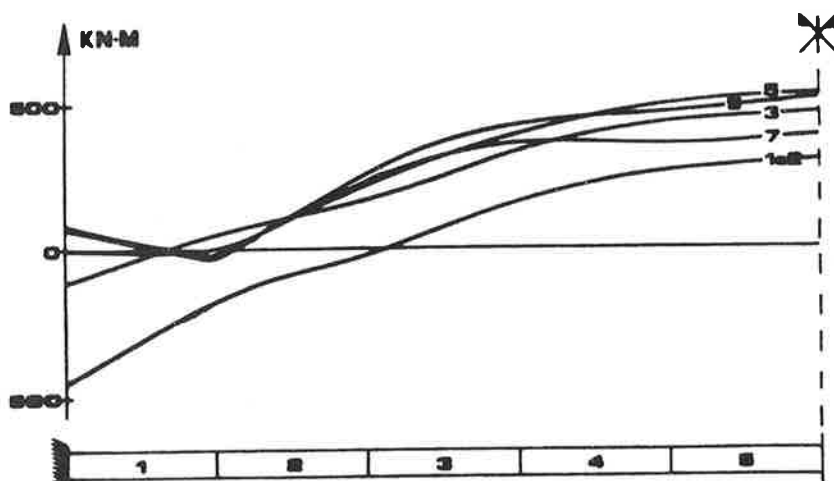


Fig. 12 - Esempio 2 : Momenti dovuti alla precompressione.

all'interno di ogni passo, dove è corretto usare il principio di sovrapposizione.

Si è così ottenuto il risultato di separare gli effetti della precompressione, il che è essenziale ai fini di uno studio che possa condurre in prospettiva a procedimenti semplificati e nuove norme regolamentari.

- Può sorgere il dubbio che la perdita di energia elastica nell'elemento di calcestruzzo sia in gran parte compensato dall'energia trasmessa dal cavo al calcestruzzo successivamente alla tesatura iniziale.

Poichè l'energia elastica accumulata nel cavo è assai maggiore di quella presente nel calcestruzzo, questa trasmissione permetterebbe di contenere sostanzialmente la caduta dello stato tensionale nel calcestruzzo stesso.

Si verificherebbe cioè, secondo tale ipotesi, un fenomeno analogo a quello relativo ai fenomeni lenti e su cui è fondata la possibilità di realizzare strutture precomprese.

In realtà nel valutare l'evoluzione dello stato di coazione del calcestruzzo prodotto dalla precompressione e cioè dalla deformazione impressa all'acciaio vanno distinti e non devono essere confusi due casi completamente diversi:

a) Caso in cui l'energia elastica accumulata nel cavo può trasmettersi al calcestruzzo anche dopo la fase di tesatura, in quanto il cavo può accorciarsi e scaricare una parte (piccola) della sua energia elastica sul calcestruzzo. E' questo il caso della caduta di precompressione per effetti lenti (Ritiro, fluage).

b) Caso in cui il cavo non può trasmettere energia al calcestruzzo nella fase successiva alla tesatura in quanto non solo non può accorciarsi, ma anzi si allunga per effetto delle tensioni aggiuntive dovute al carico esterno.

In tale caso le deformazioni prodotte nel calcestruzzo all'atto della tesatura (esauriti gli effetti lenti) non possono più aumentare, mentre la corrispondente energia elastica si dissipa al crescere dei

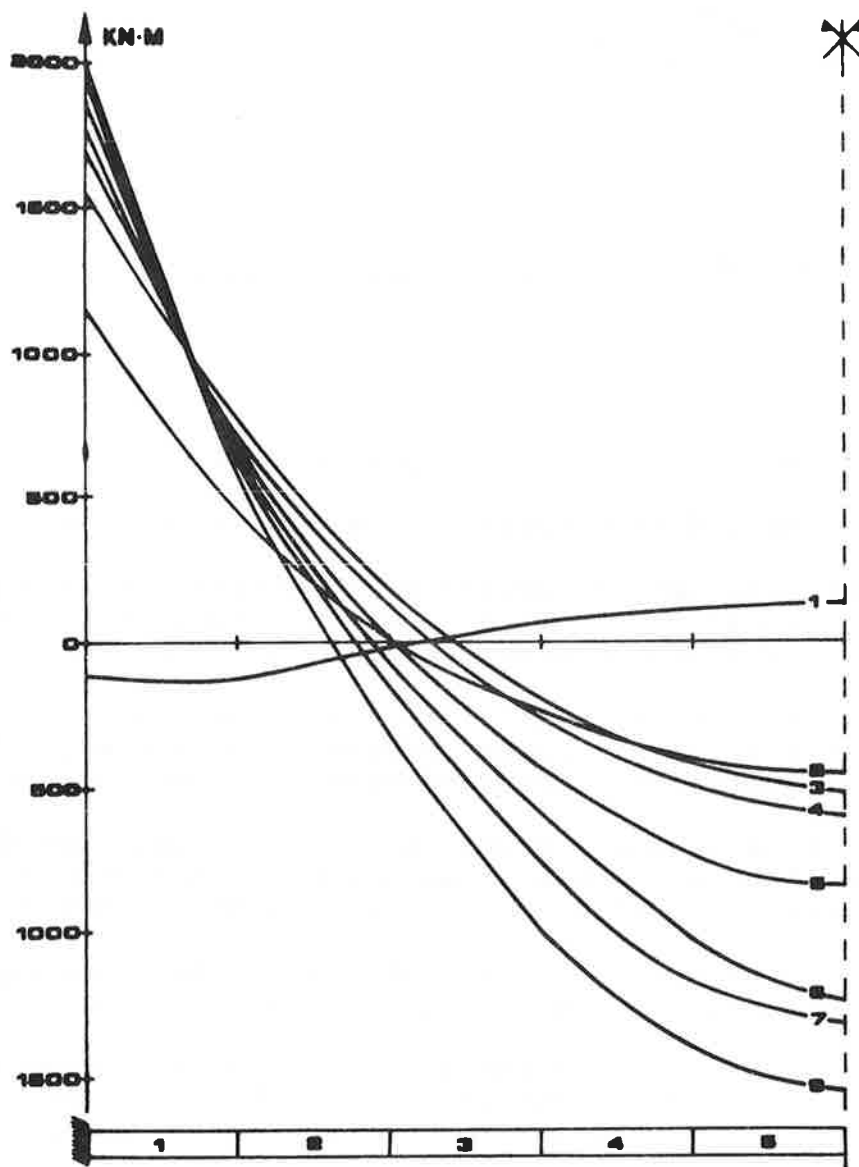


Fig. 13 - Evoluzione dei momenti totali.

carichi nelle zone critiche che si plasticizzano senza che il cavo sia in grado di reintegrare l'energia dissipata come nel primo caso. Consideriamo separatamente le due situazioni. Consideriamo un prisma di calcestruzzo come quello indicato in Fig. 14.

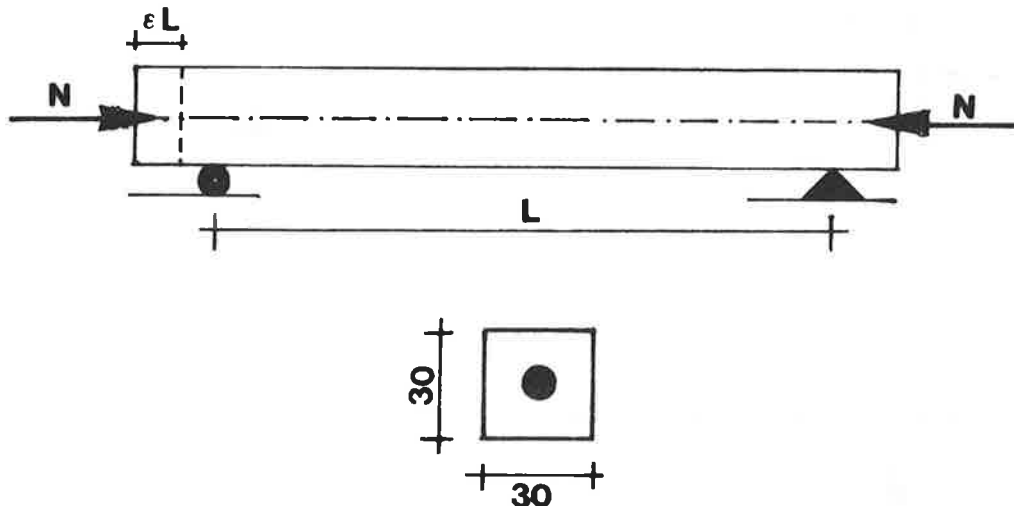


Fig. 14 - Prisma precompresso assialmente.

$$\begin{aligned} \sigma_{pi} &= 11000 \text{ kg/cm}^2 & E_c &= 300000 \text{ kg/cm}^2 \\ N_o &= 11000 \cdot 10 = 110000 \text{ kg} & A_p &= 10 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Deformazione elastica del prisma

$$\epsilon_{ce} = 110000 / 30 \cdot 30 / 300000 = 4,07 \text{ E-04} = 407 \text{E-06}$$

Supponiamo che avvenga il ritiro con

$$\epsilon_{cs} = 400 \times 10^{-6}$$

La caduta di tensioni è

$$\Delta\sigma_p = 2100000 \cdot 400 \cdot 10^{-6} = 840 \text{ Kg/cm}^2$$

La caduta di σ nel calcestruzzo è pari a

$$\Delta\sigma_c = \frac{840 \times 10}{900} = 9,33 \text{ kg/cm}^2$$

e perciò è molto piccola.

Ciò avviene però perchè il cavo ha ceduto, accorciandosi, una parte della sua energia elastica al calcestruzzo (effetto molla).

Immaginiamo ora, dopo la tesatura, di fissare a terra gli ancoraggi in modo da impedire ulteriori accorciamenti del cavo.

La trasmissione di energia dal cavo al calcestruzzo viene così impedita e poichè quest'ultimo subisce un accorciamento per ritiro pari

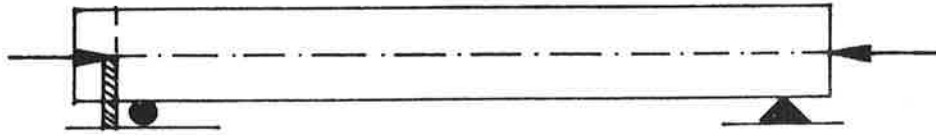


Fig. 15 - Prisma precompresso con ancoraggi fissati a terra

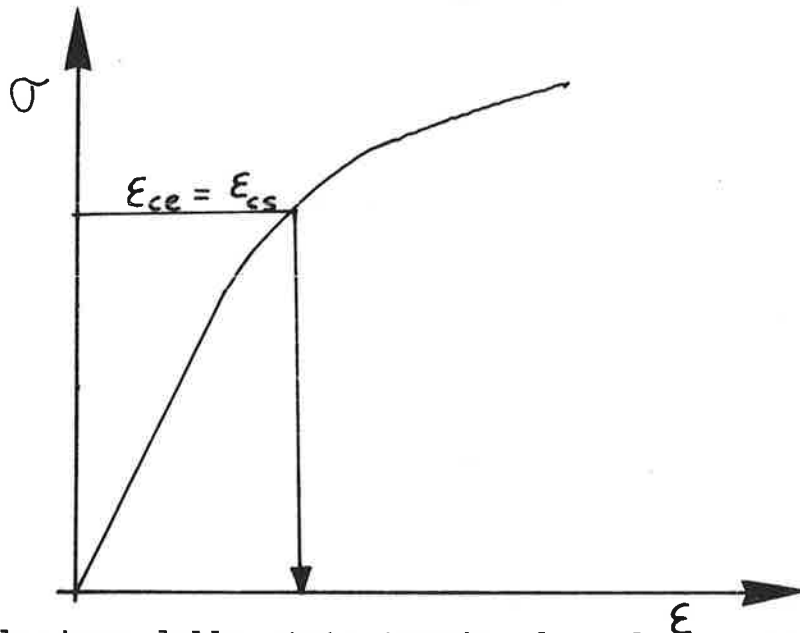


Fig. 16 - Evoluzione dello stato tensionale nel caso di Fig. 15

all'accorciamento elastico, il suo stato di coazione sparisce. Consideriamo ora il caso del fluage con $\phi=2$. La caduta di tensione nel cavo è data da

$$\Delta\sigma_p = \epsilon_{ce} E_s = 407 \cdot 10^{-6} \cdot 2 \cdot 2100000 = 1709 \text{ kg/cm}^2$$

Caduta di σ_c

$$\Delta\sigma_c = \Delta\sigma_p A_p/A_c = 1709 \cdot 10/900 = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

Supponiamo ora di bloccare gli ancoraggi come fatto precedentemente. La caduta di tensione del calcestruzzo è un fenomeno di rilassamento per fluage a dimensioni costanti; pertanto essa è del tutto analoga al caso di cedimento vincolare di una trave continua (Fig. 17). La legge di rilassamento può essere assunta pari a

$$\sigma_{ct} = \sigma_{co} e^{-\phi} = 122 e^{-2} = 122 \cdot 0,135 = 16,5 \text{ kg/cm}^2$$

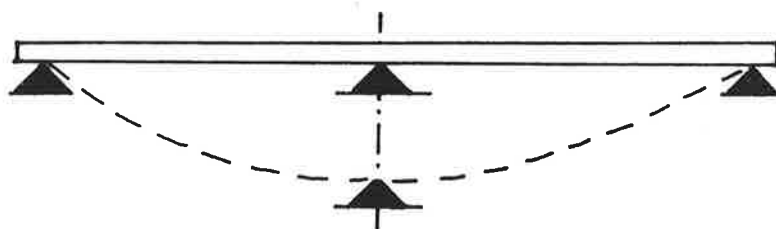


Fig. 17 - Caso di cedimento vincolare in una trave continua.

La tensione si riduce pertanto al 13.5% del valore originario. Veniamo ora al caso che ci interessa: quando i carichi esterni crescono il cavo non può accorciarsi e non può trasmettere al calcestruzzo energia; le deformazioni impresse dal cavo al calcestruzzo sicuramente non possono aumentare, e in prima approssimazione rimangono costanti. In fase elastoplastica l'energia accumulata nel calcestruzzo viene gradualmente dissipata e non può più essere reintegrata; in termini di tensione lo stato di coazione varia in modo proporzionale alla rigidità dei singoli conci. Il caso diventa così del tutto analogo a quello di un cedimento vincolare imposto e mantenuto costante. Per quanto riguarda l'acciaio la sua energia elastica continua ad aumentare sino allo snervamento; a questo punto l'accumulo cessa; quando la deformazione plastica del cavo raggiunga il valore della deformazione impressa nessuno stato di coazione è più possibile. Tuttavia anche senza tener conto di quest'ultimo fenomeno, quando ci si avvicina al momento ultimo lo stato di tensione nel calcestruzzo prodotto dalla precompressione deve ridursi ad una modesta frazione del valore originario in quanto la situazione che ci interessa è classificabile come del tipo b secondo la distinzione fatta all'inizio.

9. CONCLUSIONI PRELIMINARI

I regolamenti vigenti tengono conto in modo semplicistico degli effetti della precompressione allo stato limite ultimo: essi distinguono gli effetti isostatici dagli effetti iperstatici e mentre considerano gli effetti isostatici influenti solo ai fini del calcolo delle sollecitazioni resistenti, fanno l'ipotesi che gli effetti ipersta

tici si mantengano invariati fino al collasso della struttura e pertanto prescrivono che tali effetti vengano considerati come sollecitazioni agenti con coefficiente di sicurezza γ_f prossimo ad 1.

In realtà se adottiamo un procedimento di calcolo come quello visto, che a chi scrive pare assai ragionevole, non si può non concludere che gli effetti iperstatici si riducano in fase elastoplastica, in quanto al graduale formarsi di zone plasticizzate (cerniere plastiche) si riduce e al limite si annulla il grado di iperstaticità della struttura stessa. D'altronde, i fautori del metodo che con più evidenza visualizza questo fenomeno, e cioè del calcolo plastico, pervengono inevitabilmente a queste conclusioni (XVI).

Viene tuttavia da chiedersi che senso abbia, nell'ambito di un'analisi non lineare, distinguere fra effetti isostatici ed iperstatici della precompressione, quando è persino difficile concettualmente distinguere fra effetti della precompressione ed effetti dei carichi esterni.

Separare effetti iperstatici ed isostatici è un'utile convenzione nell'ambito di un'analisi lineare elastica. Poiché i criteri di verifica allo stato limite ultimo sono convenzionalmente fondati su tale tipo di analisi è parso naturale e logico estendere tale convenzione a un livello di carico in cui il comportamento fisico della struttura è fortemente non lineare.

Il metodo proposto consente una simulazione del comportamento strutturale fino a rottura, permettendo di separare gli effetti globali della precompressione dagli effetti dei carichi esterni.

Se si ragiona in termini di effetti globali della precompressione è indubbio che essi influenzano le sollecitazioni agenti fino a rottura come appare dagli esempi illustrati.

L'obiettivo complessità del fenomeno rende difficile l'elaborazione di metodi approssimati di calcolo fondati sull'analisi lineare.

A tale obiettivo si potrà pervenire elaborando i risultati di analisi parametriche "esatte", utilizzando per esempio il criterio illustrato da chi scrive in (XIV).

Sebbene appaia prematuro allo stato attuale della ricerca, fornire indicazioni precise, è indubbio che nella formulazione di nuove norme assumerà grande importanza il grado di duttilità della struttura, come è stato messo in evidenza da Macchi (IV).

BIBLIOGRAFIA

- (I) Colonnetti G. - Scienza delle Costruzioni - Ed. Einaudi, 1955
- (II) Leonhardt F. - Vorlesungen über Massivbau - Fünfter teil Grundlagen der Vorspannung - Springer Verlag, 1980
- (III) Macchi G. - Prestressed Concrete, Partial Prestressing, Serviceability Limit State of Prestressed Concrete - Nonlinear Analysis and Design of Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Structures, CEB Course, University of Pavia, Italy, Lecture 13, Sept. 1981, pp.249-282
- (IV) Macchi G. - Tentative Proposal for Code Clauses Concerning Statically Indeterminate Partial Prestress Structures - NATO ARW "Partial Prestressing, from Theory to Practice", Paris, France, 1984
- (V) Nilson A.H. - Design of Prestressed Concrete, John Wiley and Sons, New York, N.Y. 1978, 526 p.
- (VI) Cohn M.Z., Frostig Y. - Nonlinear Analysis of Continuous Prestressed Concrete Beams, International Symposium on Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete, Preliminary Publication, Vol.2, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, July 1983, pp.45-76

- (VII) Levi F., Mancini G., Munari D. - Hyperstatic Effect of prestressing Between Serviceability and Ultimate Limit States - International Symposium on Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete, Preliminary Publication, Vol.2, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, July 1983, pp.1-23
- (VIII) Warner R.F., Yeo M.F. - Ductility Requirements for Partially Prestressed Concrete - NATO-ARW, Partial Prestressing, from Theory of Practice, Paris, France, June 18-22, 1984, Contribution to Discussion, Theme 4
- (IX) Appleton J. - Hyperstatic Effect due to Prestress in Continuous Structures, NATO ARW, Partial Prestressing, from Theory to Practice, Paris, France, June 18-22, 1984, Contribution to Discussion, Theme 4
- (X) Mattock A.H., Yamazaki J., Kattula B.T. - Comparative Study of Prestressed Concrete Beams with and without Bond - ACI Journal, Vol.52, N.2, February 1981, pp.116-125
- (XI) Lin T.Y., Thornton K. - Secondary Moment and Moment Redistribution in Prestressed Concrete Beams, PCI Journal, Vol.17, No.1, January 1972, pp.8-20
- (XII) Mathieu H., Structural Safety Manual, Part 2, CEB Bulletin d'Information, N.128, 1980
- (XIII) Cauvin A. - Evolution of the Effects of Prestressing up to ultimate Limit State, NATO-ARW, Partial Prestressing, from Theory to Practice, Paris, France, June 18-22, 1984, Contribution to Discussion, Theme 4
- (XIV) Cauvin A. - Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Continuous Beams and Frames, International Symposium on Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete, Preliminary Publication, Vol.2, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, July 1983, pp.107-124
- (XV) Aparicio A.C., Arenas J.J., Alonso C. - Examples of Moment Redistribution in Continuous, Partially Prestressed Bridges", International Symposium on Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete, Preliminary Publication, Vol.2, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, July 1983, pp.185-204
- (XVI) Walther R. Potential and Limits of Plastic Design in Reinforced and Prestressed Concrete, Canadian Structural Concrete Conference, Banff, Alberta, 1979, pp.49-66
- (XVII) Comite Euro-International du Beton - Federation Internationale de la Precontrainte, Model Code for Concrete Structures, CEB, Paris, France 1978,
- (XVIII) Mattock A.H. "Discussion to Proposed Revision of ACI 318-63, ACI Journal, Vol.67, No.9, September 1970, pp.710
- (XIX) ACI (American Concrete Institute) Committee 318, Building Codes Requirements for Reinforced Concrete, (ACI 318-77), Detroit, Michigan, 1977, 103 p.
- (XX) Mattock A.H., Secondary Moments and Moment Redistribution in ACI 318-77 Code, International Symposium on Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete, Preliminary Publication, Vol.3, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, July 1983, pp.27-48
- (XXI) Din 1045-72 - Concrete and Reinforced Concrete Design and Construction" (in German), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1972
- (XXII) Norme Tecnica per Cemento Armato Normale, Precompresso e Strutture Metalliche, DM 1.4.1983

- (XXIII) M.Z.COHN - Partial prestressing. From Theory to Practice - Introductory Report, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, Paper N. 186, 1983

RICONOSCIMENTI

L'autore ringrazia il Prof. G.Macchi per il costante appoggio e anche per le costruttive critiche che sono alla base del presente lavoro, che è stato parzialmente finanziato con fondi MPI e CNR.

INFLUENZA DELL'INDICE DI PRECOMPRESSIONE
SUL COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE PARZIALMENTE PRECOMPRESSE
ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Pier Giorgio DEBERNARDI

Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di TORINO

SOMMARIO

L'indagine numerica condotta assumendo indici di precompressione variabili da 0 a 1, cioè dal c.a. al c.a.p., e prendendo in conto gli aspetti caratteristici del comportamento in esercizio, ha portato alla valutazione delle sollecitazioni, delle tensioni, delle deformazioni e delle frecce di elementi soggetti ad azioni di lunga durata e successivamente ad azioni istantanee. I risultati consentono alcune considerazioni interessanti taluni aspetti della risposta strutturale.

SUMMARY

A numerical analysis conducted by taking prestressing indices ranging from 0 to 1, that is, from RC to PC, and by taking into account the characteristic aspects of behaviour under service conditions, has led to the evaluation of the load-effects, stresses, strain and deflections of elements subjected to sustained loads and then to instantaneous actions. The data obtained are used as a basis to make some considerations on various aspects of structural response.

1. PREMESSA

La tecnica della precompressione parziale delle strutture in calcestruzzo consente diversi vantaggi rispetto alle strutture tradizionali in c.a. e in c.a.p., ma presenta altresì problemi non indifferenti. Fra i vantaggi vi è la possibilità di controllare la deformazione (frecce) e l'apertura delle fessure, di aumentare la duttilità e mi-

gliorare il comportamento strutturale per azioni cicliche di tipo sismico rispetto a quella di elementi in c.a.p. Problemi sorgono per i fenomeni di fatica nelle armature e per la protezione delle armature ad alto limite elastico dagli effetti corrosivi. Fra gli svantaggi, non ultimo è quello della difficoltà di effettuare un calcolo adeguatamente aderente al fenomeno fisico, in particolare allo stato limite di esercizio.

In relazione a quest'ultimo aspetto, si è condotta un'indagine numerica al fine di valutare l'influenza delle caratteristiche geometriche, il ruolo della precompressione in elementi isostatici, la ridistribuzione delle tensioni nella sezione e l'effetto sulla deformazione. Con riferimento alle combinazioni di carico previste dalla normativa, sia italiana (V) che europea (I), si considerano le azioni quasi permanenti, per le quali si debbono prendere in conto i fenomeni reologici del calcestruzzo (fluage e ritiro) e dell'acciaio (rilassamento), e l'effetto dei carichi variabili.

Ciò porta a due fasi di calcolo: la prima per determinare le tensioni e le deformazioni a fenomeni lenti esauriti, la seconda per valutare l'effetto di una variazione di sollecitazione esterna che porta alla parzializzazione della sezione reagente di un elemento già sede di uno stato di tensione.

2. PARAMETRI DI RIFERIMENTO

Nella letteratura e nei codici dei vari paesi si trovano indicazioni diverse per caratterizzare l'entità della precompressione parziale. Nel seguito si farà riferimento alla definizione di "indice di precompressione" dato dalle Raccomandazioni FIP (II):

$$\lambda = \frac{A_p f_{0.1k}}{A_p f_{0.1k} + A_s f_{yk}}$$

ove A_p e $f_{0.1k}$ sono rispettivamente l'area e la resistenza caratteristica allo 0.1% dell'acciaio da precompresso, A_s e f_{yk} l'area e la tensione di snervamento dell'acciaio da c.a.

L'indagine numerica svolta esplora l'intero campo dal cemento armato ordinario al precompresso integrale, quindi per valori di λ compresi tra 0 e 1, con riferimento a tre tipi di sezione: rettangolare, a T e a doppio T. Le dimensioni di tali sezioni sono state assunte uguali a quelle proposte da H. Bachmann (III) per l'inchiesta internazionale sulla precompressione parziale e sono riportate in fig. 1.

Le aree delle armature ordinarie e di precompressione sono state definite per avere un ugual momento resistente allo stato limite ultimo per diversi valori di λ . Si è assunto $M_{Rdu} = 981 \text{ kN m}$ per la sezione rettangolare e 2060 kN m sia per la sezione a T che a doppio T. Per tale valutazione si è fatto riferimento al diagramma parabola-rettangolo per la relazione sforzi-deformazioni del calcestruzzo (V) e al diagramma bilatero per l'acciaio ordinario (VI). Per l'acciaio da precompressione si è assunto il diagramma $\sigma - \epsilon$ indicato dal CEB (VII) e riportato in fig. 2. Nel calcolo si sono poste inoltre le se-

guenti caratteristiche meccaniche:

- calcestruzzo: $R_{bk} = 30$ MPa corrispondente alla resistenza minima prevista dalla norma (V). Si è assunto $f_{ck} = 0,83 R_{bk}$ e $\gamma_c = 1,5$.
- acciaio ordinario ad aderenza migliorata: barre di diametro 20 mm, tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 458,9$ MPa e $\gamma_s = 1,5$.
- acciaio da c.a.p. in fili: $f_{ptk} = 1652$ MPa, tensione iniziale $\sigma_{spi} = 0,85 f_p$ 01k

In fig. 3 si riportano, in funzione di λ , i valori delle aree delle armature ordinarie A_s , poste all'intradosso, e di precompressione A_p .

Il calcolo è stato condotto per via iterativa in funzione della disposizione reale delle armature ordinarie nella sezione (uno o più livelli di armature); ciò è necessario per la determinazione dell'apertura delle fessure.

Le curve continue si riferiscono ad armature poste solo all'intradosso, quelle a tratto e punto ad una disposizione avente un'area A'_s di acciaio ordinario posto all'estradosso e pari a $0,5 A_s$. E' da notare che in quest'ultimo caso A_s risulta inferiore per il maggior braccio di leva interno.

Sulla base delle caratteristiche geometriche così definite, si passa allo studio del comportamento in esercizio. In una prima analisi si intende mettere in evidenza l'influenza del grado di precompressione sui momenti esterni che portano rispettivamente a decompressione (a fenomeni lenti esauriti), ad aperture di fessure $w_1 = 0,1$ mm e $w_2 = 0,2$ mm. Per tali sollecitazioni vengono altresì valutate le tensioni nelle armature e nel conglomerato, nonché le curvature medie relative al tratto compreso tra due fessure.

Successivamente è stata diagrammata la risposta strutturale per sollecitazioni esterne definite e dovute ad azioni quasi permanenti e a carichi variabili, in funzione del parametro λ .

Infine si considerano tre travi appoggiate alle estremità, aven-

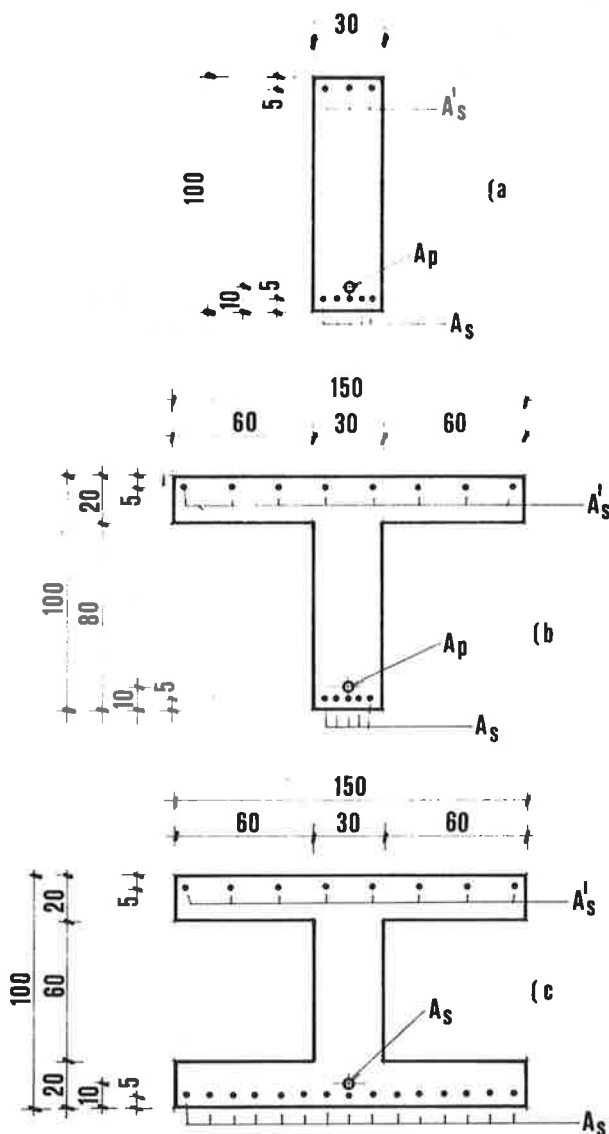


Fig. 1 Sezioni di riferimento

ti ciascuna le sezioni trasversali già considerate, per le quali si calcola lo andamento della freccia in mezzeria dovuta a carichi uniformi permanenti e variabili, in funzione dell'indice di precompressione.

Le caratteristiche reologiche e meccaniche sono state assunte uguali per tutte le sezioni e risultano:

- per il calcestruzzo: modulo elastico $E_c = 30,3$ GPa, costante nel tempo, resistenza a trazione $f_{ctm} = 1,8$ MPa, coefficiente di fluage $\varphi = 2,2$, coefficiente di ritiro $\epsilon_{sh} = -0,23\text{‰}$.
- per l'acciaio: modulo elastico $E_s = 200$ GPa, caduta per rilassamento dell'acciaio da c.a.p., assunta come valore medio, $\Delta\sigma_{sr} = 5\% \sigma_{api}$.

Sulla base di tali elementi, si è messo a punto un programma di calcolo basato su una trattazione (VIII) fondata sulle ipotesi richiamate nel successivo paragrafo.

3. PROCEDIMENTO DI CALCOLO

Il calcolo è svolto in due fasi successive:

- la prima, tra l'istante iniziale t_0 , nel quale viene introdotta la precompressione e la sollecitazione esterna di flessione retta dovuta ai carichi quasi permanenti, e l'istante finale t_1
- la seconda, al tempo t_2 , costituita dall'applicazione istantanea dei carichi variabili.

Il calcolo dello stato di tensione è condotto, per entrambe le fasi, in corrispondenza della fessura se la sezione si parzializza o per la sezione intera se la tensione nel conglomerato non supera la resistenza a trazione. Il procedimento si basa sulle seguenti ipotesi:

- la sezione reagente si mantiene piana
- lo stato di tensione nel conglomerato reagente è lineare ai vari istanti
- l'acciaio ha comportamento elastico lineare caratterizzato dal modulo elastico E_s e i cavi di precompressione sono soggetti a rilassamento
- il fluage rispetta il principio di linearità e di sovrapposizione, il ritiro è indipendente dallo stato di tensione. Gli effetti di ritiro e fluage sono valutati col metodo algebrizzato A.A.E.M. assumendo un coefficiente di invecchiamento $\lambda = 0,8$.

Il calcolo degli spostamenti è basato sui valori medi della curvatura, che per le sezioni interamente reagenti, è uguale al valore locale, mentre, per le sezioni fessurate, si deduce dalla deformazione media del corrente compresso e di quello teso. Tali valori si ricavano, nell'ipotesi della conservazione della sezione piana per i valori medi, a partire dalla deformazione ϵ_{sm} del corrente teso valutata

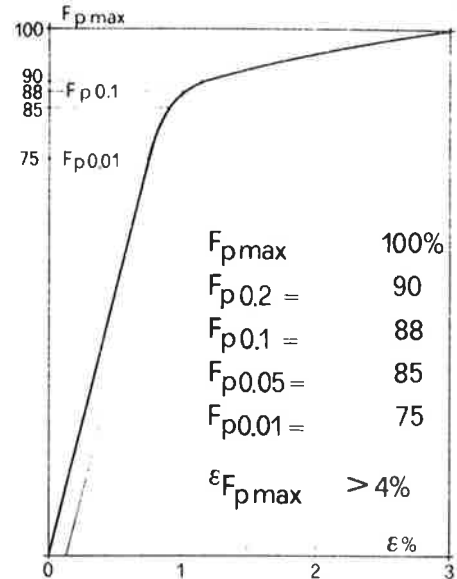
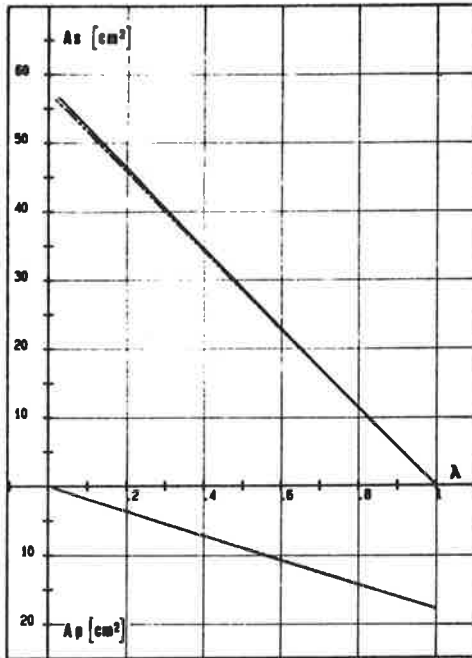
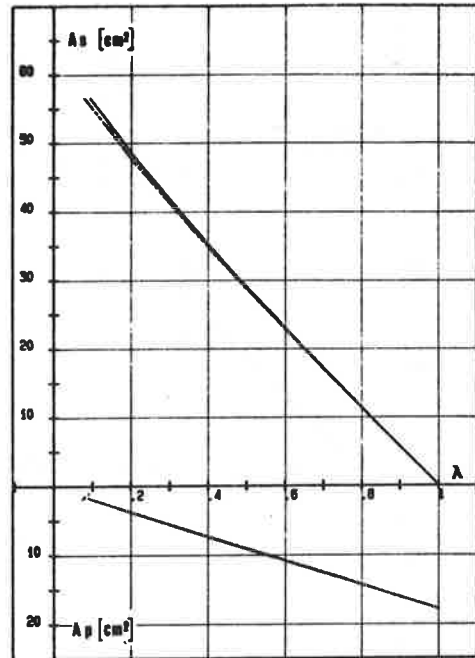


FIG. 2

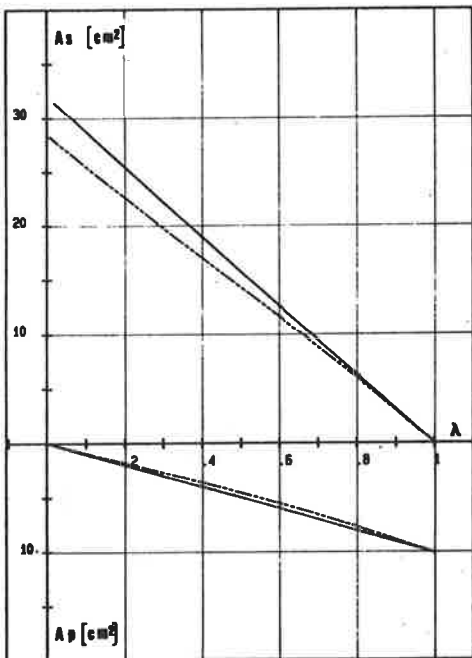
Fig. 2 Diagramma sforzi-deformazioni dell'acciaio da c.a.p.



a



b



c

Fig. 3 Area delle armature ordinarie e da precompressione che danno luogo allo stesso momento resistente per diversi indici di precompressione.

- a. sezione rettangolare
- b. sezione a T
- c. sezione a doppio T

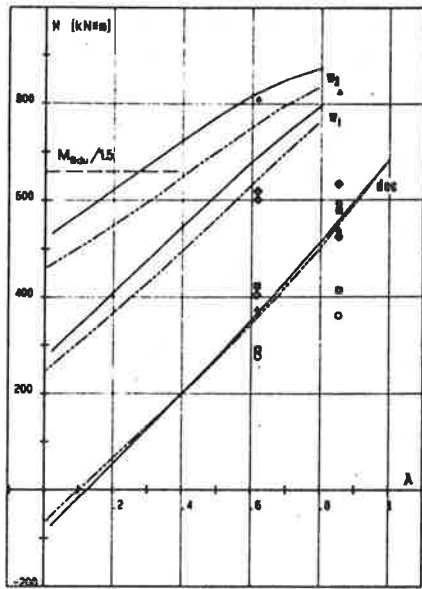
con le formule di tension stiffening.

Lo sviluppo del calcolo è fondato, per entrambe le fasi, sulle condizioni di equilibrio e di congruenza e richiede un procedimento iterativo che viene condotto mediante un programma a calcolatore.

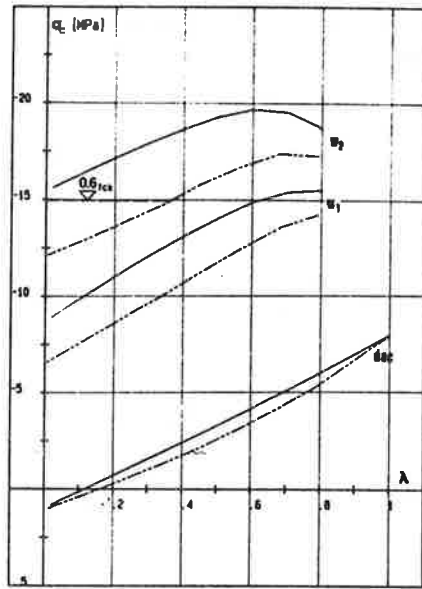
4. INFLUENZA DEL GRADO DI PRECOMPRESSIONE SULLA CAPACITA' PORTANTE

Le travi parzialmente precomprese sono generalmente progettate per non superare la decompressione sotto l'azione dei carichi di lunga durata, ai fini di aumentare la durabilità dell'opera. La fessurazione si verifica per l'applicazione dei carichi variabili e la sua apertura, essendo in presenza di acciai sensibili alla corrosione, deve essere limitata a w_1 e w_2 a seconda dell'aggressività delle condizioni ambientali.

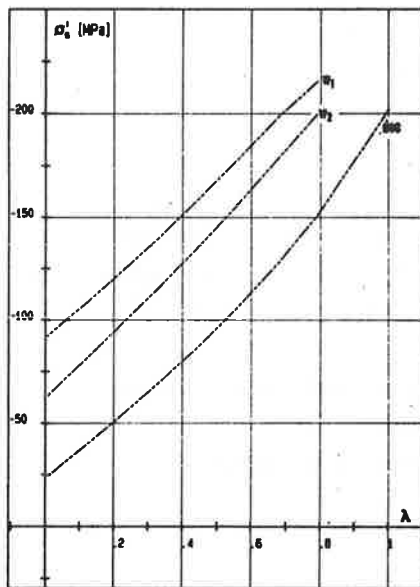
In quest'ottica si è condotta l'analisi numerica relativa alle



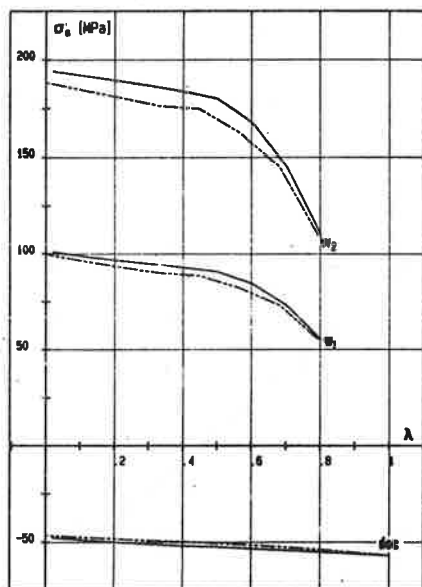
a



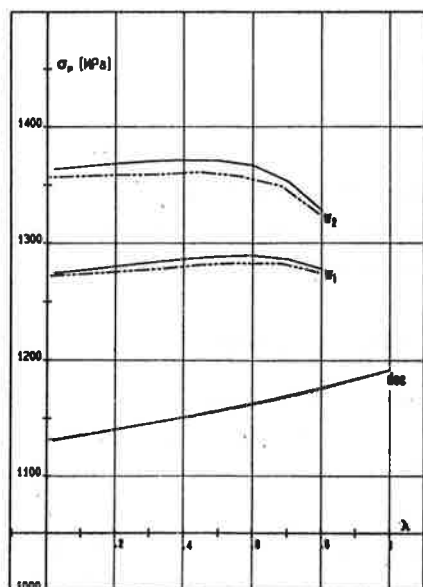
b



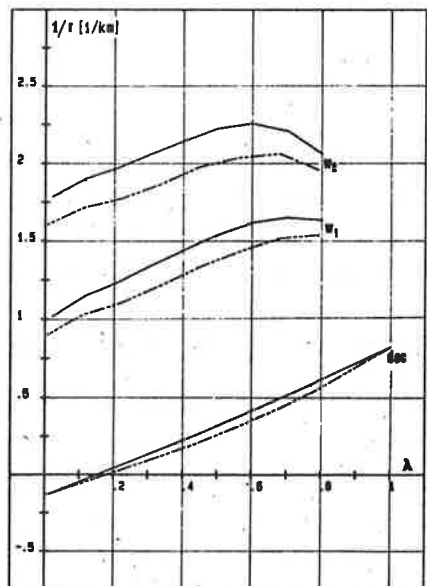
c



d

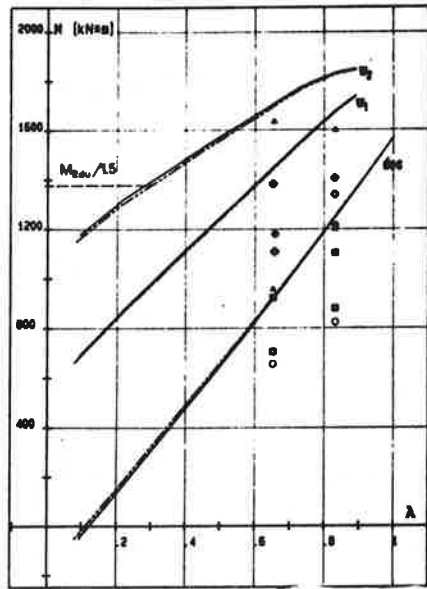


e

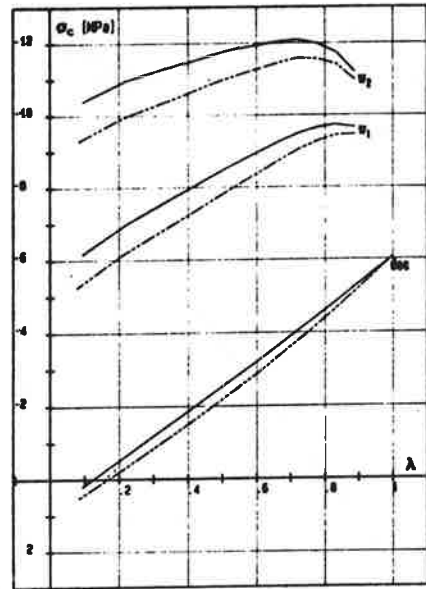


f

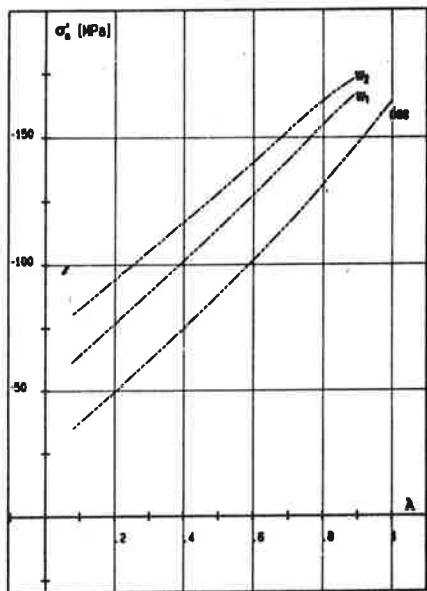
Fig. 4 Sezione rettangolare



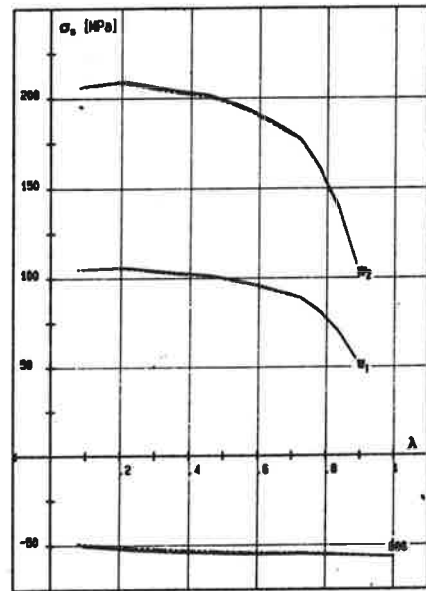
a



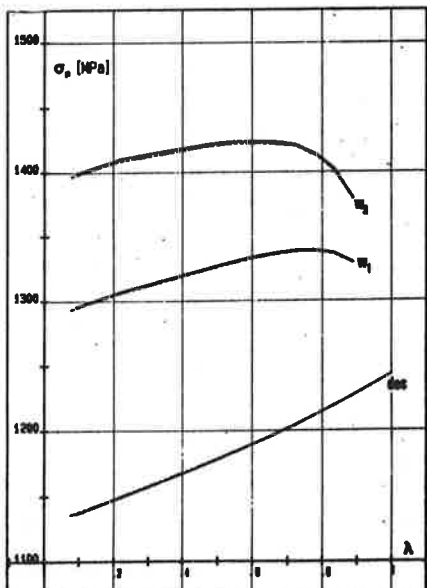
b



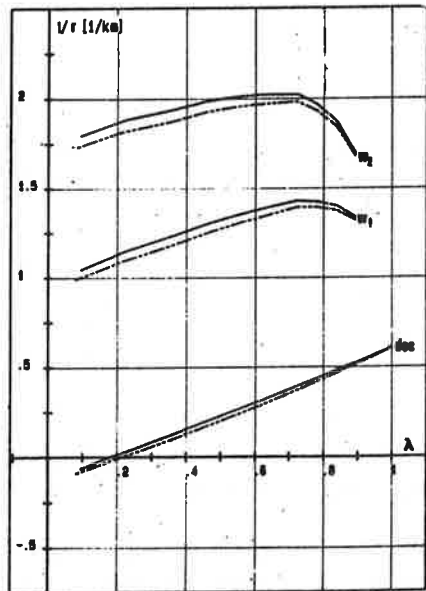
c



d

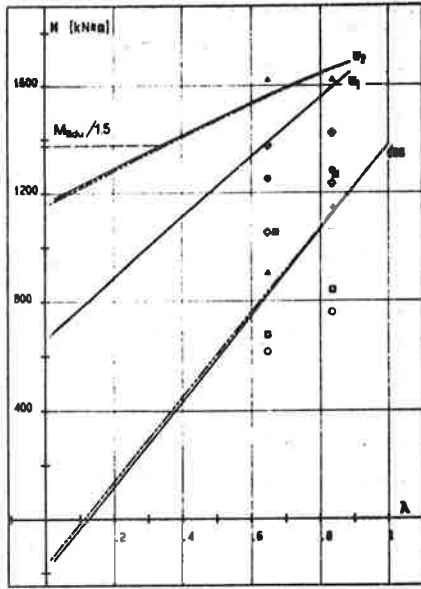


e

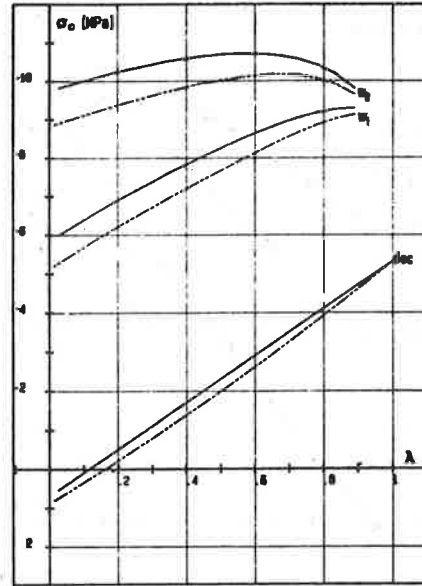


f

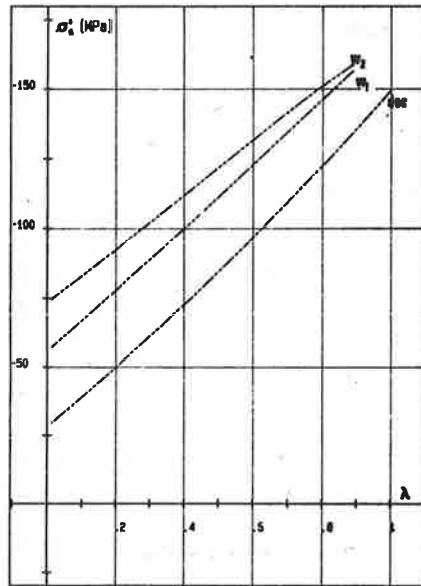
Fig. 5 Sezione a T



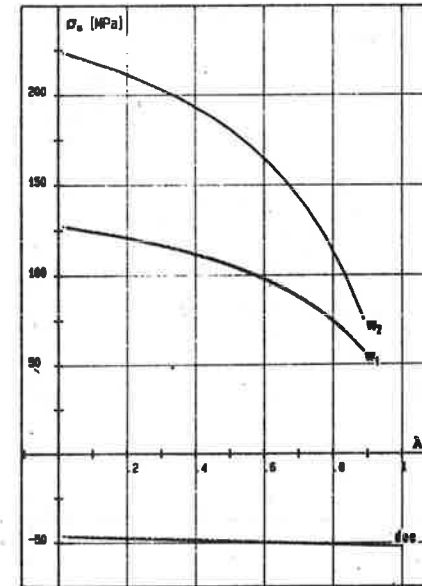
a



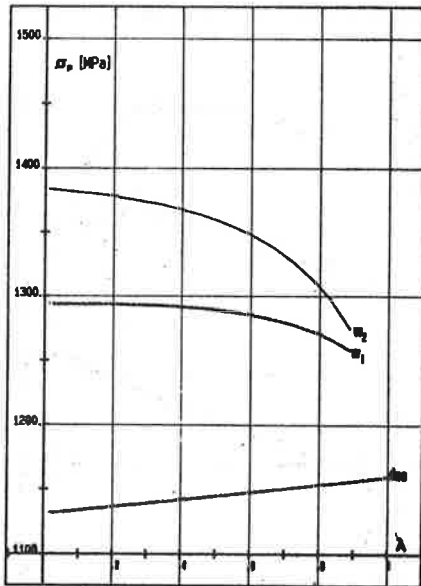
b



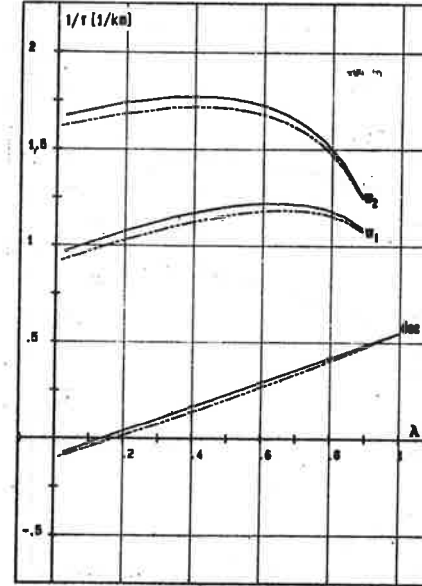
c



d



e



f

Fig.6 Sezione a doppio T

tre sezioni descritte e per i vari indici di precompressione. Dapprima si è valutato, con un procedimento iterativo, il momento M_{dec} dovuto ad azioni di lunga durata che conduce a decompressione a fenomeni lenti esauriti. Successivamente, si è calcolato l'incremento di momento ΔM dovuto alle azioni variabili che determina l'apertura delle fessure w_1 e w_2 ottenendo quindi dei momenti totali $M = M_{dec} + \Delta M$. Per le condizioni di carico considerate, e in applicazione della normativa (V), il momento massimo d'esercizio è pari a $M_{Rdu}/1,5$, ove M_{Rdu} è il momento resistente di calcolo che, nel nostro caso, è costante per ciascun valore di λ . I risultati ottenuti sono riportati nelle fig. 4, 5 e 6 rispettivamente per la sezione rettangolare, a T e a doppio T. Le linee continue si riferiscono a sezioni con armatura ordinaria posta solo all'intradosso, quelle a tratto e punto a sezioni con armatura A'_s pari a $0,5 A_s$. Per confronto, si indicano nelle stesse figure, i valori dei momenti calcolati con le normative di altri paesi e riportati da Bachmann (III) con i seguenti riferimenti:

- Momento di decompressione: Δ Olanda, O Gran Bretagna, \square Germania.
- Momento che produce una tensione di trazione $\sigma_c = 1$ MPa: \diamond Svizzera
- Momento massimo di esercizio: \blacktriangle Olanda, \bullet Gran Bretagna, \blacksquare Germania e \blacklozenge Svizzera.

Nelle fig. 4, 5 e 6 si riportano inoltre le tensioni nel calcestruzzo e nelle armature prodotte dai momenti applicati per le varie condizioni raggiunte al lembo teso. Infine è diagrammata la curvatura media $1/r$ che tiene conto del tension stiffening.

5. RISPOSTA STRUTTURALE PER SOLLECITAZIONI DEFINITE E PER DIVERSI INDICI DI PRECOMPRESSIONE

Per le stesse sezioni e armature definite precedentemente, si è determinato il comportamento strutturale per azioni definite sia di lunga durata che variabili, in funzione dell'indice di precompressione. Si sono assunti i seguenti momenti dovuti ai carichi quasi permanenti (M_p) e ai carichi variabili (M_q):

- sezione rettangolare

$$M_p = 343,35 \text{ kN m}$$

$$M_q = 309,02 \text{ kN m}$$

- sezione a T

$$M_p = 833,85 \text{ kN m}$$

$$M_q = 539,55 \text{ kN m}$$

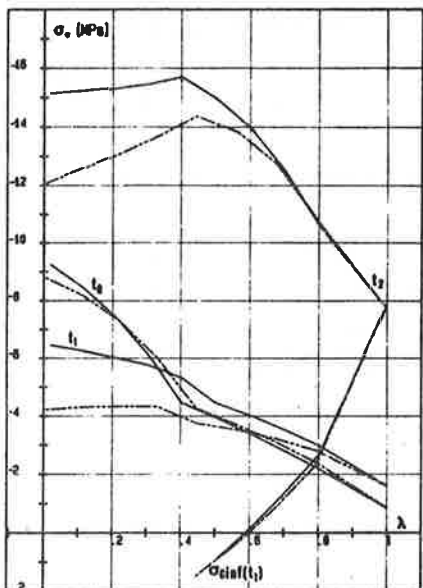
- sezione a doppio T

$$M_p = 735,75 \text{ kN m}$$

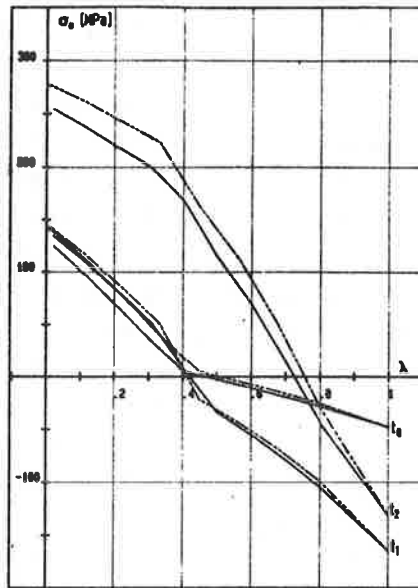
$$M_q = 637,65 \text{ kN m}$$

Nelle fig. 7, 8 e 9 si riportano i valori delle tensioni e della curvatura media nelle varie fasi: " t_0 " istante iniziale nel quale agisce la precompressione e M_p , " t_1 " istante nel quale sono esauriti i fenomeni reologici dovuti alle azioni quasi permanenti, " t_2 " istante successivo all'applicazione dei carichi totali.

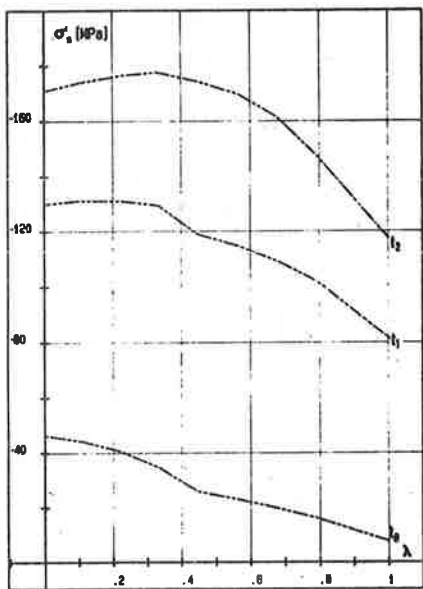
Le curve continue sono tracciate per $A'_s = 0$, quelle a tratti per $A'_s = 0,5 A_s$. Come risulta dai diagrammi relativi alle tensioni nel calcestruzzo al bordo inferiore, i momenti M_p portano alla decompressione, a fenomeni lenti esauriti, per indici di precompressione prossimi a $0,6$. I momenti M_q rappresentano il complemento per raggiungere il livello $M_{Rdu}/1,5$.



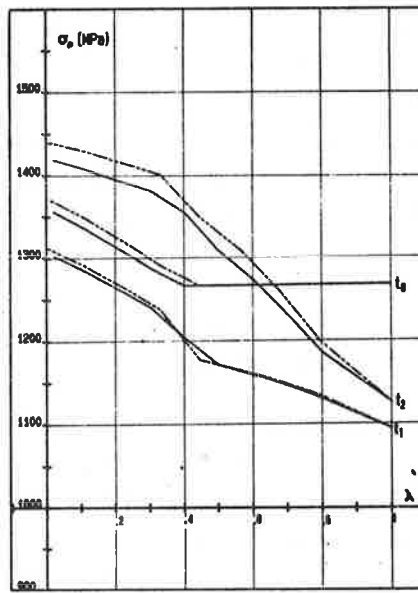
a



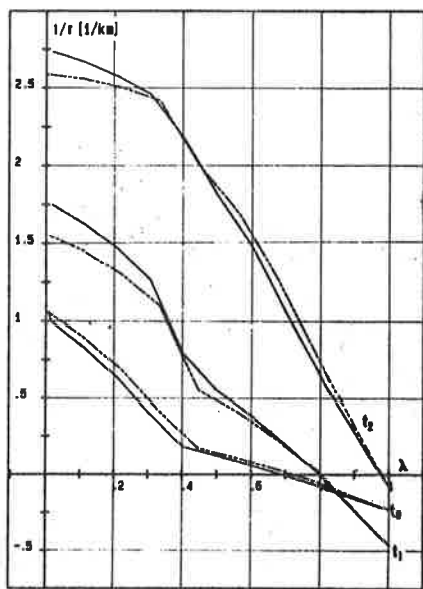
b



c

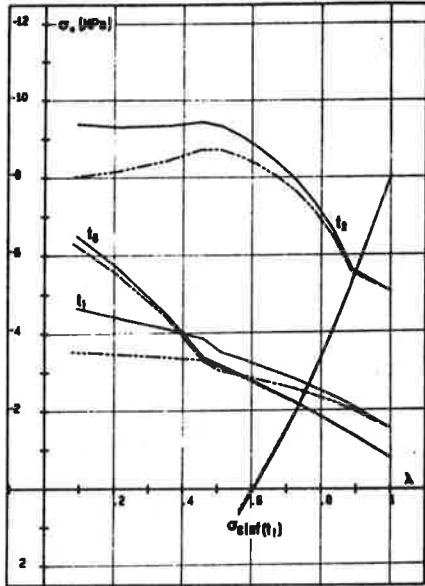


d

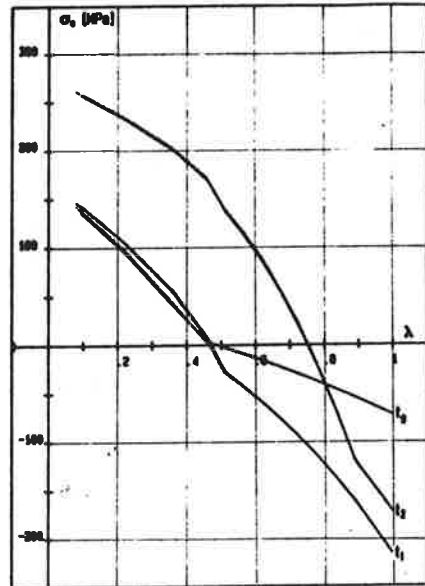


e

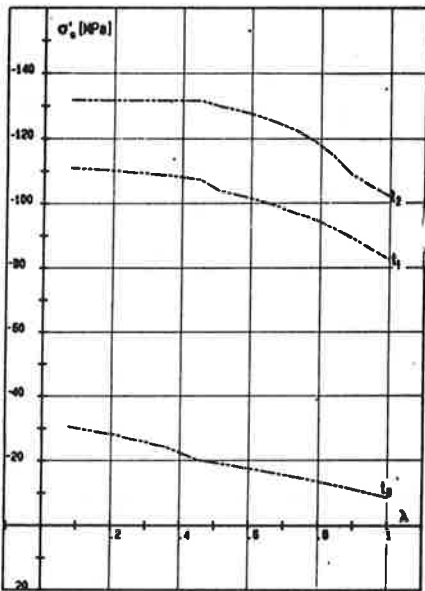
Fig. 7 Sezione rettangolare



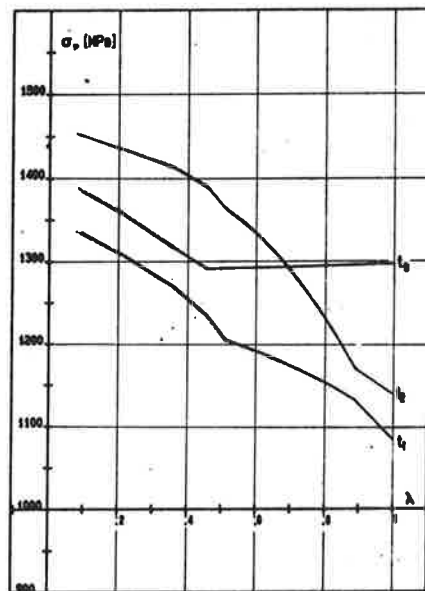
a



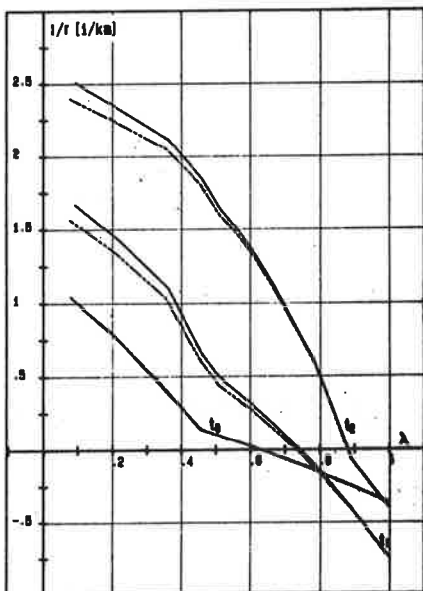
b



c

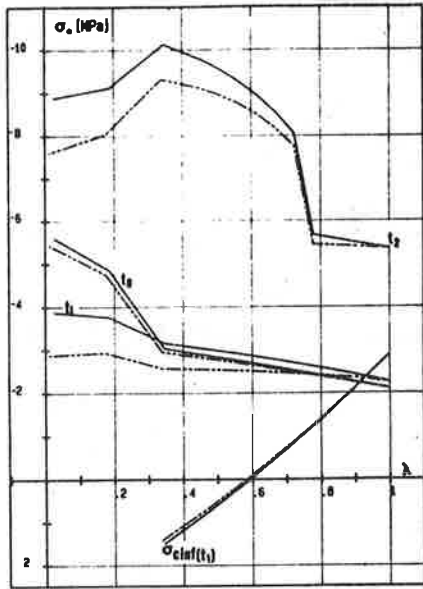


d

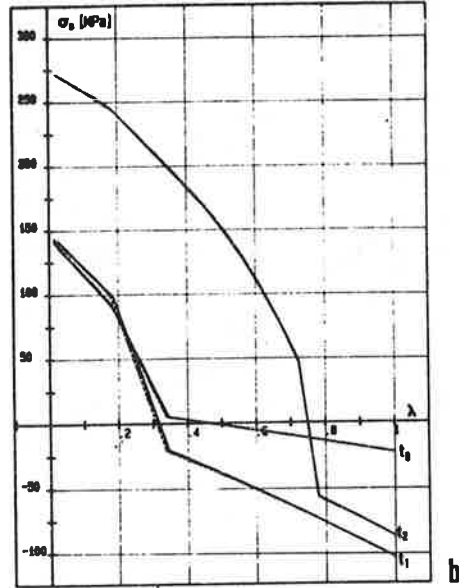


e

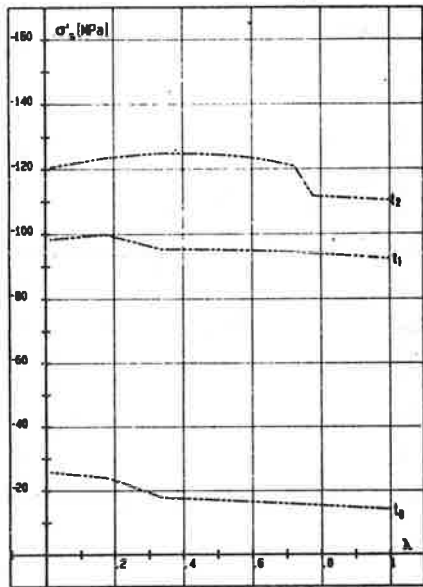
Fig. 8 Sezione a T



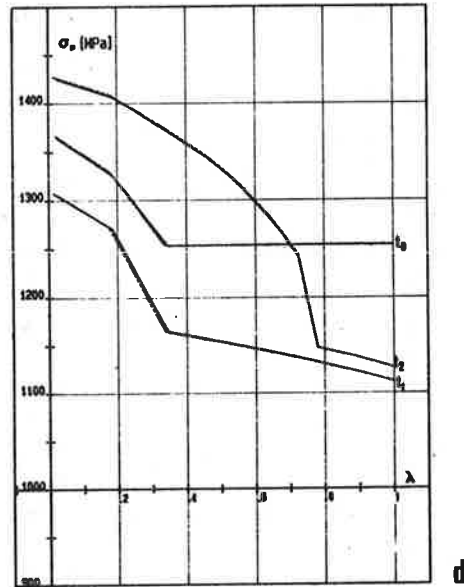
a



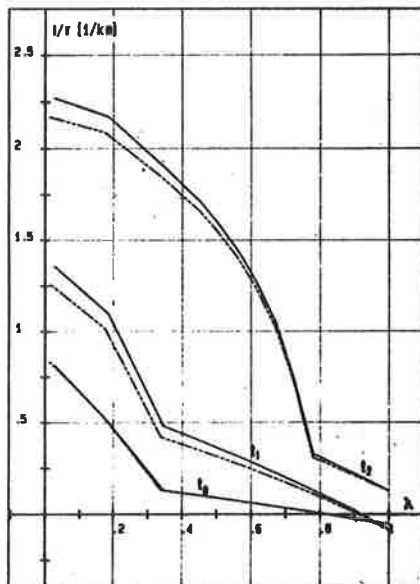
b



c



d



e

Fig. 9 Sezione a doppio T

6. INFLUENZA DEL GRADO DI PRECOMPRESSIONE SULLA FRECCIA DI TRAVI APPOGGIATE

Si fa riferimento a travi appoggiate alle estremità, aventi le sezioni trasversali già considerate, le armature costituite da barre ϕ 20 mm continue per tutta la luce della trave, il cavo di precompressione con andamento parabolico tra il baricentro della sezione di appoggio e la posizione indicata nella fig. 1 per la sezione di mezzeria. Si sono presi in conto i fenomeni di fluage, ritiro e rilassamento, mentre non si sono considerate le perdite per attrito dei cavi.

Le frecce sono valutate a metà campata agli istanti t_0, t_1 e t_2 . I diagrammi riportati nella fig. 10 sono stati ricavati per le seguenti condizioni:

- a. trave appoggiata di luce 16 m a sezione rettangolare:
 - carichi quasi permanenti 10,73 kN/m
 - carichi variabili 9,66 kN/m
- b. trave appoggiata di luce 18 m con sezione a T:
 - carichi quasi permanenti 20,59 kN/m
 - carichi variabili 13,32 kN/m
- c. trave appoggiata di luce 16 m con sezione a doppio T:
 - carichi permanenti 23,00 kN/m
 - carichi variabili 19,93 kN/m

I valori assunti per i carichi variabili sono quelli che determinano il raggiungimento in mezzeria del momento $M_{Rdu}/1,5$.

7. CONCLUSIONI

Il confronto tra i risultati ottenuti e i valori delle sollecitazioni in esercizio consentite dalle normative estere, mettono in evidenza una notevole discordanza. La norma svizzera è quella che fornisce valori più prossimi ai dati ricavati col procedimento di calcolo illustrato, sia per quanto riguarda i momenti massimi che quelli dovuti ad azioni di lunga durata (nel nostro calcolo a questo proposito si è fatto riferimento alla decompressione, mentre nella norma svizzera è consentita una modesta trazione pari a 1 MPa). Una ottima corrispondenza si ha con la norma olandese per quanto riguarda i momenti di decompressione (fig 4a, 5a, 6a), mentre i valori massimi risultano maggiori di $M_{Rdu}/1,5$. Nei regolamenti di questi paesi, così come in quello austriaco, vi è un limite all'incremento di tensione nell'acciaio ordinario dopo la formazione della fessura; esso è pari a 150 MPa sia per la norma svizzera che per quella austriaca; è invece graduato, a secondo dell'apertura della fessura consentita, nella norma olandese.

I limiti posti all'incremento di tensione nell'acciaio ordinario interessano sia ai fini del comportamento a fessurazione che nei riguardi della fatica. In proposito si osserva che in regime fessurato la valutazione del salto di tensione nell'armatura non può prescindere dallo stato di tensione già presente nel conglomerato. E' inoltre utile ricordare che, a fenomeni lenti esauriti, per il momento di decompressione, l'armatura ordinaria è soggetta a compressione con valori dell'ordine di 50 MPa. Se i carichi variabili si ripetono numerose volte sorgono allora dei problemi di fatica per le armature or-

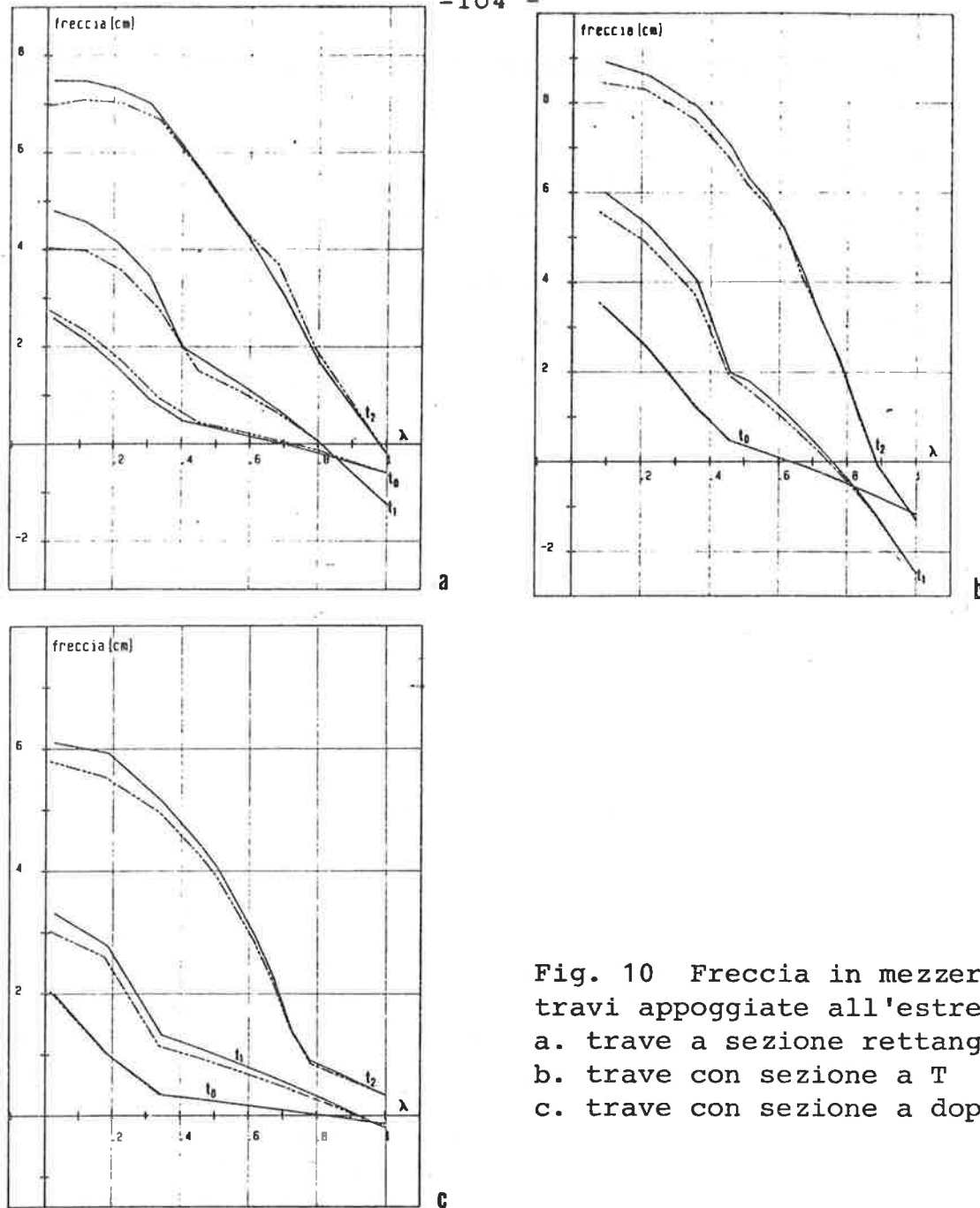


Fig. 10 Freccia in mezzzeria di travi appoggiate all'estremità
 a. trave a sezione rettangolare
 b. trave con sezione a T
 c. trave con sezione a doppio T

dinarie le cui tensioni oscillano fra valori di segno opposto. In tali casi è necessario ridurre l'ampiezza $\Delta\sigma_s$ incrementando l'area dell'armatura stessa, oppure aumentando il grado di precompressione.

Un altro aspetto che va considerato con attenzione è quello del tasso di lavoro delle armature pretese. Le perdite di tensione nello acciaio, per ritiro e fluage, sono generalmente minori nella precompressione parziale che nel c.a.p., per lo stato di tensione nel calcestruzzo che è prossimo alla decompressione per i carichi di lunga durata e per la presenza di armatura dormiente. In compenso si hanno maggiori perdite di precompressione nel calcestruzzo e le azioni variabili, che intervengono in sezione fessurata, inducono una varia-

zione di tensione più accentuata nei cavi. Può quindi accadere che la tensione finale in esercizio sia superiore a quella iniziale di tiro.

BIBLIOGRAFIA

- (I) CEB - FIP : Code modèle pour les structures en béton. Avril 1978. Paris.
- (II) FIP recommendations on practical design of reinforced and prestressed concrete structures. March 1984.
- (III) H. BACHMANN: Partial Prestressing of Concrete Structures. IABSE SURVEYS S-11/79, 1979.
- (IV) F. LEVI: Problèmes de la précontrainte partielle, NATO-ARW, Partial Prestressing: From Theory to Practice, Paris, June 1984.
- (V) D.M. 1.4.1983: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- (VI) M.LL.PP. Istruzioni relative alle norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- (VII) CEB: Bulletin d'information n° 137, Compléments au code-modèle CEB-FIP, Juin 1980, Paris.
- (VIII) P.G.DEBERNARDI: Analisi generale del comportamento di strutture in cemento armato ordinario, precompresso e parzialmente precompresso allo stato limite d'esercizio, Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, n° 627, Dicembre 1983.
- (IX) A.E.NAAMAN - A.SIRIAKSORN: Serviceability based design of partially prestressed beam, P.C.I. 1979.
- (X) M.Z.COHN - M.BARTLETT: Computer simulated flexural tests of partially prestressed concrete sections, ASCE, december 1982.
- (XI) A.BRENNEISEN, F.CAMPUS, N.M.DEHOUSSE: Recherche expérimentale relative a la précontrainte partielle des poutres fléchies en béton armé, Annales de l'Institut Technique et des Travaux Publics, n° 214, octobre 1965.
- (XII) D.E.BRANSON - A.FATTAH SHAIKH: Deflection of Partially Prestressed Members, NATO-ARW, Paris, June 1984.
- (XIII) H.LAMBOTTE, D.VAN NIEUWENBURG, F.COCQUYT: Influence of non-prestressed steel on shrinkage and creep deformations and on redistribution of steel and concrete stresses, NATO-ARW, Paris, June 1984.
- (XIV) Z.PERISIC, V.ALENDAR: Effects of nonprestressed reinforcement on prestress losses and serviceability limit states of prestressed members, International Symposium Waterloo, July 1983.

- (XV) A.E.NAAMAN: Partially prestressed members under static loading: American perspective, NATO-ARW, Paris, June 1984.
- (XVI) P.MARRO - P.G.DEBERNARDI: Stati limite di esercizio della precompressione parziale nel quadro del Model Code 78, A.I.C. A.P. Seminario sulla precompressione parziale, L'Aquila 1984.
- (XVII) H.BACHMANN: From full to partial prestressing, Concrete International, October 1982.
- (XVIII) R.FAVRE, M.KOPRNA, A.RADOJICIC: Effets différés. Fissuration et déformations des structures en béton, Ed. Georgi Saint Saphorin, Suisse, 1980.
- (XIX) CEB: Bulletin d'information n° 143, Cracking and deformation, Lausanne, 1981.

PROVE SUL COMPORTAMENTO A FATICA DI ARMATURE ORDINARIE
NELLE CONDIZIONI DI IMPIEGO DI PRECOMPRESSIONE PARZIALE

Pier Giorgio DEBERNARDI

Crescentino BOSCO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di TORINO

SOMMARIO

Si illustrano le condizioni di sollecitazione delle armature im-
piegate nelle strutture parzialmente precomprese soggette a fatica.
Relativamente agli acciai ad aderenza migliorata si riportano i ri-
sultati sperimentali ottenuti su provini costituiti da barre nude e
da barre inglobate nel calcestruzzo, sottoposte a sollecitazioni ci-
cliche, pulsanti da $\sigma_{\min} = 0$. L'indagine è rivolta alla determinazio-
ne del limite di fatica.

SUMMARY

The authors illustrate the loading conditions of reinforcing
bars used in partially prestressed structures subjected to fatigue.
They describe the experimental results obtained on deformed hot rol-
led bar specimens tested in air (naked bars) or embedded in concrete
under repeated loading with ranges of stress starting from zero.
This study is primarily aimed at determining the fatigue limit.

1. PREMESSA

La maggior parte delle strutture è soggetta a cicli di carico
e scarico dovute alle azioni variabili di esercizio. Quando queste
azioni ripetitive sono numerose nel corso della vita dell'opera (ad
esempio per un impalcato da ponte), i problemi di fatica costituisco-
no una indispensabile verifica di resistenza allo stato limite ulti-
mo. Fra le strutture particolarmente sensibili a questi fenomeni ri-

entrano quelle in calcestruzzo parzialmente precompresso nelle quali si ha la contemporanea presenza di armature ordinarie e armature ad alto limite elastico. Tali strutture sono generalmente progettate per non superare la decompressione per azioni di lunga durata e per rispettare un limite di apertura delle fessure in presenza delle azioni variabili. In tali condizioni le armature metalliche sono soggette ai seguenti effetti:

a. armature ad alto limite elastico:

- le cadute di tensione per effetto dei fenomeni reologici del calcestruzzo sono minori di quelle che si hanno nel precompresso integrale,
- l'incremento di tensione prodotto dai carichi variabili è maggiore che nel c.a.p. a causa della parzializzazione della sezione reagente,
- i carichi ripetuti producono, nella zona adiacente alle fessure, scorrimenti mutui tra le armature ed il calcestruzzo dovuti all'apertura e chiusura delle fessure stesse,
- la pressione di contatto tra la guaina e l'armatura produce una corrosione da fretting particolarmente importante per cavi non rettilinei.

b. armature ordinarie:

- la tensione dovuta ai carichi quasi permanenti è generalmente prossima allo zero all'istante iniziale e di compressione con valori dell'ordine di 50 MPa a fenomeni lenti esauriti,
- le azioni variabili producono incrementi di tensione minori che nel c.a. ordinario per la presenza della precompressione,
- le azioni variabili ripetute determinano una oscillazione della tensione da valori nulli o di compressione ai valori massimi previsti nel dimensionamento. E' chiaro che, se si ammettessero le stesse tensioni massime in esercizio sia nel caso del c.a. che della precompressione parziale, i fenomeni di fatica risulterebbero assai più gravi nel secondo caso per la maggiore estensione dell'ampiezza delle oscillazioni.

In presenza di azioni variabili ripetute il fenomeno di danneggiamento per fatica delle armature ordinarie è inoltre particolarmente pericoloso per la concomitanza di tre fenomeni:

- l'oscillazione della tensione è di tipo alterno con valori minimi prossimi allo zero o addirittura negativi;
- lo scorrimento mutuo delle barre rispetto al calcestruzzo, in corrispondenza della zona fessurata, produce un danneggiamento che può essere particolarmente pericoloso per armature soggette ad azioni tangenziali concentrate quali si hanno nelle zone di contatto fra le bielle inclinate del traliccio di Morsch e il corrente teso;
- va inoltre ricordato che nelle armature ad aderenza migliorata le nervature superficiali delle barre danno luogo ad una concentrazione di tensioni alla loro base che determina l'innescò della rottura per fatica.

Per esaminare il comportamento delle armature ordinarie ad aderenza migliorata nelle condizioni di impiego analoghe a quelle che si hanno nelle strutture parzialmente precomprese, si sono effettuate prove cicliche su barre nude e su barre inglobate in cilindri di cal-

cestruzzo opportunamente staffati.

2. DESCRIZIONE DEI PROVINI

Il materiale sottoposto a prova è costituito da barre ϕ 20 mm ad aderenza migliorata (FeB38k controllato in stabilimento) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche, dedotte da prove su venti saggi:

- $f_{ym} = 412,68$ MPa scarto q.m. $s_y = 3,83$ MPa
- $f_{tm} = 637,56$ MPa scarto q.m. $s_t = 3,96$ MPa
- allungamento $A_m = 24,8$ %

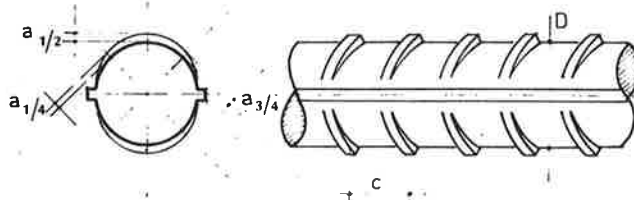
La sagomatura superficiale delle barre è rappresentata in fig.1.

Sono stati sottoposti a prova due tipi di saggi:

- barra nuda di lunghezza 100 cm. Per evitare la rottura della barra nella ganascia di afferraggio della macchina, le estremità della stessa sono state inserite in tubi di acciaio e resi solidali mediante resina epossidica (fig. 2).

- barra inglobata in un cilindro di calcestruzzo del diametro di cm 20, con avvolgimento interno elicoidale costituito da armatura liscia ϕ 5,5 mm, passo 8 mm e $f_{yk} = 500$ MPa (fig. 3).

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, dededotte da schiacciamento di 16 provini cubici di lato 10 cm, confezionati con lo stes



- $D = 20,16$ mm diametro effettivo
- $c = 10,5$ mm interasse nervature
- a altezza media delle nervature ($a_{1/4} = 1,22$ mm, $a_{1/2} = 1,70$ mm, $a_{3/4} = 1,24$ mm)
- $\beta = 60^\circ$ inclinazione della nervatura sull'asse della barra
- $l_r = 28,85$ mm lunghezza delle nervature

Fig. 1 Profilo e caratteristiche geometriche medie delle barre.

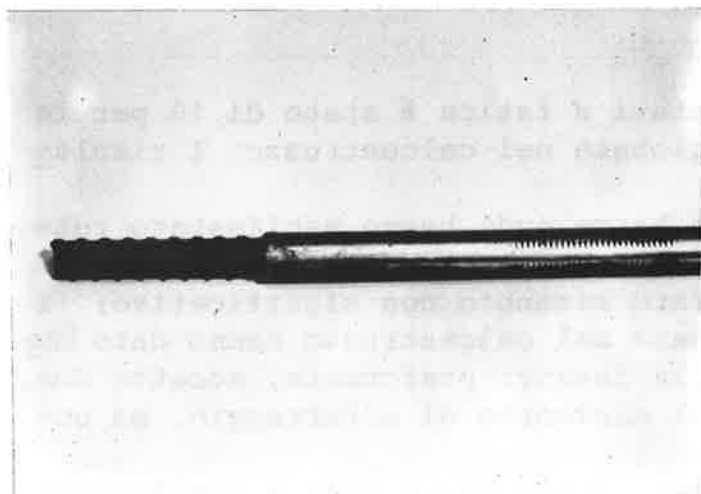


Fig. 2 Particolare di estremità per l'afferraggio delle barre (dopo rottura).

so impasto, sono risultate:

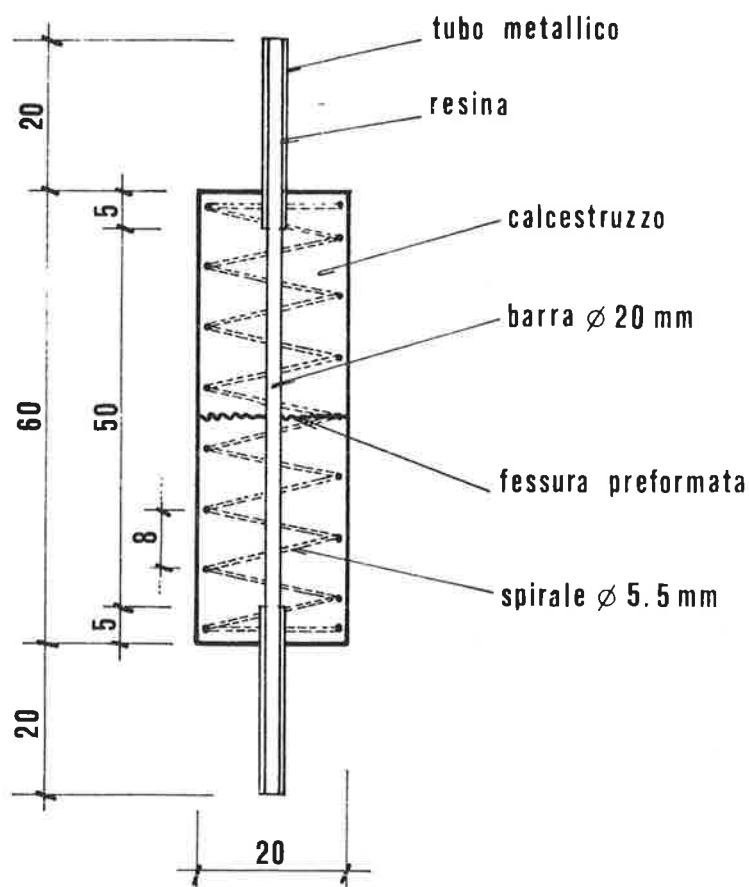
$$R_{bm} = 34,5 \text{ MPa a 10 giorni}$$

$$R_{bm} = 38,8 \text{ MPa a 60 giorni}$$

L'inerte impiegato era passante al vaglio di 12 mm. Anche per questo secondo tipo di provini, le estremità della barra sporgenti dal cilindro di calcestruzzo sono state attrezzate con avvolgimento in tubi di acciaio e ad essi solidarizzati con re

sina epossidica.

Dopo la maturazione del calcestruzzo e prima dell'inizio della prova, è stata formata una fessura di flessione sulla intera sezione trasversale del cilindro a metà della sua altezza, mediante flessione statica alterna. Per determinare l'apertura delle fessure sono state applicate delle basi estensimetriche Whittemore disposte su generatrici a 120° , a cavallo della sezione fessurata. Ne è risultata una apertura media di 0,08 mm in assenza di carico ed aperture che variano da 0,28 a 0,36 mm per i valori del carico massimo.



3. MODALITA' DI PROVA

Le prove di fatica sono state eseguite su pulsatore Losenhausen (fig. 4). La tensione applicata è stata fatta oscillare dal valore minimo $\sigma_{\min} = 0$ (per tutti i provini), al valore massimo σ_{\max} . Secondo le usuali denominazioni si ha pertanto $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = 0$ e $\sigma_{\max} = \Delta\sigma$. La frequenza di applicazione dei cicli è stata di 550 al minuto, inferiore cioè al valore massimo indicato dalla normativa.

4. RISULTATI DI PROVA

Il numero di provini sperimentati a fatica è stato di 10 per le barre nude e di 8 per le barre inglobate nel calcestruzzo. I risultati sono riportati nella fig. 5.

Tutti i provini costituiti da barre nude hanno manifestato rottura in una sezione compresa tra i due manicotti di afferraggio ad eccezione di uno che pertanto è stato ritenuto non significativo; i provini costituiti da barre inglobate nel calcestruzzo hanno dato luogo a rottura in corrispondenza della fessura preformata, eccetto due, che si sono rotti in prossimità del manicotto di afferraggio, ma comunque al di fuori di esso.

Il tipo di rottura manifestatosi nelle barre nude è quello tipico di fatica: una zona liscia, opaca, che caratterizza la penetrazione della fessura per fatica e la rimanente parte di aspetto più ruvi

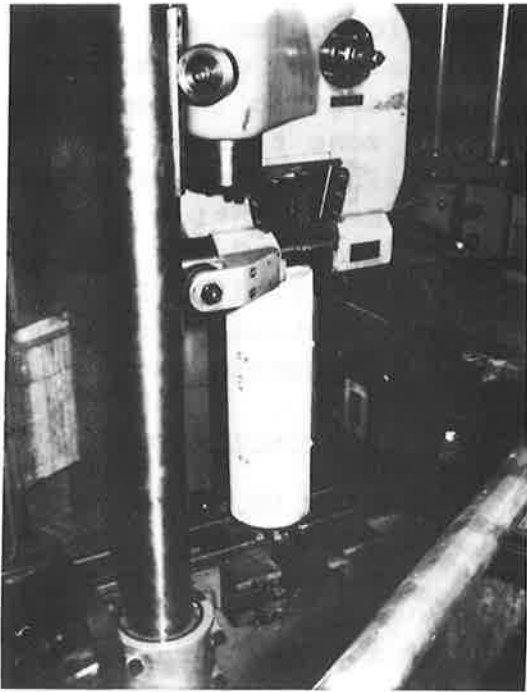
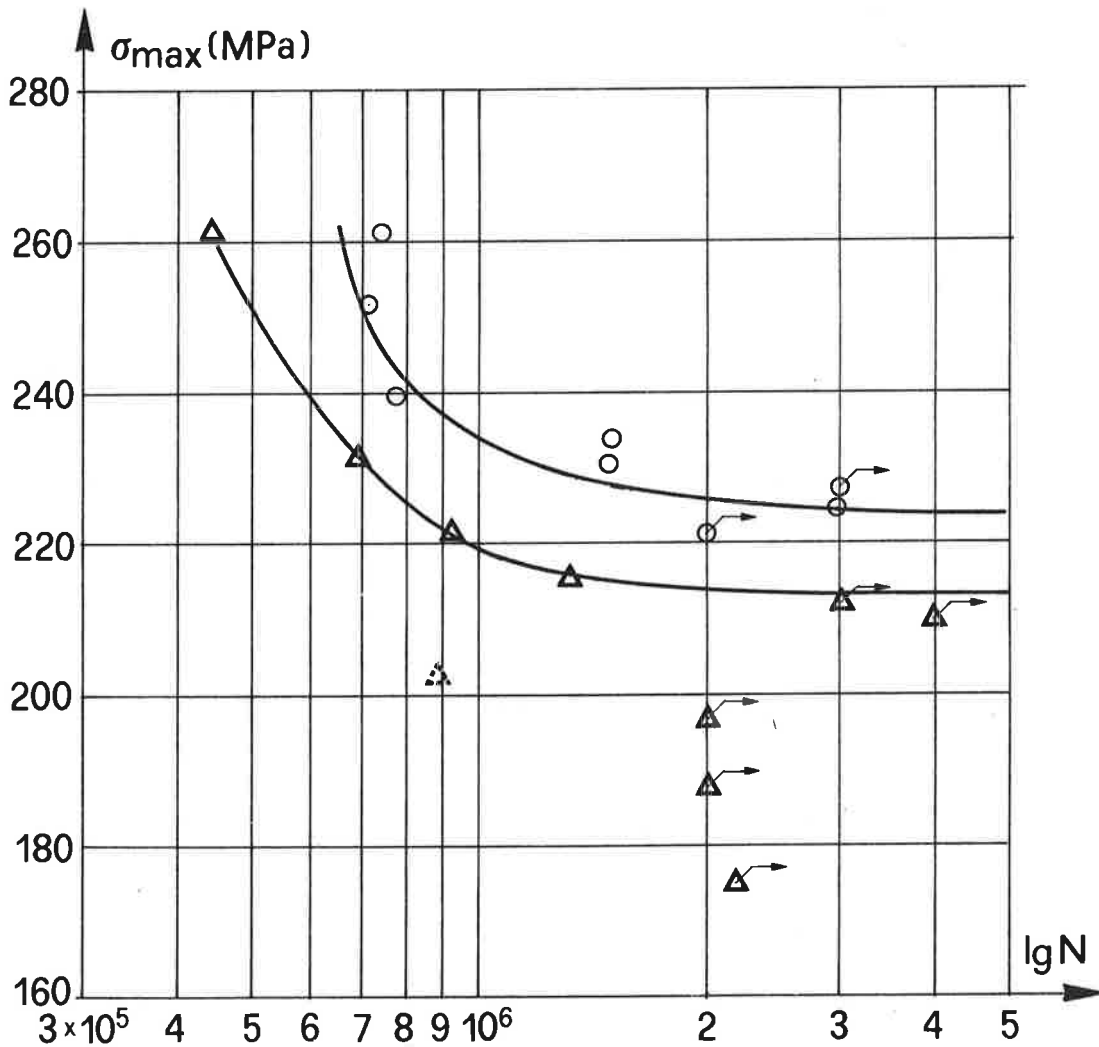


Fig. 4 Strumentazione di prova

Fig. 5 Curve di Wöhler per saggi costituiti da barre nude e per saggi costituiti da barre inglobate in calcestruzzo

▲ rotto nell'ancoraggio
○ → ▲ → provino non rotto



do e frastagliato che caratterizza lo strappo. E' da rimarcare il fatto che la fessura di fatica si innesca alla base di una delle nervature in risalto. Quanto descritto è meglio evidenziato dalla fig. 6 che rappresenta la superficie di rottura per fatica di una delle barre nude sottoposte a prova. Anche le barre inglobate nel calcestruzzo presentano le medesime due zone tipiche descritte e innesco della fessurazione di fatica alla base di una delle nervature in risalto. La fig. 7 è relativa ad un provino di questo secondo tipo.

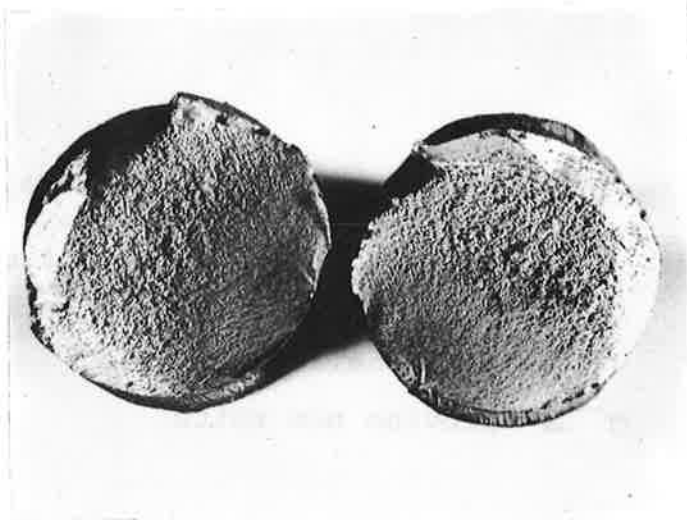


Fig. 6 Superficie di rottura per fatica relative alla barra nuda.

no luogo a resistenze più elevate delle prime (cfr. fig. 5). Il risultato, che appare in contrasto con le previsioni formulate in precedenza, è confermato da un lavoro di Soretz (V), mentre altri ricercatori sono giunti a conclusioni opposte. Sembra quindi che i risultati siano significativamente influenzati dalle modalità sperimentali.

Nel nostro caso l'aspetto della zona adiacente alla rottura ha messo in evidenza l'intervento di un fenomeno da attribuirsi ad un aumento della temperatura locale. Tale effetto non ha tuttavia ridotto la capacità resistente. Ciò è in accordo con i risultati di prove condotte negli Stati Uniti secondo le quali tale effetto è da ritenersi trascurabile fino a frequenze di 500 cicli al minuto.

Il fatto che le rotture si siano sempre manifestate in corrispondenza della fessura preformata o in prossimità della sezione di estremità, che può essere assimilata ad una fessura, conferma che nei tratti compresi tra le fessure il calcestruzzo riduce la tensione nell'armatura. E' pertanto logico attribuire carattere statistico alla differenza di resistenza riscontrata a fatica nei due tipi di provini. Infatti la probabilità che per date sollecitazioni si inneschi una rottura per fatica in una zona prefissata è minore di quella che si ha se tutte le sezioni sono nelle medesime condizioni (tale è il caso delle barre nude). E' noto che a tale interpretazione si ricorre anche per spiegare il fenomeno dell'iperresistenza.

Riteniamo tuttavia necessario sottolineare che i risultati da noi trovati sono strettamente legati alla configurazione geometrica delle

4. CONCLUSIONI

Un primo aspetto degno di nota riguarda la differenza riscontrata nel valore di resistenza a fatica tra le barre nude e quelle inglobate nel cilindro di calcestruzzo, infatti seppure le prove effettuate siano di limitato numero, appare evidente che le seconde dan

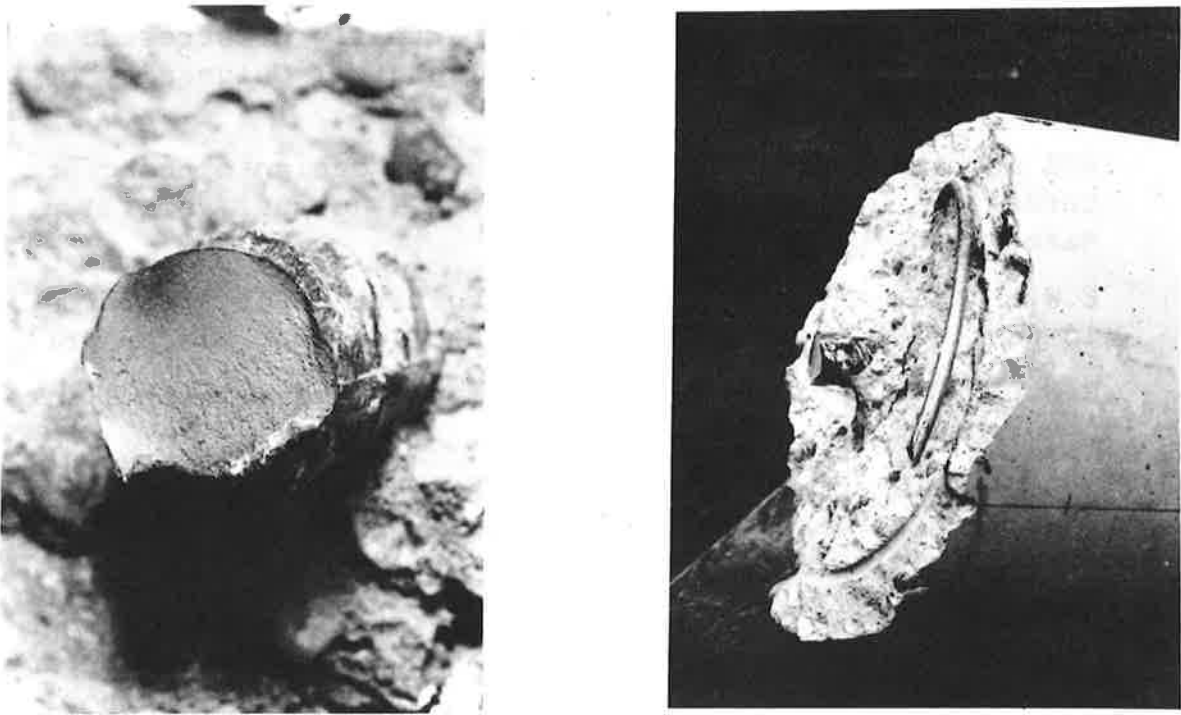


Fig. 7. Particolari di rottura della barra inglobata in calcestruzzo

barre impiegate ed in particolare alla sezione delle nervature, al raggio di curvatura dei loro raccordi alla base e alla loro inclinazione sull'asse. Gli inneschi di rottura sono infatti chiaramente localizzati nelle zone di raccordo. In base alle curve di Wöhler della fig. 5, i limiti di fatica, a partire dallo zero, per barre nude e per barre migliorate risultano rispettivamente di 215 e 225 MPa. Se si confrontano tali valori con quelli forniti dalla normativa italiana (XV), e precisamente

$$\bar{\sigma} = 0,75 \bar{\sigma} \cdot (1 + 0,5 \sigma_{\min} / \sigma_{\max})$$

che nel nostro caso reca $\bar{\sigma} = 0,75 \bar{\sigma}$, ove $\bar{\sigma}$ è la tensione ammissibile per sollecitazioni statiche, si giunge a conclusione che il margine di sicurezza dato dalle formule regolamentari risulterebbe inferiore alla sicurezza statica che è dell'ordine di 1,72.

La normativa del CEB, in assenza di dati sperimentali, indica invece una oscillazione massima in esercizio, a partire dallo zero, pari a $150/1,15 = 130,4$ MPa, nettamente inferiore cioè a quello concesso dalla normativa italiana. Si ritiene tuttavia che un corretto inquadramento del problema richieda ulteriori ricerche che facciano intervenire i numerosi fattori in gioco.

BIBLIOGRAFIA

- (I) A. BRENNEISEN : Prestressed and partially prestressed elements in fatigue. Report presented at Technical University of Denmark- Copenhagen, April 1974.
- (II) ACI Committee 215: considerations for design of concrete structures subject to fatigue loading. ACI Journal vol. 71 n. 3 March 1974, pp 97-121.
- (III) E.W.BENNET, H.W.YOYNES: Fatigue resistance of reinforcement in partially prestressed beams. PCI Journal, March-April 1977
- (IV) E.W.BENNET: Fatigue of reinforcement in beams with limited prestress, ACI-SP 41-13.
- (V) S. SORETZ: Fatigue behaviour of high-yield steel reinforcement, Concrete and Constructional Engineering, London, Vol. 60 n. 7, July 1965.
- (VI) H.CORDES, H.TROST: Investigation on the fatigue strength of prestressing tendons under the special conditions of partial prestressing. NATO-ARW Partial prestressing: from theory to practice, Paris, June 1984.
- (VII) E.W.BENNET: Partially prestressed members: repeated loading. NATO-ARW, Paris, June 1984.
- (VIII) P.W.ABELES, E.I.BROWN, C.H.CHU: Fatigue resistance of under-reinforced prestressed beams subjected to different stress ranges, Miner' hypothesis, ACI-SP 41.11.
- (IX) M.H.FOO, R.F.WARNER: Fatigue tests on partially prestressed concrete beams, NATO-ARW, Paris, June 1984.
- (X) Y.KAKUTA, H.OKAMURA, M.KOHNO: New concept for concrete fatigue design procedures in Japan. IABSE Colloquium, Losanne'82
- (XI) W.G.CORLEY, J.M.HANSON, T.HELGASON: Background of american design procedure for fatigue of concrete. IABSE Colloquium, Losanne 1982.
- (XII) A.BRENNEISEN: Considerations relatives à la déformation, à la fissuration et à la rupture des poutres en béton précontraint et partiellement précontraint sous charges statiques et dynamiques, Memoires CERES n. 28, Nov. 1969.
- (XIII) CEB-FIP: Code Modèl pour les constructions en béton Paris, Avril 1978.
- (XIV) M.Z.COHN: Some problems of partial prestressing, NATO - ARW, Paris, June 1984.
- (XV) D.M. 1.4.1983: Norme tecnica per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

LA REDISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI IN UNA STRUTTURA
IN C.A.P. A SEGUITO DI FESSURAZIONE

B. DE NICOLO

Ricercatore confermato

Dipartimento Ingegneria Strutturale

CAGLIARI

Z. ODONI

Professore associato

Dipartimento Ingegneria Strutturale

CAGLIARI

SOMMARIO

Nel presente lavoro si intende valutare, adottando un procedimento passo passo, le condizioni di sicurezza di una struttura da ponte precompressa e con un grado di iperstaticità, in presenza di carichi mobili. Si propone un metodo generale per valutare l'effetto prodotto dalla variazione della rigidezza della struttura a seguito del progressivo estendersi della fessurazione nel calcestruzzo.

SUMMARY

The strength of a prestrained bridge with one degree of static redundancy is evaluated by means of a step-by-step procedure and by considering both the limit state of cracking and the limit state failure. The service load is that of an indefinite train of vehicles advancing on the bridge. A general method is proposed to account for the effect of the stiffness changes produced by the cracks.

1. INTRODUZIONE

Il presente studio si inserisce nella attuale tendenza ormai codificata, anche da disposizioni legislative, di riferire la sicurezza di una struttura alla sua probabilità di rovina.

Esso si riallaccia e riprende, per certi versi, due precedenti lavori da noi pubblicati, relativi ad una trave dei cavalcavia prefabbricati in c.a.p. realizzati lungo l'autostrada Torino-Alessandria-Piacenza. Con essi si è inteso offrire un contributo alla verifica agli stati limite ultimo e di esercizio applicati sempre alla stessa struttura precompressa (I), (II), (III).

Ora nel caso del c.a. e c.a.p., le norme tecniche (D.M. 1983) escludono l'impiego, per la verifica semiprobabilistica agli stati limite di queste strutture, dei procedimenti ormai classici del calcolo a rottura e ciò a causa delle incertezze sulla possibilità di applicazione di tali metodi ai fini della sicurezza, in quanto questo comporta la necessità di conoscere le deformazioni reali e la effettiva duttilità della struttura al fine di garantirci l'efficienza delle cerniere elastoplastiche.

Allo scopo, quindi, di chiarire meglio l'influenza che nella stima della resistenza di una struttura in c.a. e c.a.p. possono avere le differenti valutazioni del suo comportamento prima del limite elastico convenzionale, specialmente in presenza di carichi variabili o mobili, ci si propone di valutare le condizioni di sicurezza della struttura da ponte studiata nei precedenti lavori, adottando con procedimento passo passo, un suo più realistico modello di comportamento. In partico

lare si cercherà di valutare l'effetto sulla rigidezza prodotto dal progressivo estendersi della fessurazione del calcestruzzo teso.

2. DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

La struttura in elevazione ad un grado di iperstaticità è costituita da travi prefabbricate a cassone chiuso in cemento armato precompresso (fig. 1-2) riposanti su pilastri inclinati, di sezione rettangolare e da una soletta in c.a. gettata in opera su lastre prefabbricate precomprese.

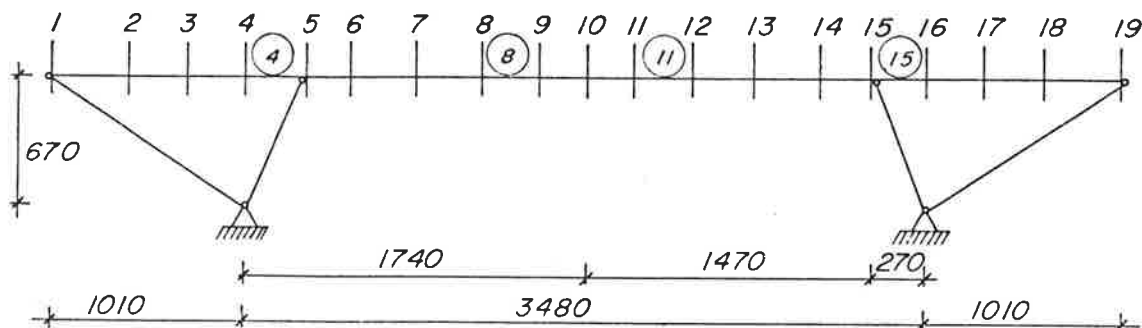


Fig. 1 - Schema statico della struttura

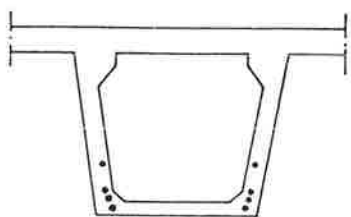


Fig. 2 - Sezione generica

Esse sono realizzate in c.a.p. a fili aderenti ed assiemate con cavi scorrevoli, così da avere in esercizio tutte le sezioni totalmente compresse sotto qualsiasi condizione di carico.

3. CALCOLO DELLA STRUTTURA ED APPLICAZIONE DEI CARICHI

La struttura in sé è stata risolta con un procedimento di calcolo automatico elaborato da Odoni basato sul metodo degli spostamenti generalizzati. Il problema a questo punto era di simulare i carichi. Essi sono ovviamente fissi e mobili ma è stato necessario trattare ogni tipo di carico in modo diverso.

3.1 Carichi fissi (pesi propri + autotensioni).

Essi sono di due tipi, peso proprio ed autotensioni.

- I pesi propri sono applicati alla nostra struttura come carichi distribuiti.
- Le autotensioni sono prodotte dalla precompressione di cavi aderenti e scorrevoli e dalla rimozione di due puntelli provvisori dopo l'assemblaggio completo della struttura prefabbricata.

3.1.1 Cavi aderenti, pretesi concio per concio

Essi sono in pratica applicati ad una struttura isostatica e quindi il loro effetto è soltanto geometrico.

E' stato perciò sufficiente conoscere per ogni sezione l'area dei trefoli, il tiro ad essi assegnato (nel nostro caso il 35% del massimo tiro di calcolo allo stato limite in condizione di snervamento) e la loro posizione geometrica per ottenere automaticamente le azioni interne (momento ed azione normale) da essi prodotte.

3.1.2 Cavi scorrevoli

Poichè questi sono stati sigillati a struttura ultimata, in generale, essi producono delle reazioni causate dai vincoli sovrabbondanti, che danno origine ad un aggiuntivo stato di sollecitazione da sommare algebricamente a quello di pura coazione, per ottenere i reali parametri di azione interna, frutto della presollecitazione. Si è quindi valutato il contributo dei cavi scorrevoli nel seguente modo:

a) Calcolo effetto geometrico

Assegnate come per i cavi aderenti le aree e la posizione geometrica dei trefoili ed il tiro ad essi affidato (nel nostro caso il 65% del tiro totale sopra definito) vengono calcolate automaticamente le azioni interne da essi prodotte.

b) Calcolo effetto iperstatico

Sono state valutate, sempre in modo automatico, agli estremi di ogni concio, le distorsioni causate dalla posizione geometrica dei cavi scorrevoli secondo la formula classica $\phi = \int_s (M/EJ)ds$ dove con s si è indicata la lunghezza del concio e con M l'andamento del momento prodotto dai cavi.

Si sono quindi ottenute le azioni interne per la nostra struttura in cui come azioni esterne sono state applicate queste distorsioni. Questi ultimi risultati sommati con quelli ottenuti al punto a ci danno l'effetto globale della precompressione dei cavi scorrevoli.

3.1.3 Puntelli

L'effetto statico della rimozione dei puntelli è stato valutato applicando alla trave carichi esterni uguali e contrari alle reazioni che erano in precedenza attribuite ai puntelli.

3.2 Carichi mobili

Per la ripartizione trasversale dei carichi mobili si sono adottate le stesse ipotesi dei progettisti. Questi, in mancanza dei trasversi intermedi nella campata principale, non avevano ritenuto applicabili i criteri classici di ripartizione trasversale dei carichi ed avevano quindi ricavato una legge di ripartizione in base a condizioni di equilibrio e congruenza applicate al caso specifico in esame.

Come condizione di carico più gravosa è stata adottata la stessa che era stata da noi trovata in (II). Questa risultava data dallo schema 5 per i carichi militari più due colonne di autocarri (schema 1) affiancati.

Per ciò che riguarda la trave esaminata, i carichi sono stati applicati come concentrati per rispettare la normativa vigente all'atto della progettazione.

Questi carichi vengono applicati sulla nostra struttura attraverso un metodo automatico da noi elaborato che ne incrementa il numero progressivamente e li posiziona secondo l'interasse stabilito sino ad ottenere l'ingombro desiderato e simulando quindi una vera e propria marcia in colonna.

4. VALUTAZIONE DELLE RIGIDENZE E LORO VARIAZIONE A SEGUITO DELLE FESSURAZIONI

Per valutare l'influenza del fenomeno fessurativo è necessario conoscere come si è modificata la rigidezza della struttura e quindi l'inerzia della sezione, che passa da totalmente reagente a parzializzata. Le caratteristiche statiche della sezione fessurata sono legate alla posizione dell'asse neutro; questa è variabile in funzione dei valori che assumono le azioni interne in quella sezione. Può

accadere così che in una stessa sezione variando le azioni interne, ad esempio per effetto di una redistribuzione di tensioni, varii il centro di spinta e quindi la posizione dell'asse neutro, il momento d'inerzia e l'area. E' stato perciò necessario conoscere tali grandezze al variare del centro di pressione.

Non è stato possibile assegnare una espressione algebrica che ci permettesse di fare questo in modo automatico dal momento che la trave in esame è a cassone chiuso, con larghezza variabile dal basso verso l'alto ed inoltre le sue dimensioni variano da sezione a sezione. Si è pensato quindi di calcolare queste grandezze operando nel seguente modo: si è stabilito di suddividere la sezione generica in un determinato numero di strisce e di eliminare successivamente una striscia di calcestruzzo per volta, considerando però sempre le armature, e supponendo con temporaneamente che l'asse neutro coincida con l'estremo della parte di sezione considerata ancora reagente. Stabilita così la quota di sezione reagente, di essa si calcolano momento d'inerzia J_x , momento statico S_x , area A_x e posizione del baricentro della sezione parzializzata rispetto al baricentro della figura. Della generica sezione fessurata sono note le azioni interne che hanno causato la fessurazione e di conseguenza la relativa eccentricità. Poichè questa in generale non coincide con i valori delle eccentricità da noi calcolate e tabulate, si calcolano le grandezze geometriche J_x , S_x , A_x ad essa corrispondenti, con una interpolazione lineare tra i due valori a cavallo dell'eccentricità reale.

La trave presa in esame è lunga m 55; da noi sono state considerate 19 sezioni che suddividono la trave in 18 conci, lunghi in media m 3.00. Ciascuno di questi, nel calcolo, è stato assimilato ad un'asta di un portale multiplo i cui nodi sono appunto gli estremi di ciascun concio. Per non appesantire i tempi di calcolo e data la modesta lunghezza di ciascuna asta, abbiamo ipotizzato che qualora le due sezioni estreme siano ancora completamente reagenti, lo siano anche tutte quelle intermedie. Poichè all'atto della formazione di una fessura la zona interessata dal fenomeno è molto piccola, si è pensato che non sia coerente con la realtà confondere la sua inerzia con quella di tutta l'asta di cui essa fa parte.

Si è cercato quindi un metodo per assegnare alla generica asta interessata dalla fessurazione, una inerzia convenzionale il più possibile verosimile. Si ipotizza, per esempio, che in una generica asta si sia fessurato il primo estremo mentre il secondo sia ancora totalmente reagente e siano J_{F1} (sezione parzializzata) ed J_t (sezione tutta reagente) i rispettivi momenti d'inerzia (fig. 3). Poichè il

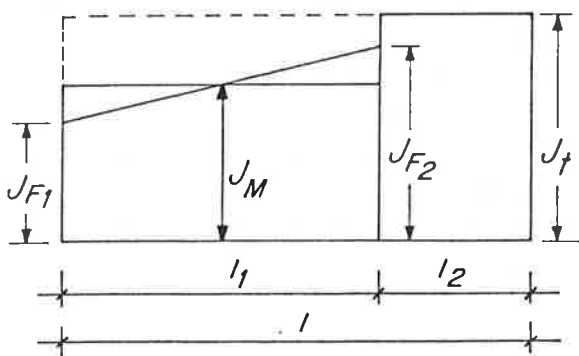


Fig. 3

fenomeno fessurativo non è limitato certamente al primo estremo dell'asta si indaga in tutte le sezioni intermedie tra il primo e secondo estremo, sino a che non si trova la sezione al limite della fessurazione e sia J_{F2} il relativo momento d'inerzia a sezione parzializzata. Trovato così il tratto di lunghezza l_1 , all'interno dell'asta, interessato dalla fessurazione si attribuisce ad esso l'inerzia media J_M tra le due estreme.

Per tener conto inoltre del fatto che anche nelle zone fessurate vi è tra una fessura e l'altra, una certa collaborazione del calcestruzzo teso che riduce gli sforzi dell'acciaio ed aumenta quindi la rigidità apparente, si è assunto come momento d'inerzia del tratto l_1 $J_p = \alpha J_M + (1 - \alpha) J_T$ con $0 \leq \alpha \leq 1$; al varia

re di α si considera una sezione più o meno rigida e di conseguenza si dà più o meno importanza al fenomeno della fessurazione e si hanno diverse redistribuzioni delle azioni interne.

Infine per tener conto dell'entità dell'estensione della zona fessurata all'interno del concio si è ottenuta l'inerzia da assegnare all'asta con una media ponderale $J_A = (J_p l_1 + J_t l_2) / l$ chiaramente nel caso in cui il nostro concio sia fessurato al primo e secondo estremo $l_2 = 0$ per cui $J_A = J_p$. Un procedimento analogo è stato adottato anche per valutare la nuova area da assegnare alla generica asta fessurata. Definite le nuove grandezze statiche vengono calcolate di conseguenza le nuove rigidità.

5. DOMINI

Poichè a noi interessa il comportamento della struttura nel passaggio dalla fase di proporzionalità tra forze e deformazioni sino a quella di plasticizzazione e cioè al momento in cui, nella sezione parzializzata e quindi fessurata, l'acciaio raggiunge per la prima volta lo snervamento, oppure il calcestruzzo la rottura, è stato necessario poter usufruire sia dei domini di fessurazione che quelli di snervamento e rottura.

5.1 Domini di fessurazione

Il procedimento di calcolo adottato per definire i domini di fessurazione è stato da noi illustrato in (III). Essi sono stati riferiti ad un sistema di assi cartesiani N ed M, e per il loro calcolo è stata adottata la classica espressione di Navier. Essi sono costituiti per ogni sezione da due rette, una relativa alla fessurazione al bordo inferiore ed una a quella del bordo superiore, intersecantesi sulla parte negativa dell'asse N.

Ogni dominio gode della proprietà che per coppie di valori all'interno di esso la sezione è ancora completamente reagente, in quanto il calcestruzzo non ha ancora raggiunto il valore della sollecitazione ammissibile a trazione: condizione rappresentata dalle coppie di N ed M che costituiscono la frontiera del dominio.

I punti esterni al dominio sono tali per cui la sezione passa da interamente reagente a parzializzata.

5.2 Domini di snervamento

Anche questi sono definiti in un piano cartesiano di assi N ed M. Ogni dominio gode della proprietà che per coppie di valori di N ed M all'interno di esso l'acciaio delle armature, nel nostro caso i cavi di precompressione in quanto l'armatura ordinaria è trascurabile, non ha raggiunto il limite di snervamento, limite che viene raggiunto solo per i punti che costituiscono la frontiera del dominio stesso. Il dominio è stato calcolato quindi imponendo che la sezione nel deformarsi resti piana e che la deformazione nell'acciaio sia pari a quella di snervamento.

Chiaramente la deformazione del calcestruzzo al lembo opposto può essere o nulla e cioè la sezione è tutta tesa, oppure al di sotto o uguale al limite elastico e quindi il calcestruzzo è ancora in fase elastica o ancora, superato il limite elastico, può assumere valori al di sotto o tutt'al più uguali alla deformazione al limite ultimo. Per cui la posizione dell'asse neutro può variare tra $x = -\infty$ e $x = \left| \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} \right| \cdot d$ (dove d indica la distanza dei ferri tesi dal bordo compresso).

Come legame sforzi-deformazioni per l'acciaio è stata assunta semplicemente la bilatera elasto-plastica ideale definita dalla resistenza di calcolo caratteristica allo snervamento, non avendo a disposizione il diagramma reale relativo ai tre foli adottati dai progettisti. Per il calcestruzzo sono state assunte le relazioni (IV) rappresentate in diagramma in fig. 4

$$f_c = f_{cd} \left| 2 \frac{\epsilon}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right| \quad \text{per } \epsilon \leq \epsilon_0$$

$$f_c = f_{cd} \left| 1 - \gamma \frac{\epsilon - \epsilon_0}{\epsilon_u - \epsilon_0} \right| \quad \text{per } \epsilon > \epsilon_0$$

in cui è stato posto $\gamma = 0$ in quanto la nostra sezione è staffata in modo efficace.

Il calcolo per determinare le coppie dei valori che rappresentano la frontiera del dominio è stato condotto usufruendo delle espressioni ricavate da A. Giuffrè in (V) per una sezione rettangolare e da noi rielaborate al fine di renderle applicabili alla sezione a cassone della nostra struttura. Dal punto di vista operativo si è fatta variare la posizione dell'asse neutro ad intervalli abbastanza piccoli e si sono ricavati i relativi valori di N e di M. Poichè la sezione ha un solo asse di simmetria verticale è stato necessario eseguire i calcoli considerando compresso una volta il bordo superiore ed una volta quello inferiore.

Si è quindi ottenuto per ciascuna sezione un diagramma costituito da due tratti di curva; questi sono aperti dal lato delle compressioni, mentre da quello delle trazioni convergono in un unico punto che corrisponde al caso di asse neutro a $-\infty$ e rappresenta la situazione limite in cui tutto l'acciaio di armatura ha raggiunto lo snervamento.

5.3 Domini di plasticizzazione

Ogni dominio, definito in un piano cartesiano N ed M, gode della proprietà che, per coppie di valori all'interno di esso, la sezione corrispondente non ha ancora raggiunto lo stato limite ultimo, possedendo un residuo margine di sicurezza per reagire a sollecitazioni più elevate; per valori di N ed M sulla frontiera del dominio la sezione è in grado di reagire ad una variazione di sollecitazioni esterne solo se N ed M sono tali che il punto rappresentativo della loro coppia si muova sulla frontiera stessa; infine i punti esterni al dominio rappresentano stati di sforzo che la sezione non è in grado di sopportare.

Il procedimento di calcolo adottato per definirli è stato da noi illustrato in (III). Sono state fatte le seguenti ipotesi:

- plasticità perfetta dell'acciaio
- plasticità perfetta del calcestruzzo quando la sua deformazione massima è maggiore di quella elastica; per valori minori o uguali ad essa, si segue invece la legge di Hooke
- resistenza a sola compressione del conglomerato cementizio
- resistenza a sola trazione dei trefoli di precompressione
- conservazione delle sezioni piane.

Come limite alle deformazioni sono stati adottati quelli imposti dalla normativa

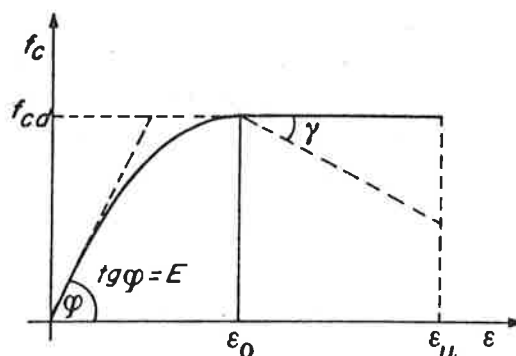


Fig. 4 - Diagramma sforzi-deformazioni per il calcestruzzo.

va vigente al paragrafo 4.2.1.1.

Sono state ottenute delle figure chiuse costituite da curve che presentano delle cuspidi più o meno evidenti, in corrispondenza dei punti in cui le condizioni imposte dalle deformazioni mutano ed anche a causa della particolare forma della sezione.

5.4 Discussione sui domini

In figura 5, per una sezione generica sono stati riportati sovrapposti i tre domini sopra descritti. E' utile analizzare i vari casi che si possono presentare a secondo della direzione del vettore raffigurante la condizione di sollecitazione all'interno di essi. Un generico stato di sollecitazione è rappresentato infatti da un vettore uscente dall'origine O . Esso può essere orientato in un'infinità di modi e, a seconda di tale orientamento, può portare ad una situazione di fessurazione e/o di 1^a plasticizzazione e /o di snervamento.

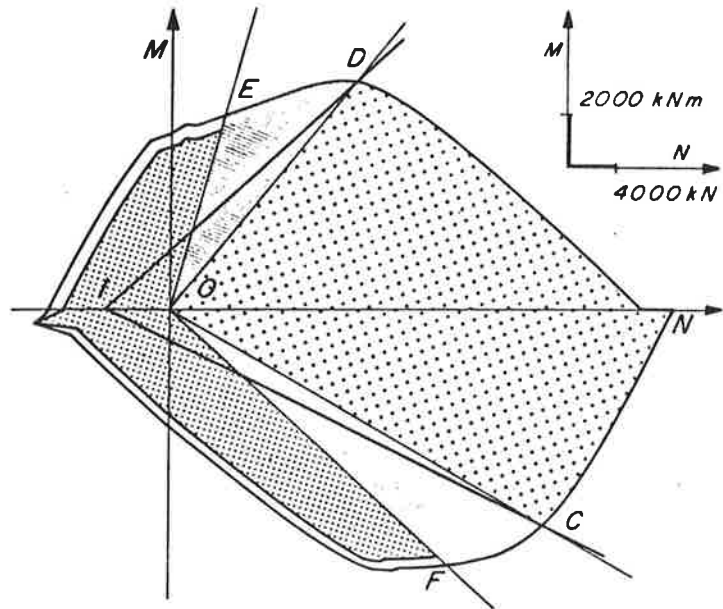


Fig. 5 - Dominio di fessurazione, snervamento e plasticizzazione per una sezione generica.

Nel caso in cui la direzione ed il verso del vettore sono compresi all'interno dell'angolo \widehat{DOC} si avrà rottura del calcestruzzo per schiacciamento.

Per vettori compresi entro gli angoli \widehat{DOE} oppure \widehat{COF} si avrà dapprima fessurazione rispettivamente al bordo superiore e inferiore e successivamente rottura per schiacciamento del calcestruzzo mentre per i vettori esterni all'angolo \widehat{EOF} si avrà dapprima fessurazione, e successivamente l'acciaio raggiungerà prima lo snervamento e poi la rottura convenzionale.

6. CONDOTTA DEI CALCOLI

La struttura da ponte da noi utilizzata in questo studio era stata dai progettisti calcolata in modo tale che, in condizioni di esercizio, non subisse fessurazioni in quanto precompressa.

Si è quindi controllato innanzi tutto che la schematizzazione della struttura e le modalità di applicazione dei carichi da noi adottate portassero effettivamente allo stesso risultato. Si è perciò sottoposta la struttura a tutta una serie di diverse situazioni di carico oltre al peso proprio e alle autotensioni, e si è simulata una marcia in colonna in modo automatico facendo avanzare i carichi mobili a partire dalla situazione di ponte scarico sino a quella di massimo ingombro. Poichè la verifica condotta è allo stato limite di esercizio tutti i carichi (permanenti, autotensioni, mobili) sono stati assunti con i loro valori caratteristici. Per il calcolo del coefficiente di sicurezza a fessurazione, snervamento e 1^a plasticizzazione sono state adottate le norme imposte dalla normativa vigente. Esso è considerato il moltiplicatore del vettore rappresentativo dello stato di sforzo totale (che nel nostro caso è dato dalla somma del vettore peso pro-

prio + autotensioni + carichi esterni) sino al raggiungimento della frontiera del generico dominio. Esso sarà chiaramente inferiore o superiore all'unità a seconda che l'estremo del vettore totale sia all'esterno o all'interno del dominio. Per ogni situazione di carico si sono calcolate le azioni interne all'estremità di ogni asta e sono stati controllati tutti i coefficienti di sicurezza a fessurazione: essi sono risultati tutti superiori all'unità. Per poter valutare la redistribuzione delle tensioni a seguito della fessurazione è stato necessario generare sulla trave uno stato fessurativo. Ciò è stato ottenuto con due modalità differenti, in un caso sono state aumentate progressivamente le intensità dei carichi accidentali e nell'altro si è ipotizzato una diminuzione della precompressione. Con ciascuna delle due modalità e applicando i carichi mobili nel modo descritto precedentemente si riesce ovviamente ad ottenere, in una o più sezioni, un coefficiente di sicurezza a fessurazione inferiore all'unità. Per come è stato programmato il calcolo ciò può essere rilevato solamente nelle due estremità di una delle aste in cui è stata suddivisa la struttura e che corrispondono alle sezioni da noi esaminate.

Sotto una particolare situazione di carico caratterizzata o dal coefficiente moltiplicatore dei carichi o dal valore assegnato al tipo di precompressione e dalla posizione del primo asse del convoglio, il vettore rappresentativo lo stato di sollecitazione interseca per una generica sezione il dominio di fessurazione. Si controlla quindi la estensione di questo fenomeno all'interno dell'asta, al fine di attribuire ad esso le nuove caratteristiche statiche valutate come descritto al par. 4. Modificata così la rigidità dell'asta fessurata il programma ricalcola l'intera struttura sottoposta alla stessa situazione di carico, cioè immaginando che il convoglio sia fermo in quella posizione. La modifica della rigidità, anche di un solo concio, comporta la modifica della rigidità dell'intera struttura e quindi una redistribuzione delle sue azioni interne, dei suoi coefficienti di sicurezza ed anche dell'estensione all'interno dell'asta della zona fessurata. Se in questa nuova situazione è variato il coefficiente di sicurezza a fessurazione o delle stesse o di altre sezioni, si modifica nuovamente, con le modalità illustrate, la rigidità dell'intera struttura che viene a sua volta ricalcolata. Si procede così, in modo iterativo, sino a che la struttura non raggiunge una condizione di stabilità. Quest'ultima viene definita come la condizione in cui le grandezze statiche in due calcoli successivi differiscono tra loro in diminuzione di una certa percentuale prefissata, da noi assunta pari al 5%.

Raggiunta la stabilità si fanno avanzare i carichi sino a che non si rende necessario variare di nuovo le rigidità o delle stesse aste già fessurate, in cui il fenomeno si è ulteriormente esteso, oppure di altre aste in cui esso si è appena manifestato. A questo punto si ripete il procedimento iterativo sopra descritto sino a che si ottiene la stabilità anche sotto il nuovo carico.

Si procede in questo modo sino a che si raggiunge coi carichi il massimo ingombro del ponte. Per valutare in modo completo l'effetto della redistribuzione delle tensioni a seguito della fessurazione in tutto il campo convenzionalmente elastico, sono state incrementate le intensità dei carichi mobili sino a raggiungere un valore tale per cui il vettore rappresentativo dello stato di sollecitazione totale raggiunge e supera la frontiera del dominio di plasticizzazione o di snervamento. Naturalmente, così come si è operato, la redistribuzione messa in conto è solo quella conseguente al transito dei carichi mobili.

7. DATI DI CALCOLO

7.1 Valori della resistenza dei materiali e dei carichi applicati

Per il calcolo dei domini di plasticizzazione, fessurazione e snervamento si sono assunti, per le resistenze caratteristiche dei materiali gli stessi valori usati in (III). Da cui riassumendo si ha che per il conglomerato la resistenza cilindrica di calcolo vale $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 45.6/1.6 = 28.5 \text{ Nmm}^{-2}$ portata, per tener conto della forma trapezia della sezione, a 24.2 Nmm^{-2} per il bordo superiore, e a 22.8 Nmm^{-2} per il bordo inferiore, il modulo elastico è stato assunto pari a $E_c = 42.272 \text{ Nmm}^{-2}$, mentre la resistenza caratteristica a trazione per flessione è pari a $f_{ctk} = 3.28 \text{ Nmm}^{-2}$. Per l'acciaio la resistenza di calcolo è stata assunta pari a $f_{pyd} = f_{pyk}/\gamma_s = 1.500/1.15 = 1304 \text{ Nmm}^{-2}$ a cui corrisponde una deformazione al limite elastico $\epsilon_{sc} = 0.00621$.

Per quel che riguarda i valori assegnati in esercizio ai carichi mobili, è stato assunto per ogni asse del carico militare il valore 19 kN e per i due assi del carico civile rispettivamente 25.58 kN e 51.16 kN. Questi valori tengono conto sia della ripartizione trasversale dei carichi che dei coefficienti dinamici.

7.2 Valutazione della rigidezza apparente

Come descritto nel par. 4 per determinare le rigidezze da assegnare ai conci fessurati si è proposta per il momento d'inerzia l'espressione:

$$I_p = \alpha I_M + (1 - \alpha) I_t \quad \text{con } 0 \leq \alpha \leq 1.$$

Il problema era quello di determinare il valore da assegnare ad α per tener conto, nel modo più verosimile possibile, della collaborazione che il calcestruzzo teso riesce a dare all'acciaio all'atto della fessurazione. Per determinare questo valore sono stati eseguiti, con le modalità descritte al par. 6, una serie di calcoli con i carichi mobili di intensità doppia rispetto alla condizione di esercizio e per i diversi valori del coefficiente α e precisamente per $\alpha = 0.00$, $\alpha = 0.25$, $\alpha = 0.50$, $\alpha = 0.75$, $\alpha = 1.00$.

Chiaramente con $\alpha = 0$, alla quota di asta fessurata viene attribuita l'inerzia

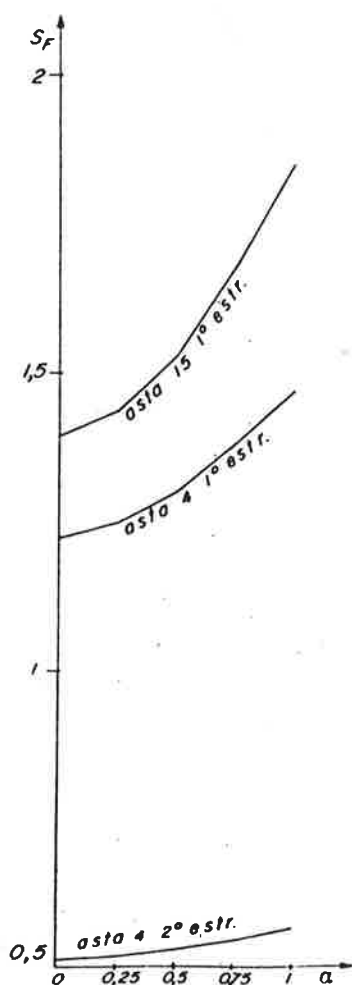


Fig. 6a - Coefficienti di sicurezza a fessurazione.

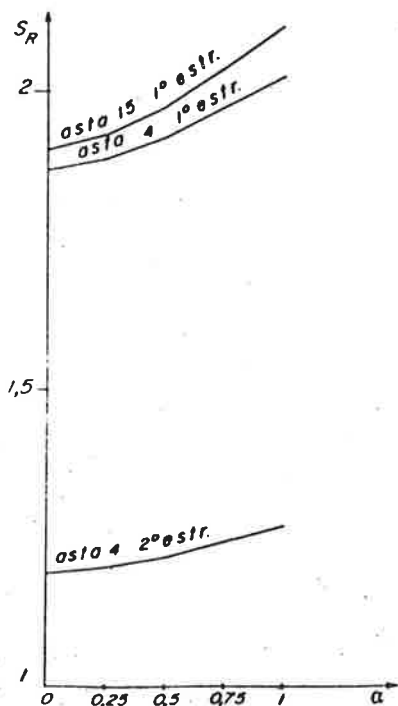


Fig. 6b - Coefficienti di sicurezza a plasticizzazione.

della sezione completamente reagente trascurando quindi integralmente il fenomeno fessurativo, mentre per $\alpha = 1$ ad essa viene attribuita l'inerzia della sezione parzializzata e si dà quindi massimo risalto alla fessurazione. Ci è sembrato perciò opportuno osservare l'andamento del fenomeno nel passaggio da una situazione estrema all'altra. Sono stati riportati in diagramma (in fig. 6a), in funzione di α , per l'asta 4 (1° e 2° estremo) e l'asta 15 (1° estremo) i valori dei coefficienti di sicurezza a fessurazione, mentre in fig. 6b sono riportati per le stesse sezioni, sempre in funzione di α , i coefficienti di sicurezza alla 1^a plasticizzazione. In fig. 7 è riportato, sempre per ogni α , l'andamento delle frecce elastiche del ponte. Come si può osservare, in tutte le figure, nel passare da un valore di α al successivo il fenomeno, benchè significativo, non assume aspetto di particolare interesse se tranne che in qualche punto. Per una generica sezione si ha che il massimo coefficiente di sicurezza a fessurazione supera del 25% quello minimo. Così accade anche per le frecce; infatti anche in questo caso, per una generica sezione, la freccia massima supera del 25% quella minima, mentre per le sezioni estreme del ponte questa differenza è di circa il 100%. Questi non sono certo risultati da considerare trascurabili; abbiamo però rinunciato ad approfondire lo studio del fenomeno che, come è noto, è già complicato di per sé anche nel caso di una sezione compatta e quindi lo sarebbe stato ancora di più in questo caso in cui non solo si ha una particolare forma della sezione ma la struttura è anche precompressa ed iperstatica. Si è ritenuto quindi che fosse sufficiente, ai nostri fini, assumere per α il valore intermedio $\alpha = 0.5$.

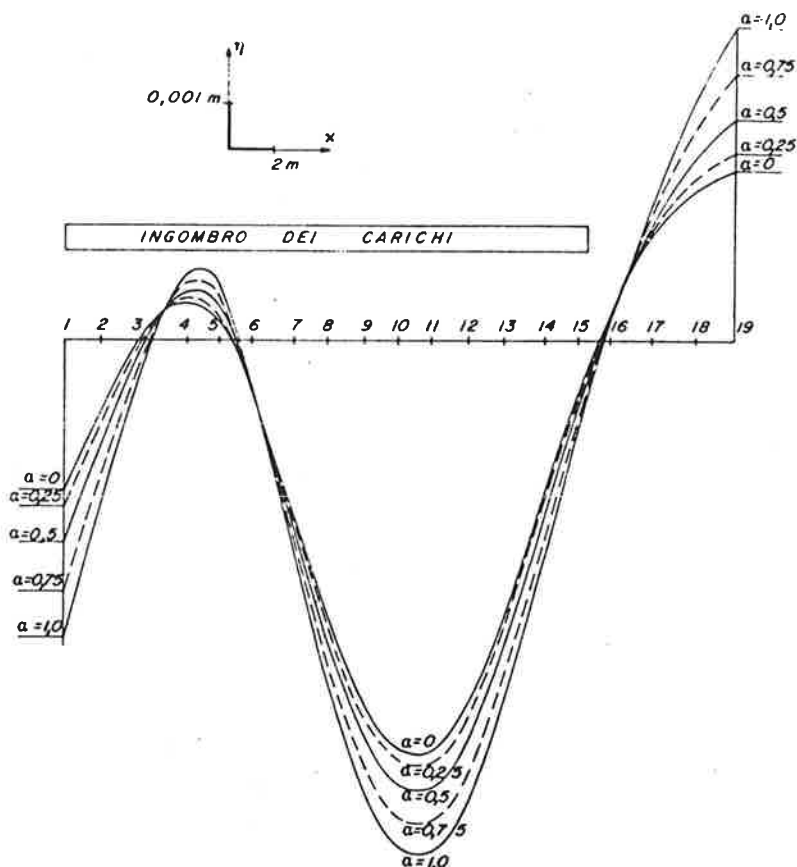


Fig. 7 - Frecce elastiche del ponte al variare di α .

8. ANALISI DEI RISULTATI

Sono state eseguite svariate serie di calcoli per tener conto dei diversi fattori, che a nostro avviso, influenzano il fenomeno della redistribuzione delle tensioni a seguito di fessurazione. Come si è già detto è stata raggiunta la prima sezione fessurata o con un incremento delle intensità dei carichi mobili oppure immaginando che si sia verificata una improvvisa caduta di tensione nei cavi di precompressione.

La situazione di carico che ha prodotto, in condizioni di esercizio, il minimo coefficiente di sicurezza a fessurazione è quella rappresentata da 50 assi (15 civili - Schema 1, e 35 militari - Schema 5) con il primo asse posizionato a 40 cm dal 1° estremo dell'asta 15. La sezione in cui ciò si è verificato è il secondo estremo della quarta asta, in cui infatti tale coefficiente è pari a 1.023. E' stato quindi sufficiente moltiplicare le intensità dei carichi per un coefficiente β di poco superiore all'unità per ottenere che il vettore rappresentativo dello stato di sforzo superi la frontiera del dominio di fessurazione.

Per poter controllare il fenomeno della redistribuzione delle tensioni sono state eseguite due serie di calcoli, una con $\alpha = 0$ e quindi senza redistribuzione ed una con $\alpha = 0.5$. Per ciascun valore di α le intensità dei carichi sono state successivamente amplificate sino a raggiungere il valore di α che porta alla 1^a plasticizzazione e/o allo snervamento. Sia nel caso relativo ad $\alpha=0$ che per $\alpha=0.5$ si è raggiunta la 1^a plasticizzazione al 2° estremo dell'asta 4. In entrambi i casi il vettore rappresentativo dello sforzo in questa sezione, dopo aver superato la frontiera del dominio di fessurazione ha raggiunto quella di plasticizzazione senza intersecare il dominio di snervamento, per cui si può attribuire la causa della plasticizzazione allo schiacciamento del calcestruzzo. Per $\alpha = 0$ tale situazione si è verificata per un $\beta = 2.65$ mentre per $\alpha = 0.5$ si ha per $\beta = 2.8$; ciò significa che in questo ultimo caso le intensità dei carichi mobili sono superiori del 6% circa rispetto al caso precedente.

In fig. 8 sono stati riportati, all'aumentare dei carichi, i coefficienti di

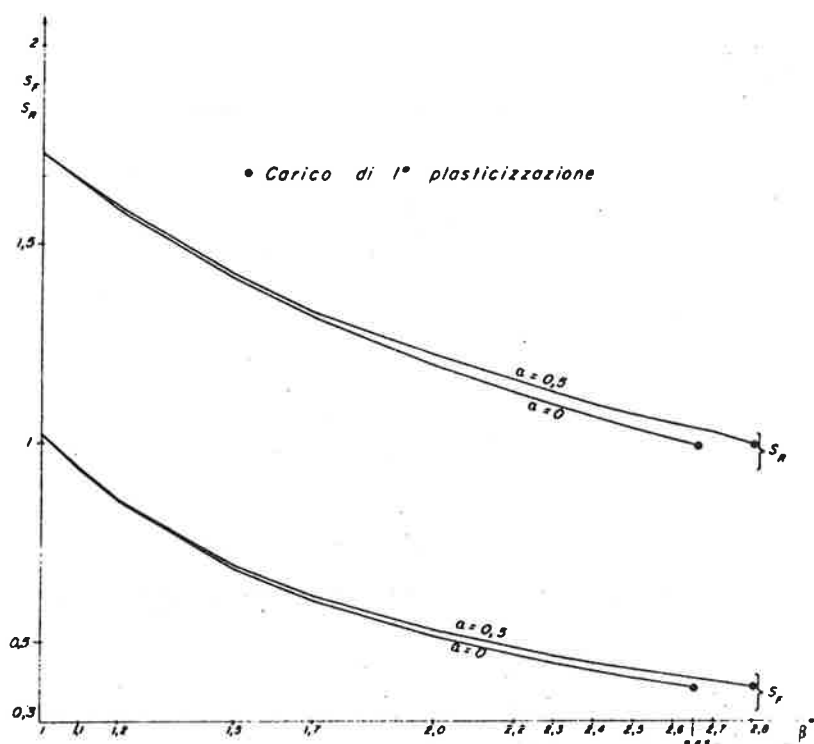


Fig. 8 - Coefficienti di sicurezza a fessurazione e plasticizzazione dell'asta 4, 2° estremo.

sicurezza a fessurazione e plasticizzazione relativi al 2° estremo dell'asta 4 per $\alpha = 0$ ed $\alpha = 0.5$. Si hanno quindi due coppie di curve, ciascuna delle quali ha origine in uno stesso punto. Tutte le curve hanno un andamento decrescente; però si può osservare che i coefficienti di sicurezza per $\alpha=0$ sono sempre inferiori a quelli per $\alpha = 0.5$ con differenze sempre maggiori man mano che si incrementano i carichi.

Per la stessa sezione è stata calcolata l'apertura delle fessure al variare del coefficiente β moltiplicato re dei carichi. I calcoli, in base ai valori ottenuti per via automatica, sono stati elaborati come indicato al punto 4.2.4.7.1.3 delle

Norme Tecniche di cui al D.M. 1-4-1983 che richiama la Circ. Min. LL.PP. n.20244 del 30-6-1980. Come era prevedibile, l'ampiezza delle fessure (fig. 9) aumenta al aumentare dell'intensità dei carichi, ma in misura assai minore per $\alpha = 0.5$. Ad

esempio l'ampiezza delle fessure per $\beta = 2.65$ (plasticizzazione per $\alpha = 0$) è del 5% inferiore rispetto a quella in cui non si considera la redistribuzione delle tensioni.

È significativo, a questo punto, esaminare l'andamento dei coefficienti di sicurezza sia a fessurazione che a rottura anche nelle altre aste del ponte. Questo perché, per effetto della redistribuzione delle tensioni, il comportamento di ciascuna asta è subordinato a quello di tutte le altre. Si osserva così che per l'asta 15 al primo estremo (fig. 10) i coefficienti di sicurezza a plasticizzazione e a fessurazione hanno sempre un andamento discendente ma la differenza tra i valori per $\alpha = 0$ e per $\alpha = 0.5$ sono molto maggiori che per l'asta 4; per esempio, per valori dei carichi amplificati di $\beta = 2.6$ il coefficiente a fessurazione per $\alpha = 0.5$ è superiore del 18% a quello per $\alpha = 0$.

Ancora più interessante è osservare cosa accade nelle aste centrali del ponte (aste 8-9-10-11); si riporta come esempio il diagramma, in funzione dell'andamento dei carichi,

dei coefficienti a rot

tura dell'asta 11 secondo estremo (fig. 11). Come si può osservare per $\alpha = 0$ questi inizialmente aumentano in quanto il vettore rappresentativo dello stato di sforzo ruota in modo tale da intersecare (fig. 12) il dominio di plasticizzazione con dei coefficienti di sicurezza sempre crescenti sino ad un valore massimo che per la nostra sezione si ha per $\beta = 2.4$. Oltrepastato questo valore il coefficiente

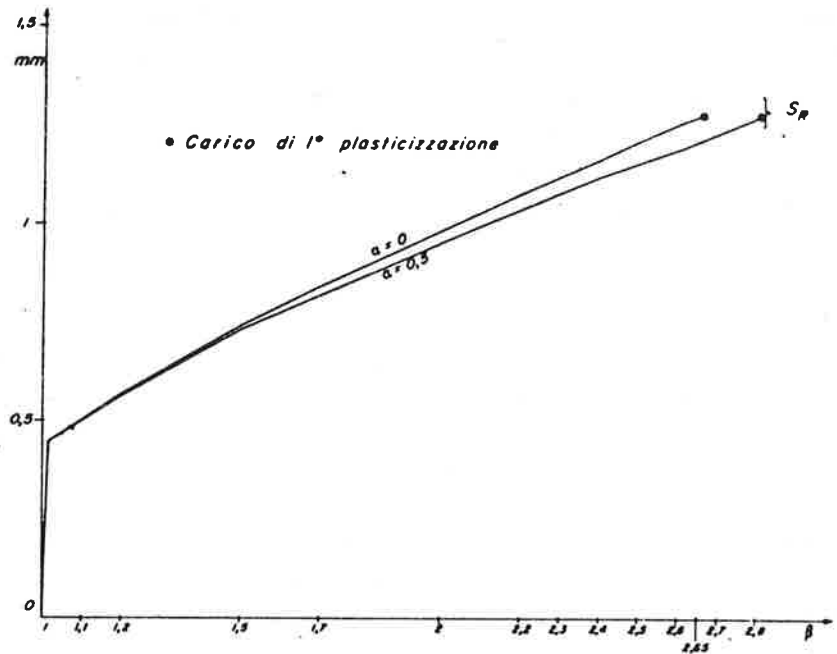


Fig. 9 - Ampiezza delle fessure al crescere dei carichi per l'asta 4, 2° estremo.

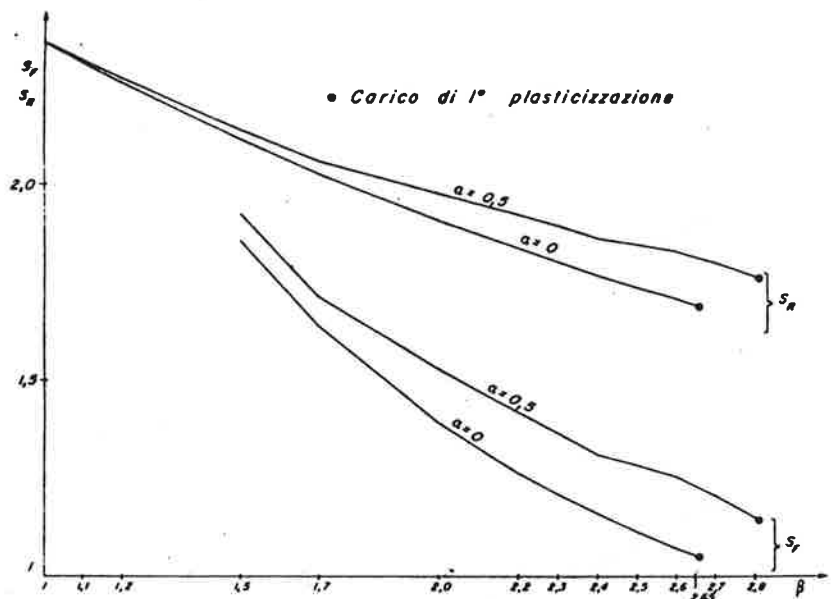


Fig. 10 - Coefficienti di sicurezza a fessurazione e plasticizzazione asta 15, 1° estremo.

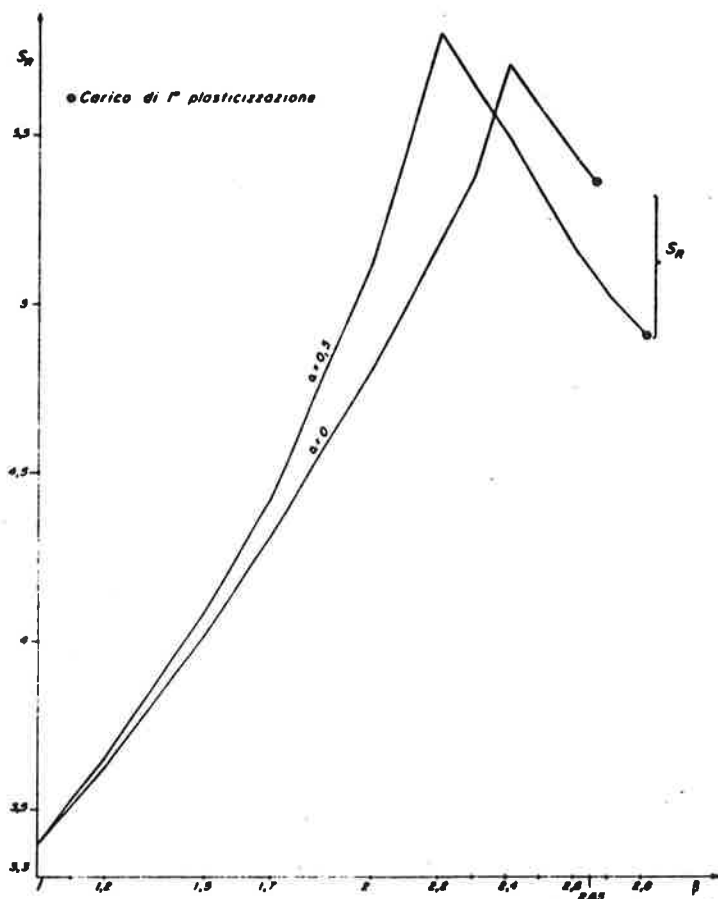


Fig. 11 - Coefficienti di sicurezza a plasticizzazione asta 11, 2° estremo.

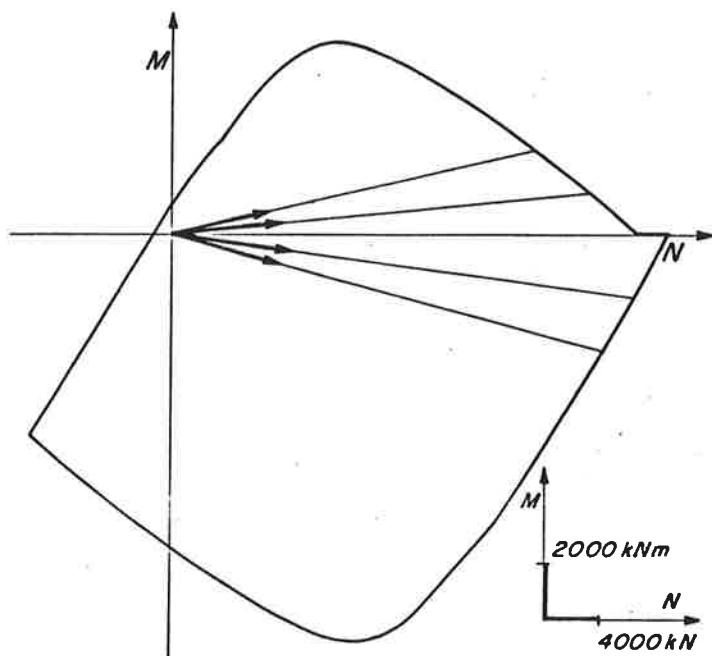


Fig. 12 - Vettori rappresentativi lo stato di sforzo all'interno del dominio.

te di sicurezza a plasticizzazione decresce sino ad assumere il valore minimo possibile per $\beta = 2.65$, in quanto con esso nel nostro caso si raggiunge la prima plasticizzazione nell'asta 4. Questo fenomeno già visibile per $\alpha = 0$, cioè senza tenere conto della redistribuzione, diventa ancora più significativo per $\alpha = 0.5$ in quanto ad esso si somma appunto il fenomeno della redistribuzione delle tensioni. Infatti, come si può osservare, anche per $\alpha = 0.5$ i coefficienti di sicurezza a plasticizzazione aumentano in modo assai più rapido che per $\alpha = 0$: il massimo si raggiunge già per $\beta = 2.2$, ed è superiore del 2% rispetto a quello raggiunto per $\beta = 2.4$ e $\alpha = 0$. Lo stesso può dirsi del ramo di curva discendente: infatti per $\beta = 2.65$ il coefficiente di sicurezza a plasticizzazione per $\alpha = 0.5$ è inferiore del 9% rispetto a quello per $\alpha = 0$. Questo avviene perchè, come già osservato, le aste meno sollecitate, come le 8-9-10-11 nel nostro caso, sono portate a collaborare con quelle più sollecitate. Si ha perciò una trasmigrazione delle tensioni dalle une verso le altre e quindi un aumento del coefficiente di sicurezza in quelle più sollecitate ed una relativa diminuzione in quelle meno sollecitate.

Per quanto riguarda il secondo metodo adottato per ottenere la fessurazione e cioè quello relativo ad un ipotetico calo della precompressione, si sono condotti dei calcoli esplorativi del fenomeno con riduzione del tiro pari al 25%, 50% e 75% di quello iniziale. Dai risultati ottenuti si è constatato che il fenomeno fessurativo era tale, già con il 25% di riduzione, da compromettere la condizione di esercizio della struttura (ad esem

pio aumento eccessivo dell'ampiezza delle fessure) per cui si è preferito approfondire il fenomeno della redistribuzione delle tensioni seguendo la via prima de scritta. E' da notare esclusivamente che con questo secondo metodo la rotazione del vettore rappresentativo dello stato di sforzo, relativo ai soli carichi mobili, che in questo caso parte da un punto di ascissa N assai ridotta in quanto ottenuto con una brusca diminuzione dell'azione normale, riusciva a raggiungere il dominio di snervamento. Si sarebbe probabilmente potuta ottenere quindi la prima plasticizzazione della struttura per il raggiungimento dello snervamento dell'acciaio. Infatti, anche se nel caso da noi studiato la struttura era tale per cui si raggiunge la prima plasticizzazione per rottura a compressione del calcestruzzo, il metodo da noi proposto è del tutto generale e quindi applicabile a qualsiasi altra struttura, al fine di ottenere l'effettivo coefficiente di sicurezza al limite di snervamento e/o 1^a plasticizzazione.

9. CONCLUSIONI

Come si è già accennato, tutte le calcolazioni necessarie sono state effettuate per via automatica, in base ad un programma, il cui diagramma a grandi blocchi è riportato in fig. 13a e 13b, steso in linguaggio simbolico FORTRAN ASCII ed eseguito sull'elaboratore UNIVAC 1100/70 di dotazione del Centro di Calcolo Elettronico dell'Università di Cagliari. L'intero programma consta di un programma principale e di subroutines, occupando sulla memoria di lavoro dell'elaboratore circa 50 Kbytes. Date le finalità di indagine e di studio di fattibilità relative al presente lavoro il programma è stato messo a punto per successive partizioni e quindi assemblato in modo che l'intero procedimento esposto possa essere svolto in modo automatico. L'intera verifica della struttura considerata, comprendente l'effett

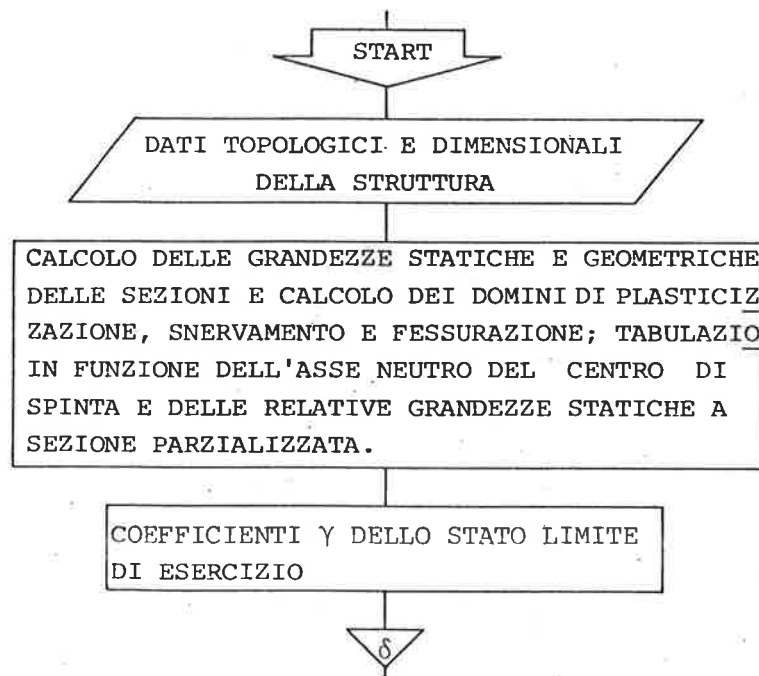


FIG. 13a - Diagramma a grandi blocchi, prima parte

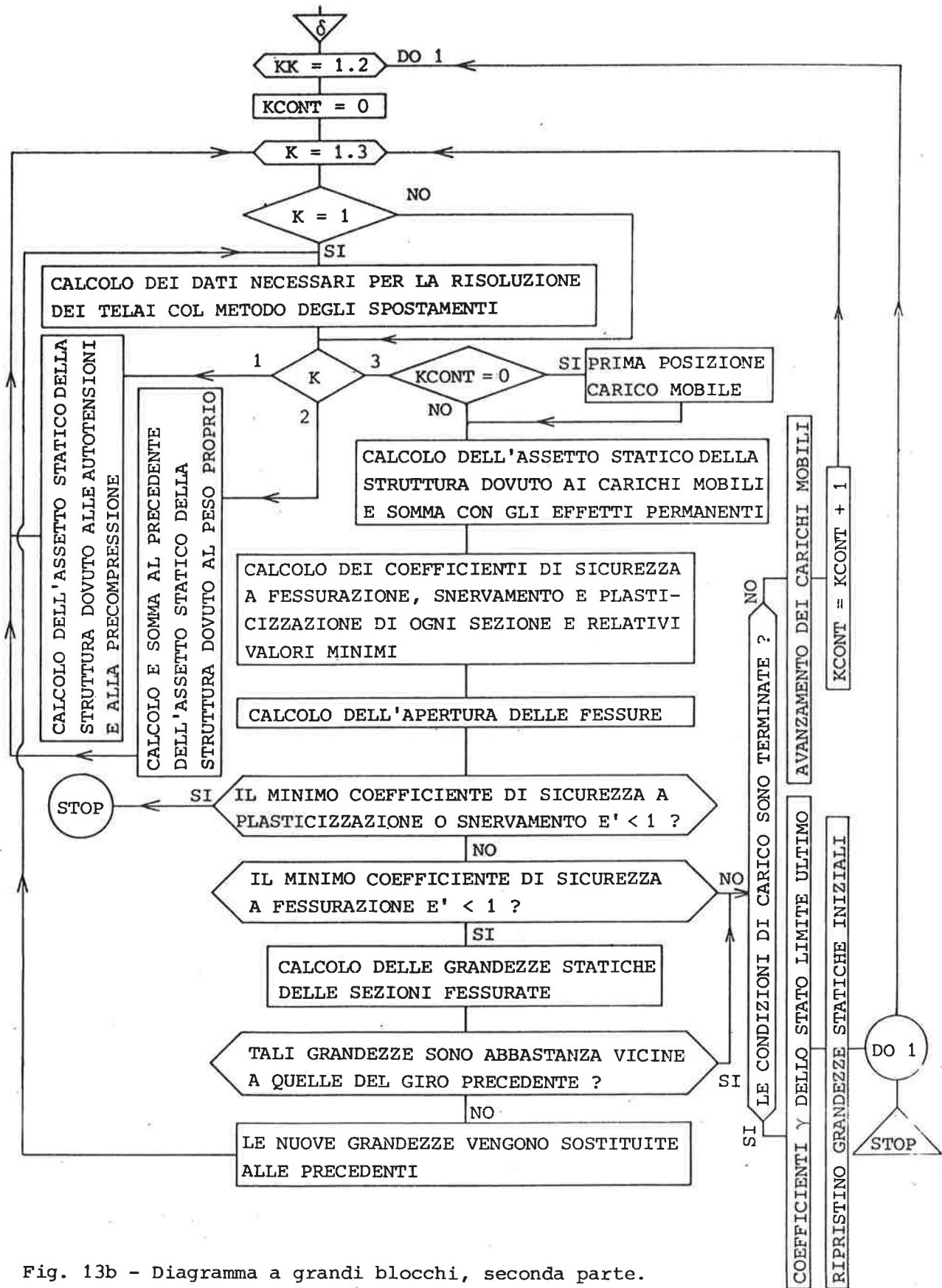


Fig. 13b - Diagramma a grandi blocchi, seconda parte.

to dei carichi permanenti e quello dei carichi mobili nella situazione più sfavorevole (verifica allo stato limite di esercizio con controllo della fessurazione, e verifica allo stato limite ultimo) eseguita con i carichi amplificati coi dovuti coefficienti γ nei confronti di una situazione limite caratterizzata o dal raggiungimento dello sforzo di snervamento nell'armatura tesa (e/o pretesa) principale e/o dalla deformazione limite convenzionale del calcestruzzo compresso richiederebbe, orientativamente, per la struttura da noi considerata un tempo di circa 5 min. di CPU. E, nel caso di un'opera particolarmente impegnativa, o di strutture - come nel caso nostro - di tipo ampiamente ripetitivo, il relativo costo di elaborazione sembra accettabile.

In realtà, le verifiche da noi condotte, tengono conto adeguato dei fenomeni non lineari conseguenti alla fessurazione, sia per lo stato limite di esercizio e sia per lo stato limite ultimo, rientrando in quei procedimenti di calcolo non lineare che le Norme Tecniche vigenti consentono al punto 4.1.1.1.. Questi procedimenti sono ovviamente più precisi di quelli, pure consentiti, che adottano per la previsione delle azioni interne il calcolo elastico lineare con eventuali redistribuzioni. Ed inoltre, per il fatto che il calcolo si arresti al raggiungimento eventuale dello snervamento dell'acciaio teso, si evita ogni obiezione relativa al reale funzionamento di cerniere elastoplastiche.

Ci sembra quindi che i procedimenti da noi proposti possano essere di ausilio ai progettisti di opere in c.a. e c.a.p..

BIBLIOGRAFIA

- (I) GERVASO, A.: Cavalcavia prefabbricati in cemento armato precompresso per la Autostrada Torino-Piacenza, L'industria Italiana del Cemento, n. 6, 1969, pag. 449-470.
- (II) DE NICOLO, B. - ODONI, Z.: Sulla verifica regolamentare e a rottura di un cavalcavia autostradale in c.a.p., Atti della Facoltà di Ingegneria di Cagliari, vol. 14, 1980, pag. 177-214.
- (III) DE NICOLO, B. - ODONI, Z.: Contributo alla verifica agli stati limite di sezioni in c.a.p. di forma qualunque, Atti della Facoltà di Ingegneria di Cagliari, vol. 17, 1981, pag. 341-370.
- (IV) PARK, R. - PAULAY, T.: Reinforced Concrete Structures, A Wiley - Interscience Publication - John Wiley & Sons - New 1975.
- (V) GIUFFRÈ, A.: La duttilità strutturale, Ingegneria sismica (a cura di M.MELE) cap. 6, C.I.S.M. UDINE 1976, pag. 237 e seg.

LA RIDISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI PER EFFETTO DI VISCOSITA' E
RITIRO IN SEZIONI AD ARMATURA MISTA IN FASE FESSURATA

Roberto Di Marco
Professore a contratto
Università dell'Aquila

Antonino E. Zingali
Professore associato
Università di Roma

SOMMARIO

Con riferimento ad uno studio precedente degli autori, nel quale sono stati indagati gli effetti delle deformazioni lente nelle sezioni di cemento armato parzialmente precomprese, si estende, in questa sede, tale ricerca al caso in cui la sezione risulti parzializzata anche in presenza di soli carichi permanenti.

Tale condizione, attualmente non consentita dalla normativa, si verifica per altro nel caso di interventi di riparazione; non è poi impensabile un superamento delle normative attuali volto a coprire questo campo di transizione tra il cemento armato convenzionale e quello parzialmente precompresso, come attualmente previsto.

L'indagine ha comportato la messa a punto di un algoritmo atto a riprodurre in modo rigoroso il fenomeno per via numerica, usando un qualsiasi legame costitutivo per il calcestruzzo, e di un metodo semplificato (algebrizzato) idoneo a calcolazioni di tipo manuale. Con tali algoritmi si è effettuata una indagine numerica su una sezione rettangolare, variando i vari parametri che la caratterizzano. I risultati di tale indagine vengono presentati e discussi.

SUMMARY

Referring to a previous paper of the authors, in which the influence of the creep and shrinkage on partially prestressed reinforced concrete sections was investigated, one extends here this research to the case of sections cracked by the effect of dead load only.

Such a condition, at present not allowed by the codes, is quite common in the case of strenghtening of r.c. beams, and moreover an overcoming of the present code may be supposed.

The research involved the set-up of a proper algorithm suitable for reproducing numerically the phenomenon using any stress-strain law for the concrete and of an approximate method suited for technical applications. A numerical analysis on a rectangular cross section was performed changing the various parameters involved. The results of this analysis are here presented and discussed.

1. PREMESSA

L'impiego della precompressione parziale comporta, com'è noto, l'associazione di un'armatura ordinaria da c.a. (armatura passiva) e di un'armatura ad alto limite elastico pretesa (armatura attiva).

I vantaggi di tale tecnica consistono essenzialmente nella riduzione della fessurazione, e quindi della deformabilità, rispetto alla trave con sola armatura passiva, e da un aumento della duttilità rispetto alla trave con sola armatura attiva.

Come messo in evidenza da prove sperimentali e da studi teorici

(I), (II), (III), (IV), (V), le forti quantità di armatura passiva usualmente presenti nelle sezioni parzialmente precomprese, da un lato ostacolano l'evolversi del fenomeno viscoso, riducendo le perdite di tensione nei cavi, dall'altro determinano una forte redistribuzione di tensioni dal calcestruzzo all'acciaio, con conseguente diminuzione del momento di decompressione.

In una precedente nota (VI) gli autori hanno esaminato, con una ampia sperimentazione numerica, gli effetti della viscosità e del ritiro del calcestruzzo sullo stato di tensione nelle sezioni di cemento armato parzialmente precompresso, limitatamente al caso in cui la precompressione sia comunque tale da generare tensioni di compressione nel conglomerato, nelle condizioni di momento minimo di esercizio (trave sotto l'azione dei soli carichi permanenti). Ciò in quanto, in realtà, l'attuale orientamento delle normative, laddove esistono, è di evitare qualunque possibilità di fessurazione per carichi permanenti, come cautela contro la possibilità di aggressione delle armature sotto elevate tensioni di trazione.

E' sembrato tuttavia agli autori non privo di interesse l'esame del fenomeno anche nel caso di trazione nel calcestruzzo in condizioni di carico permanente, sia per un'esigenza concettuale di completezza dell'indagine, sia perché non sono pochi i casi in cui ci si può trovare in tali condizioni: si pensi ad esempio agli interventi che vengono eseguiti nel caso di errata progettazione od esecuzione di travi di cemento armato. Un'adeguata tecnica di iniezione dei cavi inguainati poi, eseguita dopo l'intervento del carico permanente, potrebbe dare sufficienti garanzie dal punto di vista della vulnerabilità per corrosione sotto sforzo.

Nel caso di sezione interamente compressa i fenomeni combinati di viscosità e ritiro comportano, com'è evidente, una caduta di tensione nell'acciaio attivo ed una compressione in quello passivo, con conseguente perdita di compressione nel calcestruzzo. Nel caso di sezioni fessurate inflesse o pressoinflesse la viscosità provoca una riduzione sensibile delle tensioni nel calcestruzzo, un modesto incremento di quelle delle armature tese e, quindi, una monotona migrazione dell'asse neutro verso queste ultime (VII), (VIII), (IX), (X); il ritiro produce invece una caduta di tensione nell'acciaio attivo e, quindi un effetto sul movimento dell'asse neutro di segno opposto a quello della viscosità. Il prevalere dell'una o dell'altra tendenza dipende, a parità di ritiro, dall'indice di precompressione (rapporto fra la sezione di acciaio preteso e quella totale resa meccanicamente omogenea), cosicché l'asse neutro può salire o scendere a seconda dei casi.

Oggetto della presente ricerca è quello di fornire indicazioni, per mezzo della sperimentazione numerica, sull'entità di tale fenomeno.

2. FORMULAZIONE DEL PROBLEMA

Adottando le consuete ipotesi di:

- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,
- conservazione della planarità delle sezioni,

la condizione di congruenza delle deformazioni nella sezione è espressa, ad ogni istante t , dalla relazione:

$$\varepsilon(t) = \bar{\varepsilon}(t) + \varrho(t) y \quad (1)$$

essendo $\bar{\varepsilon}(t)$ la deformazione della fibra baricentrica della sezione di solo conglomerato (positiva se di trazione);

$\varrho(t)$ la curvatura della sezione (positiva se risultano tese le fibre superiori);

y la distanza della fibra generica dal baricentro G (positiva per fibre poste sopra di esso).

Assumendo poi che:

- il conglomerato abbia un comportamento viscoso lineare, con resistenza nulla a trazione, e che quindi sia valida la ipotesi di sovrapposibilità degli effetti,

- l'acciaio abbia un comportamento elastico lineare, i legami costitutivi dei materiali relativi alla fibra generica, posta alla distanza y dal baricentro sono esprimibili mediante le seguenti relazioni

$$\epsilon_c(t, t_0, y) = \sigma_c(t_0, y) \phi(t, t_0) + \int_{t_0(y)}^t \phi(t, \tau) d\sigma(\tau, y) + \epsilon_r(t) \quad (2)$$

$$\epsilon_a(t) = \sigma_a(t, y) / E_a + \epsilon_{0a} \quad (3)$$

essendo

$\phi(t, t_0) = 1/E_c(t_0) (1 + \psi(t, t_0))$ la funzione di viscosità
 $\psi(t, t_0)$ il coefficiente di viscosità
 $E_c(t_0)$ il modulo di elasticità del calcestruzzo,
 $\epsilon_r(t)$ la deformazione indipendente dalla tensione (ritiro),
 ϵ_{0a} la deformazione iniziale dell'acciaio, riferita alla configurazione indeformata della sezione,
 $t_0(y), \sigma_c(t_0, y)$ l'istante iniziale di messa in carico e la corrispondente tensione.

Sono poi valide, ad ogni istante, le seguenti equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione della sezione:

$$\int_{Y(t)}^{Y_g} \sigma_c(t, y) b(y) dy + \sum_{i=1, n} \sigma_{ai}(t, y_i) A_{ai} = N \quad (4)$$

$$\int_{Y(t)}^{Y_g} \sigma_c(t, y) b(y) y dy + \sum_{i=1, n} \sigma_{ai}(t, y_i) A_{ai} y_i = M \quad (5)$$

ove $Y(t)$ ed Y_g indicano rispettivamente le distanze dal baricentro delle fibre neutra e del lembo superiore.

La soluzione del sistema delle (4), (5), di per se stesso non lineare perchè l'estremo inferiore del campo di integrazione delle tensioni dipende da queste, non può essere fornito in forma chiusa, atteso il legame costitutivo integrale del calcestruzzo (2).

In modo rigoroso il problema può essere risolto con una tecnica al passo suddividendo il tempo di evoluzione del fenomeno in intervalli di opportuna lunghezza $\Delta t = t_i - t_{i-1}$ (XI) e discretizzando il campo di integrazione delle tensioni in striscie, con area ipotizzata concentrata nel baricentro: in tale modo gli integrali vengono sostituiti da somme finite di termini.

Avendo indicato, per la i-ma fibra della sezione con t_k, t_m rispettivamente l'istante in cui si considera il fenomeno e quello di messa in carico

$$\text{con } \Delta \sigma_{i,j} = \sigma_{i,j} - \sigma_{i,j-1},$$

$$\bar{\epsilon}_k, \epsilon_{rk}, \rho_k = \epsilon(t_k), \epsilon_r(t_k), \rho(t_k),$$

tenuto conto della (1), applicando la regola dei trapezi, la (2) diventa:

$$\sigma_k + \rho_k \gamma = \epsilon_{rk} + 0.5 \sum_{j=m+1, k-1} (\varphi(t_k, t_j) + \varphi(t_k, t_{j-1})) \Delta \sigma_{i, j} + 0.5 (\varphi(t_k, t_k) + \varphi(t_k, t_{k-1})) (\sigma_k + \sigma_{k-1}) \quad (6)$$

Avendo indicato con $E_{kj} = 2/(\varphi(t_k, t_j) + \varphi(t_k, t_{j-1}))$ e sostituendo nella precedente, si ottiene, per il calcestruzzo della i -ma fibra la relazione:

$$\sigma_{i, k} = \sigma_{i, k-1} + E_{kk} (\epsilon_k - \epsilon_{rk} + \rho_k \gamma - \sum_{j=m+1, k-1} \Delta \sigma_{i, j} / E_{kj}) \quad (7)$$

mentre per gli acciai valgono le relazioni elastiche

$$\sigma_{ao} = E_a \epsilon_k + E_a \rho_k \gamma \quad (8)$$

$$\sigma_{ap} = E_a (\epsilon_k + \epsilon_{aop}) + E_a \rho_k \gamma \quad (9)$$

rispettivamente per quello ordinario e da precompresso.

Sostituendo le (7), (8), (9) nelle (4), (5), avendo suddiviso la sezione in striscie, di cui "a" compresse all'istante t_{k-1} (a partire dall'istante $t_{i, m}$) e "b" compresse all'istante successivo t_k ed avendo indicato con n, m il numero dei livelli rispettivamente delle armature di acciaio ordinario e da precompresso, si ottengono le seguenti relazioni

$$\begin{aligned} & \sum_{j=1, a} \sigma_{j, k-1} A_j + \sum_{j=1, a} E_{kk} (\bar{\epsilon}_k - \epsilon_{rk}) A_j + \sum_{j=1, a} E_{kk} \rho_k \gamma_j A_j + \\ & - E_{kk} \sum_{j=1, a} \sum_{l=m(j), k-1} \Delta \sigma_{j, l} / E_{kl} A_j + \sum_{j=a+1, b} \sigma_{j, k-1} A_j + \\ & + \sum_{j=a+1, b} E_{kk} (\bar{\epsilon}_k - \epsilon_{rk}) A_j + \sum_{j=a+1, b} E_{kk} \rho_k \gamma_j A_j + \\ & - E_{kk} \sum_{j=a+1, b} \sum_{l=m(j), k-1} \Delta \sigma_{j, l} / E_{kl} A_j + \sum_{j=1, n} E_a \bar{\epsilon}_k A_{oj} + \\ & + \sum_{j=1, n} E_a \rho_k \gamma_j A_{oj} + \sum_{j=1, m} E_a (\bar{\epsilon}_k + \epsilon_{aop}) A_{p, j} + \\ & + \sum_{j=1, m} E_a \rho_k \gamma_j A_{p, j} = N_{est} \end{aligned} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} & \sum_{j=1, a} \sigma_{j, k-1} A_j \gamma_j + \sum_{j=1, a} E_{kk} (\bar{\epsilon}_k - \epsilon_{rk}) A_j \gamma_j + \sum_{j=1, a} E_{kk} \rho_k \gamma_j \gamma_j A_j + \\ & - E_{kk} \sum_{j=1, a} \sum_{l=m(j), k-1} \Delta \sigma_{j, l} / E_{kl} A_j \gamma_j + \sum_{j=a+1, b} \sigma_{j, k-1} A_j \gamma_j + \\ & + \sum_{j=a+1, b} E_{kk} (\bar{\epsilon}_k - \epsilon_{rk}) A_j \gamma_j + \sum_{j=a+1, b} E_{kk} \rho_k \gamma_j \gamma_j A_j + \\ & - E_{kk} \sum_{j=a+1, b} \sum_{l=m(j), k-1} \Delta \sigma_{j, l} / E_{kl} A_j \gamma_j + \sum_{j=1, n} E_a \bar{\epsilon}_k A_{oj} \gamma_j + \\ & + \sum_{j=1, n} E_a \rho_k \gamma_j \gamma_j A_{oj} + \sum_{j=1, m} E_a (\bar{\epsilon}_k + \epsilon_{aop}) A_{p, j} \gamma_j + \\ & + \sum_{j=1, m} E_a \rho_k \gamma_j \gamma_j A_{p, j} = M_{est} \end{aligned} \quad (11)$$

Facendo le posizioni seguenti:

$$\begin{aligned} A_{k-1} &= \sum_{j=1, a} A_j & DA &= \sum_{j=a+1, b} A_j \\ S_{k-1} &= \sum_{j=1, a} A_j \gamma_j & DS &= \sum_{j=a+1, b} A_j \gamma_j \\ J_{k-1} &= \sum_{j=1, a} A_j \gamma_j \gamma_j & DJ &= \sum_{j=a+1, b} A_j \gamma_j \gamma_j \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned}
 N1 &= \sum_{j=1, a} \sigma_{j, k-1} A_j & DN1 &= \sum_{j=a+1, b} \sigma_{j, k-1} A_j \\
 N2 &= E_{kk} \epsilon_{rk} A_{k-1} & DN2 &= E_{kk} \epsilon_{rk} DA \\
 N3 &= E_{kk} \sum_{j=1, a}^{\sum_{l=m(j), k-1}} \Delta \sigma_{j, l} / E_{kl} A_j & & \\
 DN3 &= E_{kk} \sum_{j=a+1, b}^{\sum_{l=m(j), k-1}} \Delta \sigma_{j, l} / E_{kl} A_j & & \\
 M1 &= \sum_{j=1, a} \sigma_{j, k-1} A_j \gamma_j & DM1 &= \sum_{j=a+1, b} \sigma_{j, k-1} A_j \gamma_j \gamma_j \\
 M2 &= E_{kk} \epsilon_{rk} S_{k-1} & DM2 &= E_{kk} \epsilon_{rk} DS \\
 M3 &= E_{kk} \sum_{j=1, a}^{\sum_{l=m(j), k-1}} \Delta \sigma_{j, l} / E_{kl} A_j \gamma_j & & \\
 DM3 &= E_{kk} \sum_{j=a+1, b}^{\sum_{l=m(j), k-1}} \Delta \sigma_{j, l} / E_{kl} A_j \gamma_j & & (12) \\
 A_o &= \sum_{j=1, n} A_{oj} & S_o &= \sum_{j=1, n} A_{oj} \gamma_j & J_o &= \sum_{j=1, n} A_{oj} \gamma_j \gamma_j \\
 A_p &= \sum_{j=1, m} A_{pj} & S_p &= \sum_{j=1, m} A_{pj} \gamma_j & J_p &= \sum_{j=1, m} A_{pj} \gamma_j \gamma_j \\
 N_p &= E_a \sum_{j=1, n} A_{pj} \epsilon_{aop} & M_p &= E_a \sum_{j=1, n} A_{pj} \gamma_j \epsilon_{aop}
 \end{aligned}$$

e mettendo in evidenza le incognite , si ottiene il sistema:

$$\begin{aligned}
 A^* \bar{\epsilon}_k + S^* \rho_k &= N^* \\
 S^* \bar{\epsilon}_k + J^* \rho_k &= M^*
 \end{aligned} \tag{13}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ove } A^* &= (A_{k-1} + DA + E_a / E_{kk} (A_o + A_p)) E_{kk} \\
 S^* &= (S_{k-1} + DS + E_a / E_{kk} (S_o + S_p)) E_{kk} \\
 J^* &= (J_{k-1} + DJ + E_a / E_{kk} (J_o + J_p)) E_{kk} \\
 N^* &= N - (N1 + DN1) + (N2 + DN2) + (N3 + DN3) - N_p \\
 M^* &= M - (M1 + DM1) + (M2 + DM2) + (M3 + DM3) - M_p
 \end{aligned}$$

Lo studio della redistribuzione delle tensioni viene quindi ricondotto, per ogni intervallo di tempo t_i , alla soluzione di un problema elastico: la sezione è caratterizzata da un calcestruzzo avente modulo di elasticità dipendente dal tempo t e risulta sollecitata da una coppia di azioni N^*, M^* fittizie i cui valori sono ricavabili, all'inizio dell'intervallo, da grandezze note al termine dell'intervallo precedente. Dal momento che la posizione dell'asse neutro che delimita la zona reagente di calcestruzzo è conosciuta solo al termine del passo, nella soluzione del sistema (13) si è adottata una tecnica iterativa (successive correzioni), assumendo all'inizio di ogni iterazione la posizione dell'asse neutro calcolata nella iterazione precedente: tenuto conto della discretizzazione in strisce della sezione, il processo termina quando in due iterazioni successive risulta uguale il numero delle strisce reagenti.

Determinati i valori di ϵ_k e ρ_k e memorizzati i valori di $\Delta \sigma_{i,j}$, risulta immediata la valutazione, mediante la (7), delle tensioni nella i -ma fibra di calcestruzzo e, mediante le (8), (9), delle tensioni nelle armature metalliche.

Per la discretizzazione nel tempo del fenomeno, in armonia con quanto consigliato in (XI), si è adottata una progressione geometrica del tipo $(t_k - t_0)/(t_{k-1} - t_0) = k$, essendo t_0 il tempo della messa in carico, k una costante. Assumendo $t_0 = 28$ gg., $k = 1.3$ e $t_1 = 0.1$ gg., si riesce a coprire un tempo di 10^4 giorni con circa 50 passi ed una variazione percentuale della funzione di viscosità $(\phi_k - \phi_{k-1})/\phi_k$ di 0.045 nel primo intervallo e massimo di 0.038 negli altri. Tali valori sono superiori ai corrispondenti (0.038 e 0.02) ricavabili adottando $k = 0.05$ gg. e $k = 1.15$, come indicato in (XIII); per la natura del problema, che non presenta forti variazioni delle tensioni nel tempo, la maggiore precisione ottenibile con una scansione più fitta (circa 90 passi, al posto di 50) non giustifica un incremento di circa 5 volte dell'onere computazionale come messo in evidenza da prove numeriche comparative effettuate dagli autori ed in via generale in (XIV).

Per le leggi di viscosità e ritiro sono state adottate le funzioni C.E.B., nella formulazione analitica riportata in appendix D di (XIII).

$$\phi(t, t_0) = 1/E_{28} (\beta_i(t_0) + \beta_a(t_0) + \varphi_d \beta_d(t-t_0) + \varphi_f (\beta_f(t) - \beta_f(t_0)))$$

$$\text{con } \beta_i(t_0) = 0.875((t_0 + 47)/t_0)^{1/7.35} \quad \beta_a(t_0) = 0.8(1 - (t_0/(t_0 + 47)))^{1/2.45},$$

$$\beta_d(t-t_0) = ((t-t_0)/(t-t_0+326))^{1/4.2} \quad \varphi_d = 0.4$$

$$\beta_f(t) = (t/(t+k1))^{k2} \quad k1 = \exp(5.02/h_0 + \ln(6.95h_0^{1.25})),$$

$$k2 = \exp(0.00144h_0 - 1.1/h_0 - \ln(1.005h_0^{0.2954})),$$

$$\varepsilon_r(t-t_0) = \varepsilon_{r0} (\beta_s(t) - \beta_s(t_0)) \quad \text{e} \quad \beta_s(t) = (t/(t+k3))^{k4}$$

$$k3 = 11.8h_0 + 16 \quad k4 = \exp(-0.00257h_0 + 0.32/h_0 + \ln(0.22h_0^{0.4})),$$

h_0 essendo lo spessore nominale.

3. SOLUZIONE MEDIANTE IL METODO ALGEBRIZZATO AAEMM.

Quale metodo approssimato (algebrizzato) si è impiegato l'AAEMM (Age-Adjusted Effective Modulus Method) (XII). In base ad esso all'integrale della (2) si sostituisce l'espressione algebrica:

$$(\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)) (1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0)) / E_c(t_0)$$

Poiché nel caso in cui la variazione complessiva di tensione $\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)$ avvenisse interamente all'istante t_0 , la deformazione conseguente sarebbe:

$$(\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)) (1 + \varphi(t, t_0)) / E_c(t_0)$$

si vede che il fattore $\chi(t, t_0)$ tien conto dell'invecchiamento del materiale e della distribuzione degli incrementi di tensione nel tempo. In pratica, nelle usuali applicazioni e per $t \rightarrow \infty$ si può porre $\chi(t, t_0) = 0.8$.

Con tale posizione la deformazione totale all'istante t ed a partire da t_0 diventa:

$$\varepsilon_c(t) - \varepsilon_r(t) = (\sigma_c(t_0) (1 - \chi(t, t_0)) \varphi(t, t_0) + \sigma_c(t) (1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0))) / E_c(t_0) \quad (14)$$

La (14) e la (3) rappresentano il legame costitutivo rispettivamente del calcestruzzo e dell'acciaio.

La condizione di congruenza è costituita dalla linearità delle deformazioni dopo la solidarizzazione fra acciaio e calcestruzzo.

Indicando con ϵ_{aop} la deformazione dell'armatura pretesa nelle condizioni di $\epsilon_c(t)=0$ all'altezza dell'armatura, si ha:

$$\begin{aligned} \epsilon_c(t) &= \epsilon_c^{\max}(t) (z_n(t) - z) / z_n(t) \\ \epsilon_a(t) &= \epsilon_c^{\max}(t) (z_n(t) - d) / z_n(t) + \epsilon_{aop} \end{aligned} \quad (15)$$

dove con z_n si è indicata la distanza dal lembo compresso della fibra avente $\epsilon_c(t)=0$.

La relazione che lega z_n alla distanza y_n dell'asse neutro dal lembo compresso è (fig.1):

$$z_n(t) = y_n(t) \epsilon_c^{\max}(t) / (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) \quad (16)$$

Le equazioni di equilibrio, infine, sono:

$$\begin{aligned} \int_0^{y_n(t)} \sigma_c(t) b dz + A_o \sigma_{ao}(t) + A_p \sigma_{ap} \\ \int_0^{y_n(t)} \sigma_c(t) b (y_G - z) dz + (A_o \sigma_{ao}(t) (y_G - d_o) + A_p \sigma_{ap} (y_G - d_p)) \end{aligned} \quad (17)$$

dove, per semplicità, si è supposto che le armature passive A_o , e quelle pretese A_p , siano concentrate rispettivamente alle quote d_o e d_p .

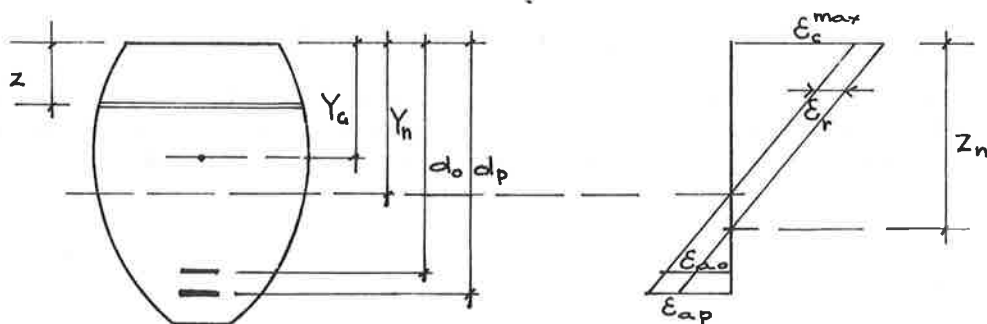


Fig. 1

Si sostituisca ora la (16) nelle (15) e si introduca quindi la prima delle (15) nella (14) e la seconda delle (15) due volte nella (3): la prima volta relativamente all'armatura pretesa e la seconda a quella passiva. Risolvendo poi rispetto a $\sigma_c(t)$, $\sigma_{ap}(t)$, $\sigma_{ao}(t)$, si ottiene rispettivamente:

$$\begin{aligned} \sigma_c(t) &= E_c'(t, t_o) (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) (y_n(t) - z) / y_n(t) - K_\phi(t, t_o) \sigma_c(t_o) \\ \sigma_{ap}(t) &= E_a (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) (y_n(t) - d_p) / y_n(t) + E_a (\epsilon_{aop} + \epsilon_r(t)) \\ \sigma_{ao}(t) &= E_a (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) (y_n(t) - d_o) / y_n(t) + E_a \epsilon_r(t) \end{aligned} \quad (18)$$

avendo posto:

$$E_c'(t, t_o) = E_c(t_o) / (1 + \chi(t, t_o) \varphi(t, t_o))$$

$$K_{\phi}(t, t_0) = (\varphi(t, t_0)(1 - \chi(t, t_0)) / (1 + \chi(t, t_0)\varphi(t, t_0))$$

Si introducano ora le (18) nelle equazioni di equilibrio (17). Poiché l'asse neutro, sotto l'azione antagonista del ritiro (che tende ad alzarlo) e delle deformazioni viscosi (che tendono ad abbassarlo), comunque si sposta, occorre distinguere due casi possibili:

a) l'asse neutro si sposta verso il basso. In questo caso l'intervallo d'integrazione delle equazioni (18) viene diviso in due parti: nella prima, compresa fra $z=0$ e $z=y_n(t_0)$, è $\sigma_c(t_0) \neq 0$, mentre nella seconda, per $z > y_n(t_0)$, è $\sigma_c(t_0) = 0$. In conseguenza le equazioni di equilibrio diventano:

$$E_c'(t, t_0) (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) / y_n(t) \int_0^{y_n(t)} (y_n(t) - z) b dz - K_{\phi}(t, t_0) \int_0^{y_n(t_0)} \sigma_c(t_0) b dz + E_a (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) / y_n(t) * ((A_0(y_n(t) - d_0) + A_p(y_n(t) - d_p)) + E_a \epsilon_r(t) (A_0 + A_p) + E_a \epsilon_{aop} A_p) = 0 \quad (19)$$

$$E_c'(t, t_0) (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) / y_n(t) \int_0^{y_n(t)} (y_n(t) - z) (y_G - z) b dz - K_{\phi}(t, t_0) \int_0^{y_n(t_0)} \sigma_c(t_0) (y_G - z) b dz + E_a (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) / y_n(t) * (A_0(y_G - d_0)(y_n(t) - d_0) + A_p(y_G - d_p)(y_n(t) - d_p)) + E_a \epsilon_r(t) (A_0(y_G - d_0) + A_p(y_G - d_p)) + E_a \epsilon_{aop} A_p (y_G - d_p) = M \quad (20)$$

Tenendo conto che, nelle condizioni iniziali, è:

$$\sigma_c(t_0) = \sigma_c^{\max}(t_0) (y_n(t_0) - z) / y_n(t_0) = N_p / S_{y_0} (y_n(t_0) - z)$$

essendo N_p la forza di precompressione iniziale e S_{y_0} il momento statico della sezione reagente rispetto all'asse neutro, considerando il significato fisico degli integrali, ed osservando che è

$$E_a \epsilon_{aop} A_p = - N_p$$

si ottiene infine:

$$E_c' (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) / y_n(t) S_y = N_p (1 + K_{\phi}(t, t_0) S_{y_0}^c / S_{y_0}) - E_a \epsilon_r(t) (A_0 + A_p) \quad (21)$$

$$E_c' (\epsilon_c^{\max}(t) - \epsilon_r(t)) / y_n(t) I_{y,G} = M - N_p (d_p - y_G - K_{\phi}(t, t_0) I_{y_0,G}^c / S_{y_0}) - E_a \epsilon_r(t) S_G^a$$

dove il significato dei simboli è il seguente:

- S_y : momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata, considerando un coefficiente di omogeneizzazione $n = E_a / E_c$,
- $I_{y,G}$: momento d'inerzia misto rispetto all'asse neutro della sezione come sopra,
- S_{y_0} : momento statico della sezione reagente, nelle condizioni iniziali, rispetto all'asse neutro,
- $S_{y_0}^c$: momento statico del calcestruzzo inizialmente compresso rispetto all'asse neutro iniziale,
- $I_{y_0,G}^c$: momento d'inerzia misto del calcestruzzo inizialmente com-

presso rispetto all'asse neutro iniziale ed all'asse baricentrico,

S_G^a : momento statico dell'acciaio rispetto all'asse baricentrico.

L'asse neutro si ottiene allora considerando la sezione costituita da calcestruzzo avente modulo E_c , con armatura A_o ed A_p , soggetta ad una forza assiale e ad un momento flettente pari rispettivamente ai secondi membri delle (21), e risolvendo il problema con il consueto metodo "n". Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio si otterranno quindi dalle (18) in cui $\sigma_c(t_0)$ va posto uguale a zero per $y_n(t_0) < z < y_n(t)$, dando luogo ad un diagramma bilineare di $\sigma_c(t)$.

Tale conclusione è analoga a quella cui sono pervenuti Gattesco e Mola (X), trattando il caso di sezione di cemento armato ordinario, soggetta a pressoflessione in assenza di ritiro, e la cui metodologia si è qui sostanzialmente seguita.

b) L'asse neutro si sposta verso l'alto. In questo caso nelle equazioni (19) e (20) l'estremo superiore del secondo integrale diventa $y_n(t)$ poiché non vi è alcun valore di z , compreso nell'intervallo $0 - y_n(t)$, nel quale è $\sigma_c(t_0) = 0$. In conseguenza nelle equazioni (21) i termini $S_{y_0}^c$ e $I_{y_0,G}^c$, a secondo membro, vanno cambiati in $S_{y_0}^{ct}$ e $I_{y_0}^{ct}$ (momento statico del calcestruzzo compresso al tempo t rispetto all'asse neutro iniziale $y_n(t_0)$ e momento d'inerzia misto del medesimo calcestruzzo rispetto all'asse $y_n(t_0)$ ed all'asse baricentrico y_G).

A differenza del caso precedente tali grandezze non sono note perché dipendono dall'incognita $y_n(t)$ e quindi la soluzione del problema non è immediata. E' tuttavia facile pervenire alla soluzione per via iterativa: si calcolano i termini a secondo membro assumendo dapprima $y_n(t) = y_n(t_0)$ e si determina così un valore di prima approssimazione di $y_n(t)$. Questo, introdotto a sua volta a secondo membro determina un valore di seconda approssimazione, e così via. In genere bastano un paio di iterazioni.

4. LA SPERIMENTAZIONE NUMERICA

Lo studio della ridistribuzione delle tensioni è stato effettuato con riferimento alla sola sezione rettangolare: i risultati del precedente studio condotto dagli autori (VI) su sezioni di forma rettangolare, a T, a doppio T hanno mostrato che, nel caso di assenza di fessurazione, il fenomeno risulta assai poco dipendente dalla forma della sezione e, a maggior ragione, è da presumere che altrettanto valga nel caso di sezione parzializzata.

La sezione rettangolare considerata ha le dimensioni di 30x100 cm con armatura, sia attiva che passiva, posta a 90 cm dal lembo compresso.

Sono state esaminati 3 valori di percentuale di armatura ω

$$(A_o + kA_p) / A_c \times 100 = 0.6, 1.2, 1.8 \text{ essendo } k = f_{ptd} / f_{yd}$$

un coefficiente di equivalenza, nel caso di rottura di tipo duttile, tra le armature rispettivamente di acciaio di precompressione ed acciaio ordinario: in tale ipotesi si mantiene costante, per un valore di ω assegnato, il valore del momento ultimo.

Sono stati poi considerati, per ogni valore di ω i seguenti valori dell'indice di precompressione definito come

$$I.P. = A_p f_{ptd} / (A_p f_{ptd} + A_o f_{yd}) = 0.0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.85$$

in modo da coprire sicuramente tutto il campo di variazione della zona fessurata da quello massimo, corrispondente al caso della semplice flessione, a quello minimo corrispondente al caso di totale compressione della sezione.

Per ogni combinazione di percentuale di armatura ed indice di precompressione, sono stati considerati 3 valori del carico permanente, pensato applicato in epoca coincidente con quella di applicazione della precompressione, di entità pari a 0.2, 0.4, 0.6 del momento massimo di esercizio della sezione, assunto proporzionale a quello di rottura $M_e = M_r / 1.5$.

Il numero totale dei casi esaminati risulta quindi $3 \times 6 \times 3 = 54$

Per i materiali sono state considerate le stesse caratteristiche ipotizzate nella precedente indagine e più precisamente:

Calcestruzzo $R_{d\bar{k}} = 35 \text{ N/mm}^2$ $E_{28} = 35000 \text{ N/mm}^2$ $\varphi = 2.0$ $\epsilon_{r0} = -0.00025$

Acciaio ordinario $f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{a0} = 1.15$

Acciaio da precompresso $f_{ptk} = 1650 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ap} = 1.15$ per cui $k = 3.75$.

5. ESAME DEI RISULTATI

I risultati sono diagrammati nelle fig. 2-25. Nei diagrammi delle fig. 2-9 sono riportati, per i vari casi esaminati ed in funzione dell'indice di precompressione, i rapporti y_n/H (altezza della zona compressa/altezza della sezione) all'istante iniziale (curva contrassegnata con A) ed a deformazioni lente esaurite (curva contrassegnata con B). Nelle fig. 5, 8 sono inoltre riportati, indicati con un tondo, alcuni valori calcolati per mezzo del metodo algebrizzato AAEMM i quali evidenziano un'ottima approssimazione.

Le curve iniziano con i valori corrispondenti alla sollecitazione di flessione semplice (assenza di precompressione), e poichè tale condizione comporta il minimo valore di y_n/H esse crescono tutte con l'indice di precompressione, fino a che l'asse neutro esce fuori della sezione ($y_n/H > 1$).

Caratteristica comune a tutte queste curve è quella di incrociarsi per un valore di I.P. che, a parità di ω , cresce con l'aumentare del momento flettente esterno. Avviene così che, per valori piccoli di I.P. la migrazione dell'asse neutro è verso il basso, mentre per i valori maggiori di I.P. la migrazione avviene verso l'alto e la sezione, anche se inizialmente è tutta compressa, può parzializzarsi.

Come si è già detto, tale fatto è da imputarsi agli effetti contrastanti della viscosità e del ritiro: al livello delle armature e quando l'asse neutro è compreso nell'altezza utile della sezione, la deformazione viscosa (che comporta una rotazione della sezione) produce una trazione nelle armature, mentre il ritiro produce una compressione nelle stesse. Avviene così che, a parità di altre condizioni, l'effetto della viscosità è tanto maggiore quanto più alto è l'asse neutro iniziale, come appunto avviene per i più bassi valori di I.P.; quando invece l'asse neutro è basso prevale l'effetto del ritiro.

A riprova di ciò si osservi il diagramma di fig. 5 nel quale è riportata la curva corrispondente all'effetto della sola viscosità (curva C): si vede che in questo caso i diagrammi si incrociano sull'ordinata $y_n/H = 0.9$, che corrisponde all'asse neutro iniziale passante per l'armatura. E ciò è logico, perchè quando l'asse neutro passa per l'armatura la viscosità non influenza lo stato di sollecitazione. Per qualunque posizione dell'asse neutro interna all'altezza

utile della sezione la migrazione di questo avviene verso il basso.

Nelle successive figure sono invece riportati i diagrammi delle tensioni iniziali e finali nell'acciaio (fig. 10-17) e nel calcestruzzo (fig. 18-25) espresse in N/mm^2 . Per le tensioni dell'acciaio lo 0 del diagramma corrisponde alle tensioni nell'armatura attiva e passiva per $\epsilon_c = 0$, cioè $\sigma_a = \sigma_{aop}$ e $\sigma_a = 0$ rispettivamente.

Nelle fig. 13,16,21,24, analogamente a quanto fatto per le fig. 5, 8, si sono indicati con un tondo i valori calcolati con il metodo algebrizzato. Anche in questo caso l'approssimazione risulta molto buona.

Si può constatare che quando l'asse neutro è inizialmente entro l'altezza utile della sezione la variazione di tensione (positiva) nell'acciaio è insignificante, mentre la tensione del calcestruzzo diminuisce più apprezzabilmente per i più bassi indici di precompressione. La variazione di tensione (negativa) dell'acciaio diventa invece sensibile quando l'asse neutro è inizialmente fuori della sezione, e ciò è coerente con il fatto che il fenomeno va a raccordarsi con quello relativo al caso di sezione tutta compressa.

6. CONCLUSIONI

Da quanto precede, e nei limiti posti dai casi esaminati, si possono trarre le seguenti conclusioni.

Anche una modesta precompressione riduce sensibilmente la trazione nell'acciaio passivo e quindi la fessurazione. Le deformazioni lente, al di sotto di un certo valore di I.P. producono modestissime variazioni di tensione nell'acciaio, e riducono quelle del calcestruzzo. Detto valore di I.P. dipende dall'azione contrastante della viscosità e del ritiro: in assenza di quest'ultimo esso coincide con quello corrispondente alla compressione dell'intera altezza utile (asse neutro passante per le armature).

La presenza del ritiro riduce questo valore di I.P. al di sopra del quale si ha invece un aumento delle tensioni nel calcestruzzo ed una caduta di tensione nell'acciaio preteso via via più sensibile.

Dal confronto dei risultati ottenuti con il metodo esatto, che comporta una mole notevole di calcoli, e quello approssimato, di più semplice impiego, si evince che quest'ultimo è in grado di descrivere con sufficiente accuratezza il fenomeno.

BIBLIOGRAFIA

- (I) BAUS.R,DEPAW V. "Enquete sur la precontrainte partielle" Annales des Travaux Publics de Belgique n.2 1956 pp.141-156
- (II) ABELES P.W. "The Effect of Non Tensioned Steel in Prestressed Concrete" The Reinforced Concrete Review June 1961 pp.635-642
- (III) HUTTON G.S.,LOOV R. "Flexural Behaviour of Prestressed,Partially Prestressed Concrete Beams" Journal of American Concrete Institute December 1966 pp.1401-1409
- (IV) SHAIKH F.,BRANSON D.E. "Non Tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams" P.C.I. Journal February 1970 pp.14-36
- (V) TADROS,MAHER et alii "Effect of Non-Prestressed Steel on Prestress Loss and Deflections" P.C.I. Journal March-April 1977 pp.50-63
- (VI) DI MARCO R.,ZINGALI A.E. "Effetti della viscosità del calcestruzzo sullo stato di tensione nelle sezioni di cemento armato parzialmente precompresso" Seminario AICAP sulla Precompressione parziale Ottobre 1984 L'Aquila.
- (VII) LA TEGOLA A. "Gli effetti della viscosità nelle sezioni in cemento armato" Ingegneri Anno IV 1965
- (VIII) SACKMAN J.L.,NICKELL R.E. "Creep of Cracked Reinforced Beam" Journal of the Structural Division ASCE Vol. 94 January 1968 pp.283-308
- (IX) BAZANT Z.P,NAJJAR L.J."Comparison of Approximate Linear Methods for Concrete Creep" Journal of the Structural Division ASCE Vol.99 September 1973 pp.1851-1874
- (X) GATTESCO N.,MOLA F. "Effetti della viscosità nelle sezioni fessurate in cemento armato" Atti dell'Istituto di Meccanica Teorica ed applicata Università di Udine IMTA/021 Novembre 1983
- (XI) BAZANT Z.P. "Numerical Determination of Stress Response to a Given Strain History on Concrete" internal research report in C.E.B. Bulletin n.80 Fevrier 1972
- (XII) BAZANT. Z.P. "Prediction of Concrete Creep Effects Using Age Adjusted Effective Modulus Method" ACI Journal Vol.4 1972 pagg. 212-217
- (XIII) C.E.B. Design Manual on Structural Effects of Time Dependent Behaviour of Concrete Georgi Publishing Company St. Saphorin Switzerland 1984
- (XIV) NAPOLI P."Sintesi critica dei metodi approssimati per il calcolo degli effetti strutturali della viscoelasticità del calcestruzzo" L'Industria Italiana del Cemento Dicembre 1976 pagg.831-838

OMEGA=1.2 HP/CHR/1.03=-.6

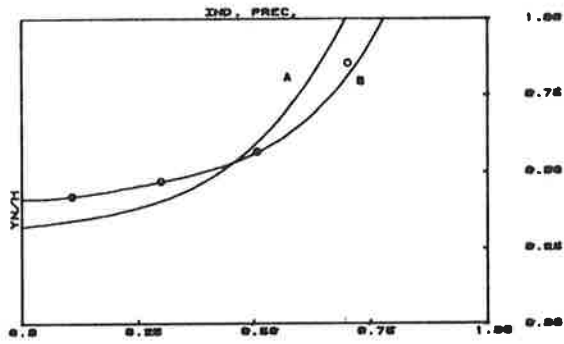


Fig. 8

OMEGA=1.0 HP/CHR/1.03=-.6

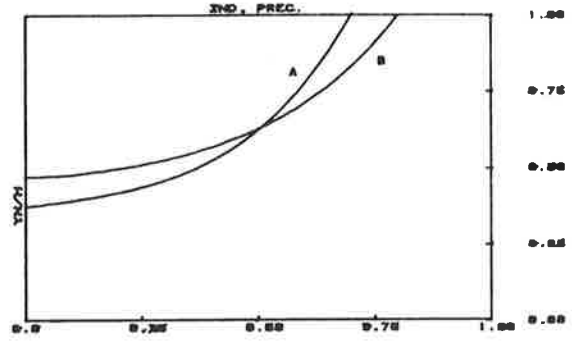


Fig. 9

OMEGA=1.2 HP/CHR/1.03=-.2

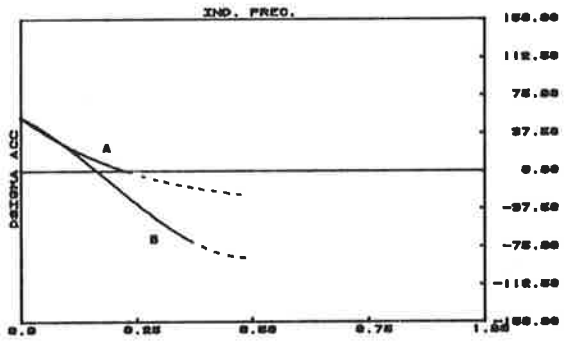


Fig. 10

OMEGA=1.0 HP/CHR/1.03=-.2

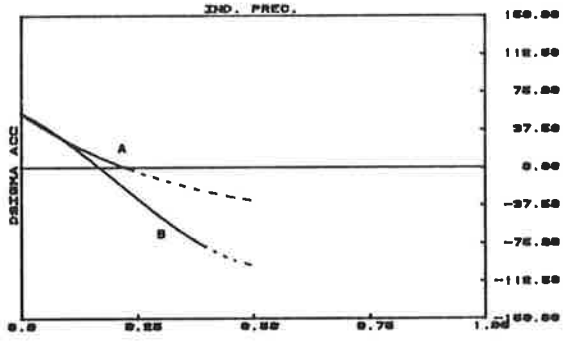


Fig. 11

OMEGA=0.8 HP/CHR/1.03=-.4

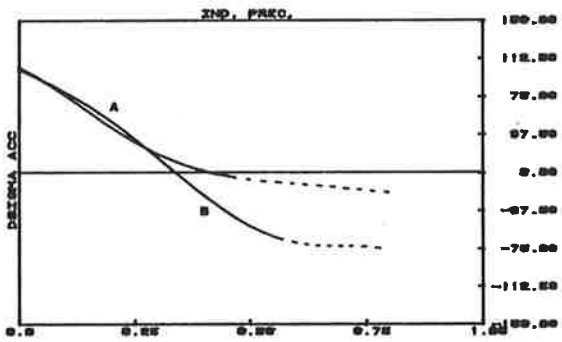


Fig. 12

OMEGA=1.2 HP/CHR/1.03=-.4

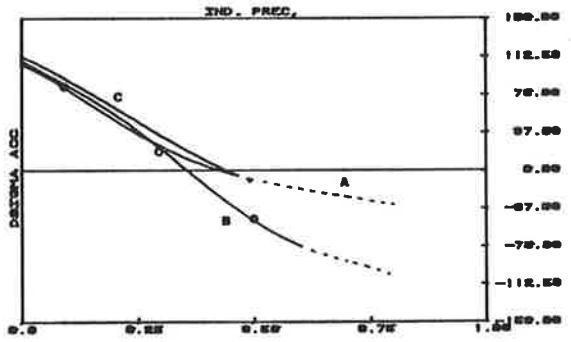


Fig. 13

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.00=.0

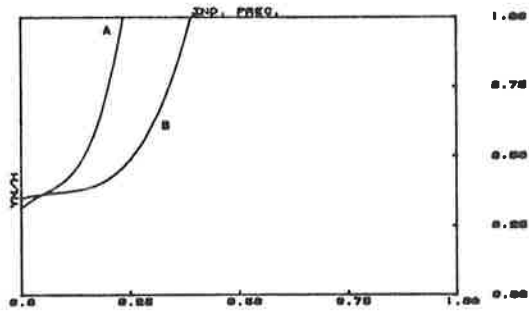


Fig. 2

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.00=.0

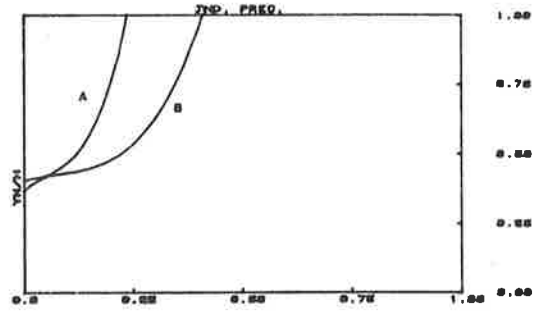


Fig. 3

OMEGA=0.0 NP/CHR/1.00=.4

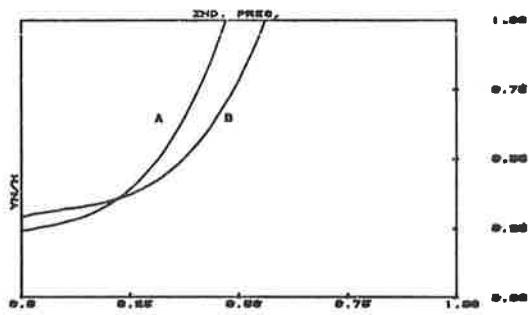


Fig. 4

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.00=.4

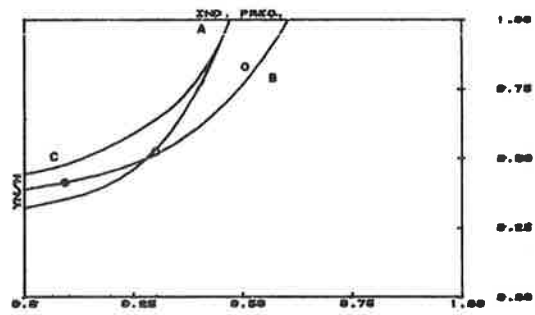


Fig. 5

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.00=.4

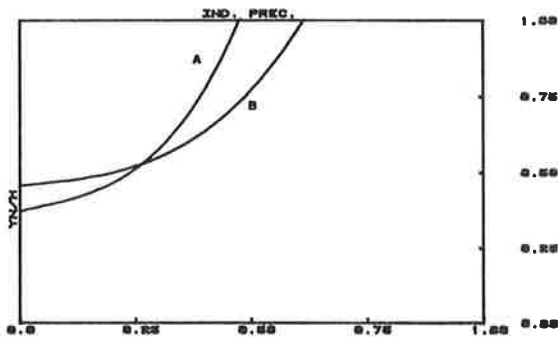


Fig. 6

OMEGA=0.0 NP/CHR/1.00=.0

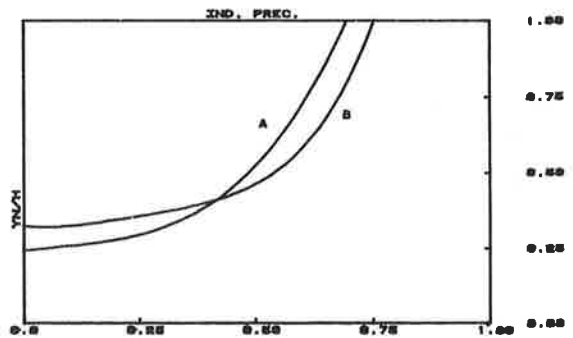


Fig. 7

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.00=.4

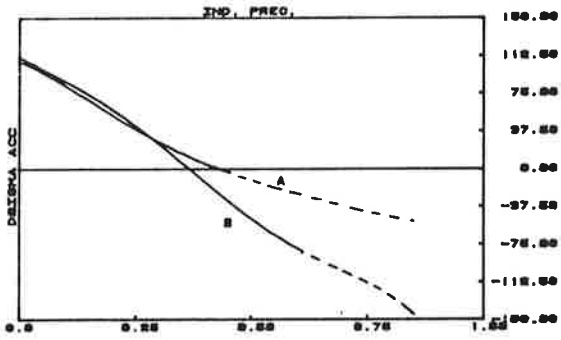


Fig. 14

OMEGA=0.0 NP/CHR/1.00=.0

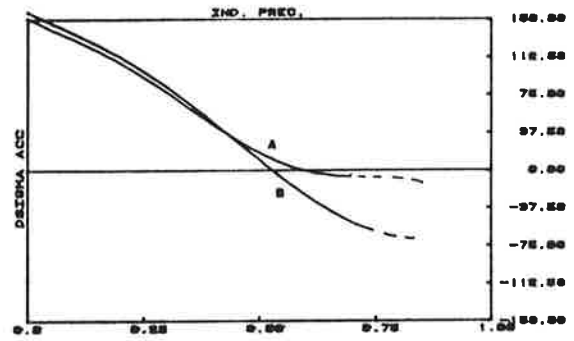


Fig. 15

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.00=.0

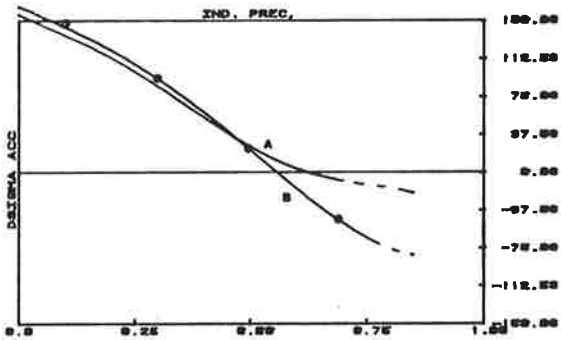


Fig. 16

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.00=.0

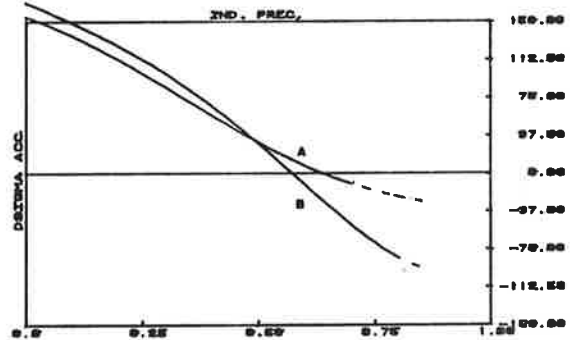


Fig. 17

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.00=.2

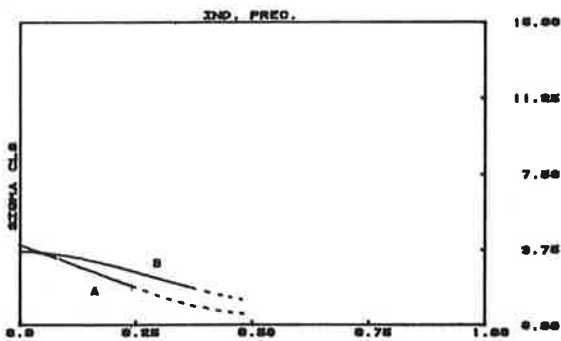


Fig. 18

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.00=.2

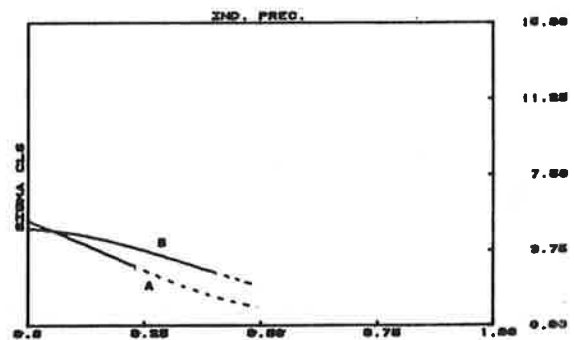


Fig. 19

OMEGA=0.0 NP/CHR/1.0)=.4

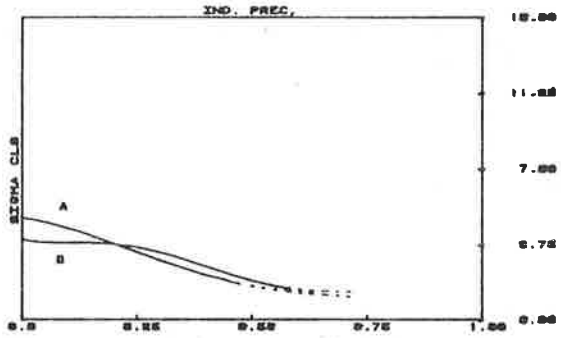


Fig. 20

OMEGA=1.2 NP/CHR/1.0)=.4

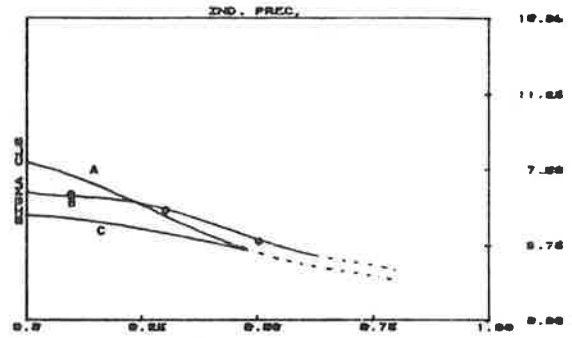


Fig. 21

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.0)=.4

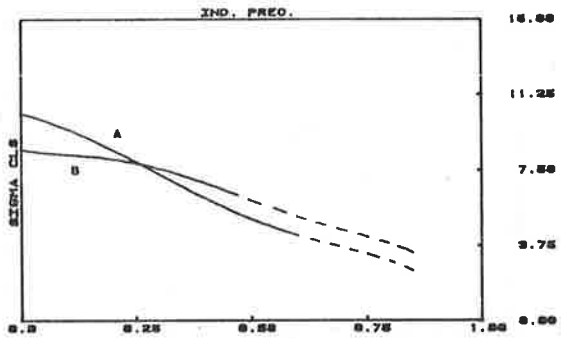


Fig. 22

OMEGA=0.0 NP/CHR/1.0)=.0

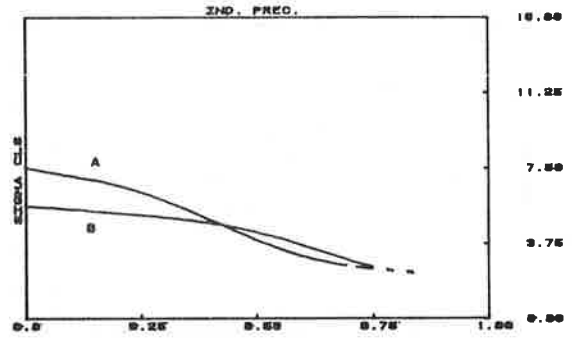


Fig. 23

OMEGA=1.2 NP/CHR/1.0)=0.0

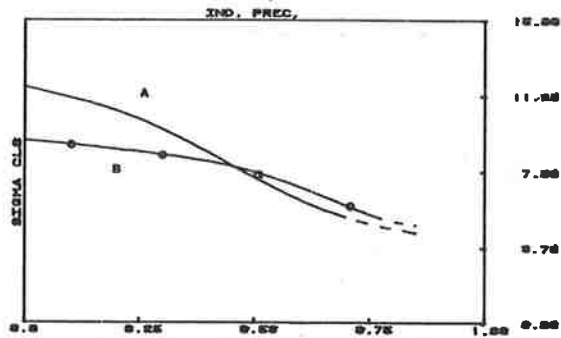


Fig. 24

OMEGA=1.0 NP/CHR/1.0)=0.6

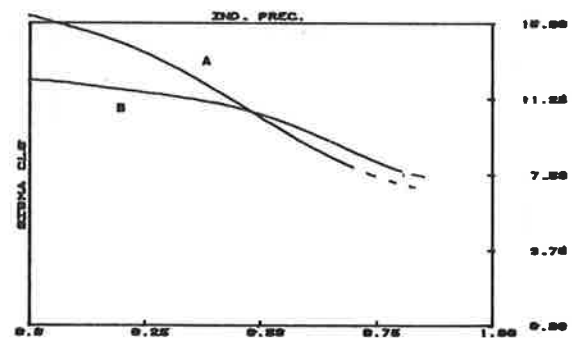


Fig. 25

COMPORAMENTO A TAGLIO DI LASTRE ESTRUSE PRECOMPRESSE
IN CALCESTRUZZO LEGGERO. SPERIMENTAZIONE ED ANALISI DEI RISULTATI.

Dante GALEOTA, Matteo M. GIAMMATTEO, Francesco GRILLO

Istituto di Scienza delle Costruzioni
Facoltà di Ingegneria, Università dell'Aquila
L'Aquila, ITALIA

SOMMARIO

Nel presente lavoro si illustrano i risultati di prove di laboratorio su tredici lastre vibroestrose precomprese realizzate in calcestruzzo leggero, sottoposte a carichi concentrati applicati a differenti distanze da un appoggio. I risultati delle prove hanno fornito informazioni utili sul comportamento a taglio delle lastre, ed hanno consentito di effettuare vari confronti con le più recenti proposte per la stima teorica della resistenza a taglio.

SUMMARY

Thirteen tests were performed on prestressed hollow core slabs made of lightweight concrete, which were subjected to line loads with varying load-span to depth ratios. These tests yielded valuable informations on the shear behaviour of the slabs. In this work detailed data of all tests are given, and the theoretical behaviour is compared with the experimental findings.

1. INTRODUZIONE

Le lastre forate precomprese rappresentano un componente strutturale importante e relativamente nuovo, almeno per l'Italia, nell'ambito dell'edilizia prefabbricata civile ed industriale. Il particolare metodo di produzione per estrusione delle lastre, limita la possibilità di predisporre armature secondarie e di fatto impedisce di realizzare un'armatura specifica a taglio, tuttavia consente di ottenere conglomerati cementizi con caratteristiche meccaniche di grande qualità. Un aspetto interessante è dunque quello che riguarda il comportamento a taglio di tali elementi strutturali e la definizione di metodi di verifica appropriati. L'importanza di tale problema è già stata sottolineata dal Task Group IV/1 "Shear in prestressed concrete" del CEB (III), impegnato nella revisione del Codice Modello CEB-FIP. Lo scopo del presente lavoro è quello di fornire ulteriori contributi alle indagini sperimentali e numeriche già avviate sull'argomento (IV), (V), (VI), (VIII), al fine di migliorare la conoscenza del fenomeno ed arrivare alla formulazione di un corretto procedimento di calcolo. Non è ancora chiaro infatti se il calcolo della resistenza a taglio possa essere eseguito secondo la normativa convenzionale per il c.a. e c.a.p.. Infatti, sia per la forma della sezione trasversale, sia per la presenza della lunghezza di trasmissione, necessaria per sviluppare la piena precompressione nelle lastre, sia infine per l'assenza d'armature secondarie, il comportamento a taglio di tali elementi non è immediatamente riconducibile a quello delle solette e travi in c.a.p.. Lo studio, articolato in una parte sperimentale ed una numerica di confronto con recenti proposte per la stima della resistenza a taglio, è di particolare interesse in quanto le lastre provate erano realizzate in calcestruzzo leggero, materiale poco conosciuto ed impiegato in Italia.

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali (acciaio e calcestruzzo) utilizzati per la confezione degli elementi in prova, sono state determinate in Laboratorio mediante prove su campioni di calcestruzzo ricavati dalle lastre, e su spezzoni di trefoli dello stesso tipo impiegato nella realizzazione delle lastre.

2.1 Acciaio

Le armature, costituite da trefoli con sei fili \varnothing 3.08 mm ed una anima \varnothing 3.15 mm avevano le seguenti caratteristiche :

Diametro nominale		3/8"	
Area		52.5	mm ²
Tensione media di rottura	fpt	2054	N/mm ²
Tensione media all' 1%	fp(1)	1650	N/mm ²
Modulo di elasticità	Esp	19500	N/mm ²

2.2 Calcestruzzo

La resistenza a compressione è stata determinata mediante prove su campioni prismatici di dimensioni 60x60x140 mm ricavati dalla parte superiore delle lastre. Il valore medio è risultato pari a $f_c=40$ N/mm². La resistenza a trazione è stata determinata mediante prove di trazione diretta su campioni prismatici di dimensioni 60x60x140 mm estratti anch'essi dalla parte superiore delle lastre. Il valore medio è risultato pari a $f_{ct}=2.4$ N/mm².

3. ATTREZZATURA E DISPOSITIVO DI PROVA E DI MISURA.

Le lastre, vincolate alle estremità secondo lo schema statico di trave semplicemente appoggiata (fig.1), sono state sottoposte ad un carico concentrato su una linea ortogonale all'asse longitudinale della lastra, applicato in campata secondo tre diverse distanze (a) da un appoggio, fino a provocare la rottura. Ciascuna lastra era portata a rottura nell'ambito di 25-30 minuti. L'attrezzatura adottata per l'esecuzione delle prove è illustrata nella fig.2. Durante le prove è stato controllato il rientro dei trefoli all'aumentare del carico, mediante trasduttori di spostamento ad induzione (fig.3), collegati, tramite una centralina automatica di alimentazione e commutazione, ad un calcolatore da tavolo. Particolare cura è stata posta nella realizzazione dei vincoli di appoggio e nel dispositivo di applicazione del carico al fine di evitare effetti torsionali che avrebbero potuto provocare rotture anticipate delle lastre.

4. CARATTERISTICHE DEI CAMPIONI.

I campioni sottoposti a prova (fig.4) avevano dimensioni trasversali pari ad $h=200$ mm e $b=1200$ mm circa, sei fori longitudinali di diametro 150 mm, ed erano lunghi 2900 mm. Le lastre, realizzate in calcestruzzo leggero mediante procedimento di vibroestrusione, erano precomprese mediante precompressione a fili aderenti realizzata con sette trefoli da 3/8" di diametro, posizionati nella parte inferiore della lastra con un copriferro medio di circa 36 mm. I trefoli sono stati tesati ad una tensione iniziale σ_{pi} di circa 1300 N/mm². Il calcestruzzo leggero utilizzato per la confezione dei campioni aveva la se-

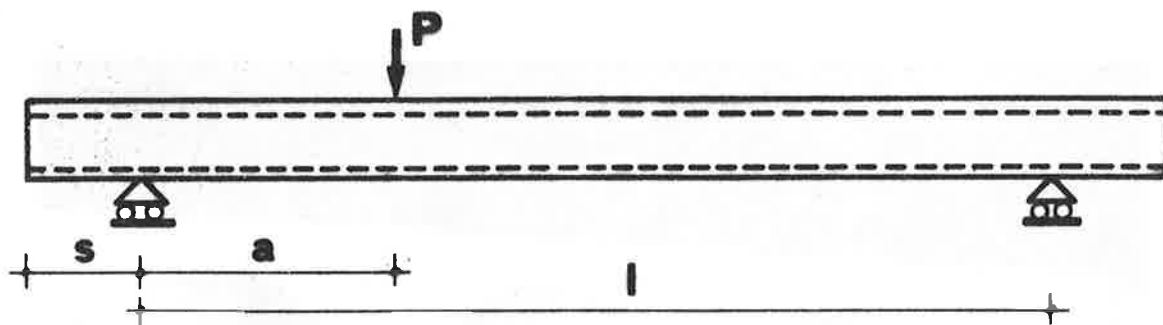


Fig. 1

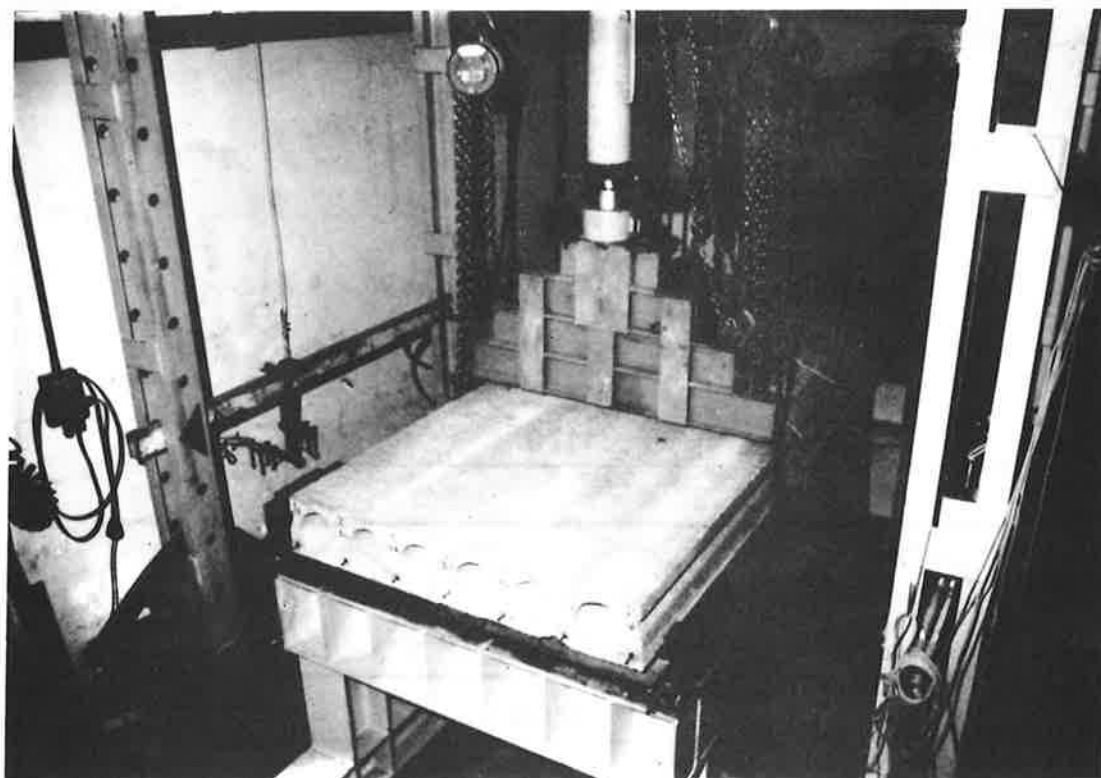


Fig. 2

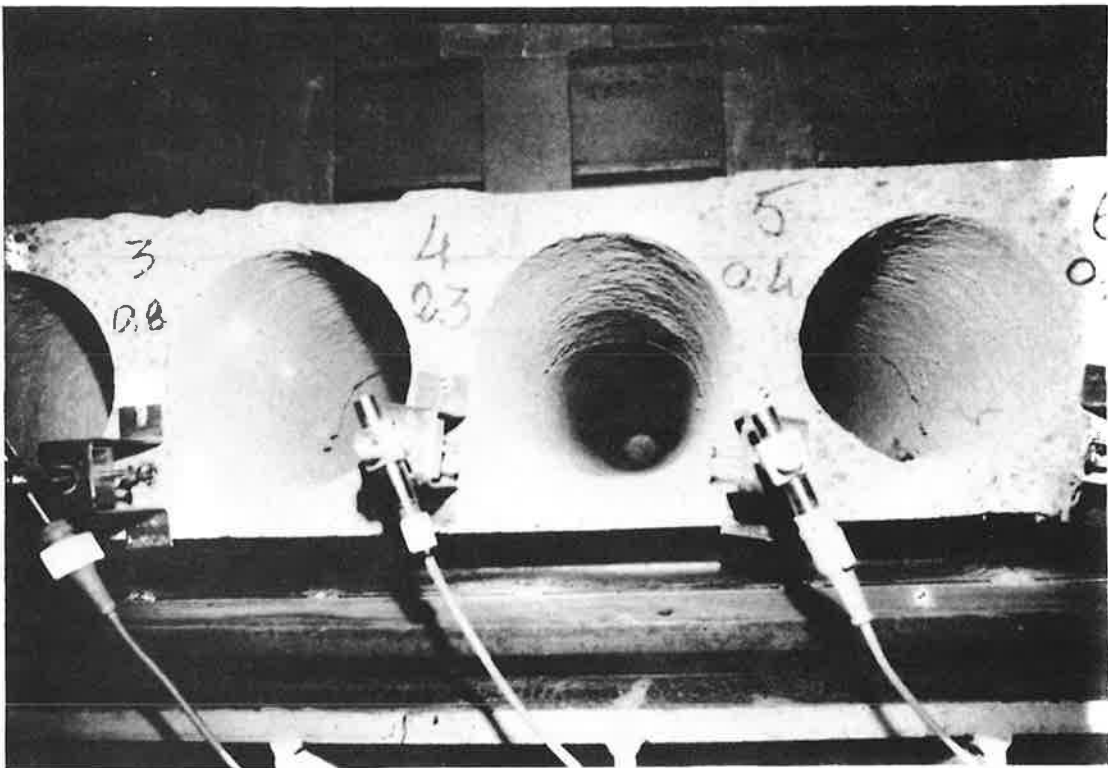


Fig. 3

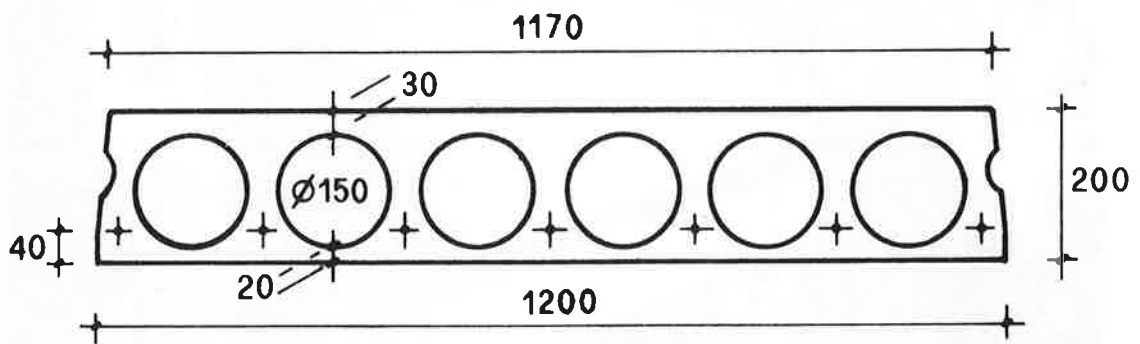


Fig. 4

guente composizione per m^3 d'impasto: cemento Portland 400 Kg, sabbia 900 Kg, inerte leggero T6 420 Kg, acqua teorica ($A/C=0.4$) 160 litri. Il peso dell'unità di volume del calcestruzzo all'atto della prova è risultato mediamente dell'ordine di $18 \text{ kN}/m^3$.

5. RISULTATI SPERIMENTALI

Sono state provate fino a rottura 13 lastre con distanze (l) tra gli assi degli appoggi, posizioni (a) del carico, distanze (s) tra gli assi degli appoggi e le testate delle lastre e rapporti tra a e l'altezza h della lastra, come riportato in tab.1.

Tab. 1

Campione	a (mm)	s (mm)	l (mm)	a/h
1	400	150	2600	2
2	600	150	2600	3
3	800	150	2600	4
4	800	150	2600	4
5	600	150	2600	3
6	600	50	2800	3
7	600	50	2800	3
8	400	50	2800	2
9	400	50	2800	2
10	800	50	2800	4
11	800	150	2600	4
12	400	150	2600	2
13	400	50	2800	2

Le prove sono state effettuate a distanza di circa tre mesi dal getto. Le caratteristiche di resistenza, rilevate nel corso delle prove ed i rientri dei trefoli misurati prima delle prove stesse, sono sinteticamente riportate nella tab.2, nella quale: P_u =carico ultimo misurato; V_0 ed M_u =taglio all'appoggio e momento flettente nella sezione in corrispondenza del carico, prodotti da P_u , includendo anche il peso proprio del campione; δ_m ed r =rientro medio e deviazione standard misurati prima della prova nella sezione d'estremità della lastra più prossima al carico. Il carico è stato posizionato in maniera tale da provocare la rottura dei campioni per taglio-trazione (S_T) o taglio-compresione (S_C). Nei campioni 3 e 6, tuttavia, nonostante la cura posta nel realizzare i vincoli ed il dispositivo di carico, si è avuta una rottura di tipo torsionale, per cui il carico ultimo ne è risultato influenzato.

6. ANALISI DEI RISULTATI.

Si è proceduto innanzitutto ad un confronto tra i risultati sperimentali e le previsioni teoriche fornite da alcuni tra i più recenti metodi per la valutazione della resistenza a taglio. Nel calcolo sono stati impiegati i valori medi ricavati in Laboratorio (par.2) per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali calcestruzzo ed acciaio. La valutazione delle tensioni finali di precompressione del calcestruzzo è stata effettuata tenendo conto

Tab. 2

Campione	a/h	s (mm)	Pu (kN)	V ₀ (kN)	Mu (kNm)	δm (mm)	r (mm)
1	2	150	196.0	169.2	67.3	.30	.15
2	3	150	136.0	104.9	62.3	.91	.55
3	4	150	112.8	81.5	64.1	.86	.94
4	4	150	136.2	97.7	77.1	.97	.37
5	3	150	146.5	116.0	68.9	1.03	.65
6	3	50	97.2	79.8	47.4	.76	.71
7	3	50	138.5	112.2	66.8	.66	.34
8	2	50	113.7	100.9	40.1	.90	.50
9	2	50	116.0	102.8	40.9	.63	.25
10	4	50	126.8	93.9	74.3	1.16	1.35
11	4	150	157.5	112.4	88.9	.61	.71
12	2	150	139.8	121.6	48.3	.88	.66
13	2	50	97.5	93.2	37.1	1.53	1.40

delle cadute di tensione dovute a deformazione elastica, viscosità, ritiro e rilassamento; tali cadute sono risultate globalmente pari al 14%. Inoltre, mediante tecniche di analisi statistica sono stati ricercati eventuali effetti significativi della posizione del carico (a) e della distanza del vincolo (s) su:

- carico ultimo misurato (Pu);
- scorrimento dei trefoli al raggiungimento del carico ultimo Pu;
- scorrimento dei trefoli dopo Pu, per un valore residuo del carico pari a 0.6÷0.9 Pu.

6.1 Valutazione del limite inferiore della resistenza per taglio-trazione.

E' noto che negli elementi precompressi a cavi aderenti la sezione nella quale può innescarsi la fessurazione obliqua da taglio, si trova laddove l'influenza benefica delle tensioni di compressione provocate dalla reazione d'appoggio non è più sensibile, mentre ancora non si sono sviluppate pienamente le tensioni di compressione indotte dalla precompressione. Tale sezione si trova approssimativamente ad una distanza pari a d/2 dal bordo interno dell'appoggio, con d=altezza utile. L'espressione consigliata (III), (IV), (VI), (VIII), per valutare la capacità portante ultima per taglio-trazione è la seguente

$$V_I = 0.65 \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{f_{ct}^2 - \alpha \sigma_{cp} \cdot f_{ct}} \quad (1)$$

Nella quale I è il momento d'inerzia baricentrico della sezione, S è il momento statico, b_w è la minima larghezza complessiva dell'anima, σ_{cp} è la tensione normale di compressione a livello della fibra baricentrica, f_{ct} è la resistenza a trazione del calcestruzzo, α è un coefficiente che tiene conto del fatto che la tensione σ_{cp} deve essere calcolata nella sezione in corrispondenza del bordo interno dell'appoggio (IV), e pertanto essa non ha ancora raggiunto il suo valore finale. Infine il coefficiente 0.65 che premoltiplica tutta l'espressione consente di ottenere un limite inferiore di sicurezza per la resistenza taglio-trazione (IV). Ammettendo che la tensione nei trefoli si sviluppi con andamento parabolico a partire dalla testata delle lastre, il valore del coefficiente

α può essere calcolato con la relazione

$$\alpha = 1 - \left(\frac{l_t - s}{l_t} \right)^2$$

nella quale s è la distanza tra l'estremità della lastra e il bordo interno dell'appoggio, ed l_t è la lunghezza di trasferimento, cioè la lunghezza necessaria per ottenere il raggiungimento della tensione σ_{sp} finale nei cavi; l_t può essere valutata in funzione del rientro iniziale dei cavi (δ) attraverso l'espressione

$$\delta = \frac{1}{3} \frac{\sigma_{sp}}{E_s} l_t$$

Quest'ultima relazione per valori dei rientri molto piccoli (≤ 0.5 mm) può condurre ad una sottostima della lunghezza di trasferimento; pertanto nei calcoli non si sono presi in considerazione valori di l_t inferiori a 500 mm. Il confronto (fig.5a) tra i risultati sperimentali (V_u), cioè il taglio in corrispondenza della sezione direttamente caricata, e le previsioni teoriche (V_I) fornite dalla (1), mostra l'attendibilità di tale formulazione. In particolare la (1) offre un adeguato limite inferiore per luci di taglio corte (rapporti $a/h=2-3$, quindi rotture prevedibili S_T), fatta eccezione per un valore in corrispondenza di $a/h=3$ che appartiene al campione n.6, per il quale come già detto, si è riscontrato in prova una eccentricità non intenzionale del carico; tuttavia anche per quest'ultimo caso il rapporto V_u/V_I è superiore ad 1.

6.2 Valutazione del limite inferiore della resistenza per taglio-compressione.

La rottura per taglio-compressione può avvenire in seguito ad una lesione da flessione che evolve inclinata, riducendo la zona compressa di calcestruzzo, oppure propagandosi direttamente nella zona compressa. Una analisi statistica condotta su un gran numero di prove sperimentali di travi in c.a. e c.a.p. prive di armatura d'anima (II), (VIII), ha permesso di formulare una relazione che fornisce il limite inferiore per la resistenza a taglio-compressione di elementi sottoposti a carichi concentrati applicati ad una distanza a dall'appoggio; essa, per elementi in calcestruzzo leggero (IV), è data da

$$V_{II} = 0.05 \cdot b_w \cdot d \cdot \xi \cdot (1 + 0.5 \cdot \rho_0) \sqrt{f_c} + M_0/a \quad (2)$$

I fattori che determinano tale resistenza sono dunque:

- il rapporto geometrico d'armatura $\rho_0 = 100 A_p / b_w d \leq 2$ che ha influenza sull'apertura e la propagazione delle lesioni;
- il coefficiente $\xi = 1.6 - d(m) \geq 1$ che fornisce l'effetto bietta;
- le dimensioni trasversali della sezione in termini di d (altezza utile) e b_w (minima larghezza della sezione);
- la resistenza a compressione del calcestruzzo;
- la presenza della precompressione, valutata attraverso il rapporto M_0/a , dove M_0 è il momento di decompressione.

Effettuando il confronto (fig.5b) tra i risultati sperimentali (V_u), cioè il taglio in corrispondenza della sezione direttamente caricata, e le previsioni teoriche fornite dalla (2) per rapporti $a/h=3-4$, si può notare una buona rispondenza, fatta eccezione per due casi e cioè i campioni n. 3 e 6 per i quali si è avuta una rottura per torsione. Si osserva ancora che le relazioni (1)

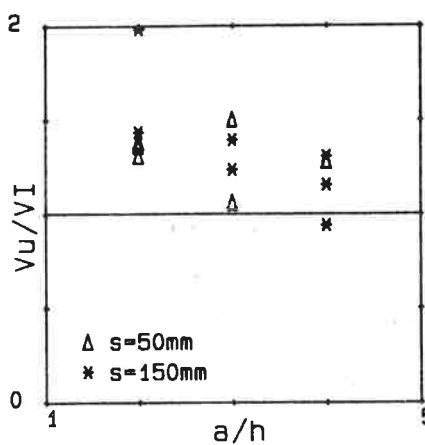


Fig. 5a

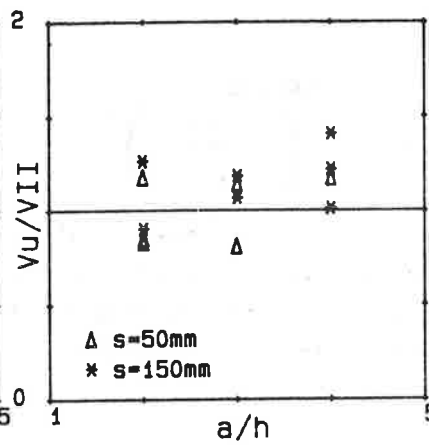


Fig. 5b

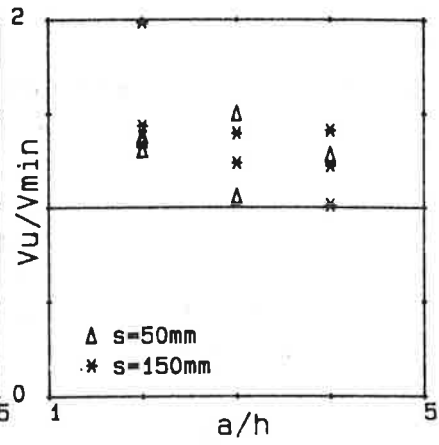


Fig. 5c

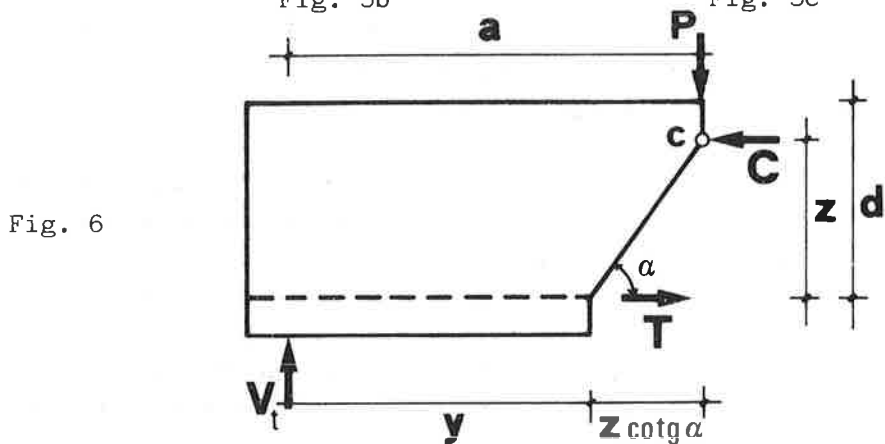


Fig. 6

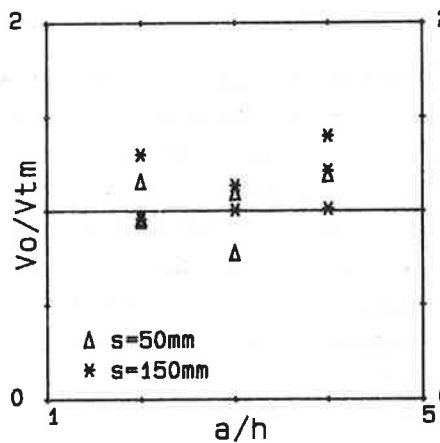


Fig. 7a

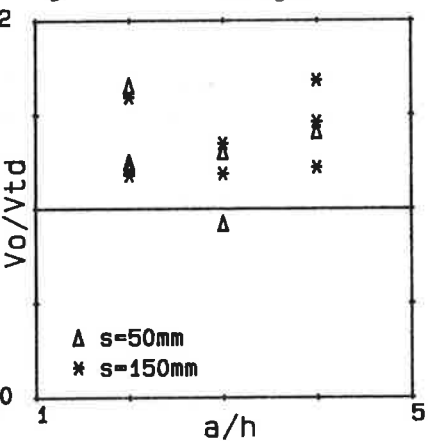


Fig. 7b

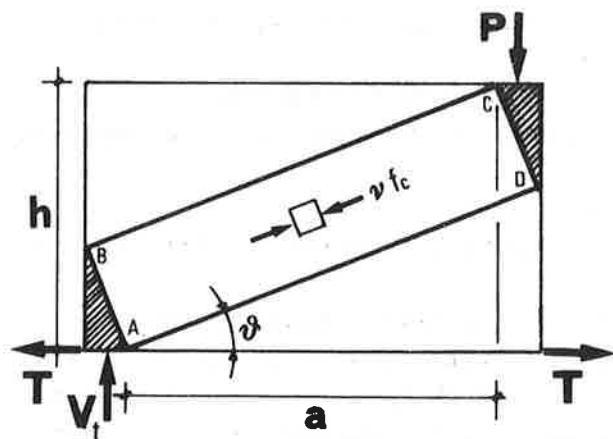


Fig. 8

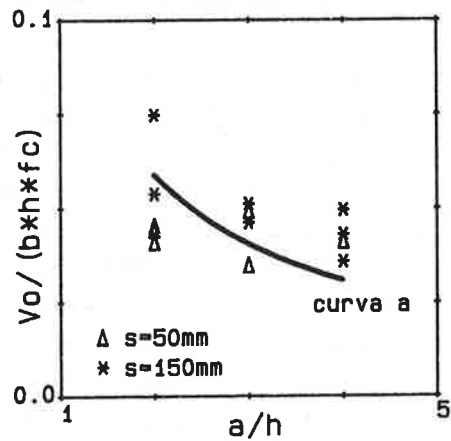


Fig. 9

e (2) risultano attendibili rispettivamente per valori dei rapporti $a/h \leq 3$ e $a/h \geq 3$. Infine nella fig.5c è riportato il confronto tra i risultati sperimentali (V_u) e le previsioni teoriche (limiti inferiori) date dalle relazioni (1) e (2); tale confronto permette di ricavare un valore medio per $V_u/V_{I,II}$ pari a 1.352 con deviazione standard pari a 0.237.

6.3 Valutazione della capacità portante al taglio secondo il metodo di Sarja-Nykyri (IV).

Si può calcolare la capacità portante a taglio di elementi in c.a.p. studiando l'equilibrio alla rotazione di un concio compreso tra l'appoggio ed una sezione lesionata (fig.6). Il polo rispetto al quale si esegue l'equilibrio è il punto di intersezione tra la direzione della lesione e la retta d'azione della risultante degli sforzi di compressione (c). L'inclinazione della lesione si ricava in funzione del taglio, del momento flettente nella sezione in esame, e della forma della sezione, mediante la seguente relazione di origine sperimentale (IV)

$$\alpha = \alpha_0 + (1 - V_Y/V_0) \cdot (90^\circ - \alpha_0)$$

nella quale V_0 e V_Y sono il taglio in corrispondenza dell'appoggio e quello a distanza y dallo stesso, α_0 è l'inclinazione della lesione al bordo interno dell'appoggio data da

$$\alpha_0 = 20^\circ + I_{eff}/I_w \cdot 6^\circ$$

con I_{eff} = momento d'inerzia della sezione rispetto all'asse mediano

I_w = momento d'inerzia dell'anima.

La capacità ultima teorica a taglio V_t è dunque data da

$$V_t = \max \left[\frac{M_F(y+z \cotg \alpha) + M_{ry}}{y+z \cotg \alpha}, \frac{M_F(y+z \cotg \alpha) + M_{sy}}{y+z \cotg \alpha} \right] \quad (3)$$

dove: $M_F(y+z \cotg \alpha)$ è il momento dei carichi esterni valutato rispetto al polo C;

M_{ry} è il momento di fessurazione nella sezione a distanza y dell'asse appoggio;

M_{sy} è il momento resistente dell'armatura nella sezione a distanza y dell'asse appoggio.

Il momento resistente dell'armatura è calcolato coll'espressione $M_{sy} = T \cdot z$ con z braccio delle forze interne nella sezione in esame e T dato da

$$T = K_b \cdot u_s \cdot (y+s) \cdot f_{ctd} \leq A_s \cdot f_{yd} \text{ dove}$$

K_b è un coefficiente che tiene conto dell'aderenza dell'armatura ed è compreso tra 1.1 e 1.5; nelle elaborazioni che seguono è stato adottato il valore 1.3;

u_s è la somma dei perimetri dei cavi; f_{ctd} è la resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo. Il calcolo del momento resistente dell'armatura è stato effettuato utilizzando il valore medio sperimentale della resistenza a trazione f_{ct} ; successivamente, allo scopo di ottenere un limite inferiore per la resistenza a taglio si è utilizzato il valore $f_{ct} \cdot 0.7/\gamma_c$ con $\gamma_c = 1.5$. Nella valutazione del momento di fessurazione la resistenza a trazione è stata moltiplicata per $0.6 + 0.4/d^{0.25}$ (I). Nelle figure 7a e 7b sono riportati i confronti tra i valori sperimentali del taglio all'appoggio V_0 ed i valori teorici calcolati secondo l'equazione (3), assumendo nel primo caso (V_{tm} , fig.7a) i valori medi sperimentali, e nel secondo (V_{td} , fig.7b) i valori di calcolo per le resistenze dei materiali. La fig.7 mostra che la (3) riproduce in modo soddisfacente il comportamento sperimentale (fig.7a) e costituisce un valido strumento

di calcolo in fase di verifica, relativamente ad elementi del tipo provato. In particolare per i rapporti illustrati in fig.7b si è dedotto un valore medio pari a 1.343 con deviazione standard 0.216.

6.4 Valutazione della capacità portante a taglio secondo il metodo di Nielsen-Braestrup-Bach (II), (VII).

A prima vista sembrerebbe impossibile utilizzare la teoria della plasticità per valutare la resistenza a taglio di elementi strutturali privi di armatura d'anima, per i quali il calcestruzzo risulta essere pressochè il solo responsabile della capacità di deformazione. Tuttavia l'applicazione della teoria della plasticità ha fornito interessanti risultati anche nel caso suddetto (II). Nel caso di carichi concentrati si può ottenere la capacità ultima a taglio, partendo dallo schema illustrato in fig.8. Si assume per l'elemento strutturale un funzionamento ad arco, adottando uno stato di tensione di compressione mono-assiale per l'elemento ABCD, biassiale, invece, per gli elementi tratteggiati. Si ipotizza inoltre il perfetto ancoraggio dell'armatura. Le soluzioni fornite da Nielsen sono

$$V_t = \frac{1}{2} * b_w * h * \nu * f_c \left[\sqrt{\left(\frac{a}{h}\right)^2 + \frac{4\phi (\nu - \phi)}{\nu^2}} - \frac{a}{h} \right] \quad (4a)$$

valida per $\phi \leq 1/2 \nu$

e

$$V_t = \frac{1}{2} * b_w * h * \nu * f_c \left[\sqrt{\left(\frac{a}{h}\right)^2 + 1} - \frac{a}{h} \right] \quad (4b)$$

valida per $\phi > 1/2 \nu$

con $\phi = A_{sp} * f_{py} / b_w * h * f_c$ rapporto meccanico d'armatura e ν un coefficiente che consente di stimare l'effettiva resistenza a compressione del calcestruzzo d'anima $\sigma_c^* = \nu f_c$. Il confronto con i risultati sperimentali è stato effettuato calibrando il valore di ν con il metodo dei minimi quadrati ed ottenendo quindi la curva a (fig.9) per $\nu = 0.499$. In questa situazione il valor medio dei rapporti tra i risultati sperimentali e quelli teorici è risultato pari a 1.235 con deviazione standard di 0.316. Anche in quest'ultimo confronto le previsioni teoriche (4b) sembrano in soddisfacente accordo con i dati sperimentali, tuttavia va sottolineato che il metodo illustrato ipotizza, come già detto, il perfetto ancoraggio dell'armatura, pertanto si ritiene che non possa essere applicato ad elementi con cavi pretesi, senza qualche opportuna limitazione.

6.5 Analisi statistica degli effetti significativi sul carico ultimo e sul rientro dei cavi.

La dipendenza del valore del carico ultimo P_u dalla distanza s , tra l'appoggio più vicino e l'estremità della lastra, e dalla distanza a , tra l'appoggio stesso e l'impronta di carico, è stata studiata mediante un'analisi di varianza (ANOVA), i cui risultati sono sintetizzati in tab.3 e in fig.10a; l'unico effetto significativo appare dovuto alla distanza s ; l'andamento dei valori medi di cella (fig.10a, linee tratteggiate) mostra valori di P_u per $s=150$ mm sistematicamente maggiori di quelli per $s=50$ mm, mentre le medie fatte per i vari valori di a , senza separare l'effetto di s (fig.10a, linea continua), confermano la progressiva diminuzione di P_u al crescere di a . Analoga analisi è stata condotta circa la dipendenza dagli stessi fattori s ed a dei rientri dei cavi misurati in corrispondenza di P_u e di una aliquota di carico residuo, a sfilata-

mento avvenuto, compresa nell'intervallo $0.60+0.90 P_u$; i risultati sono esposti in tab.3 ed illustrati nelle figg.10b e 10c. Si osserva che il rientro all'atto della rottura (carico= P_u) dipende significativamente dalla posizione a del carico (si veda il progressivo incremento della pendenza della linea a tratto continuo nella fig.10b), mentre quello a sfilamento avvenuto, pur avendo una apprezzabile dipendenza da a, mostra un effetto ancor più significativo della posizione s del vincolo (si veda il progressivo incremento della spaziatura compresa tra le due linee tratteggiate in fig.10c). Un'analisi dello stesso tipo, condotta sulla dipendenza del rientro dei cavi, misurato prima della prova, dalla posizione di ciascun cavo nella lastra, ha escluso la significatività di tale effetto.

Tab. 3 Medie totali, deviazioni standard e significatività degli effetti per il carico ultimo P_u e i rientri dei cavi a vari livelli di carico.

Grandezza	Media Totale	Dev. Stand.	s	a	interaz.
P_u	129.4 kN	23.25 kN	°	0	0
R.a P_u	0.238 mm	0.381 mm	°	°	0
R.dopo P_u	2.791 mm	1.878 mm	+	°	°

simbolo	+	°	0
liv. di signif.	<0.01	(0.01+0.1)	>0.1

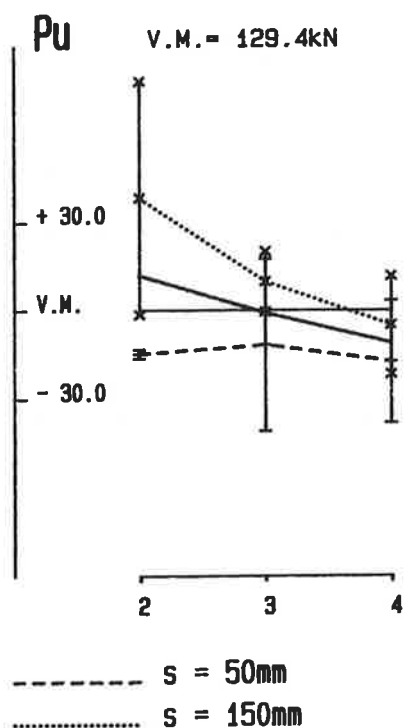


Fig. 10a

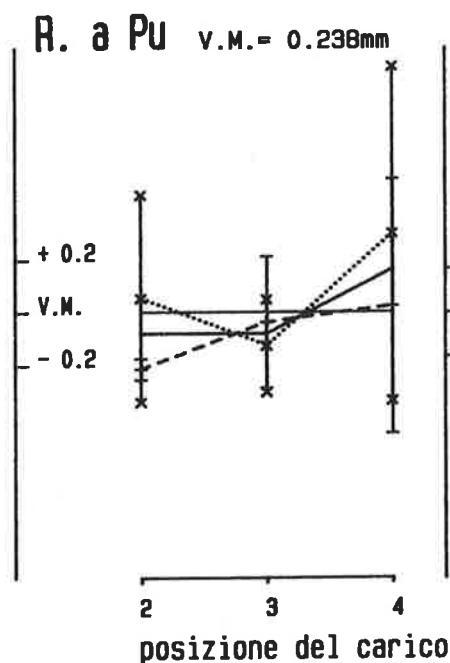


Fig. 10b

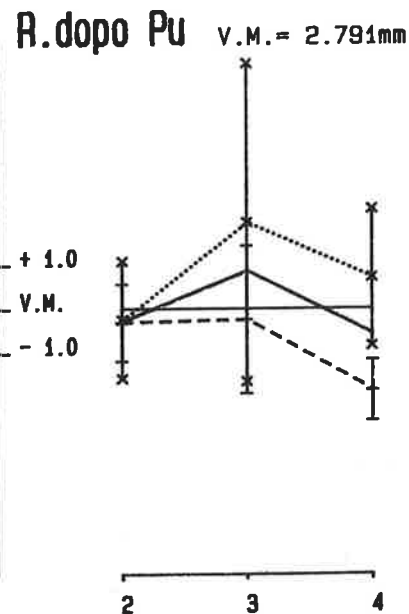


Fig. 10c

7. CONCLUSIONI

E' stata condotta una campagna sperimentale per indagare il comportamento a taglio di lastre estruse precomprese, in calcestruzzo leggero. I risultati ottenuti hanno permesso di trarre le seguenti conclusioni:

- a) i valori sperimentali rilevati per la resistenza a taglio, sono risultati superiori alle previsioni teoriche fornite dalle espressioni (1) e (2), che forniscono dunque un limite prudenziale inferiore di sicurezza; va sottolineato, inoltre, che dette relazioni sono di semplice applicazione e quindi costituiscono un valido strumento di verifica;
- b) i valori sperimentali per la resistenza a taglio sono stati ulteriormente confrontati con i risultati del metodo di Sarja-Nykyri, utilizzando per le resistenze dei materiali i valori medi sperimentali; il confronto è risultato buono. Utilizzando, invece, per le resistenze dei materiali i valori di calcolo, si è ottenuto un limite inferiore di sicurezza; tale metodo non è di immediata ed agevole applicazione, tuttavia consente, con una opportuna calibrazione dei parametri, di rappresentare in maniera accurata il comportamento a taglio di elementi in c.a.p.;
- c) gli stessi risultati sperimentali infine, sono stati confrontati, con le stime teoriche fornite dal metodo di Nielsen et al.; tale metodo, però, ipotizza il perfetto ancoraggio delle armature di precompressione e quindi è da ritenere più adatto per elementi strutturali in c.a.p. a cavi post-tesi; tuttavia calibrando il coefficiente ν , sulla base dei risultati sperimentali, si è raggiunta una soddisfacente riproduzione del comportamento sperimentale medio;
- d) dalla analisi statistica effettuata si possono trarre le seguenti indicazioni:
 - il carico ultimo ottenuto, per campioni con distanze $s=150$ mm, presenta valori sistematicamente superiori a quelli con $s=50$ mm;
 - al crescere della distanza a , il carico ultimo diminuisce;
 - i rientri medi dei cavi, rilevati al raggiungimento del carico ultimo aumentano al crescere della distanza a ;
 - i rientri medi dei cavi, rilevati per i campioni con $s=150$ mm, sono sistematicamente maggiori di quelli dei campioni con $s=50$ mm.

In conclusione, si può osservare che, sia pure nell'ambito del ristretto numero di prove eseguite, la concordanza tra i risultati sperimentali e le stime teoriche, tenuto conto dell'impiego del calcestruzzo leggero strutturale, è un indice del soddisfacente comportamento a taglio delle lastre vibroestruse, oggetto di questa indagine. Restano comunque da indagare aspetti altrettanto importanti quali:

- comportamento flessionale;
- perdita di aderenza delle armature di precompressione;
- comportamento sotto carichi di lunga durata.

A tale proposito è già in atto la prosecuzione della campagna sperimentale con prove relative ai primi due aspetti suddetti.

8. RINGRAZIAMENTO

Gli autori esprimono il più vivo apprezzamento ai Sigg. M. Emiliani e L. Fati-

gati, tecnici del Laboratorio dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, per la fattiva collaborazione prestata nel corso dell'indagine sperimentale.

BIBLIOGRAFIA

- (I) CEB Codice Modello per le strutture in c.a. Ediz. AITEC, Roma
- (II) CEB Bulletin d'Information, No. 126 "Shear and Torsion", Juin 1978, Paris.
- (III) CEB Bulletin d'Information, No. 146 "Shear, Torsion and Punching", Janvier 1982, Paris.
- (IV) FIP Technical Report, "Design principles for hollow-core slabs regarding shear and transverse load bearing capacity, splitting and quality control", FIP/9/10 October 1982, Wexham Springs Slough SL3 6PL.
- (V) HUYGHE G.F., WALRAVEN J.C., STROBAND J. : Research on extruded prestressed concrete hollow core slabs. Stevin Report 5-80-2, Department of Civil Engineering, November 1980, Delft.
- (VI) LEWICKI B., PERESWIET-SOLTAN S. : Pannelli alveolari precompressi. Calcolo della capacità portante al taglio secondo le normative CEB/FIP e di diversi paesi. Parte I-II, La Prefabbricazione n. 3-4, 1984.
- (VII) NIELSEN M.P., BRAESTRUP M.W., BACH F. : Rational analysis of shear in reinforced concrete beams. IABSE Proceedings P-15/78, May 1978, Zürich.
- (VIII) WALRAVEN J.C., MERCX W.P.M. : The bearing capacity for prestressed hollow core slabs. Heron Vol. 28, No. 3 1983, Delft.

MODELLAZIONE STATISTICA DI PROVE CICLICHE.
EFFETTI DI MATERIALE E DI PRECOMPRESSIONE.

Dante GALEOTA, Matteo M. GIAMMATTEO

Istituto di Scienza delle Costruzioni
Facoltà di Ingegneria, Università dell'Aquila
L'Aquila, ITALIA

Daniele VENEZIANO

Department of Civil Engineering, M.I.T.
Cambridge, MA, U.S.A.

SOMMARIO

Si propone una metodologia per il fittaggio di modelli di comportamento ciclico a dati sperimentali, l'analisi della dipendenza dei parametri del modello da fattori variati nella sperimentazione, e per la quantificazione della variabilità statistica sia dei parametri che dell'errore di rappresentazione del modello. Il metodo viene illustrato usando dodici prove cicliche su travi in calcestruzzo armato, nelle quali si è variato il tipo di conglomerato, normale e leggero, ed il rapporto di precompressione. Il modello fittato è derivato da quello di Blakeley e Park per la precompressione parziale.

SUMMARY

A method is proposed for the estimation of models that describes the behaviour of structural elements under cyclic loads. The method also determines the dependence of model parameters on the factors that are varied during the experiment and quantifies modeling errors. Application is to twelve laboratory experiments on reinforced and prestressed concrete beams. Two factors are varied in the test: the type of concrete (normal and lightweight) and the prestressing ratio. The fitted model is derived from that proposed by Blakeley and Park for partial prestressing.

1. INTRODUZIONE

Il comportamento ciclico di elementi inflessi in calcestruzzo armato dipende in maniera significativa dal tipo di materiale (calcestruzzo normale o leggero) e dal livello di precompressione. Vari modelli sono stati proposti per la simulazione numerica di tale comportamento per elementi in calcestruzzo armato normale (VII), (IX), (X) e recentemente anche in calcestruzzo armato precompresso (II), (XI). Tali modelli sono oggi largamente impiegati in programmi di calcolo per elementi finiti. Un primo problema nella specificazione di modelli di comportamento ciclico è la stima dei loro parametri a partire da dati sperimentali. Ad esempio, il modello di Blakeley e Park (II) dipende da cinque parametri: il momento di fessurazione M_{cr} , il momento ultimo M_u , la rigidezza tangente iniziale K_e , la rigidezza tangente in fase fessurata K_1 , e la rigidezza tangente in fase plastica K_2 . È chiaramente impossibile con soltanto cinque parametri riprodurre esattamente il comportamento ciclico sperimentale; pertanto ha senso soltanto cercare il valore dei

parametri che corrisponde ad un fittaggio ottimale. Un metodo generale per il fittaggio, basato sul criterio dei minimi quadrati pesati, è descritto e applicato a dati sperimentali nel paragrafo 3.

Piu' in generale, il problema del fittaggio dei modelli è quello di determinare la dipendenza dei parametri da fattori di progetto quali la dimensione della sezione, la quantità di armatura, la storia di carico o, come nel caso studiato in questo articolo, il tipo di calcestruzzo e il livello di precompressione. Esistono vari metodi statistici per stabilire su base sperimentale come una o piu' grandezze dipendono da fattori di controllo. L'analisi di regressione e l'analisi di varianza (ANOVA) sono due delle tecniche piu' comunemente usate. Mentre la prima si applica al caso più generale in cui u fattori variano nel campione in maniera irregolare, la tecnica ANOVA ed altre analisi richiedono strutture di dati particolari. A fine illustrativo, si utilizzano risultati di dodici prove cicliche su travi in cemento armato normale e leggero con precompressione parziale (rapporto di precompressione $PPR=0.35$ e 0.70). In questo caso i fattori sono due, il tipo di materiale e il rapporto di precompressione, e ciascun fattore è a due livelli. Le dodici prove sono concepite come una sperimentazione fattoriale 2×2 , con tre repliche per cella. Una struttura di dati di questo tipo può essere analizzata usando la tecnica MANOVA (analisi di varianza multivariata), vedi ad esempio (I), (VIII).

Lo scopo dell'analisi non è soltanto quello di determinare come i coefficienti del modello dipendono dai fattori variati nella sperimentazione, ma anche di quantificare l'incertezza sui parametri per livelli fissati dei fattori (per un dato tipo di materiale e un dato rapporto di precompressione). Infine è di interesse quantificare gli errori di modello, ovvero la differenza fra il comportamento osservato e quello previsto quando si attribuiscono ai parametri i valori che meglio fittano i diagrammi sperimentali. Questa valutazione dell'errore "residuo" è utile non soltanto per stabilire l'adeguatezza del modello analitico, ma anche per paragonare fittaggi o modelli diversi. Il paragrafo che segue descrive le prove sperimentali usate in questo studio. Successivamente si descrive il modello analitico (una derivazione dal modello di Blakeley e Park (II)), si espone il metodo di fittaggio e si applica tale metodo ai dati sperimentali ed al modello scelto. L'analisi statistica dei parametri del modello e degli errori residui è presentata nel paragrafo 5, al quale seguono considerazioni conclusive.

2. PROVE CICLICHE

Presso il Laboratorio dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria dell'Università dell'Aquila è stata svolta una indagine sperimentale su una serie di 24 travi in c.a. parzialmente precomprese, con rapporto di precompressione $PPR=0/0.35/0.70$, 12 realizzate con conglomerato normale e 12 con conglomerato leggero strutturale (IV). Le prove avranno lo scopo di studiare il comportamento flessionale, sotto carichi ciclici di elevata intensità (fig.1), al variare del tipo di materiale e del valore di PPR, di un concio di trave sufficientemente corto, in grado di rappresentare il comportamento medio di una sezione. Per il confronto con il modello analitico, descritto nel paragrafo successivo, sono stati impiegati i risultati di 12 delle travi suddette (fig.2), scelte nel modo indicato in tab.1. Le caratteristiche dei materiali sono sinteticamente ri-

portate in tab.2 e tab.3.

Tab. 1 Numero di campioni per categoria

PPR/Cls	Normale	Leggero
0.35	3	3
0.70	3	3

Tab. 2 Calcestruzzo-Resistenze medie all'atto della prova(N/mm²)

PPR/Cls	Normale	Leggero
0.35	40	40
0.70	42	40

Tab. 3 Acciai-Valori in (N/mm²)

ordinario				da precompresso	
diametro	∅ 14	∅ 8	∅ 6	trefoli	A _p = 93.4 mm ²
f _y	446	439	637	f _p (0.2)	1900
f _t	685	696	873	f _{pt}	2000

I diagrammi Momento-Curvatura (M-∅), ottenuti nel corso delle prove, hanno consentito il rilievo di numerose grandezze, quali:

- M_{cr}, M_u, K_e, K₁, K₂, (per le definizioni, V.par.1 e tab.4)
- i valori di momento più elevati in corrispondenza a prefissate curvature(v.fig5)
- le energie dissipate durante i cicli di scarico e carico (v.fig.6).

Il confronto effettuato con i diagrammi M-∅, ottenuti da alcune delle stesse travi sottoposte a carichi monotonici, ha mostrato una sostanziale coincidenza tra l'involuppo delle prove cicliche e l'andamento di quelle monotoniche.

Andando verso valori di PPR più elevati, si è riscontrato un decadimento della resistenza e della rigidezza, più marcato nelle travi confezionate con calcestruzzo leggero. L'influenza dei materiali e dei valori di PPR adottati sulle grandezze elencate in precedenza è stata studiata con criteri statistici, allo scopo di individuare gli effetti più significativi (V).

3. MODELLO ANALITICO

Una soddisfacente idealizzazione della risposta a sollecitazioni flessionali cicliche di sezioni in c.a. parzialmente precomprese, in termini di diagramma M-∅, si ottiene combinando il modello di Blakeley e Park per il c.a.p. (II) con una funzione del tipo Ramberg-Osgood per il c.a. (XI). Allo scopo di superare le difficoltà numeriche insite nell'impiego della funzione R-0 suddetta, si è fatto ricorso alla formulazione esplicita fornita da Giuffrè e Pinto (VI).

3.1 Idealizzazione del c.a.p.

I parametri di base che definiscono il modello sono (fig.3) i momenti M_u e M_{cr} e le rigidezze K_e, K₁, K₂. La risposta del modello sotto storie di carico cicliche consiste di tre fasi, descritte da segmenti di retta. La fase 1 comprende i cicli di carico nella fase pre- e post-fessurativa, senza che venga raggiunto lo schiacciamento del calcestruzzo. Durante la fase 2 tale schiacciamento viene raggiunto in corrispondenza di un lembo della sezione. Nella fase 3 lo schiacciamento viene raggiunto anche in corrispondenza dell'altro lembo della sezione.

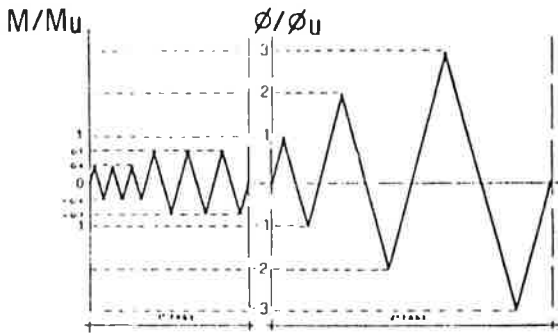


Fig. 1 Storia di carico (da(IV))

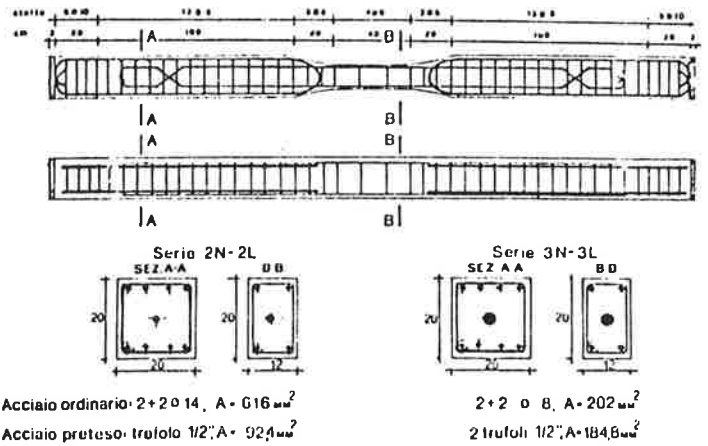


Fig. 2 Dimensioni ed armature delle travi provate (da(IV))

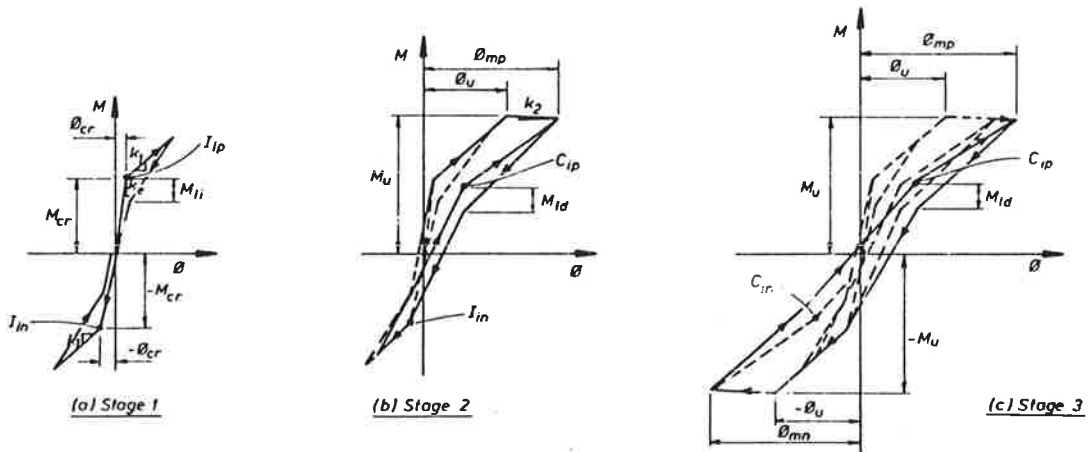


Fig. 3 Idealizzazione del legame $M-\phi$ per il c.a.p. (da(II))

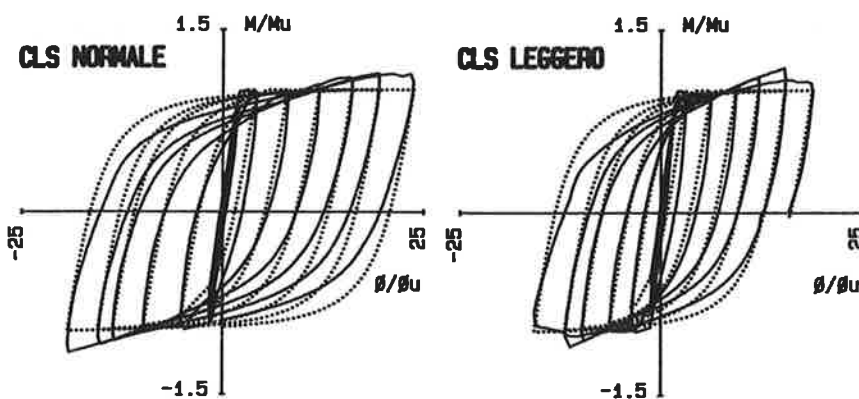


Fig. 4 Idealizzazione del legame $M-\phi$ per il c.a. (.....).
Confronto con dati sperimentali (—).

Fase 1. L'andamento del diagramma $M-\phi$ è caratterizzato dalla rigidezza K_e fino al raggiungimento del punto I_{ip} di coordinate (ϕ_{cr}, M_{cr}) . L'andamento successivo è caratterizzato dalla rigidezza K_1 . Allo scarico si percorre un segmento di retta a partire dal punto di inizio scarico fino al punto di coordinate $(\phi_{cr}, M_{cr} - M_{li})$, con $M_{li} = 0.21 \cdot \mu$. Quest'ultimo punto, insieme ad I_{in} , omologo negativo di I_{ip} , definisce la rigidezza del tratto rimanente di scarico e dell'inizio del ricarico negativo. A partire da I_{in} , ulteriori carichi o scarichi prevedono la stessa sequenza vista per la parte positiva.

Fase 2. Non appena si raggiunge il momento μ (o $-\mu$) in una direzione soltanto, si prosegue a partire dalla curvatura ϕ_u (o $-\phi_u$) con la rigidezza K_2 . Allo scarico M_{li} viene sostituito da $M_{ld} = 0.4 \cdot \mu \cdot \phi_r / \phi_{mp}$ (ϕ_r è il valore della curvatura dalla quale inizia lo scarico, ϕ_{mp} è la massima curvatura raggiunta prima dello scarico); il punto I_{ip} (o I_{in}) è sostituito dal punto C_{ip} (o C_{in}), le cui coordinate sono dipendenti dalla massima curvatura raggiunta prima dello scarico. Le coordinate di C_{ip} sono fornite da

$$\begin{aligned} \phi &= \begin{aligned} &\phi_{mp} \cdot (0.23 + 0.05 \cdot \phi_{mp} / \phi_n) && \text{per } \phi_u < \phi_{mp} < 10\phi_u \\ &0.73 \cdot \phi_{mp} && \text{per } \phi_{mp} > 10\phi_u \end{aligned} \\ M &= 0.5 \cdot \mu \end{aligned}$$

Le coordinate di C_{in} sono ovviamente fornite dalle stesse relazioni, sostituendo al posto di ϕ_{mp} i valori $|\phi_{mn}|$.

Fase 3. Allorché μ viene raggiunto anche nell'altra direzione, i punti I_{ip} e I_{in} sono sostituiti da C_{ip} e C_{in} rispettivamente, ed M_{li} è rimpiazzato da M_{ld} , anche in tale direzione.

3.2 Idealizzazione del c.a.

L'idealizzazione assunta per il cemento armato ordinario è fornita dalla seguente relazione:

$$\begin{aligned} \bar{M} &= \bar{\phi} / [1 + |\phi|^{R(\eta)}]^{1/R(\eta)} \\ \text{in cui } \bar{M} &= M/\mu \\ \bar{\phi} &= \phi/\phi_u \end{aligned}$$

per la prima inversione,

$$\begin{aligned} \bar{M} &= (M - M_i) / 2\mu \\ \bar{\phi} &= (\phi - \phi_i) / 2\phi_u \end{aligned}$$

per deformazioni susseguenti alla prima inversione. L'esponente $R(\eta)$ è funzione decrescente di un parametro che misura l'escursione in campo plastico realizzata nel ciclo precedente

$$R(\eta) = 20 - f(\eta).$$

La forma della funzione $f(\eta)$ è la seguente

$$f(\eta) = A_1 \cdot / (A_2 + \eta).$$

La fig.4 mostra un confronto tra il diagramma $M-\phi$ di due delle travi con $PPR=0$ (c.a. ordinario, normale e leggero), e l'andamento idealizzato in base alla suddetta funzione.

3.3 Idealizzazione del c.a. parzialmente precompresso

L'idealizzazione dell'andamento $M-\phi$ di sezioni in c.a. parzialmente precompresso sotto carichi ciclici può essere ottenuta combinando linearmente la risposta del

modello relativo al solo c.a.p. con quella del modello relativo al solo c.a.o., così che, alla curvatura generica ϕ , il momento totale esplicito dalla sezione risulta pari a

$$M(\phi) = \alpha M_r(\phi) + \beta M_p(\phi)$$

in cui

$$\alpha = M_{ru}/M_u$$

$$\beta = M_{pu}/M_u$$

$$\alpha + \beta = 1$$

con

M_{ru} = momento ultimo fornito dalle armature ordinarie

M_{pu} = momento ultimo fornito dalle armature pretese.

4. FITTAGGIO AUTOMATICO DEI PARAMETRI

Per comodità di notazione, i cinque parametri del modello sopra descritto sono raccolti in un vettore $\underline{\theta}$, con componenti $\theta_1=M_{cr}$, $\theta_2=M_u$, $\theta_3=K_e$, $\theta_4=K_1$, e $\theta_5=K_2$. Il vettore $\underline{\theta}$ è stimato separatamente per ciascuna prova sperimentale, usando un criterio di minimi quadrati pesati che si articola in tre fasi.

4.1 Definizioni di grandezze di interesse

Queste grandezze sono caratteristiche di comportamento ciclico che si vorrebbero veder riprodotte dal modello analitico. Per le prove descritte nel paragrafo 2, si sono considerate undici grandezze (sei momenti, tre rigidezze, e due energie), la cui definizione è data in tab.4; vedi anche le fig.5 e 6. Alcune di queste grandezze (M_u , M_{5+} , M_{10+} , M_{5-} , M_{10-} , E_5 , E_{10}) sono state calcolate automaticamente a partire dalle curve sperimentali digitalizzate, mentre altre (M_{cr} , K_e , K_1 , K_2) sono state ottenute con valutazione empirica dei diagrammi momenti-rotazioni.

4.2 Definizione della funzione di errore

L'errore $e(\underline{\theta})$ associato al valore $\underline{\theta}$ del vettore dei parametri è definito come somma pesata di termini del tipo $\Delta_i^2(\underline{\theta}) = [X_i - X_{M_i}(\underline{\theta})]^2$, dove X_i ($i=1, \dots, 11$) è una variabile legata all' i -esima grandezza di interesse e $X_{M_i}(\underline{\theta})$ è il valore di X_i prodotto dal modello. La definizione delle variabili X_i è riportata nell'ultima colonna di tab.4. Le variabili X_{M_i} sono definite da rapporti analoghi con il numeratore fornito dal modello invece che dal dato sperimentale. La funzione di errore è del tipo

$$e(\underline{\theta}) = \sum_{i=1}^{11} w_i \Delta_i^2(\underline{\theta}) \quad (1)$$

dove w_1, \dots, w_{11} sono pesi che dipendono dall'uso che si vuol fare del modello. Ad esempio, nel caso di sollecitazioni monotoniche a basso numero di cicli è importante riprodurre la curva involucro e quindi i primi cinque parametri di tab.4, mentre in caso di sollecitazione ad alto numero di cicli può essere più importante riprodurre con esattezza la dissipazione di energia.

4.3 Stima ottimale dei parametri

Per ogni prova sperimentale, il vettore $\underline{\theta}$ è ottenuto tramite minimizzazione della funzione di errore in eq. (1). Poichè la funzione $e(\underline{\theta})$ non è definita esplicitamente, il punto di minimo è stato trovato numericamente, usando un metodo del gradiente semplice (III). In ogni caso considerato, il metodo converge in non più

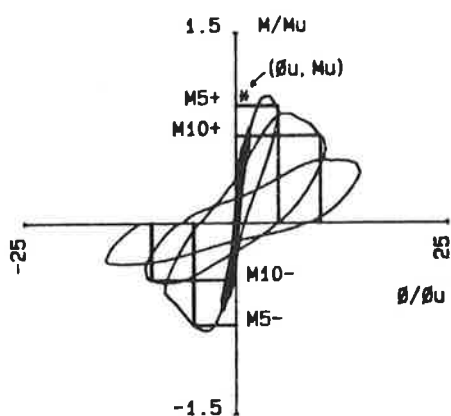


Fig. 5 Definizione di ϕ_u , M_u , M_{5+} , M_{10+} , M_{5-} , M_{10-}

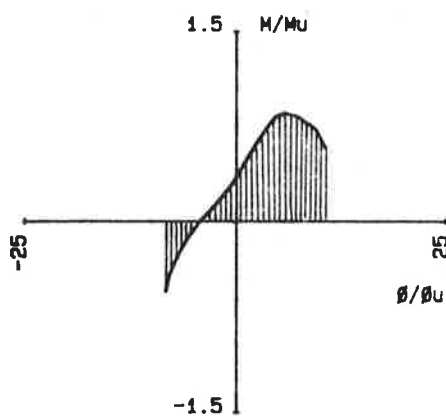


Fig. 6 Definizione delle aree dei semicicli isteretici

Tab. 4 Definizione delle grandezze usate nel fittaggio dei parametri del modello

GRANDEZZA	DEFINIZIONE	GRAND.NORM. X_i
M_{cr}	momento di fessurazione	$X_1 = M_{cr}/M_u$
M_u	momento ultimo	$X_2 = M_u/M_u = 1$
K_e	rigidezza elastica (pendenza curva involucro per $M < M_{cr}$)	$X_3 = K_e/K_e = 1$
K_1	rigidezza ramo fessurato (pendenza curva involucro per $M_{cr} < M < M_u$)	$X_4 = K_1/K_e$
K_2	rigidezza ramo plastico (pendenza curva involucro per $M > M_u$)	$X_5 = K_2/K_e$
M_{5+}	momento al primo raggiungimento di $\phi = 5\phi_u$, v. fig.5	$X_6 = M_{5+}/M_u$
M_{10+}	come sopra, per $\phi = 10\phi_u$	$X_7 = M_{10+}/M_u$
M_{5-}	come sopra, per $\phi = -5\phi_u$	$X_8 = M_{5-}/M_u$
M_{10-}	come sopra, per $\phi = -10\phi_u$	$X_9 = M_{10-}/M_u$
E_5	energia mediamente dissipata nei semicicli di carico e scarico con rotazione massima $\phi = +5\phi_u$, v. fig.6	$X_{10} = E_5/(M_u\phi_u)$
E_{10}	come sopra, per $\phi = +10\phi_u$	$X_{11} = E_{10}/(M_u\phi_u)$

Unita' di misura: per i momenti [kNm], per le rigidezze [kNm], per le energie [Joule]

di dieci iterazioni. Per illustrare come i parametri dipendono dalla funzione di errore, per ogni prova sperimentale si sono ottenuti due fittaggi con diversi insiemi di pesi, come l'uno con enfasi sul diagramma involucro, l'altro con penalità significative sui termini energetici. In entrambi i casi si è voluto riprodurre con accuratezza il momento ultimo M_u e pertanto si è assegnato un valore molto alto al suo peso ($W_2=1000$). Nel primo schema le grandezze energetiche hanno un peso molto basso ($W_{10}=W_{11}=0.0001$). Dato che X_{10} e X_{11} hanno valori dell'ordine di 10, che 0.3 è un valore medio rappresentativo delle altre variabili X_i , e che i pesi sono applicati ai quadrati degli scarti, questo significa che lo stesso scarto percentuale è penalizzato circa 10 volte meno per le energie che per i mo-

menti flettenti e le rigidzze. Nel secondo schema, i pesi relativi alle energie sono portati a 0.01 e lo stesso scarto percentuale è penalizzato maggiormente per le energie che per le altre grandezze. Per le grandezze restanti si è assunto peso uguale a 1. I risultati del fittaggio sono riportati nelle tab.5 e 6, mentre le fig.7 e 8 confrontano le curve sperimentali con quelle prodotte dai modelli. I fittaggi ottenuti sono in generale buoni, se si considera che l'inviluppo dei cicli sperimentali è asimmetrico e che il modello può produrre soltanto un inviluppo simmetrico medio. La asimmetria del comportamento reale si accentua all'aumentare del rapporto di precompressione, PPR. Per valori alti di PPR, il fittaggio è meno buono anche a causa della forma irregolare dei cicli isteretici. E' soprattutto in questi casi che il metodo di fittaggio automatico si dimostra superiore a metodi empirici per tentativi ed errori. E' interessante anche paragonare i risultati ottenuti con pesi W_i diversi: nel caso in cui si pesano maggiormente le grandezze energetiche (fig.8), gli inviluppi del modello corrispondono a momenti flettenti inferiori a quelli reali, soprattutto per le prove con PPR=0.35. Questa riduzione dei momenti porta a una riduzione delle aree previste dei cicli isteretici e ad un miglior accordo con le aree sperimentali. Modelli più flessibili di quello qui usato, con ulteriori parametri per il controllo della strizione dei cicli, porterebbero a una migliore rappresentazione complessiva delle resistenze, rigidzze, e dissipazioni energetiche. Differenze importanti fra i modelli fittati con i due insiemi di pesi si notano anche per alcuni casi con PPR=70 vedi ad esempio tra- vi 5 e 10.

5. ANALISI STATISTICA DEI PARAMETRI E DEI RESIDUI

Per ogni insieme di pesi e per ogni prova sperimentale, il fittaggio produce il vettore $\underline{\vartheta}$ dei parametri del modello e il vettore $\underline{\Delta}$ degli errori residui. Quest'ultimo vettore ha nel caso presente undici componenti del tipo $\Delta_i = X_i - X_{Mi}(\underline{\vartheta})$, una componente per ogni parametro in tab.4. Lo scopo dell'analisi statistica di questi vettori è molteplice: 1. si vuole determinare come il valore medio di $\underline{\vartheta}$ dipende dal tipo di calcestruzzo e dal rapporto di precompressione, 2. si vuole quantificare l'incertezza sulle componenti di $\underline{\vartheta}$, e 3. si vuole caratterizzare l'errore di modello, attraverso il valore medio e la varianza delle componenti di $\underline{\Delta}$. I dodici vettori $[\underline{\vartheta}; \underline{\Delta}]^T$ si possono ordinare in uno schema fattoriale con due variabili a due livelli (quattro celle) e con tre repliche, e analizzare con la tecnica MANOVA. Questa tecnica fornisce fra l'altro:

1. Una stima dei valori medi di $\underline{\vartheta}$ e $\underline{\Delta}$ per ciascuna cella. Tali valori medi sono espressi come somme di contributi dovuti al materiale, al rapporto di precompressione, ed alla interazione fra i due fattori. Tramite test statistici del tipo t o F è possibile stabilire se gli effetti dei fattori e della interazione sono significativi.

2. Una stima della matrice di covarianza di $[\underline{\vartheta}; \underline{\Delta}]^T$. L'analisi MANOVA fornisce una matrice di covarianza per ogni cella. Tuttavia, il numero ridotto di repliche non permette una stima accurata di queste matrici. Maggiore stabilità si ottiene sotto la condizione che la matrice di covarianza non dipenda dai fattori.

Risultati relativi ai valori medi e alle deviazioni standard sono riportati nella fig.9 e in tab.7. In particolare, la tabella indica il livello di significatività

Tab. 5 Parametri fittati alle curve sperimentali usando il primo schema di pesi.

CALCESTRUZZO NORMALE						
PPR = 0.35-----			PPR = 0.70-----			
TRAVE	1	2	3	4	5	6
PARAMETRI						
Mcr	8.81	9.81	7.52	16.42	13.70	15.14
Mu	28.69	30.95	29.49	26.36	24.33	25.92
Ke	8950	9105	8716	8689	8064	7579
K1	2273	2576	2475	1598	1272	1364
K2	-215	-273	-244	-660	-598	-470

CALCESTRUZZO LEGGERO						
PPR = 0.35-----			PPR = 0.70-----			
TRAVE	7	8	9	10	11	12
PARAMETRI						
Mcr	8.73	9.42	8.85	12.04	11.46	10.00
Mu	32.82	30.40	30.95	27.36	25.81	26.70
Ke	6775	5713	5403	4753	5539	5407
K1	2343	2005	2161	1384	1257	1376
K2	-765	-640	-719	-419	-471	-494

Tab. 6 Parametri fittati alle curve sperimentali usando il secondo schema di pesi.

CALCESTRUZZO NORMALE						
PPR = 0.35-----			PPR = 0.70-----			
TRAVE	1	2	3	4	5	6
PARAMETRI						
Mcr	10.65	11.47	8.99	18.38	13.44	14.91
Mu	28.06	30.89	29.45	26.35	24.33	25.91
Ke	7749	8137	7258	8451	8519	7757
K1	2651	1963	1795	1207	1337	1261
K2	-428	-488	-387	-732	-724	-505

CALCESTRUZZO LEGGERO						
PPR = 0.35-----			PPR = 0.70-----			
TRAVE	7	8	9	10	11	12
PARAMETRI						
Mcr	9.91	10.81	9.55	11.24	12.50	9.58
Mu	32.80	30.38	30.93	27.36	25.80	26.71
Ke	5615	5241	4808	4844	5509	5551
K1	1781	1572	1674	1116	1082	1255
K2	-822	-852	-852	-838	-348	-569

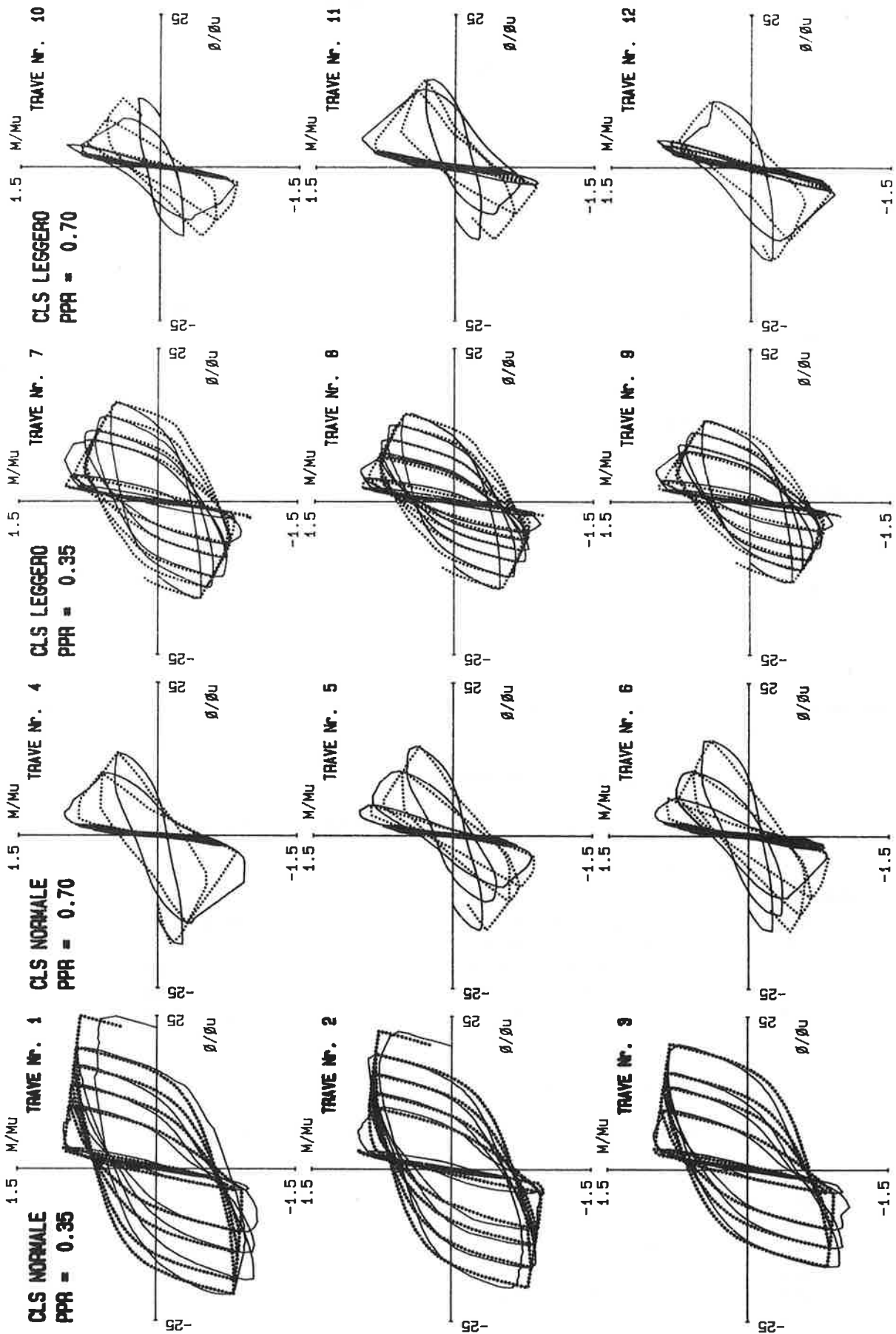


Fig. 7 Diagrammi sperimentali (—) e fittaggi ottimali (....) ottenuti col primo schema di pesi.

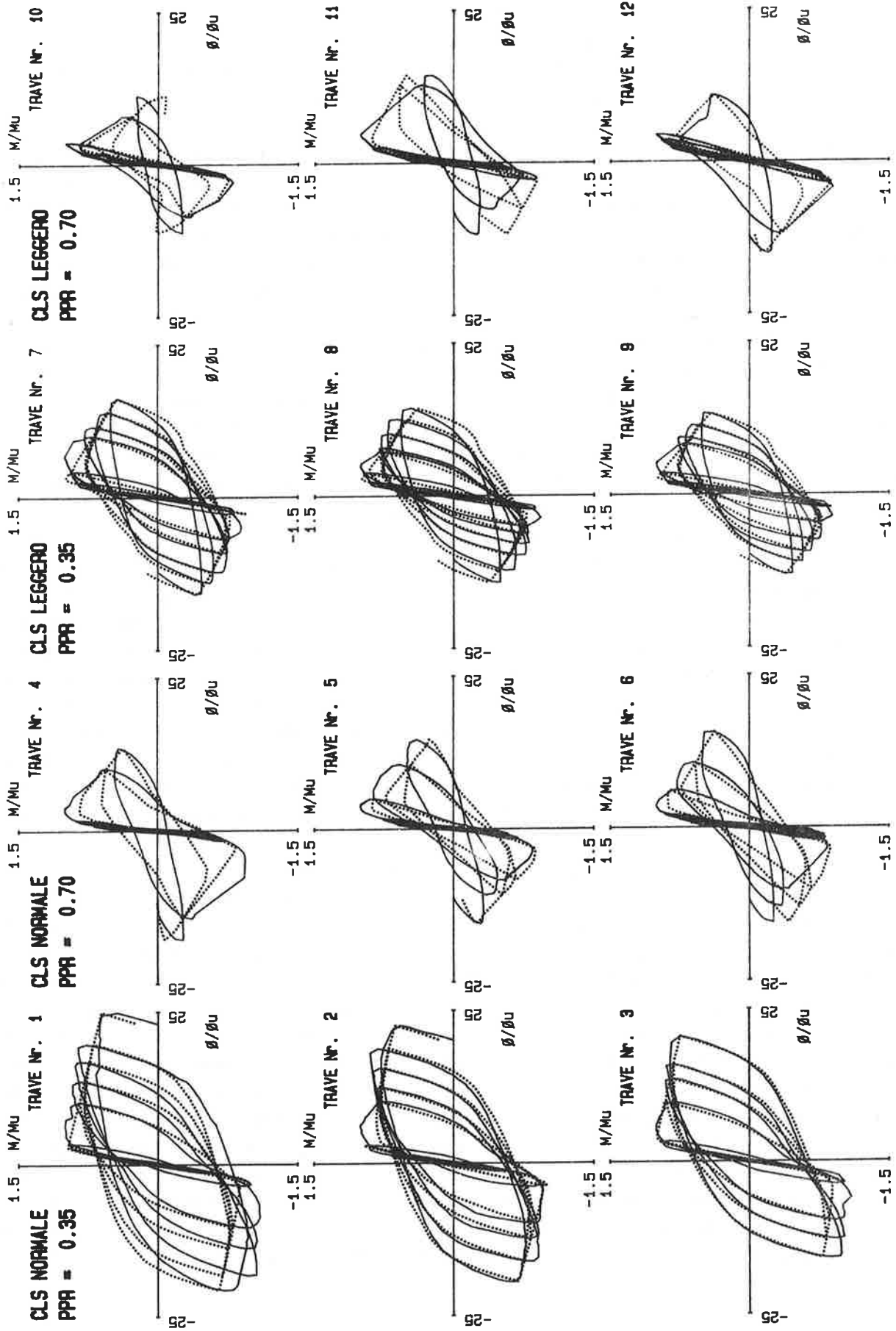


Fig. 8 Diagrammi sperimentali (—) e fittaggi ottimali (...) ottenuti col secondo schema di pesi.

di ciascun fattore, dell'interazione, e totale. Qualitativamente, i risultati di significatività sono simili per i due insiemi di pesi: il tipo di calcestruzzo influisce soprattutto sulla rigidità tangente iniziale K_e mentre il rapporto di precompressione influisce soprattutto sul momento ultimo M_u e sulla rigidità in fase fessurata K_1 . Nel caso del primo insieme di pesi, le variazioni della rigidità in fase plastica K_2 sono dovute in maniera determinante alla interazione e in misura minore al tipo di calcestruzzo, mentre il rapporto di precompressione influisce molto sul momento di fessurazione M_{cr} . La significatività degli effetti diretti e della interazione si può rilevare anche dai diagrammi di fig.9. L'effetto del rapporto di precompressione aumenta con la pendenza media dei due segmenti, l'effetto del tipo di materiale aumenta con la differenza fra le pendenze dei due segmenti. L'ultima colonna della tab.7 riporta la frazione di varianza spiegata dai due fattori interazione inclusa. Questa frazione è una quantità concettualmente analoga al coefficiente R^2 in regressione lineare, ma è calcolata sulle varianze (sugli scarti quadratici medi) anziché sulle somme dei quadrati e pertanto tiene conto della riduzione dei gradi di libertà dovuta al fittaggio delle medie. Ad esempio, nel caso di M_{cr} e per il primo insieme di pesi, la frazione di varianza spiegata è 0.86. Questo significa che la varianza di M_{cr} rispetto alle medie di cella è 0.14 volte la varianza rispetto al valore medio globale. I gradi di libertà usati nella stima delle due varianze sono rispettivamente 8 e 11. La frazione di varianza spiegata è bassa per il parametro K_2 nel secondo fittaggio. Questo è dovuto al fatto che K_2 è molto influente sulle aree dei cicli isteretici, ma la relazione sperimentale fra queste grandezze non corrisponde esattamente a quella prevista dal modello. Nel secondo fittaggio, K_2 è stimato in maniera tale da riprodurre con buona approssimazione le aree e ciò porta ad errori rispetto ai valori sperimentali di questa grandezza che non sono spiegabili come effetti dei fattori di controllo. Le tab.8 e 9 riportano rispettivamente le medie e i coefficienti di variazione dei parametri e le medie e le derivazioni standard degli errori di modello per i due fittaggi. Queste grandezze variano da cella a cella, ma per semplificare sono riportati in tabella le medie totali, le deviazioni standard e i coefficienti di variazione che corrispondono agli scarti quadratici medi di tutti i residui del parametro considerato, non separati per cella. La tab.8 indica che, per il primo fittaggio, le variazioni dei parametri attorno ai valori medi di cella sono relativamente modesti, con scarti medi massimi del 13 %. In questo caso gli errori di fittaggio sui parametri (prime cinque righe di tab. 9) sono pressoché nulli, mentre gli errori sugli altri momenti flettenti e sulle energie dissipate sono non trascurabili. Il secondo fittaggio produce una riduzione nella dispersione degli errori sulle energie, a scapito di quasi tutti gli altri parametri: non soltanto aumentano i coefficienti di variazione dei parametri del modello (soprattutto di K_1 e K_2 ; vedi tab.8), ma anche le varianze delle differenze Δ_i fra valori di modello e quelli sperimentali. Fittaggi globalmente più soddisfacenti risulterebbero probabilmente da una scelta di pesi intermedi fra quelle qui considerate. Infine si mostrano in tab.10 le matrici di correlazione per il vettore dei parametri $\underline{\psi}$, dopo che le medie di cella sono state sottratte. La matrice relativa al primo fittaggio è anche, con ottima approssimazione, la matrice di correlazione dei parametri delle curve inviluppo sperimentali. Le correlazioni più alte sono quelle fra M_u e K_1 (0.91), fra K_e e K_2 (-0.76), fra K_1 e K_2 (-0.63),

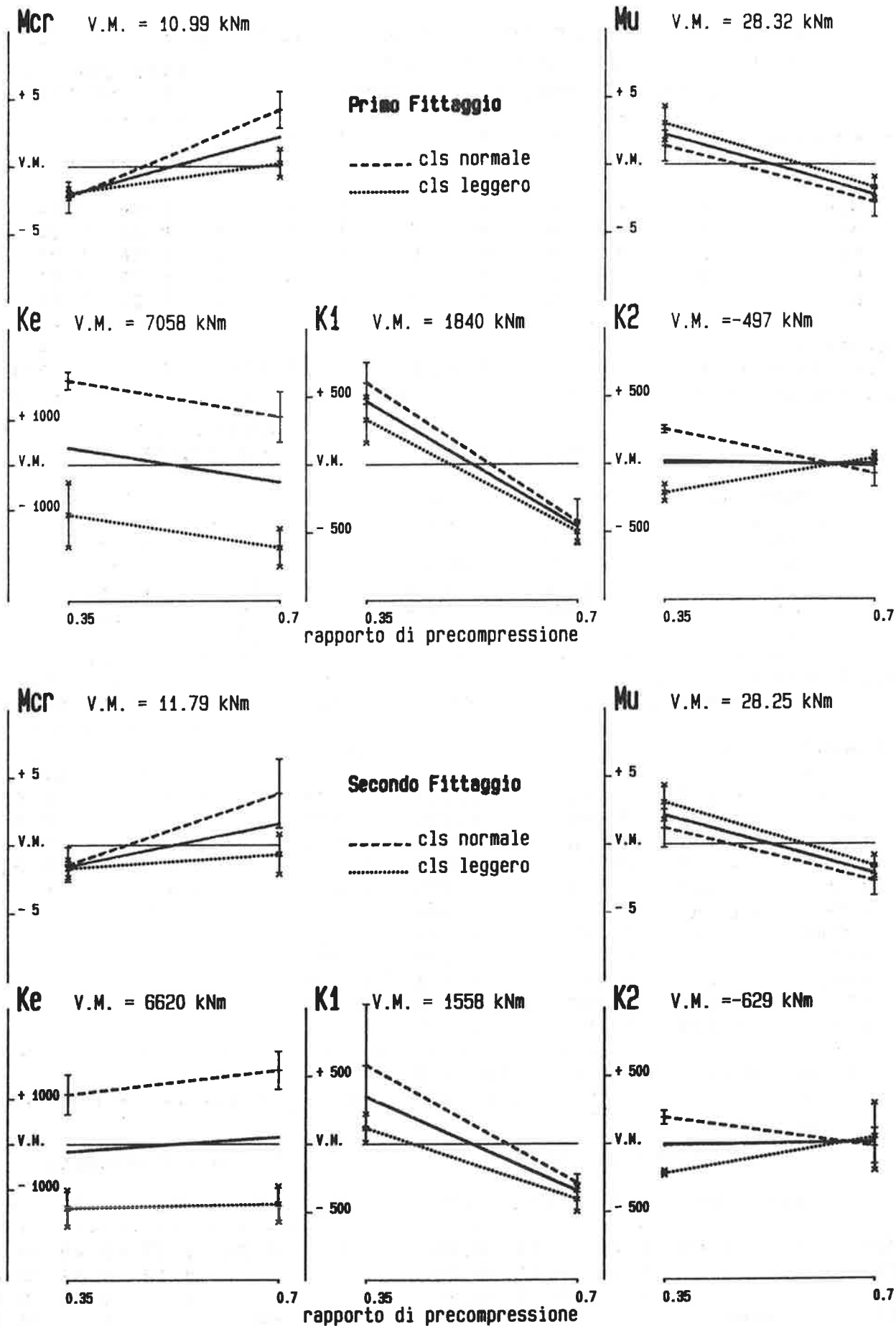


Fig. 9 Valori medi e deviazioni standard di cella dei parametri fittati con i due schemi di pesi.

Tab. 7 Significatività degli effetti e frazione di varianza spiegata dai due fattori per ciascun parametro del modello.

PARAMETRO	MATERIALE		PRECOMP.		INTERAZ.		TOTALE		FRAZIONE DI VAR. SPIEGATA	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Mcr	o	o	*	o	+	o	*	o	0.86	0.64
Mu	o	o	*	*	0	0	*	*	0.83	0.80
Ke	*	*	o	0	0	0	*	*	0.90	0.92
K1	o	o	*	*	0	0	*	+	0.92	0.72
K2	+	o	0	0	*	o	*	o	0.89	0.47

simbolo	0	o	+	*
liv. di signif.	>0.1	(0.01,0.1)	(0.001,0.01)	<0.001

Tab. 8 Media totale e coeff. di variazione medio di ciascun parametro del modello.

PARAMETRO	MEDIA TOTALE		COEFF. DI VARIAZIONE	
	1	2	1	2
Mcr	10.99	11.79	0.10	0.14
Mu	28.32	28.25	0.04	0.04
Ke	7058	6620	0.07	0.06
K1	1840	1558	0.08	0.15
K2	-497	-629	0.13	0.22

Tab. 9 Media totale, dev. stand. e coeff. di variazione dei termini di errore.

ERRORE	MEDIA TOTALE		DEV. STANDARD		COEFF. DI VAR.*	
	1	2	1	2	1	2
ΔMcr	0.0002	0.795	0.003	0.973	0.0	0.08
ΔMu	-0.0014	-0.070	0.005	0.179	0.0	0.01
ΔKe	2.017	-435.8	5.962	638.3	0.0	0.10
ΔK1	-0.085	-282.5	0.836	309.1	0.0	0.20
ΔK2	-0.468	-131.9	1.099	131.3	0.0	0.21
ΔM5+	-1.742	-2.162	1.884	1.883		
ΔM10+	0.588	-0.885	2.548	1.902		
ΔM5-	0.087	0.828	3.148	3.487		
ΔM10-	-1.435	0.319	4.355	4.817		
ΔE5	-0.018	-0.082	0.094	0.074		
ΔE10	-0.0007	-0.058	0.209	0.171		

* Rispetto alle medie di tabella 8

Tab. 10 Matrici di correlazione dei parametri del modello dopo la rimozione delle medie di cella.

	Primo Fittaggio					Secondo Fittaggio				
	Mcr	Mu	Ke	K1	K2	Mcr	Mu	Ke	K1	K2
Mcr	1	0.43	0.11	0.31	0.03	1	0.26	0.27	-0.08	-0.01
Mu		1	0.37	0.91	-0.33		1	0.12	-0.36	-0.27
Ke			1	0.50	-0.76			1	0.22	0.06
K1		sim.		1	-0.63		sim.		1	-0.03
K2					1					1

e fra K_e e k_1 (0.50). La matrice relativa al secondo fittaggio mostra correlazioni inferiori rispetto alle precedenti, come conseguenza soprattutto delle variazioni dei parametri K_1 e K_2 nel fittaggio più accurato dei cicli di isteresi.

6. CONCLUSIONI

Alla formulazione di modelli empirici di comportamento meccanico dovrebbe sempre accompagnarsi un metodo per il fittaggio dei parametri e una valutazione quantitativa degli errori di modellazione. Sarebbe inoltre utile ricavare i valori dei parametri per uno spettro di condizioni progettuali ottenute variando un certo numero di fattori di controllo. Lo scopo principale del presente lavoro è quello di mostrare come metodi di ottimizzazione, di pianificazione della sperimentazione e di analisi statistica possono essere usati in maniera integrata per raggiungere questi obiettivi. Il procedimento proposto è applicato ad un modello per il comportamento ciclico di elementi inflessi in calcestruzzo armato parzialmente o totalmente precompresso. Il modello ha cinque parametri, dei quali si vuole determinare la dipendenza dal tipo di materiale (calcestruzzo leggero o normale) e dal rapporto di precompressione. A tal fine, si sono fatte prove di laboratorio variando i due fattori ora menzionati secondo uno schema fattoriale con repliche. Per ciascuna prova, il fittaggio dei parametri del modello è ottenuto con un criterio di minimi quadrati pesati, includendo nella funzione di errore termini relativi ai momenti flettenti, alle rigidzze, e alle aree dei cicli isteretici. Successivamente al fittaggio, si studia la dipendenza dei parametri dai due fattori variati nella sperimentazione e si quantifica la variabilità statistica dei parametri e degli errori di modello. Questi ultimi sono definiti come differenze fra grandezze misurate e calcolate ed includono momenti, rigidzze, ed energie dissipate. Sfruttando l'ordinamento fattoriale dei dati, l'analisi statistica è fatta col metodo MANOVA. Il fittaggio dei parametri e l'analisi statistica che ne consegue sono ripetuti due volte, usando funzioni di errori diverse, in un caso con enfasi sulla rappresentazione accurata dell'involuppo del diagramma momenti-rotazioni, nell'altro con enfasi sulle aree dei cicli isteretici. Si trova che nel primo caso la significatività statistica del materiale e del rapporto di precompressione è maggiore e la variabilità statistica dei parametri è minore che nel secondo caso. Questo è dovuto al fatto che, per una data combinazione dei due fattori, la curva involuppo è più stabile (meglio prevedibile) delle aree dei cicli isteretici. Problemi non affrontati nel presente lavoro, ma che gli autori si ripropongono di trattare in una pubblicazione separata, includono l'analisi di lack-of-fit di un modello dato, cioè la verifica statistica della adeguatezza del modello, e il confronto quantitativo di modelli diversi.

BIBLIOGRAFIA

- (I) ANDERSON T.W. : " An Introduction to Multivariate Statistical Analysis", John Wiley & Sons, New York, 1958.
- (II) BLAKELEY R.W.G., PARK R. : " Prestressed Concrete Sections with Cyclic Flexure". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No.ST8, August 1973, pp. 1717-1741

- (III) FOX R.L. : "Optimization Methods for Engineering Design", Addison-Wesley Publishing Company, Reading, Massachusetts, 1971.
- (IV) GALEOTA D., GIAMMATTEO M.M., GRILLO F. : " Indagine teorico-sperimentale sul comportamento flessionale di travi in c.a. parzialmente precomprese sottoposte a carichi ciclici. Nota I : Sperimentazione". Seminario AICAP "Precompressione parziale", 4-5 ottobre 1984, L'Aquila.
- (V) GALEOTA D., GIAMMATTEO M.M., GRILLO F. : " Indagine teorico-sperimentale sul comportamento flessionale di travi in c.a. parzialmente precomprese sottoposte a carichi ciclici. Nota II : Analisi statistica dei risultati". Seminario AICAP "Precompressione Parziale" 4-5 ottobre 1984, L'Aquila.
- (VI) GIUFFRÈ A., PINTO P.E. : "Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità". Giornale del Genio Civile n. 5, 1970 pp. 391-408.
- (VII) IWAN W.D. : "A Model for the Dynamic Analysis of Deteriorating Structures" Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
- (VIII) KRISHNAIAH P.R. : "Handbook of Statistics, Vol. 1, Analysis of Variance", North-Holland Publishing Company, Amsterdam, 1980.
- (IX) OTANI S. : "Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis", Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokio (B), Vol. XXXVI, No. 2 (1981).
- (X) TAKEDA T., SOZEN M.A., NIELSEN N.N. : " Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", Proceedings, ASCE, Vol. 96, No.ST12, Dec. 1970, pp. 2557-2573.
- (XI) THOMPSON K.J., PARK R. : "Seismic Response of Partially Prestressed Concrete". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No.ST8, August 1980, pp. 1755-1775.

GLI EFFETTI DELL'INGRANAMENTO DEGLI INERTI SULLA RESISTENZA ULTIMA
A TAGLIO DI TRAVI IN C.A. E C.A.P. AD ANIMA SOTTILE

Pietro G.GAMBAROVA

Ord. di Tecnica delle Costruzioni

Dipartimento di Ing.Strutturale

Politecnico di Milano

Milano, Italia

Cengiz KARAKOC

Assistente di Ruolo

Dipartimento di Costruzioni in C.A.

Università Tecnica di Istanbul

Istanbul, Turchia

SOMMARIO

L'ingranamento degli inerti contribuisce efficacemente alla resistenza ultima a taglio delle travi in c.a. e c.a.p. con sezione a I. Il ruolo dell'ingranamento, che dipende dallo stato deformativo dell'anima della trave, viene analizzato attraverso il modello cosiddetto "delle fessure scabre". I risultati riguardano l'incremento della tensione ultima e l'armatura trasversale necessaria per valori crescenti del taglio, e sono parametrati in funzione del diametro delle staffe e della resistenza del calcestruzzo.

SUMMARY

The aggregate interlock mechanism gives a substantial contribution to the shear resistance of reinforced or prestressed concrete I beams, depending - among other factors - on the strain field in the web of the beam. For the description of the aggregate interlock role, the so-called Rough Crack Model is here adopted. The results regard the shear resistance increment and the stirrup amount at increasing values of the applied (ultimate) shear, and are plotted for different stirrup diameters and concrete strengths.

INTRODUZIONE E NATURA DEL PROBLEMA

Le non numerose prove fino a collasso, eseguite su elementi con sezione a I ad anima sottile, in calcestruzzo armato ordinario o pre-compresso, mostrano che le fessure oblique indotte nell'anima dal taglio si presentano molto spesso come regolari, rettilinee e ravvicinate (in dipendenza naturalmente dalle caratteristiche dell'armatura trasversale) al punto da portare - nella situazione resistenza ultima - alla formazione di un ben definito traliccio, che nella anima è costituito da puntoni obliqui di calcestruzzo (limitati dalle stesse fessure) e da tiranti (rappresentati dai ferri piegati e dalle staffe). Assai significative sono a tal proposito le esperienze di Leonhardt e Walther (I), Robinson e Demorieux (II), Pinto e Calzona (III) : in Fig. 1 sono mostrati gli stati fessurativi di due

travi in c.a. e di due in c.a.p.

Congruentemente alla formazione del traliccio, il collasso per taglio avviene con snervamento e tranciatura dell'armatura trasversale se - come è usuale negli elementi di c.a.p. - tale armatura è debole, oppure con rottura dei puntoni compressi, se l'armatura di anima è forte. Si comprende allora come il corretto dimensionamento dell'armatura d'anima (in generale costituita da staffe) sia di fondamentale importanza, al fine di garantire il necessario livello di sicurezza nei riguardi del collasso per taglio.

L'usuale riduzione del traliccio ad un sistema di puntoni e tiranti mutuamente incernierati rappresenta tuttavia una schematizzazione alquanto spinta, che non tiene conto di alcuni importanti contributi resistenti, quali la rigidezza flessionale dei puntoni obliqui di calcestruzzo, l'azione di bietta dell'armatura longitudinale tesa, il taglio trasmesso in zona compressa, l'ingranamento delle facce scabre delle fessure oblique.

Dei suddetti 4 contributi, i primi 3 sono di importanza limitata nelle travi precomprese ad anima sottile (in particolare l'effetto bietta è poca cosa in quanto l'armatura longitudinale è di piccolo diametro - se inerte - e priva di rigidezza flessionale - se tesa -, mentre la zona compressa tende a ridursi alla sola sezione della soletta superiore); al contrario, il contributo dell'ingranamento delle facce scabre delle fessure oblique è di notevole rilevanza. Le stesse considerazioni si possono fare per le travi ad anima sottile in c.a., dove peraltro il contributo resistente dell'effetto bietta può essere tutt'altro che trascurabile a causa dei maggiori diametri e del maggiore quantitativo dell'armatura longitudinale.

Scopo del presente lavoro è proprio lo studio degli effetti che lo ingranamento ha sulla resistenza ultima a taglio di una trave ad anima sottile, con particolare riferimento al progetto dell'armatura trasversale.

La natura stessa delle fessure oblique, che sono ravvicinate, regolari e alquanto sottili, esalta il ruolo dell'ingranamento delle facce, le cui leggi costitutive vengono introdotte nel presente lavoro in accordo con il Modello delle Fessure Scabre formulato da Bazant e Gambarova (IV), e successivamente modificato e migliorato dagli autori (V).

Le suddette leggi costitutive legano le tensioni di taglio e di contenimento (all'interfaccia di una fessura) agli spostamenti relativi fra le facce: tali spostamenti dipendono dallo stato di deformazione della zona soggetta a taglio, come ben messo in luce da Kupfer, Mang e Karavesyoglu in (VI).

Nel presente lavoro, le leggi costitutive del Modello delle Fessure Scabre vengono introdotte nelle equazioni di equilibrio e congruenza ricavate in (VI) per il traliccio in stato di incipiente collasso per taglio. I risultati sono sintetizzati in diagrammi che presentano in ascissa la tensione nominale ultima di taglio applicata alla sezione, e in ordinata (a) il "guadagno" che - in termini di tensione ultima a taglio - è reso possibile dall'introduzione del meccanismo di ingranamento; (b) la percentuale meccanica necessaria

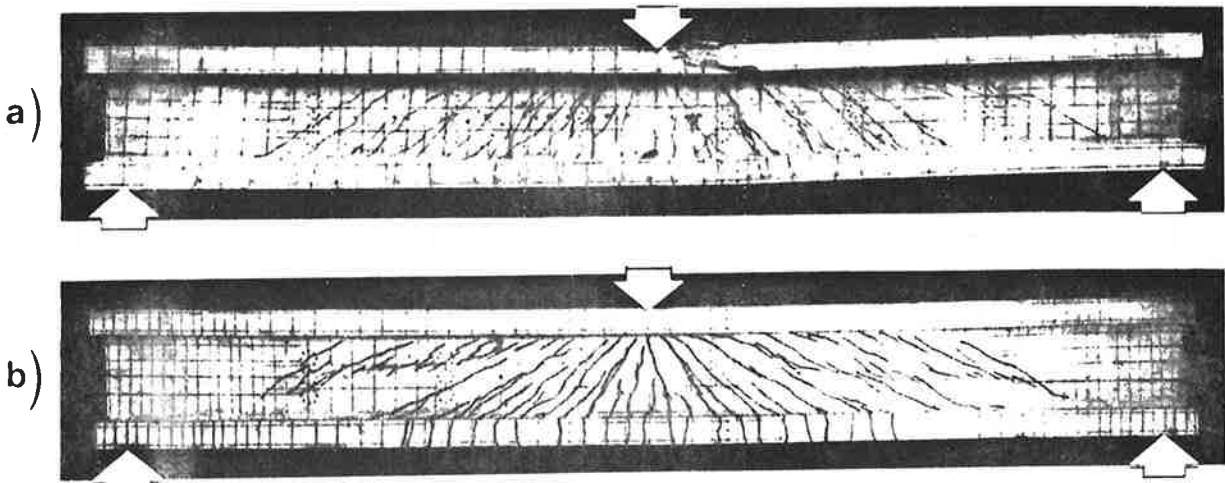


Fig.1 a,b - (a) Trave in c.a.p.; (b) Trave in c.a., Leonhardt (I).

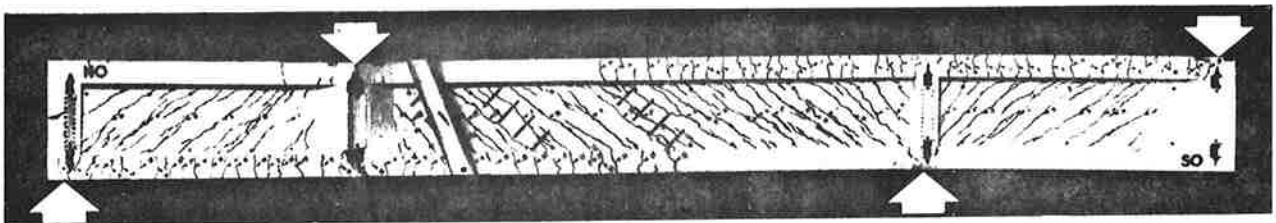


Fig.1 c - Trave in c.a. : Prova BQ6 di Robinson e Demorieux (II).

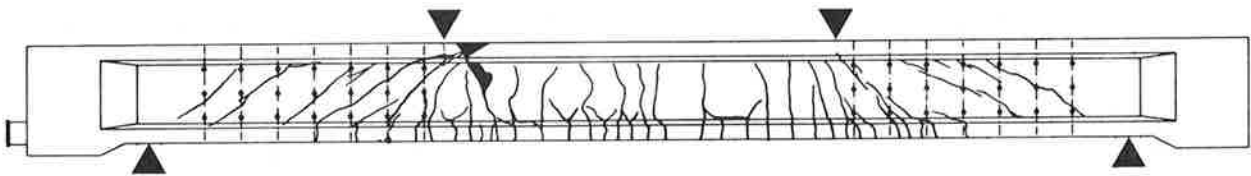


Fig.1 d - Trave in c.a.p. : Prova RA19 di Pinto e Calzona (III).

Fig.1 - Esempi di fessurazione al collasso in travi di c.a. e c.a.p.

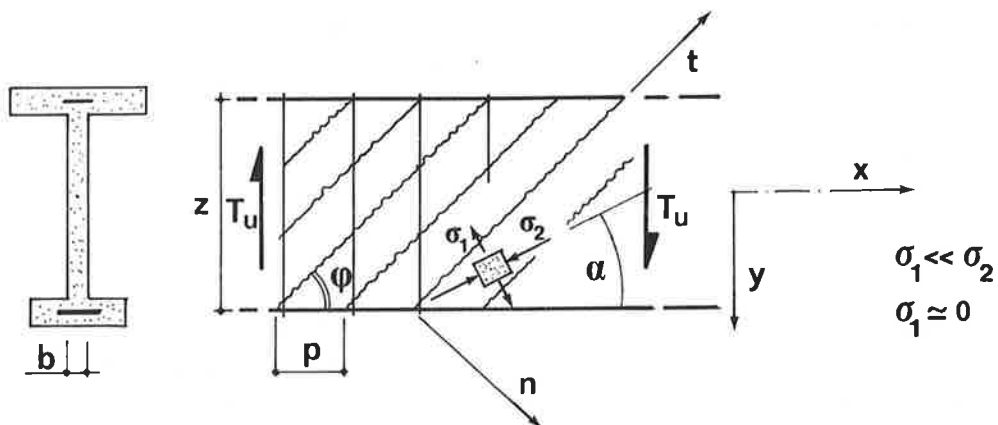


Fig.2 - Schema di funzionamento a traliccio.

per l'armatura d'anima.

I diagrammi, parametrati per diversi valori del diametro dell'armatura e della resistenza a compressione del calcestruzzo, permettono il progetto della suddetta armatura (nel presente lavoro si considerano solo le staffe), e nel contempo mettono in luce come l'attuale normativa, che tien conto in modo assai limitato degli effetti d'ingranamento, sia largamente cautelativa.

Infine, i risultati mostrano la sostanziale equivalenza del modello delle fessure scabre e del modello "a due fasi" introdotto da Walraven e Reinhardt (VII), il quale ultimo considera il calcestruzzo fessurato come un materiale costituito da una fase a comportamento plastico (la malta di cemento) e da una fase a comportamento rigido (le particelle di inerte).

1. CONDIZIONI DI EQUILIBRIO

Come si è detto, le travi in c.a. o c.a.p. con sezione a I, ad anima sottile, tendono a comportarsi al collasso come un traliccio, che si presenta molto meglio definito che nelle travi con sezione a T o con sezione rettangolare. Pertanto, nel seguito si schematizzerà la trave a I come un traliccio piano (Fig. 2) (VI, VIII, IX), introducendo le seguenti ipotesi:

- le barre d'armatura non hanno resistenza a taglio-flessione: viene quindi trascurato l'effetto bietta dell'armatura, sia essa trasversale che longitudinale;
- la zona compressa della sezione si comporta come un puntone compresso: viene quindi trascurato il taglio in tale zona;
- lo stato fessurativo dell'anima è sufficientemente regolare e diffuso da poter trascurare la rigidità a taglio-flessione dei puntoni obliqui: pertanto la direzione principale 2 di compressione del campo tensionale nei puntoni obliqui differisce dalla direzione delle fessure oblique unicamente per la presenza (lungo tali fessure) delle tensioni trasmesse per ingranamento.

Con riferimento alle percentuali d'armatura e alle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, si ammetterà inoltre che:

- l'armatura trasversale sia presente in percentuale tanto modesta da innescare (per snervamento) il collasso a taglio; e che il calcestruzzo dell'anima abbia comunque sufficiente duttilità e resistenza da non collassare prematuramente;
- l'armatura longitudinale sia proporzionata in modo che il collasso per flessione non preceda quello per taglio.

Infine, si considererà esclusivamente armatura trasversale del tipo "staffa".

Con riferimento al modello di Fig. 2, e sulla base delle ipotesi appena enunciate, si possono scrivere le seguenti equazioni di equilibrio, nella situazione di incipiente collasso per taglio, cioè all'atto dello snervamento dell'armatura trasversale:

1.1 Equilibrio al taglio della sezione obliqua (Fig. 3)

$$V_u = f_{sy} \omega_{ST} n_{ST} \frac{z \cotg \phi}{p} + (\sigma_{nt}^c \sen \phi - \sigma_{nn}^c \cos \phi) zb / \sen \phi \quad (1')$$

$$\frac{V_u}{zb} = \frac{\omega_{ST} n_{ST}}{bp} \cotg \phi f_{sy} + (\sigma_{nt}^c - \sigma_{nn}^c \cotg \phi) \quad (1'')$$

$$\tau_u^o = \rho_{ST} f_{sy} \cotg \phi + \Delta \tau, \quad \Delta \tau = \sigma_{nt}^c - \sigma_{nn}^c \cotg \phi \quad (1''')$$

dove ω_{ST} e n_{ST} sono rispettivamente la sezione del tondino della staffa e il numero dei bracci della staffa stessa, p e ρ_{ST} sono il passo e la percentuale geometrica d'armatura delle staffe. L'Eq. 1''' può essere riscritta anche nel modo seguente:

$$\rho_{ST} f_{sy} = \frac{\tau_u^o - \Delta \tau}{\cotg \phi} \quad (1^{IV})$$

dove $\Delta \tau$ è il contributo dell'ingranamento degli inerti al valore ultimo della tensione di taglio.

1.2 Equilibrio del nodo staffa-puntone obliquo (Fig.4)

- in direzione longitudinale:

$$\sigma_2 bp \sen \alpha \cos \alpha = \tau_u^o bp, \quad \sigma_2 = \frac{\tau_u^o}{\sen \alpha \cos \alpha} \quad (2)$$

- in direzione trasversale (verticale nel caso in esame):

$$f_{sy} \omega_{ST} n_{ST} = \tau_u^o bp \tg \alpha, \quad \tg \alpha = \frac{f_{sy} \rho_{ST}}{\tau_u^o} \quad (3')$$

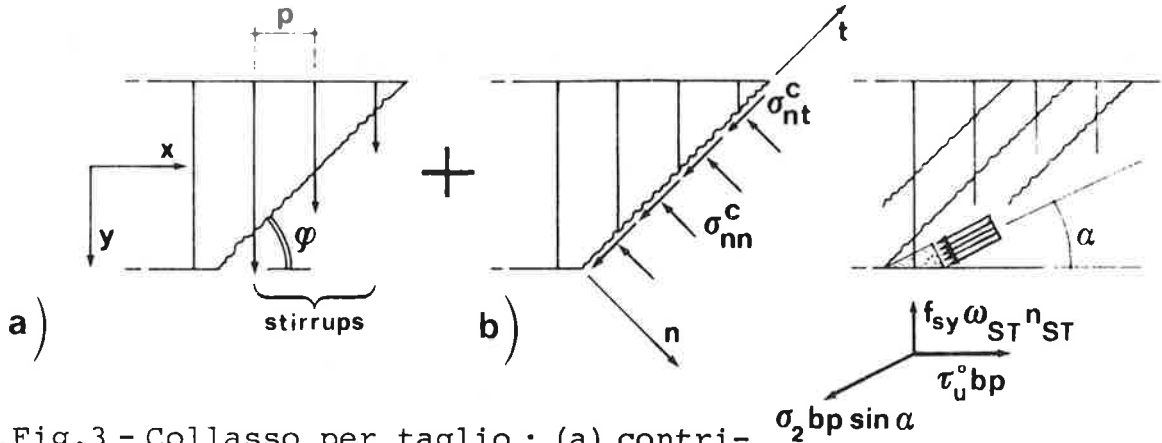
Introducendo l'Eq. 1^{IV} nell'Eq. 3' risulta:

$$\tg \alpha = \frac{1 - \Delta \tau / \tau_u^o}{\cotg \phi} \quad (3'')$$

Nello scrivere le condizioni di equilibrio per il nodo staffa-puntone obliquo, è stato trascurato il contributo della tensione σ_1 (Fig. 2): con ciò si ammette che lo stato tensionale nel puntone obliquo sia di compressione uniassiale, seppure con orientamento diverso da quello delle fessure.

2. LEGGI COSTITUTIVE DELL'INGRANAMENTO

Il contributo $\Delta \tau$ dell'ingranamento degli inerti (Equazioni 1^{IV} e 3'')



▲ Fig.3 - Collasso per taglio : (a) contributo delle staffe; (b) contributo dell'ingranamento degli inerti.

▶▲ Fig.4 - Equilibrio al nodo puntone-staffa.

▶ Fig.5 - Parametri caratteristici dell'ingranamento degli inerti.

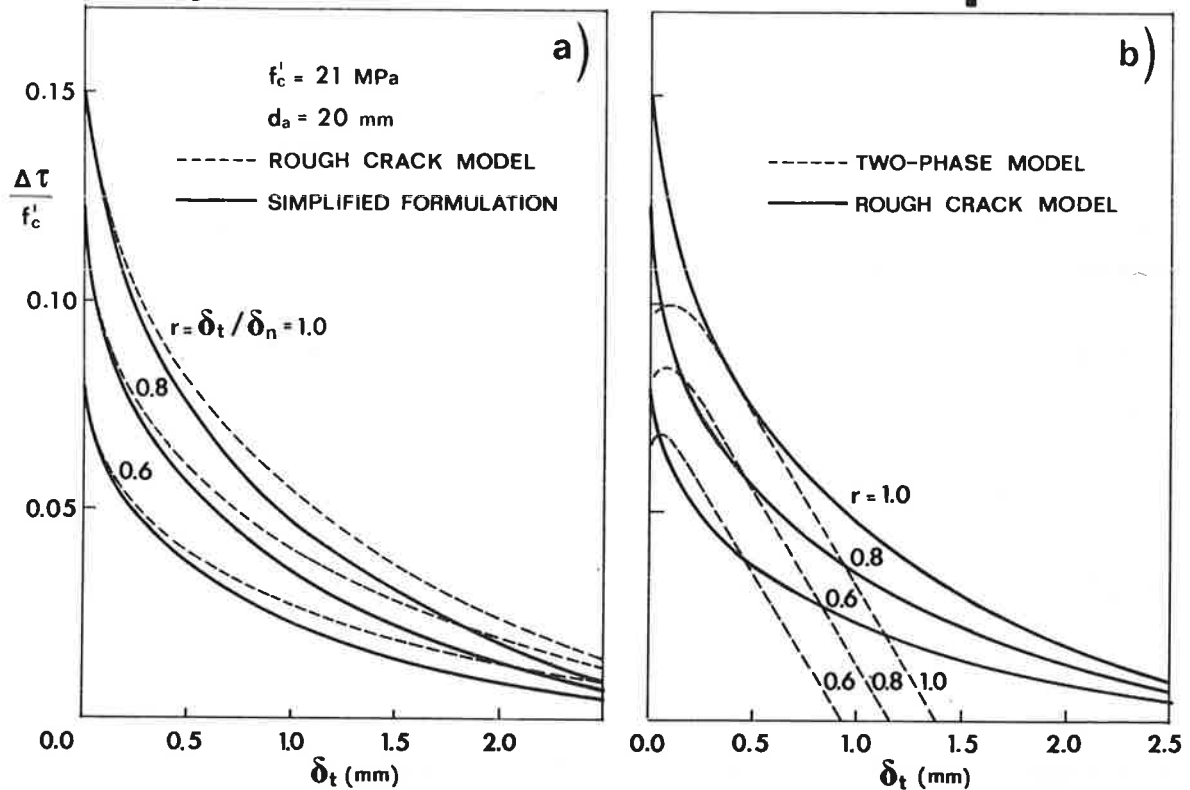
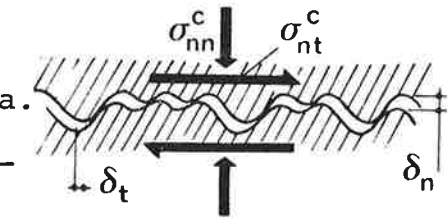


Fig.6 - Curve taglio-scorrimento secondo i modelli delle fessure scabre (IV,V) e bifase (VII).

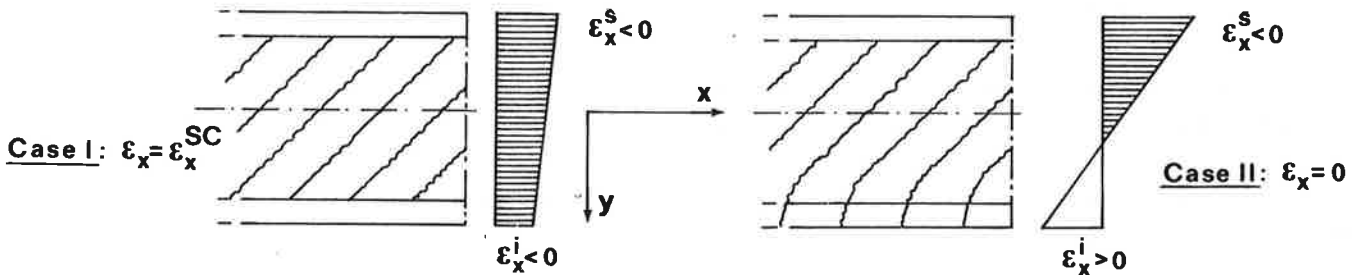


Fig.7 - Fessure e deformazioni assiali nelle zone di massimo taglio di una trave in c.a.p. (a), e nelle zone di taglio-flessione di travi in c.a. e c.a.p. (b).

è essenzialmente funzione degli spostamenti relativi fra le facce delle fessure, così come lo sono le tensioni di interfaccia σ_{nt}^C e σ_{nn}^C (Fig.5), si veda la bibliografia contenuta in (IV,V).

Fra le non molte leggi costitutive proposte per l'ingranamento, le più collaudate e agevoli da impiegare sono quelle facenti capo al cosiddetto "modello delle fessure scabre" (IV,V) e al cosiddetto "modello bifase" (VII).

In ambedue i modelli le relazioni fra le tensioni di interfaccia e gli spostamenti relativi sono di tipo finito, e tengono conto anche della resistenza a compressione del calcestruzzo e della dimensione massima degli inerti. Il modello bifase inoltre tien conto dei fenomeni di attrito fra particelle di inerte e malta cementizia, attraverso un opportuno coefficiente.

Le leggi costituite del modello delle fessure scabre sono:

$$\sigma_{nn}^C = a_1 a_2 \frac{r}{(1+r^2)^{0.25}} \sqrt{\delta_n} \sigma_{nt}^C \quad (\sigma_{nn}^C \text{ è di compressione}) \quad (4)$$

$$\sigma_{nt}^C = \tau_o \left(1 - \sqrt{2\delta_n/d_a}\right) r \frac{a_3 + a_4 |r|^3}{1 + a_4 r^4} \quad (\tau_o = 0.25 f'_c) \quad (5)$$

dove r rappresenta il rapporto fra gli spostamenti relativi ($r = \delta_t / \delta_n$), a_1 e a_2 sono costanti, a_3 e a_4 sono parametri variabili con la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo (IV). Le relazioni 4 e 5, pur essendo di natura essenzialmente empirica, sono riconducibili allo schema fessurativo secondo il quale le fessure si comportano come superfici rigide, dotate di asperità a profilo trapezoidale.

Grazie alle relazioni 4 e 5, il contributo $\Delta\tau$ dell'ingranamento risulta:

$$\Delta\tau = \tau_o \left(1 - \sqrt{2\delta_n/d_a}\right) r \frac{a_3 + a_4 |r|^3}{1 + a_4 r^4} \left[1 - a_1 a_2 \frac{r}{(1+r^2)^{0.25}} \sqrt{\delta_n} \cotg\phi\right] \quad (6')$$

In Fig. 6a sono mostrate a tratteggio alcune curve di $(\Delta\tau/f'_c)$ in funzione dello scorrimento δ_t , per 3 diversi valori del rapporto $r = \delta_t / \delta_n$, e per $\phi = 45^\circ$ (fessure oblique inclinate di $\pi/4$ rispetto all'asse della trave).

La relazione 6' può essere posta in forma alquanto più semplice, limitatamente all'intervallo $r = 0.6 \div 1.0$:

$$\frac{\Delta\tau}{f'_c} = 0.25 r \frac{a_3 + a_4 |r|^3}{1 + a_4 r^4} (1 - 0.912\sqrt{\delta_t} + 0.199 \delta_t) \quad (6'')$$

dove a d_a è stato dato il valore 20 mm, e a ϕ il valore 45° .

Le curve a tratto continuo in Fig. 6a si riferiscono alla formula-

zione semplificata 6", che viene adottata nel seguito in tutti i casi in cui si faccia riferimento al modello delle fessure scabre. Le leggi costitutive del modello bifase si presentano nel modo seguente:

$$\sigma_{nn}^c = \sigma_{pu} (A_x + \mu A_y) \quad (4')$$

$$\sigma_{nt}^c = \sigma_{pu} (A_y + \mu A_x) \quad (5')$$

dove A_x e A_y sono funzioni di δ_t e δ_n , oltrechè della dimensione massima degli inerti d_a e del rapporto fra il volume di inerte e il volume di calcestruzzo; μ è il coefficiente di attrito fra le particelle di inerte e la matrice cementizia; σ_{pu} è la tensione limite della matrice cementizia ($\sigma_{pu} = 6.39 f_{cc}'^{0.56}$ in MPa); le espressioni di A_x e A_y sono molto complesse. Le relazioni 4' e 5', esclusivamente di natura teorica, sono basate sull'ipotesi di comportamento rigido per le particelle di inerte, le quali ultime vengono considerate di forma circolare (il problema è ridotto a piano); per la granulometria degli inerti si ammette come per il modello delle fessure scabre - che valga la legge di Fuller.

L'andamento delle curve di $(\Delta\tau/f_c')$ in funzione dello scorrimento δ_t (Fig. 6b, a tratteggio) è pressochè lineare per $\delta_t > 0.2$ mm, e come tale è stato introdotto in (VI) :

$$\frac{\Delta\tau}{f_c'} = 0.017 + 0.1 \frac{\delta_t}{\delta_n} - 0.085 \delta_t \quad (6''')$$

Come si osserverà in seguito, la maggiore rigidità del modello delle fessure scabre per valori piccoli ($\delta_t < 0.2$ mm) e grandi ($\delta_t > 0.7$ mm) dello scorrimento non comporta sensibili differenze nella valutazione del contributo dell'ingranamento degli inerti.

3. CONDIZIONI DI CONGRUENZA

Lo stato deformativo di un elemento di c.a. o c.a.p. portato al collasso, e quindi più o meno estesamente fessurato, è costituito da due contributi diversi, l'uno consistente nelle deformazioni del calcestruzzo integro compreso fra le fessure, l'altro risultante dagli spostamenti relativi all'interfaccia delle fessure stesse: tali spostamenti possono essere idealmente sostituiti con "deformazioni equivalenti", se lo stato fessurativo è regolare e le fessure ravvicinate.

Ad esempio, nel riferimento (x,y) - Fig. 2 - la deformazione ϵ_x può essere scritta nel modo seguente:

$$\epsilon_x = \epsilon_x^{SC} + \epsilon_x^{CR} \quad \text{con} \quad \epsilon_x^{CR} = \epsilon_x' + \epsilon_x'' \quad (7)$$

dove i suffissi SC e CR indicano rispettivamente il calcestruzzo integro e lo stato fessurativo, mentre gli apici (...) ' e (...) '' indicano i contributi dello scorrimento δ_t e dell'apertura δ_n delle fessure.

E' chiaro che per passare dagli spostamenti δ_t e δ_n alle deformazioni equivalenti occorre conoscere il passo delle fessure.

Per quanto riguarda lo stato deformativo dell'armatura trasversale tesa, ad esso contribuiscono (a) l'allungamento dell'acciaio, snervato in corrispondenza delle fessure oblique, ma parzialmente scaricato - fra fessura e fessura - grazie all'aderenza con il calcestruzzo; (b) lo scorrimento dell'ancoraggio dell'armatura trasversale, che può idealmente essere rappresentato attraverso un allungamento equivalente; (c) il ritiro nel calcestruzzo, che può essere introdotto attraverso un allungamento equivalente dell'armatura trasversale.

Pertanto, con ovvio significato dei simboli, si può scrivere:

$$\epsilon^{ST} = \alpha_s \epsilon_s + \Delta\epsilon_s + |\epsilon_{sh}| \quad (8)$$

dove $\alpha_s \epsilon_s$ rappresenta l'allungamento medio dell'acciaio fra due successive fessure oblique ($\alpha_s < 1$ tien conto dell'effetto favorevole dell'aderenza).

Si consideri ora una trave con sezione a I in calcestruzzo precompresso, ad anima sottile, nella situazione di incipiente collasso: come suggerito da Bachmann e Thürlimann (X), le sezioni delle zone più soggette ad azione tagliante si trovano in una delle due situazioni indicate in Fig. 7, a seconda che le deformazioni normali siano tutte di accorciamento (Caso I, asse neutro esterno alla sezione, zone di estremità) oppure siano di segno opposto ai due lembi della sezione (Caso II, asse neutro interno alla sezione, zone intermedie). La trave in c.a. invece ha sezioni tutte nella situazione indicata con II.

Facendo ora riferimento alla deformazione ϵ_x della fibra baricentrica della trave, che è assai prossima ai centroidi dei puntoni obliqui di calcestruzzo, si può osservare che nel caso I il contributo ϵ_x^{CR} della fessurazione non può essere rilevante: infatti, il valore della deformazione ϵ_x è la media delle deformazioni ϵ_x^S e ϵ_x^I rispettivamente al lembo superiore e al lembo inferiore, dove non c'è fessurazione. L'Eq. 7 assume quindi la seguente forma:

$$\epsilon_x = \epsilon_x^{SC}, \quad \text{ovvero} \quad \epsilon_x' + \epsilon_x'' = 0 \quad (9)$$

Nel caso II i centroidi dei puntoni si trovano invece in prossimità dell'asse neutro della sezione retta, e quindi la deformazione ϵ_x non può che essere molto piccola, al limite nulla. L'Eq. 7 diviene quindi:

$$\epsilon_x = 0, \quad \text{ovvero} \quad \epsilon_x^{SC} + \epsilon_x' + \epsilon_x'' = 0 \quad (10)$$

E' evidente che le equazioni 9 e 10 rappresentano due casi limite:

tuttavia, proprio per tale caratteristica, la valutazione degli effetti dell'ingranamento nei due casi suddetti può dare informazioni utili per qualunque sezione in condizioni intermedie.

3.1 CASO I: $\epsilon_x = \epsilon_x^{SC}$

Con riferimento alla Fig. 8, le deformazioni $\epsilon_x', \epsilon_x'', \epsilon_y', \epsilon_y''$ risultano:

$$\epsilon_x' = \frac{-\delta_t \cos\alpha}{p}, \quad \epsilon_x'' = \frac{\delta_n \sin\alpha}{p}$$

$$\epsilon_y' = \frac{\delta_t \sin\alpha}{p}, \quad \epsilon_y'' = \frac{\delta_n \cos\alpha}{p}$$

Dall'Eq.9: $\epsilon_x' + \epsilon_x'' = -\frac{\delta_t \cos\alpha}{p} + \frac{\delta_n \sin\alpha}{p} = 0$

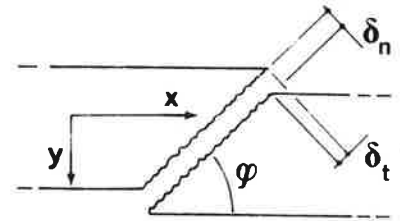


Fig.8 - Scorrimento e apertura lungo una fessura obliqua.

da cui segue per $\alpha = 45^\circ$: $\delta_n = \delta_t$ (11)

In direzione verticale:

$$\epsilon_y = \epsilon_y^{SC} + \epsilon_y' + \epsilon_y'' = \epsilon_y^{SC} + \frac{\delta_t \sin\alpha}{p} + \frac{\delta_n \cos\alpha}{p} = \epsilon_y^{SC} + \frac{\sqrt{2}\delta_t}{p} \quad (12')$$

Con riferimento alla Fig. 2 risulta:

$$\epsilon_y^{SC} = \frac{\epsilon_2^{SC} + \epsilon_1^{SC}}{2} - \frac{\epsilon_2^{SC} - \epsilon_1^{SC}}{2} \cos 2\alpha$$

dove ϵ_2^{SC} e ϵ_1^{SC} non sono le deformazioni principali, essendo 1 e 2 le direzioni delle tensioni principali nel calcestruzzo integro. Ipotizzando che il legame fra le deformazioni ϵ_2^{SC} e ϵ_1^{SC} sia ancora di tipo elastico lineare (seppure con un valore del coefficiente di Poisson maggiorato per tener conto della microfessurazione in direzione 2) e che la tensione σ_1 sia trascurabile rispetto alla tensione σ_2 , si ottiene:

$$\epsilon_1^{SC} = -\nu \epsilon_2^{SC}, \quad \epsilon_y^{SC} = \frac{1}{2} \epsilon_2^{SC} [(1-\nu) - (1+\nu) \cos 2\alpha] \quad (13)$$

Introducendo la 2^a delle 13 nella 12':

$$\epsilon_y = \frac{1}{2} \epsilon_2^{SC} [(1-\nu) - (1+\nu) \cos 2\alpha] + \delta_t \frac{\sqrt{2}}{p} \quad (12'')$$

Per congruenza, la deformazione totale ϵ_y^{ST} dell'armatura trasversale in direzione y deve essere eguale alla deformazione totale ϵ_y del calcestruzzo (in parte integro, in parte fessurato):

$$\epsilon_y^{ST} = \epsilon_y \quad (14)$$

Introducendo le 8 e 12" nella 14 si ottiene la relazione che lega gli spostamenti δ_t e δ_n alle deformazioni delle staffe e del calcestruzzo, nella situazione di incipiente collasso per taglio:

$$\delta_t = \delta_n = \frac{p}{\sqrt{2}} \left\{ \alpha \epsilon_s + \Delta \epsilon_s + |\epsilon_{sh}| + \frac{1}{2} |\epsilon_2^{SC}| [(1-\nu) - (1+\nu) \cos 2\alpha] \right\} \quad (15')$$

Adottando per ν il valore 0.25 proposto in (VI):

$$\delta_t = \delta_n = \frac{p}{\sqrt{2}} \left\{ \alpha \epsilon_s + \Delta \epsilon_s + |\epsilon_{sh}| + 0.375 |\epsilon_2^{CS}| (1 - 1.667 \cos 2\alpha) \right\} \quad (15'')$$

3.2 CASO II : $\epsilon_x = 0$

Con riferimento alla Fig. 8, introducendo nell'equazione 10 le espressioni già ricavate nel Par. 3.1 per le deformazioni $\epsilon_x', \epsilon_x'', \epsilon_y', \epsilon_y''$, si ottiene:

$$\epsilon_x^{SC} + \epsilon_x' + \epsilon_x'' = \epsilon_x^{SC} - \frac{\delta_t \cos \alpha}{p} + \frac{\delta_n \sin \alpha}{p} = 0$$

da cui, per $\alpha = 45^\circ$:

$$\delta_n = \delta_t - \epsilon_x^{SC} \frac{2p}{\sqrt{2}} \quad (16)$$

L'allungamento in direzione y risulta (introducendo l'Eq. 16):

$$\epsilon_y = \epsilon_y^{SC} + \epsilon_y' + \epsilon_y'' = \epsilon_y^{SC} + \frac{\delta_t \sin \alpha}{p} + \frac{\delta_n \cos \alpha}{p} = \epsilon_y^{SC} + \frac{\delta_t \sqrt{2}}{p} - \epsilon_x^{SC} \quad (17')$$

Le deformazioni ϵ_x^{SC} e ϵ_y^{SC} possono essere espresse in funzione delle deformazioni ϵ_1^{SC} e ϵ_2^{SC} (Fig. 2):

$$\epsilon_x^{SC}, \epsilon_y^{SC} = \frac{\epsilon_2^{SC} + \epsilon_1^{SC}}{2} \pm \frac{\epsilon_2^{SC} - \epsilon_1^{SC}}{2} \cos 2\alpha$$

ovvero, ipotizzando per i puntoni (soggetti a compressione uniassiale in direzione 2) un comportamento elastico lineare:

$$\varepsilon_x^{SC}, \varepsilon_y^{SC} = \frac{\varepsilon_2^{SC}}{2} [(1-\nu) \pm (1+\nu) \cos 2\alpha] \quad (18)$$

Introducendo la 18 nella 17' si ottiene:

$$\varepsilon_y = \delta_t \frac{\sqrt{2}}{p} + |\varepsilon_2^{SC}| (1+\nu) \cos 2\alpha \quad (17'')$$

Scrivendo la condizione di congruenza fra le deformazioni di acciaio e calcestruzzo in direzione y ($\varepsilon_y^{ST} = \varepsilon_y$, Eq. 14), risolvendo in funzione di δ_t e sostituendo nell'Eq. 16, si ottengono le relazioni fra gli spostamenti relativi δ_t e δ_n , e le deformazioni di acciaio e calcestruzzo:

$$\delta_t = \frac{p}{\sqrt{2}} [\alpha_s \varepsilon_s + \Delta\varepsilon_s + |\varepsilon_{sh}| - |\varepsilon_2^{SC}| (1+\nu) \cos 2\alpha] \quad (19')$$

$$\delta_n = \frac{p}{\sqrt{2}} [\alpha_s \varepsilon_s + \Delta\varepsilon_s + |\varepsilon_{sh}| + |\varepsilon_2^{SC}| (1-\nu)] \quad (20')$$

Adottando per ν il valore 0.25:

$$\delta_t = \frac{p}{\sqrt{2}} [\alpha_s \varepsilon_s + \Delta\varepsilon_s + |\varepsilon_{sh}| - 1.25 |\varepsilon_2^{SC}| \cos 2\alpha] \quad (19'')$$

$$\delta_n = \frac{p}{\sqrt{2}} [\alpha_s \varepsilon_s + \Delta\varepsilon_s + |\varepsilon_{sh}| + 0.75 |\varepsilon_2^{SC}|] \quad (20'')$$

4. VALUTAZIONE DELLA DISTANZA FRA LE FESSURE OBLIQUE

La distanza p fra le fessure oblique (Figure 2 e 9) può essere valutata facendo riferimento alle situazioni statiche che rispettivamente precedono e seguono la formazione delle fessure stesse (Figure 9a, b). Si tenga presente a tal proposito che, all'atto della loro formazione, le fessure oblique non trasmettono tensioni di taglio e di contenimento in quanto l'ingranamento è assente (le fessure si aprono in direzione 1, senza che ci sia scorrimento fra le facce).

Con riferimento alla Fig. 9b, il tiro T^{ST} nella generica staffa ha la seguente espressione:

$$T^{ST} = 2 f_{ct} pb \sin^2 45 = f_{ct} pb \quad (21)$$

La staffa è in grado di sviluppare il tiro T^{ST} grazie all'aderenza lungo la lunghezza di ancoraggio $p/2$. In realtà la lunghezza di anco

raggio di ogni singolo braccio è ben maggiore, in quanto è presente la piegatura; pertanto, per la lunghezza di ancoraggio, nel seguito è stato assunto il valore maggiorato $1.33 (p/2)$. Con riferimento all'aderenza staffa-calcestruzzo, il tiro T^{ST} acquista allora la seguente espressione:

$$T^{ST} = (2/3) p \pi \varnothing n_{ST} f_b \quad (22)$$

Eguagliando i secondi membri delle 21 e 22, si ottiene:

$$p = \frac{3f_{ct}}{2f_b} \frac{pb}{\pi \varnothing n_{ST}} = (3/8) \frac{f_{ct}}{f_b} \frac{\varnothing}{\rho_{ST}} \quad (23)$$

Occorre inoltre osservare che, nel caso di barre ad aderenza migliorata con limitata lunghezza d'ancoraggio (come succede per le staffe in esame), la tensione limite dell'aderenza f_b (tensione media allo sfilamento) può raggiungere valori prossimi a $f'_c/4$, mentre la resistenza a trazione è pari a $f'_c/10$: pertanto il valore del rapporto f_{ct}/f_b è assai prossimo a 0.4. Concludendo, per la distanza delle fessure si assumerà il valore dato dalla seguente relazione:

$$p = 0.15 \varnothing / \rho_{ST} \quad (24)$$

Infine, essendo le fessure inclinate di 45° rispetto all'asse della trave, la connessione del traliccio richiede che la distanza delle fessure e il passo delle staffe non siano maggiori del braccio Z della coppia interna: nel seguito si adotta la limitazione $p \leq 0.75 Z$, allo scopo di permettere un confronto diretto con i risultati contenuti in (VI).

5. LEGGE COSTITUTIVA DEL CALCESTRUZZO INTEGRO

Il calcestruzzo integro compreso fra le fessure oblique viene considerato (Par.1, Fig.2) come soggetto unicamente a compressione nella direzione principale 2 delle tensioni, con tensione σ_2 e deformazione ϵ_2^{SC} .

In accordo con (VI), alla legge $\epsilon_2^{SC}(\sigma_2)$ viene data una formulazione parabolica:

$$\epsilon_2^{SC} = \epsilon_{cu}^* \left(1 - \sqrt{1 - \sigma_2 / f_c^*} \right) \quad (25)$$

dove f_c^* è la resistenza a compressione semplice del calcestruzzo attraversato da armatura aderente tesa, quale è il calcestruzzo dei puntoni obliqui attraversato dalle staffe. Secondo le esperienze di

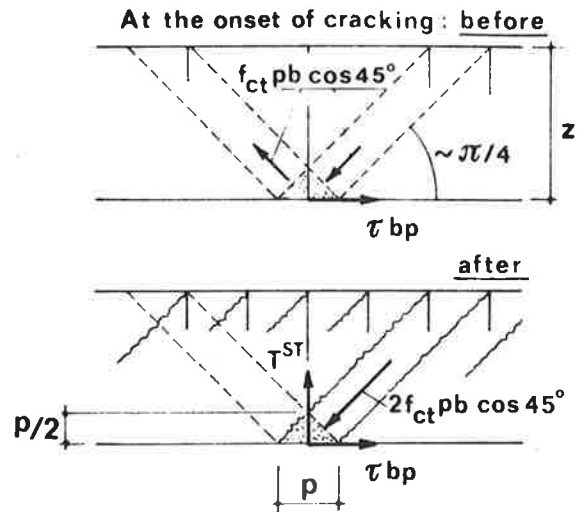


Fig.9 - Stato tensionale precedente e successivo alla formazione delle fessure.

Robinson e Demorieux (II), la resistenza f_c^* è fino al 30% inferiore alla resistenza in compressione semplice f_c' . Nel presente lavoro si adotta un fattore riduttivo pari a 0.85. Pertanto, il valore di f_c^* risulta essere:

- $0.85 f_c'$ nel caso di carichi di breve durata;
- $0.85 \cdot 0.80 f_c' = 0.68 f_c'$ nel caso di carichi di lunga durata.

Alla deformazione di rottura ϵ_{cu}^* è stato dato il valore -2.10^{-3} .

6. ASPETTI COMPUTAZIONALI

Per la valutazione del guadagno $\Delta\tau$ dovuto all'ingranamento, e per la determinazione della percentuale d'armatura trasversale ρ_{ST} atta a garantire la resistenza ultima a taglio della sezione, è stato approntato un programma di calcolo (in verità molto semplice), che permette di valutare le 10 grandezze $\sigma_{nn}^C, \sigma_{nt}^C, \delta_n, \delta_t, \Delta\tau; \sigma_2, \alpha, \epsilon_2^{SC}; p, \rho_{ST}$ in funzione di τ_u^0 i cui valori vengono fatti variare nell'intervallo $(0.05 \div 0.40) f_c'$. I dati in ingresso sono: per il calcestruzzo f_c', ϵ_{sh}, Z ; per l'acciaio $f_{sy}, E_s, \Delta\epsilon_s, \emptyset$.

Le equazioni a disposizione sono 10:

- 3 equazioni di equilibrio ($1^{IV}, 2, 3$);
- 2 equazioni relative all'ingranamento ($1''', 4, 5$ oppure $4', 5'$);
- 2 equazioni di congruenza ($15''$ oppure $19'', 20''$);
- equazione della distanza delle fessure (24);
- legge costitutiva del calcestruzzo integro (25).

Essendo il sistema delle equazioni non lineare, è necessario ricorrere ad un processo risolutivo di tipo iterativo: per ciascun valore di τ_u^0 , all'inclinazione α dei puntoni obliqui viene assegnato il valore iniziale $\pi/4$. Nella i^{ma} iterazione si usano in ingresso i valori $\Delta\tau_{i-1}, \rho_{ST_{i-1}}, \alpha_{i-1}$ risultati dalla precedente iterazione, e quindi si risolve il sistema secondo questa sequenza: Eq. 3'' (si ottiene il valore α_i); Eq. 1^{IV} (ρ_{ST_i}); Eq. 24 (p_i); Eq. 2 (σ_{2i}); Eq. 25 (ϵ_{2i}^{SC}); Eq. $15'' - o 19'', 20'' - (\delta_{ti} e \delta_{ni})$; Eq. 4, 5 - o $4', 5' - (\sigma_{nt_i}^C, \sigma_{nn_i}^C)$; Eq. $1''' (\Delta\tau_i)$.

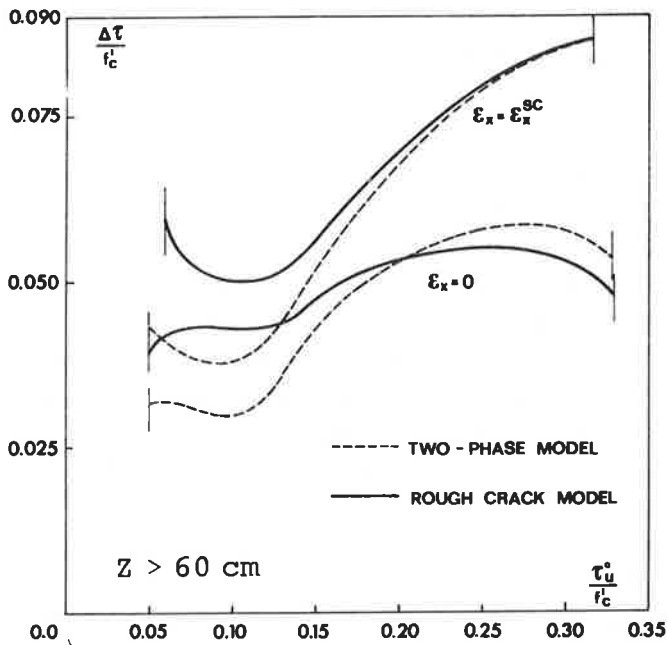
Il processo iterativo viene interrotto quando la differenza $|\alpha_i - \alpha_{i-1}|$ è inferiore a $1/1000$ di radiante.

Il programma risolve i due casi-limite $\epsilon_x = \epsilon_x^{SC}$ e $\epsilon_x = 0$, e può usare per l'ingranamento sia le leggi costitutive del modello delle fessure scabre, sia quelle del modello bifase.

Infine, tra i dati in ingresso occorre introdurre, come si è visto, il valore del braccio della coppia interna Z , parametro questo strettamente legato all'altezza della sezione ($Z = 0.7 \div 0.8 H$). Tuttavia, se si desiderano risultati validi per qualunque valore di Z (e quindi indipendenti dall'altezza della sezione) è sufficiente attribuire a Z un valore molto alto: in tal modo la limitazione $p \leq 0.75 Z$ non è mai operante.

7. RISULTATI

I risultati riguardano sia il contributo $\Delta\tau/f'_c$ in funzione di τ_u^0/f'_c , Figure 10 e 12, sia la percentuale meccanica d'armatura trasversale $\mu_{ST} = \rho_{ST} f_{sy}/f'_c$ necessaria per una assegnata tensione ultima (curve μ_{ST} in funzione di τ_u^0/f'_c , Figure 11 e 13).



Modello delle fessure scabre

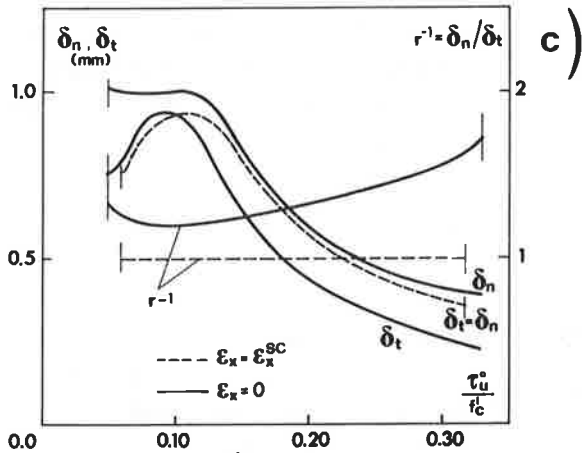


Fig.10 $f_C^* = 0.68 f'_C$

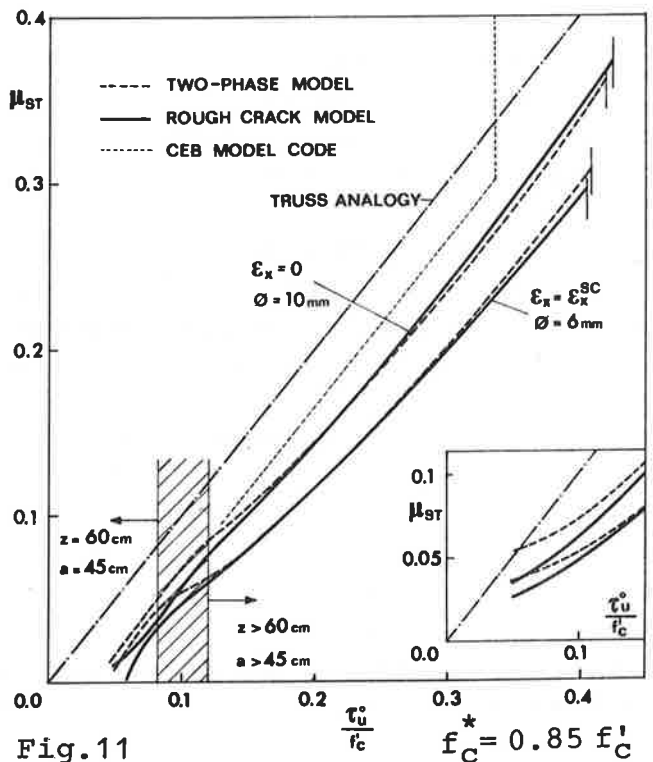
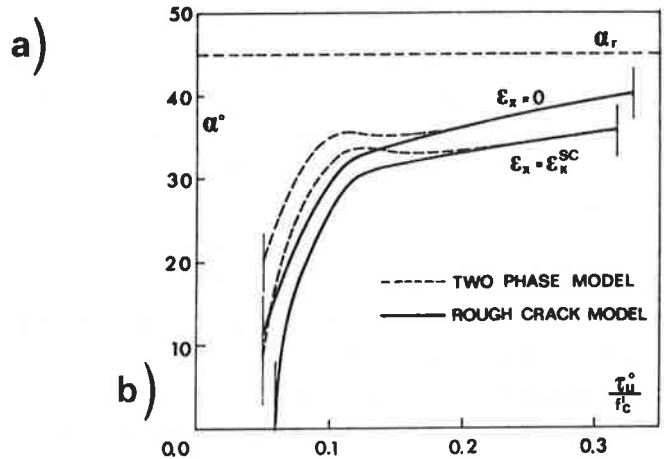


Fig.11 $f_C^* = 0.85 f'_C$

Figure 10 e 11 - Risultati ottenuti con le leggi costitutive del modello delle fessure scabre, e del modello bifase. $f'_c = 21 \text{ MPa}$; $f_{sy} = 500 \text{ MPa}$.

Occorre innanzi tutto osservare che i valori del rapporto τ_u^0/f'_c non possono essere qualsivoglia, in quanto devono rispettare due limiti, imposti ambedue dalla resistenza a compressione f'_c del calcestruzzo dei puntoni obliqui. Per valori via via decrescenti di τ_u^0 , decresce l'inclinazione α dei puntoni compressi (Eq. 3"), e cresce la tensione σ_2 (Eq.2): esiste pertanto un valore minimo di α in corrispondenza del quale la tensione σ_2 raggiunge il valore f'_c e il calcestruzzo

collassa in compressione (Eq.25, $\epsilon_2^{SC} = \epsilon_{cu}^*$). A tale situazione corrisponde il valore limite inferiore per il rapporto τ_u^0/f_c' ($0.05 \div 0.06$ nei casi qui esaminati).

Inoltre, per valori elevati del taglio applicato, la tensione σ_2 cresce pressochè linearmente con τ_u^0 (Eq. 2), in quanto l'inclinazione α tende a $\pi/4$ (Eq.3"): pertanto esiste un valore limite superiore per il rapporto τ_u^0/f_c' in corrispondenza del quale il calcestruzzo collassa in compressione ($0.30 \div 0.35$ nei casi qui esaminati).

In Fig. 10a sono mostrate le curve di $\Delta\tau/f_c'$ con riferimento al modello delle fessure scabre (tratto continuo) e al modello bifase (tratteggiato): queste ultime coincidono con quelle riportate in (VI). I due modelli danno risultati molto vicini e spesso coincidenti: nel caso $\epsilon_x = \epsilon_x^{SC}$ (che è il più interessante perchè riguarda le zone estreme della trave doppiamente appoggiata, dove prevale l'azione tagliante) il contributo all'ingranamento è prossimo al 10% per i valori più elevati della tensione ultima applicata (si osservi che secondo Fenwick e Paulay (XI), in travi non precomprese a sezione rettangolare, fino al 60% dell'azione tagliante viene trasmessa per ingranamento degli inerti, grazie anche alla forma non rettilinea delle fessure).

In Fig. 10b sono riportate le curve dell'inclinazione α del campo tensionale di compressione dei puntoni obliqui: si osservi come al crescere di τ_u^0 l'angolo α aumenti rapidamente tendendo al valore $\alpha_r = 45^\circ$, mai raggiunto per prematuro collasso in compressione dei puntoni ($\epsilon_2^{SC} = \epsilon_{cu}^*$).

Infine, in Fig. 10 c è mostrata l'evoluzione degli spostamenti δ_n e δ_t , e del loro rapporto r^{-1} . Al crescere di τ_u^0 le fessure oblique tendono ad avvicinarsi, e ciò comporta una diminuzione degli spostamenti relativi all'interfaccia. Nel caso $\epsilon_x = 0$, la tendenza delle fessure ad aprirsi ($r^{-1} = \delta_n/\delta_t$ cresce con τ_u^0) comporta una diminuzione del ruolo dell'ingranamento per i valori più elevati di τ_u^0 (si veda anche Fig. 10a). Le curve di Fig. 10 sono state valutate per carichi di lunga durata ($f_c^* = 0.68 f_c'$).

In Fig. 11 sono riportate le curve relative alla percentuale μ_{ST} dell'armatura trasversale: di nuovo non c'è differenza apprezzabile fra modello delle fessure scabre e modello bifase. Le curve sono state valutate per carichi di breve durata ($f_c^* = 0.85 f_c'$) per omogeneità con i risultati mostrati in (VI). Per valori piccoli di τ_u^0/f_c' l'introduzione del braccio della coppia interna ($Z=60$ cm) comporta l'attivazione della limitazione $p \leq a = 0.75 Z = 45$ cm, per cui i tratti terminali delle curve valgono solo per sezioni con $Z = 60$ cm. La zona tratteggiata indica la transizione fra i due sottocasi ($Z > 60$ cm e $Z = 60$ cm), transizione che avviene per valori diversi del rapporto τ_u^0/f_c' , ma vicini a 0.10.

Nel riquadro di Fig. 11 vengono mostrati i tratti terminali delle curve qualora non sia assegnato il valore di Z , e la limitazione $p \leq a$ non sia operante. A punto e tratto è indicata la richiesta d'armatura secondo il modello di Mörsch (traliccio senza ingranamento, con $\alpha = \pi/4$). A puntini è indicata la richiesta d'armatura secondo il Codice Modello del CEB: si osservi come la normativa sia conservativa, pur non essendo troppo lontana dai risultati teorici; i molti risul-

tati sperimentali citati in (VI) sono addensati a metà fra l'asse delle ascisse e le curve teoriche, a conferma dell'importanza complessiva degli altri meccanismi resistenti, citati nell'introduzione e non introdotti in questo lavoro.

In Fig.12 a sono riportate le curve $\Delta\tau/f'_c$ per differenti valori del diametro delle staffe: si può osservare che per i massimi valori di τ_u^0 l'uso di staffatura sottile ($\phi = 6$ mm) aumenta del 30÷35% l'effetto positivo dell'ingranamento, rispetto alla staffatura grossa ($\phi = 12$ mm).

In Fig.12 b le curve $\Delta\tau/f'_c$ mostrano il ruolo (peraltro non determinante) della resistenza a compressione del calcestruzzo: per i massimi valori di τ_u^0 , l'uso di calcestruzzo di caratteristiche medio -

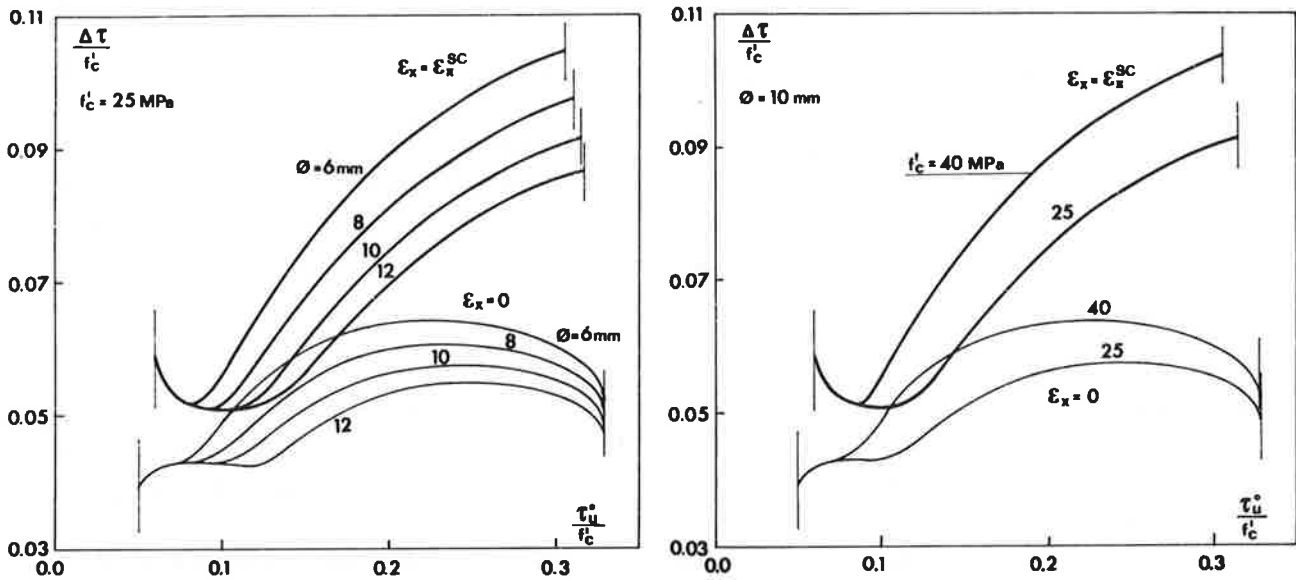


Fig.12 - Effetti del diametro delle staffe (a) e della resistenza del calcestruzzo (b) sull'incremento della tensione ultima dovuto all'ingranamento; $f_{sy} = 500$ MPa; $\epsilon_s = 0.24\%$; $\Delta\epsilon_s = 0.04\%$; $\epsilon_{sh} = -0.02\%$; $f_c^* = 0.68 f'_c$; $Z > 60$ cm .

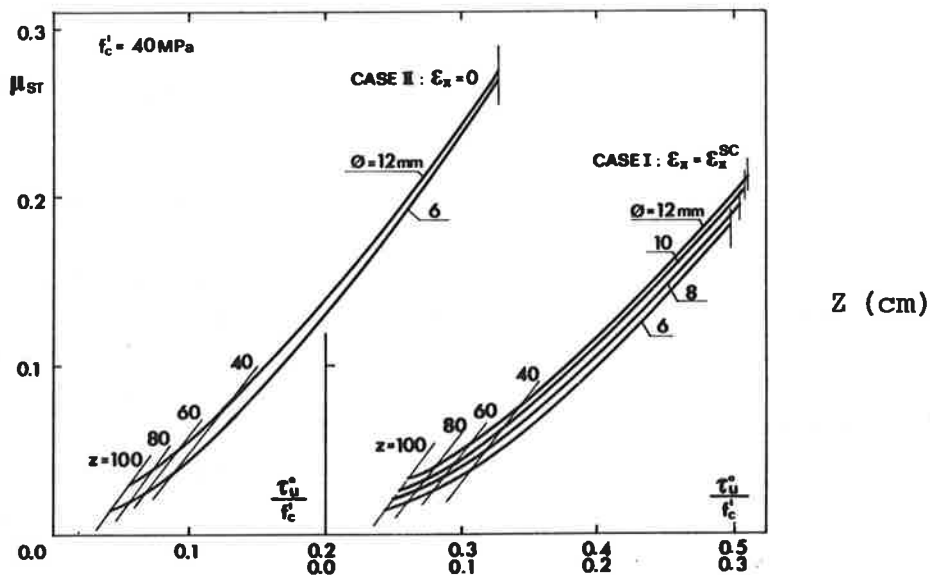


Fig.13 - Curve della percentuale meccanica della staffatura. $f_{sy} = 500$ MPa; $\epsilon_s = 0.24\%$; $\Delta\epsilon_s = 0.04\%$; $\epsilon_{sh} = -0.02\%$; $f_c^* = 0.68 f'_c$.

alte ($f'_c = 40$ MPa) aumenta del 20÷25% l'effetto positivo dell'ingranamento, rispetto ad un calcestruzzo di caratteristiche medio-basse ($f'_c = 25$ MPa).

Infine, limitatamente ad un calcestruzzo di caratteristiche medio-alte ($f'_c = 40$ MPa), in Fig. 13 sono riportate le curve della percentuale meccanica dell'armatura trasversale, per differenti valori del diametro delle staffe. Per valori decrescenti del rapporto (τ_u^0/f'_c) le curve a grassetto valgono fin tanto che il braccio della coppia interna Z non abbia valore inferiore a quello indicato dalle linee sottili: per valori inferiori, deve intervenire la limitazione $p = a = 0.75 Z$, di cui non si è tenuto conto nel tracciamento delle curve in grassetto. Nel caso I ($\epsilon_x = \epsilon_x^{SC}$), il passaggio da armatura sottile ($\varnothing = 6$ mm) ad armatura grossa ($\varnothing = 12$ mm) comporta un aumento della percentuale meccanica di staffatura che varia dal 40% per $\tau_u^0 = 0.1 f'_c$, al 6% per $\tau_u^0 = 0.3 f'_c$. Nel caso II il ruolo del diametro delle staffe è assai minore.

Le figure 12 e 13 si riferiscono a calcestruzzo con $f'_c = 25$ MPa ed ad acciaio con $f_{sy} = 500$ MPa, ma valgono con buona approssimazione anche per materiali di tipo diverso (la classe S 500 per l'acciaio è la più alta prevista dalla Euronorm 80).

CONCLUSIONI

Nelle travi a I precomprese e non, l'ingranamento degli inerti lungo le fessure oblique dell'anima dà un contributo non trascurabile alla resistenza ultima a taglio, ancorchè minore che nelle travi a sezione compatta.

L'incremento della tensione ultima a taglio, e la conseguente diminuzione dell'armatura trasversale necessaria, sono maggiori per i valori elevati della sollecitazione di taglio, e sono favoriti dai piccoli diametri delle staffe e dalla resistenza a compressione del calcestruzzo. Anche le caratteristiche allo snervamento dell'acciaio delle staffe, l'aderenza staffa-calcestruzzo, lo scorrimento dello ancoraggio delle staffe e il ritiro del calcestruzzo giocano un ruolo complessivamente rilevante, che è stato introdotto in questo lavoro in modo necessariamente semplificato (in particolare l'aderenza staffa-calcestruzzo).

I risultati mostrano che, per valori elevati della sollecitazione di taglio, il contributo dell'ingranamento alla tensione ultima è dell'ordine del 10%; tuttavia una modellazione più accurata degli effetti irrigidenti dell'aderenza staffa-calcestruzzo e l'introduzione della rigidità flessionale dei puntoni obliqui potrebbero portare ad una valutazione più realistica e più favorevole del contributo dell'ingranamento.

I risultati ottenuti permettono di sottolineare l'efficacia del modello delle fessure scabre, e la sostanziale identità fra tale modello e il modello bifase (usato da Kupfer ed altri), nella valutazione del contributo dell'ingranamento.

Le curve relative alla percentuale meccanica dell'armatura trasversale da un lato confermano la razionalità dell'attuale normativa

CEB (peraltro piuttosto conservativa), dall'altro costituiscono esse stesse un utile mezzo per una più accurata verifica delle travi a I, nello stato limite ultimo per taglio.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare il Prof. Dei Poli, i cui suggerimenti hanno contribuito in modo determinante al buon esito del lavoro. Il contributo finanziario del Ministero della Pubblica Istruzione, nell'ambito di un programma di ricerca dedicato al comportamento meccanico del calcestruzzo (Finanziamento MPI - 40%, 1983), ha permesso all'Ing. Karakoç di passare un periodo di congedo presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale, nel 3^o quadrimestre del 1984.

BIBLIOGRAFIA

- (I) Leonhardt, F., "Shear and torsion in prestressed concrete", Proc. of the Sixth Congress of the Fédération Internationale de la Précontrainte, Prague 1970, pp. 137-155.
- (II) Robinson, J.R., et Demorieux, J.M., "Essais de poutres en double té en béton armé", Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, N. 335, Janvier 1976, Serie: Béton, N. 153.
- (III) Pinto, P.E., e Calzona, R., "Esperienze sul comportamento a taglio di travi precomprese a cavi post-tesi", Pubblicazione N. 29, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Roma, Roma, 1971.
- (IV) Bazant, Z.P., and Gambarova, P.G., "Rough Cracks in Reinforced Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST 4, Proc. Paper 15330, April 1980, pp. 819-842.
- (V) Gambarova, P.G., e Karakoç, C., "Nuovi risultati in tema di rigidezza a taglio e di leggi costitutive sforzi/spostamenti negli elementi piani fessurati di calcestruzzo", Studi e Ricerche N.4, 1982, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato - F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, pp. 31-56.
- (VI) Kupfer, H., Mang, R., und Karavesyoglou, M., "Bruchzustand der Schubzone von Stahlbeton - und Spannbetonträgern - Eine Analyse unter Berücksichtigung der Rissverzahnung", Bauingenieur 58 (1983) 143-149.
- (VII) Walraven, J.C., and Reinhardt, H.W., "Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading", Concrete Mechanics - Part A, Heron, Vol. 26, No. 1A, 1981.
- (VIII) Nielsen, M.P., Braestrup, M.W., and Bach, F., "Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams", IABSE Proceedings P15/78, 1978.
- (IX) Collins, M.P., and Mitchell, D., "Shear and Torsion-Design of Prestressed and Non- Prestressed Concrete Beams", PCI Journal, September - October 1980, pp. 32 - 100.

- (X) Bachmann, H., und Thurlimann, B., "Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton", Schweizerische Bauzeitung, Vol. 84, No. 33, July 1966, pp. 583-591; No. 34, August 1966, pp. 599-606.
- (XI) Fenwick, R.C., and Paulay, T., "Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.94, No. ST 10, Proc.Paper 6167, October 1968, pp. 2325-2350.

SIMBOLI

f'_{cc}, f'_c	resistenza cubica e cilindrica del calcestruzzo ($f'_c = 0.83 f'_{cc}$)
f_c^*	resistenza del calcestruzzo in compressione uniassiale, in presenza di armatura trasversale tesa ($f_c^* = 0.85 f'_c$)
f_{ct}	resistenza del calcestruzzo in trazione uniassiale
f_{sy}	resistenza a snervamento dell'acciaio d'armatura
f_b	resistenza dell'aderenza
ρ_{ST}, \emptyset	percentuale geometrica e diametro dell'armatura d'anima
μ_{ST}	percentuale meccanica dell'armatura d'anima ($\mu_{ST} = \rho_{ST} \frac{f_{sy}}{f'_c}$)
σ	tensione normale nel calcestruzzo, positiva se di compressione ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_x, \sigma_y, \sigma_{nn}^c$)
$1, 2, \alpha$	direzioni principali delle tensioni nei puntoni obliqui di calcestruzzo (2 = compressione); inclinazione della dir.2 rispetto all'asse-trave
τ_u^o	tensione nominale di taglio sulla sezione, nella situazione di incipiente collasso ($\tau_u^o = T_u/bz$, dove T_u è il valore dell'azione tagliante nello stato limite ultimo)
$\Delta\tau$	contributo dell'ingranamento degli inerti alla tensione ultima effettiva di taglio sulla sezione
$\epsilon^{SC}, \gamma^{SC}$	deformazioni del calcestruzzo integro fra le fessure
ϵ, γ	deformazioni complessive del calcestruzzo, inclusi i contributi della apertura e dello scorrimento delle fessure (ϵ positivo se di allungamento)
δ_n, δ_t	apertura e scorrimento lungo le fessure oblique
ϵ_{sh}	accorciamento da ritiro nel calcestruzzo (<0)
ϵ_s	deformazione dell'armatura d'anima in corrispondenza di una fessura obliqua (ϵ_s = deformazione allo snervamento)
$\alpha_s \epsilon_s$	deformazione media dell'armatura d'anima, fra due successive fessure oblique ($\alpha_s = 0.95$)
$\Delta\epsilon_s$	contributo dello scorrimento dell'ancoraggio alla deformazione dell'armatura d'anima
b, z, p	spessore dell'anima, braccio della coppia interna, passo dell'armatura d'anima, ovvero passo delle fessure oblique
ϕ	inclinazione delle fessure oblique rispetto all'asse della trave

ANALISI DELLE PERDITE DI TENSIONE DEI CAVI DI PRE
COMPRESSIONE NELL'ESECUZIONE DI PONTI E VIADOTTI
CON IL SISTEMA COSTRUTTIVO A CONCI PREFABBRICATI

NIKO GIOVANNETTI	dello Studio REICO di Milano
FAUSTO FAUSTETTI	della PONTI E VIADOTTI di Trasaghis
ALESSANDRO ROVERA	della PONTI E VIADOTTI di Trasaghis
DARIO ALMESBERGER	della RUREDIL di Milano

SOMMARIO

La presente memoria prende in esame la problematica delle perdite di tensione dei cavi di precompressione per fenomeni di attrito nella guaina, per rilassamento dell'acciaio e per ritiro e scorrimento viscoso del calcestruzzo. L'analisi viene eseguita in forma teorica con simulazioni matematiche che riproducono il comportamento dell'acciaio e del calcestruzzo e con riscontro dei risultati di prove ed esperienze dirette in cantiere. I risultati dell'analisi consentono di esprimere alcune valutazioni sulla scelta del grado di precompressione iniziale e finale ai fini delle applicazioni.

SUMMARY

This paper examines the problems linked to the loss of tension in prefabricated tables caused by the friction phenomena in the sheat induced by relaxation of the steel or by shrinkage and creep of the concrete. The analysis is approached theoretically by using mathematical simulations which reproduce the behaviour of the steel and concrete. The results obtained are compared with those from direct on site tests and experiences. On the bases of the results obtained some assessments can be made for choosing initial and final prestressed values in relation to practical application.

1. INTRODUZIONE

Nel quadro delle grandi opere di ingegneria civile l'adozione di sistemi tecnologici avanzati di prefabbricazione è criterio ormai acquisito anche per quanto attiene gli impalcati di grandi viadotti. Ciò comporta la soluzione di problematiche complesse, poichè nella realizzazione di tali strutture è necessario l'impiego di tecnolo -

gie sofisticate e specialistiche, frutto di metodologie talvolta fra loro assai diverse. Si tratta infatti di conciliare le esigenze di prefabbricazione di grossi manufatti in calcestruzzo con la loro movimentazione ed il varo mediante particolari attrezzature, cui segue l'infilaggio dei cavi di precompressione ai quali sono affidate le funzioni portanti anche in fase di costruzione.

Tutti i problemi inerenti alle perdite di tensione dei cavi, che in passato presentavano notevoli difficoltà, oggi, con l'impiego di nuove tecnologie, sono stati efficacemente risolti.

La differente natura dei problemi impone la necessità della loro soluzione con l'ausilio di specifiche strutture ad alto livello di specializzazione, sia sotto il punto di vista umano sia tecnico.

2. ESECUZIONE DI PONTI E VIADOTTI CON IL SISTEMA COSTRUTTIVO A CONCI PREFABBRICATI PER L'AUTOSTRADA UDINE - TARVISIO (A 23)

2.1 Descrizione

Nell'ambito del tronco Carnia/Tarvisio dell'autostrada Udine/Carnia/Tarvisio, l'acquisizione in subappalto dei lavori di costruzione degli impalcati di quattro viadotti, ha permesso di realizzare un'organizzazione produttiva tale da consentire la massima industrializzazione. Per la realizzazione delle opere sono stati impiegati 50.000 mc di calcestruzzo, 7.600 tonn di acciaio per armatura lenta, 1.500 tonn di acciaio armonico per armatura di precompressione, per un totale di 2.276 conchi pari a 72.000 mq di impalcato. Le particolari caratteristiche meteorologiche della zona e i termini di consegna dei lavori hanno condizionato gran parte delle scelte operate. Lo stabilimento di prefabbricazione è stato realizzato a fondo valle in prossimità di importanti impianti di inerti e delle principali vie di comunicazione (S.S. 13, autostrada A 23, scalo merci Ferrovie dello Satto di Gemona).

2.2 Produzione dei conchi prefabbricati

La produzione è organizzata su cinque linee di prefabbricazione completamente indipendenti ed attrezzate ciascuna con due apparecchiature di sollevamento. Un carroponente di 80 tonn. per la movimentazione degli elementi e un carroponente di servizio da 6 tonn. per la movimentazione delle armature. L'area è dimensionata in modo da permettere lo stoccaggio di circa 70 conchi per ogni linea.

I conchi prefabbricati vengono prodotti con sezioni piuttosto sottili congestionate di armatura lenta e guaine di precompressione. A questo scopo sono necessari calcestruzzi a consistenza superfluida. La miscela è stata proporzionata in modo da ottenere una resistenza dell'ordine dei 450 - 500 kg/cm² a ventotto giorni e una resistenza iniziale di 100 - 150 kg/cm² dopo circa sedici

ore necessaria per il disarmo del concio. Una scelta accurata degli inerti, del cemento, degli additivi e del contenuto d'acqua ha contribuito a migliorare la resistenza, il modulo elastico, le caratteristiche di scorrimento viscoso e la durabilità del calcestruzzo.

Nei lavori in esame sono state impiegate quattro classi di aggregato, ghiaia (30%), ghiaietto (25%), sabbia grossa (40%), sabbia fina (5%) e 400 kg/mc di cemento PTL 425. Con l'impiego del superfluidificante FLUIMENT (1%) si arriva a valori di resistenza a compressione che superano i 700 kg/cm². (Fig. 1)

CONCESSIONI E COSTRUZIONI AUTOSTRADE S.p.A.
Capitale Sociale L. 200.000.000.000 interamente versato
Iscritta Tribunale Roma n. 1961/50 - C.G.I.A. ROMA n. 154982
Sede Legale: via A. Nibby, 20 - 00181 Roma - Cod. Fisc. - Partita IVA n. 004090581

SEZIONE PERIFERICA BAGNI DI LUSNIZZA
DEL LABORATORIO CENTRALE PROVE MATERIALI
DI FIANO ROMANO
C/O DIREZIONE V.le TRONCO - C.P. 4
00025 FIANO ROMANO (ROMA)

Pratica 2247

Campione: 2247

CERTIFICATO DI PROVA

Valori della resistenza a compressione:

campione n° 2247 6/14 bis

R₁ = 780.9 Kg/cm²

R₂ = 770.7 "

R₃ = 772.0 "

R₄ = 793.3 "

Data confezionamento: 29.2.1984

Data rottura : 28.3.1984

di volti alla soluzione delle specifiche esigenze derivanti dalla tecnologia costruttiva adottata. Il ciclo di costruzione di una stampella inizia con l'avanzamento sulla pila alla quale l'attrezzatura di varo viene appoggiata attraverso un elemento incernierato alla struttura portante. Prima di essere posto in opera, all'elemento di testa pila viene montata la guida di contrasto degli ammortizzatori di pila che garantiscono l'assorbimento degli sforzi trasversali dovuti ad eventi sismici. In fase di costruzione l'impalcato appoggia su quattro martinetti oleodinamici di grande portata ed è collegato alla pila da barre in acciaio ad alta resistenza. Si realizza in questo modo un incastro provvisorio sulla pila che permette di assorbire gli squilibri degli sbalzi durante la costruzione. Al completamento della campata, l'impalcato viene collegato agli appoggi definitivi con resine epossidiche che, a presa avvenuta, consentono la rimozione dei martinetti ed il loro

I risultati mostrano che con il superfluidificante si riduce il ritiro e lo scorrimento viscoso in misura proporzionale alla riduzione d'acqua.

Il trasporto del calcestruzzo avviene mediante una linea di distribuzione a vagonetto che preleva il calcestruzzo dall'impianto di betonaggio adiacente la linea di produzione alimentando una tramoggia di accumulo equipaggiata con una cleva trasportatrice che permette di raggiungere facilmente le zone di getto di ogni singolo concio.

2.3 Montaggio dei conci

Le attrezzature di varo della Ponti e Viadotti aventi portate variabili tra 100-220 tonn. sono frutto di particolari studi

posizionamento sulla pila successiva. Nella Fig. 2 sono rappresentate le principali fasi di montaggio.

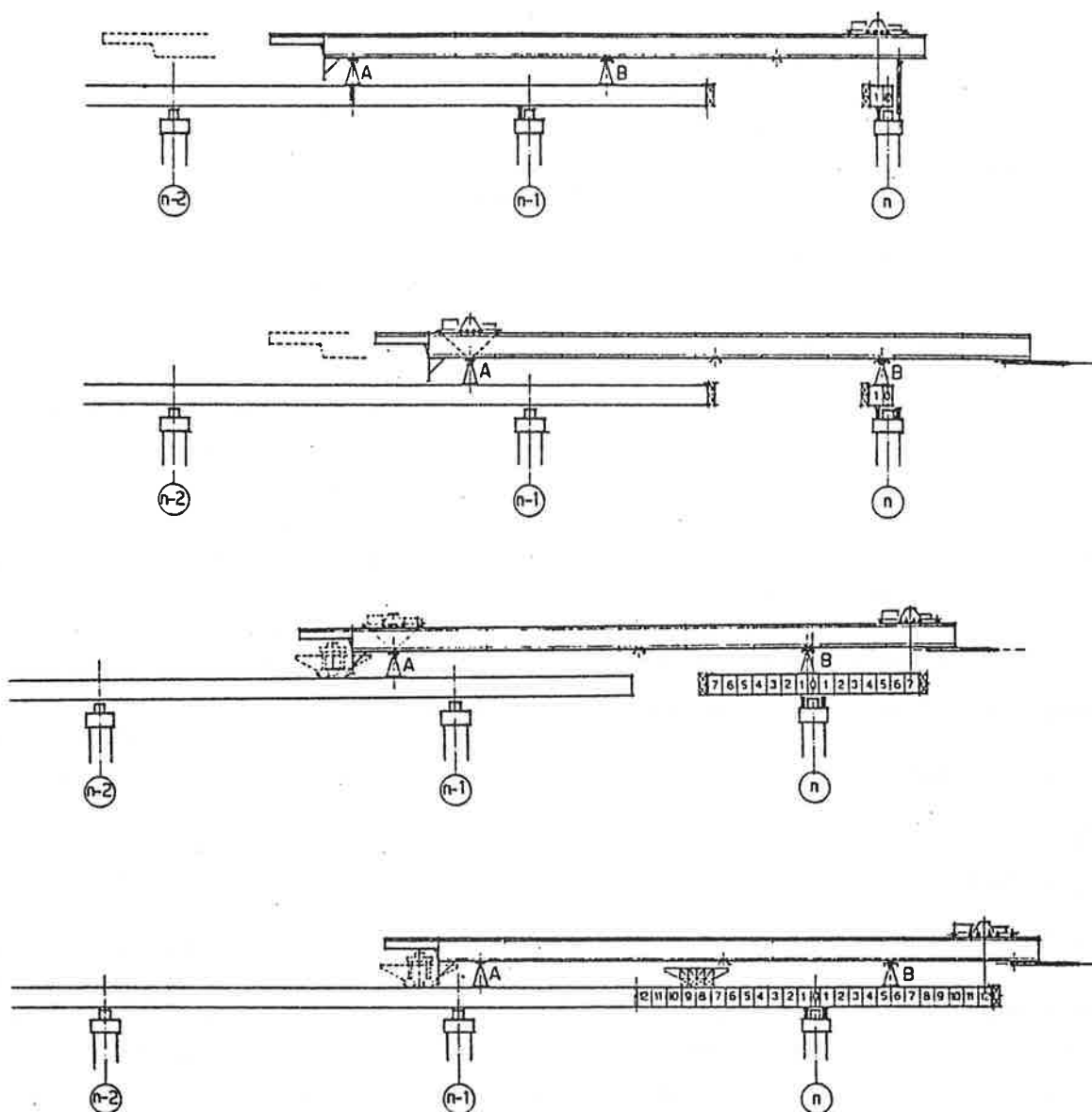


Fig. 2 Principali fasi di montaggio

Il concio viene collegato alla parte già eseguita attraverso barre in acciaio ad alta resistenza, alloggiato nei fori previsti allo scopo in fase di prefabbricazione. Le barre vengono quindi testate con apposito martinetto. Le stesse operazioni vengono ripetute per il posizionamento dell'elemento che occupa la posizione simmetrica rispetto alla pila. Completata questa prima fase si procede all'infilaggio e tesatura dei cavi. Al termine le barre di collegamento provvisorio potranno essere rimosse per essere reimpiegate nella posa in opera dei conci successivi. Dopo la posa dei conci in chiave, la parte dell'impalcato appena realizzata, viene collegata al resto dell'opera mediante traversi metallici e

vengono rimosse le barre sulla pila. Azionando i martinetti che costituiscono gli appoggi provvisori, si procede se necessario, ad un ultimo aggiustamento della posizione planoaltimetrica dell'intera stampella. Il ciclo di costruzione viene completato quindi con il getto di sigillatura e a maturazione avvenuta, con la tesatura dei cavi di collegamento in campata.

2.4 Problematica dei giunti

La faccia di contatto del concio, prima di essere portato in posizione dell'attrezzatura, viene spalmata con speciali resine epossidiche, bicomponenti e caricate con inerte di quarzo. Alle resine sono affidate diverse funzioni, sia in fase di realizzazione che ad indurimento avvenuto. Esse, lubrificando le superfici da collegare, facilitano il posizionamento e compensano le imperfezioni di prefabbricazione. A struttura ultimata assicurano la perfetta tenuta all'acqua, in particolare sulla soletta superiore e partecipano alla resistenza strutturale trasmettendo le forze di taglio e di precompressione. La tensione di tesatura delle barre provvisorie deve essere tale da assicurare, oltre che il collegamento dell'elemento, anche una pressione uniforme sulla faccia di contatto. Ciò permette alla resina eccedente di fuoriuscire e quindi di formare una pellicola dello spessore desiderato.

2.5 Controllo della geometria in fase di lavoro

Il controllo della geometria in fase di prefabbricazione rappresenta uno dei problemi più delicati nell'applicazione della tecnologia a conci prefabbricati che nel caso particolare della produzione di conci per l'autostrada Udine - Tarvisio è stato affrontato con l'impiego dell'elaboratore elettronico.

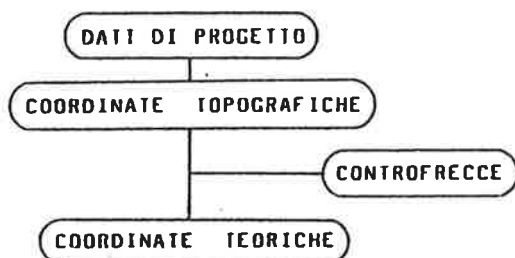


Fig. 3

Partendo dai dati generali di progetto, il "nastro" rappresentato dell'estradosso dell'impalcato viene discretizzato in sei punti che saranno materializzati su ogni singolo concio. Tali punti individuano porzioni di superficie (quadriche rigate) che simulano la superficie di progetto. Le coordinate topografiche così generate vengono modificate per tener conto delle diverse condizioni di carico e di vincolo durante la posa in opera.

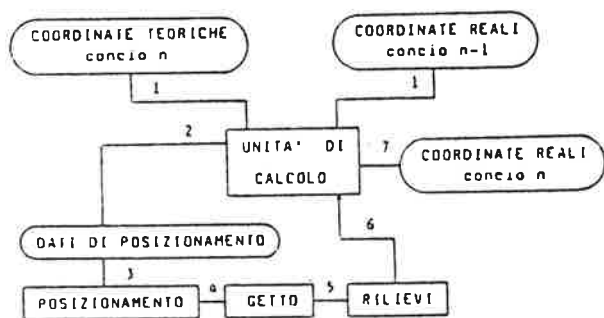


Fig. 4

Lo schema di Fig. 4 descrive il sistema di tracciamento e controllo per la costruzione del generico concio "n". Come si può notare per l'elaborazione dei dati di tracciamento vengono utilizzati sia i dati teorici di "n" sia quelli reali rilevati di "n-1". Ciò permette di correggere concio per concio le imprecisioni di prefabbricazione

2.6 Tesatura dei cavi di precompressione

Per la precompressione ci si avvale delle più moderne e collaudate tecnologie del settore. L'infilaggio dei cavi avviene mediante speciali attrezzature spingitrefolo azionate da centraline oleodinamiche che consentono di raggiungere velocità di spinta di 4-5 m/sec. Sul singolotrefolo vengono montate speciali spolette a testa arrotondata che facilitano lo scorrimento attraverso le asperità del condotto rappresentate soprattutto dall'interruzione delle guaine in corrispondenza dei giunti. Al termine dell'infilaggio dei dodici trefoli che costituiscono il cavo, le spolette vengono recuperate e si può procedere quindi al montaggio degli apparecchi di ancoraggio. Ciascun trefolo viene bloccato alla testa con gli usuali morsetti a settore circolare conici che vengono preassemblati con una speciale attrezzatura oleodinamica. La testa viene collocata all'interno del condotto in posizione tale per cui ad allungamento avvenuto le ghiera di serraggio vengono a trovarsi in corrispondenza delle piastre di ripartizione. La tesatura avviene simultaneamente sulle due testate del cavo per ridurre al minimo gli effetti degli attriti. E' possibile con il sistema adottato, procedere, ove necessario, alla ritesatura dei cavi. Si è potuto infatti misurare a distanza di tempo le cadute di tensione dovute al rilassamento dell'acciaio e alla deformazione viscosa del calcestruzzo.

3. PERDITE DI TENSIONE NEI CAVI DI PRECOMPRESSIONE

3.1 Per fenomeni d'attrito nelle guaine

Nei ponti costruiti con il sistema a sbalzo, sia con conci gettati in opera, sia con conci prefabbricati, si distinguono due famiglie di cavi:

- a) I cavi di mensola, altrimenti detti cavi negativi, disposti prevalentemente nella parte superiore della sezione e messi in opera man mano che si procede nella costruzione, allo scopo di resistere al momento negativo dovuto al peso proprio dell'impalcatura

to e delle attrezzature di varo, ove necessario. Questi cavi vengono generalmente tesati, da entrambe le testate, subito dopo l'infilaggio.

- b) I cavi di continuità, o cavi positivi, disposti prevalentemente nella parte inferiore della trave, a cavallo della sezione in chiave, messi in opera al termine della costruzione dei due sbalzi contigui ed aventi la funzione di realizzare, unitamente al getto di sigillo, la continuità dell'impalcato e di resistere quindi al momento positivo che si viene in seguito a determinare per effetto, sia della ridistribuzione degli sforzi, sia per l'intervento dei sovraccarichi. Questi cavi, aventi una lunghezza oltremodo variabile, dipendente da molteplici fattori, quali la luce della campata, lo schema statico adottato, la variabilità o meno dell'altezza della travata, vengono tesati di norma entrambe le testate, pur essendo possibile anche una tesatura alternata da una sola testata.

Per entrambe queste "famiglie" di cavi, ma soprattutto per i cavi negativi, il problema delle perdite per attrito è di notevole importanza nei riguardi dell'economicità dell'opera. Infatti con il sistema di costruzione a sbalzo ed in particolar modo allorchè si impiegano i conci prefabbricati, si riscontrano delle perdite per attrito che sono mediamente superiori a quelle proprie di altri sistemi, i motivi sono essenzialmente i seguenti:

- 1) A cavallo di ciascun giunto, conseguenza principale della suddivisione in conci, la guaina presenta, nella maggior parte dei casi, una discontinuità accidentale della pendenza o della curvatura, che dà quindi luogo ad un aumento non indifferente del cosiddetto coefficiente d'attrito in linea, di cui occorre tener conto nei calcoli; in particolare questa discontinuità si fa sentire nel caso di conci prefabbricati in quanto non è possibile manicottare la guaina in corrispondenza dei giunti.
- 2) Il tracciato dei cavi, soprattutto di quelli negativi, risulta normalmente più tortuoso che in altri casi e questo per esigenze sia statiche che costruttive. Infatti nel caso dei cavi negativi è necessario mantenere detti cavi il più in alto possibile per tutta la lunghezza, salvo poi abbassarsi rapidamente in prossimità dell'ancoraggio, così che questo risulti in posizione pressochè baricentrica; a ciò si aggiunge la necessità di limitare al massimo il numero dei punti di passaggio dei cavi in corrispondenza dei giunti, in modo che la "maschera" di testata risulti più semplice e non debba essere continuamente modificata. Ne consegue che il tracciato dei cavi subisce necessariamente delle forzature da cui ne deriva appunto una maggiore tortuosità.

Per ovviare a questi inconvenienti, o quantomeno ridurne gli effetti, è consigliabile adottare alcune precauzioni, quali ad esempio:

- impiego di guaine di sezione più grande di quelle solitamente adottata per un certo tipo di cavo;

- irrigidimento temporaneo delle guaine, durante la fase di getto, mediante inserimento di tubi in gomma all'interno delle guaine stesse, per tutta la lunghezza del concio in fase di getto e di quello precedente; in tal modo è possibile ridurre al minimo gli errori di deviazione dal tracciato teorico e, soprattutto, quelli di allineamento tra concio e concio;
- aumento, ove possibile, del raggio di curvatura dei cavi, cercando, contemporaneamente, di concentrare il tratto curvo in un solo concio, in quanto, come è ovvio, l'allineamento dei cavi è più sicuro se questi sono rettilinei, anzichè curvi;
- nel caso siano previste deviazioni sia in pianta, che in alzata, cosa che capita di norma in prossimità dell'ancoraggio, far coincidere i due vertici delle curve, magari a scapito del raggio di curvatura o degli angoli di deviazione; risulta infatti meno gravosa una deviazione contemporanea di 20° sia in verticale che in orizzontale che non una doppia deviazione in successione di 15° .

Durante la costruzione dei viadotti Udine - Tarvisio si sono eseguite numerose verifiche sperimentali. Tabellando accuratamente i dati di tesatura ed allungamento dei cavi. Analizzando questi dati si è visto che, mentre per quanto riguarda il coefficiente di attrito in curva è consigliabile adottare un valore medio di 0,25, come è peraltro usuale anche per altri tipi di strutture, per il coefficiente d'attrito in linea è opportuno adottare valori leggermente più elevati di quelli usuali; in particolare, parlando propriamente di deviazione angolare accidentale, si è visto che il valore di 0,01 rad/m normalmente impiegato è troppo basso e che i valori reali sono compresi tra 0,012 e 0,015 rad/m, per salire fino a 0,02 rad/m se non si adottano le precauzioni precedentemente indicate.

Per ovviare in parte all'aumento delle perdite dovute all'attrito può essere vantaggioso l'impiego di cavi di precompressione in cui il rientro dei cunei d'ancoraggio e di conseguenza la relativa perdita di tensione sono ridotti al minimo e sono addirittura nulli, come nel caso dei viadotti sopra citati.

3.2 Perdite per rilassamento dell'acciaio

Il comportamento viscoso dell'acciaio sotto tensione, in virtù dell'omogeneità del materiale e della costanza delle sue caratteristiche chimico-fisiche, presenta indubbiamente meno incognite di quello del calcestruzzo. L'abbondanza di prove di rilassamento, o meglio di viscosità, a 1000, 3000 ed anche 5000 h eseguite dai produttori e da laboratori specializzati, unita al fatto che l'unico fattore esterno che influenza il fenomeno è la temperatura, fa sì che la formulazione matematica teorica e, di conseguenza, la previsione delle perdite di tensione dovute al rilassamento dell'acciaio, sia molto più agevole e meno soggetta ad errori di valutazione che non nel caso delle altre perdite di tensione. Ciò vale in particolare per le strutture post-tese, nelle quali l'influenza della

temperatura è di scarso rilievo, avendo a che fare con le normali temperature ambientali.

A ciò si aggiunge che l'impiego sempre più diffuso degli acciai a basso rilassamento, ha ridotto la entità di tali perdite a valori estremamente ridotti. Ad esempio, con temperatura ambiente di 20°-25°C e con tensione iniziale pari al 75% del carico di rottura, la perdita di tensione per rilassamento a tempo ∞ raggiunge appena il 4% ca. della tensione iniziale e tale aliquota si riduce ulteriormente del 20-30%, se si tiene conto del contemporaneo accorciamento del calcestruzzo, dovuto al ritiro ed al fluage; per l'acciaio, infatti, non si tratta di rilassamento puro ma di uno stato intermedio tra il rilassamento e la viscosità.

Possiamo quindi concludere che, in normali condizioni ambientali, il rilassamento dell'acciaio, nel conto totale delle perdite di tensione, gioca un ruolo di poca importanza, che non va comunque trascurato.

3.3 Perdite di tensione dei cavi di precompressione per fenomeni di ritiro e scorrimento viscoso

Il fallimento dei primi tentativi di ottenere un calcestruzzo pre-compresso, fu dovuto al rilassamento della sollecitazione di compressione del calcestruzzo per fenomeni di ritiro e soprattutto per fenomeni di scorrimento viscoso detto anche fluage o creep. Nelle strutture realizzate con materiali cementizi si manifestano deformazioni per viscosità in presenza di tensioni applicate e per ritiro anche in assenza di queste. Si comprende quindi l'importanza di un'analisi strutturale che tenga in debito conto i fenomeni sopra indicati (viscosità e ritiro) per la valutazione corretta dell'evoluzione nel tempo degli effetti prodotti.

3.3.1 Fattori che influenzano il ritiro

a) Cemento

Il tipo di cemento e il quantitativo sono fattori importanti per la valutazione del ritiro. Parlando sempre di cemento Portland possiamo dire che il PTL 525 avendo una superficie specifica maggiore (finezza cca 4000 BLAINE) ha un ritiro maggiore del PTL 425 (finezza cca 3400 BLAINE). Oltre a questo, i tempi di presa più lunghi come del PTL 425 diminuiscono l'entità del ritiro. Per la produzione di elementi prefabbricati precompressi o post-compressi è inutile usare per la confezione del calcestruzzo quantitativi di cemento superiori a 420 kg/mc. La quantità di cemento eccessiva serve solo ad aumentare il ritiro e il fluage. In pratica, le resistenze finali del calcestruzzo confezionato con PTL 425 e con PTL 525 non si differenziano molto.

b) Inerti

Gli inerti sono una componente importante perchè impediscono di fatto la contrazione della pasta cementizia. In linea di principio, le dimensioni e la forma degli inerti non hanno effetto sul

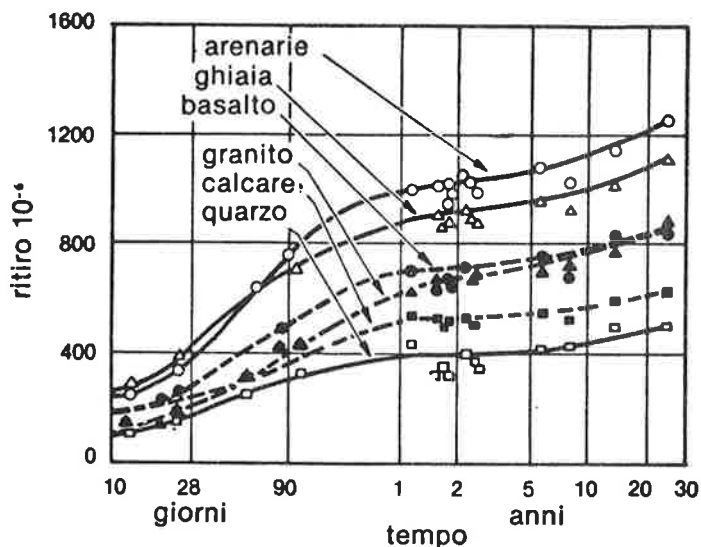


Fig. 5 Ritiro di calcestruzzi con diversi tipi di inerte e uguali dosaggi delle miscele

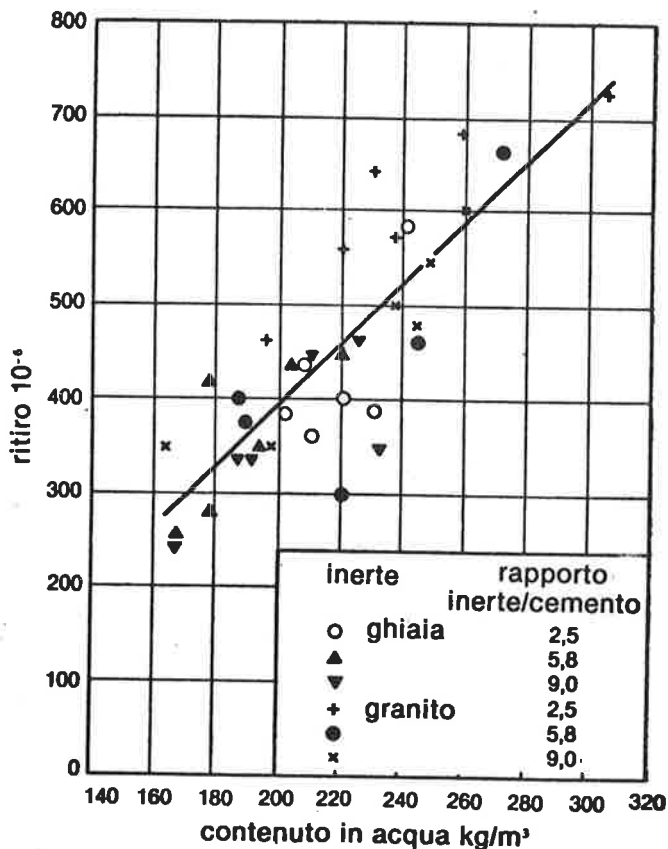


Fig. 6 Ritiro idraulico in funzione del contenuto di acqua nell'impasto

ritiro, ma dato che inerti con diametro maggiore permettono la confezione di calcestruzzi più magri, anche il ritiro risulta diminuito. Comunque nell'ambito dei normali inerti si riscontra una certa variabilità di ritiro che in alcune rocce raggiunge il ritiro osservato nei calcestruzzi (Fig. 5).

c) Acqua d'impasto

Una maggiore quantità d'acqua provoca un ritiro maggiore perché aumenta l'acqua evaporabile dall'interno del materiale e inoltre una struttura più porosa favorisce la fuoriuscita dell'acqua stessa. Dal contenuto d'acqua si dovrebbe pertanto poter prevedere l'ordine di grandezza del ritiro che dobbiamo aspettarci seguendo il grafico (Fig. 6). L'alta lavorabilità richiesta per il getto del precompresso può essere raggiunta impiegando superfluidificanti che riducono l'acqua del 25-30%. La PONTI E VIADOTTI impiegando il superfluidificante FLUIMENT riesce a produrre un calcestruzzo superfluido (SLUMP 20 cm) con un rapporto A/C = 0,4 riducendo così notevolmente il ritiro.

Perdite di tensione dei cavi di precompressione per fenomeni di ritiro

Le deformazioni provocate dal ritiro del calcestruzzo inducono una coazione nelle armature e una riduzione di tensione nei cavi. Questa caduta di tensione può essere espressa secondo la legge di HUK :

$$\epsilon_r = \frac{\sigma_a}{E_a} \epsilon_a$$

In pratica queste perdite di tensione vanno da un minimo di 3% a un massimo di 10% della tensione iniziale.

332 Fattori che influenzano lo scorrimento viscoso

Nel caso del precompresso i vincoli della struttura sono tali che l'elemento di calcestruzzo sollecitato risulta soggetto a una deformazione costante e lo scorrimento viscoso si manifesta non con un aumento della deformazione, ma con una progressiva diminuzione della sollecitazione di precompressione (Fig. 7).

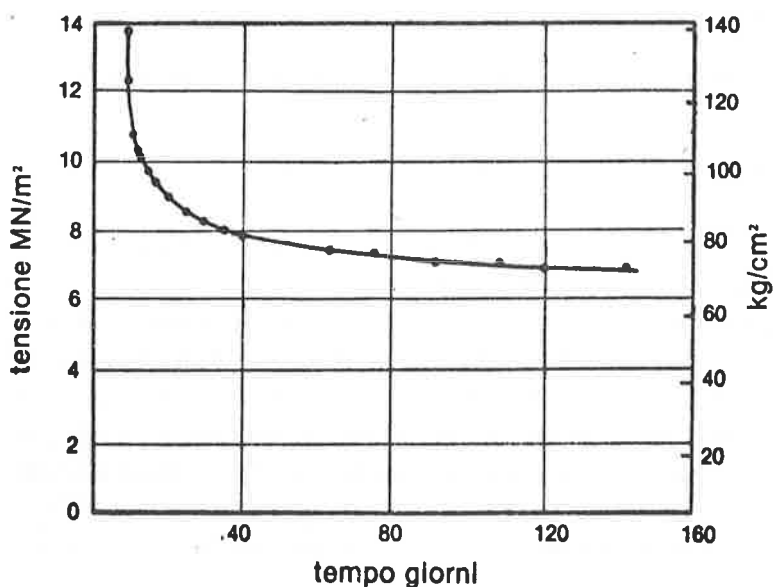


Fig. 7 Rilassamento delle tensioni per un calcestruzzo soggetto a deformazione costante

L'influenza delle varie proprietà del calcestruzzo sull'entità del fluage è stata studiata in modo prevalentemente empirico. Il fluage rispetto al ritiro è influenzato da un numero maggiore di fattori:

- a) Qualità del calcestruzzo
- b) Tipo e quantità di cemento
- c) Tipo e forma dell'inerte
- d) Rapporto acqua/cemento
- e) Maturazione del calcestruzzo nel momento della post compressione

- f) Entità della sollecitazione
- g) Temperatura e umidità durante la maturazione e durante la sollecitazione

In riferimento a quanto detto possiamo concludere che lo scorrimento viscoso del calcestruzzo sarà minore quando:

1. L'inerte è di qualità migliore
2. Il rapporto acqua/cemento è più basso
3. Il quantitativo di malta cementizia è minore
4. Il calcestruzzo è stagionato
5. La maturazione avviene a temperature normali e elevate umidità

I fattori sopra menzionati mostrano non solo la grande attenzione che deve essere data al fenomeno del fluage in fase di progettazione ma anche l'importanza di un lavoro corretto in fase di e-

secuzione. In assenza di una sperimentazione diretta secondo le istruzioni date dal COMITE' EUROPEEN DU BETON lo scorrimento viscoso può essere calcolato con l'equazione:

$$C = \emptyset \cdot \varepsilon \quad \text{dove}$$

ε - è la deformazione elastica al momento della sollecitazione σ e si può calcolare con $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$

\emptyset - coefficiente che dipende dai fattori sopra menzionati e si può calcolare

$$\emptyset = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \beta_4 \cdot \beta_5 \quad \text{dove}$$

β_1 - fattore riferito all'umidità relativa all'ambiente

β_2 - fattore riferito alla stagionatura del calcestruzzo

β_3 - fattore riferito alla composizione del calcestruzzo

β_4 - fattore riferito allo spessore della struttura in funzione dello spessore fittizio

β_5 - fattore riferito alla durata della sollecitazione

Il valore dello scorrimento viscoso così calcolato dovrebbe comprendere anche la deformazione elastica e quella da ritiro.

Per quanto riguarda la composizione del calcestruzzo è bene citare che il valore dello scorrimento viscoso sarà tanto minore quanto è più basso il rapporto acqua/cemento e quanto minore è il dosaggio del cemento. Il fluage dell'inerte è trascurabile rispetto a quello della pasta cementizia. L'influenza del superfluidificante FLUIMENT è sostanzialmente basata sulla notevole riduzione d'acqua d'impasto che porta alla formazione di un calcestruzzo più compatto e quindi più resistente.

In pratica normalmente le perdite di tensione dei cavi di precompressione per fenomeni di scorrimento viscoso vanno da un minimo di 6% a un massimo di 10% della tensione iniziale.

Da quanto sopra esposto ne consegue che il calcolo di verifica di un viadotto costruito a sbalzo, sia per la molteplicità delle variabili in gioco, sia per l'incertezza insita nella determinazione dei parametri che regolano i vari fenomeni da cui dipendono le cadute di tensione nell'acciaio e le deformazioni lente del calcestruzzo, risulta oltremodo lungo ed oneroso. Un calcolo rigoroso, con risultati di adeguata attendibilità, sarebbe quindi praticamente impossibile senza l'ausilio dell'elaboratore elettronico e di specifici programmi applicativi.

In Italia non esistono, purtroppo, programmi di "matrice ministeriale". La REICO, per la progettazione esecutiva dei viadotti a conci prefabbricati, quali ad esempio il Somplago ed il Fella IV della Udine-Tarvisio, dispone del programma VEPS (Visco-elastic plane structures), messo a punto, dai proff. Ciampi e Vestroni dell'Università di Roma, all'epoca della progettazione del viadot

to Somplago , il primo in Italia ad essere realizzato con il sistema costruttivo a conci prefabbricati. Per quanto riguarda le deformazioni viscosse il programma VEPS fa riferimento alle raccomandazioni internazionali C.E.B.-F.I.P., le stesse ricordate nei precedenti paragrafi; più in particolare i coefficienti β_1 , β_3 e β_4 o per meglio dire il loro prodotto, sono introdotti come un dato progettuale, che può variare anche nel tempo (mutamento condizioni ambientali), mentre i coefficienti β_2 e β_5 sono rappresentati da funzioni analitiche che, mediamente, approssimano i relativi diagrammi del C.E.B..

Nel caso del viadotto Fella IV vennero ad esempio assunti i seguenti valori:

$$\beta_1 = 2,5 \quad \text{umidità relativa media} \cong 60\%$$

$$\beta_3 = 1,0 \quad \text{dosaggio} \cong 400 \text{ kg/m}^3; \text{rapporto A/C} \cong 0,5$$

$$\beta_4 = 0,75 \quad \text{spessore fittizio} \cong 25 \text{ cm}$$

Cautelativamente, i valori assunti sono tutti leggermente superiori a quelli che in teoria si sarebbero dovuti assumere.

Analogamente, il comportamento viscoso dell'acciaio è descritto mediante funzioni analitiche, che approssimano i diagrammi sperimentali di rilassamento e che, tramite due coefficienti da introdurre come dati nel calcolo, si possono adattare ai vari tipi di acciaio. Facendo ancora l'esempio del viadotto Fella IV, il calcolo teorico ha dato come perdite di tensione a tempo ∞ una aliquota che varia da un minimo dell' 11,9% ad un massimo del 14,8% della tensione iniziale.

3.4 Perdite di tensione dei cavi di precompressione per fenomeni di fluage della resina epossidica

La resina epossidica nel nostro caso agisce come elemento di collegamento strutturale (sollecitato a compressione e taglio) interposta fra i conci di un ponte a segmenti prefabbricati e postcompressi. Di particolare importanza per la perdita di tensione dei cavi postcompressi è la deformazione sotto carico costante della resina.

Premettiamo innanzi tutto che il "fluage" è strettamente legato alla formulazione chimica della resina e precisamente al tipo di catalizzatore (aromatico o alifatico) e all'aggiunta o meno di plastificanti. I dati rilevati dalla fig. 8 si riferiscono a prove desunte dalla letteratura relativa a resine con l'aggiunta di plastificanti. Si nota innanzitutto, ed è la caratteristica più importante, che la deformazione a carico costante non cresce indefinitamente nel tempo, ma tende a stabilizzarsi su un asintoto orizzontale; nel tempo di ca. 100 giorni il fenomeno del fluage si è praticamente esaurito. Il "fluage" oltre che delle caratteristiche chimiche, dipende anche da altri fattori fisici e precisamente:

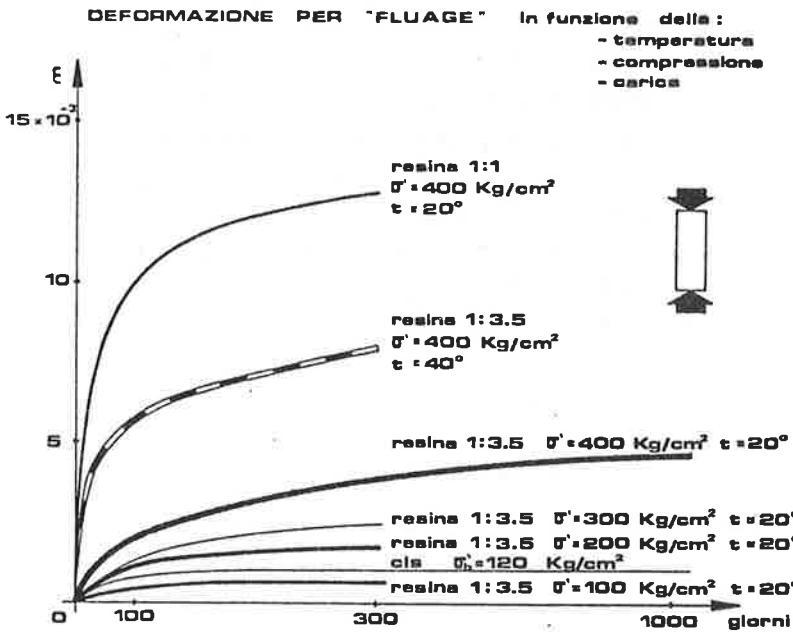


Fig. 8

spessore del giunto stesso (vedi Fig. 9). In tal caso infatti riveste grande importanza ai fini della deformabilità l'effetto di contenimento dovuto all'adesione fra resina e calcestruzzo. In particolare per giunti dell'ordine di grandezza di 1 - 2 cm il comportamento della resina non differisce sensibilmente da quello del calcestruzzo sul quale è applicata.

Concludendo, una buona resina epossidica può effettivamente garantire la continuità tra elementi in calcestruzzo e in calcestruzzo armato sia a causa delle sue elevate caratteristiche meccaniche che per la grande aderenza al supporto su cui è applicata. Inoltre

- la temperatura, tende in fatti ad esaltarsi al crescere di questa;
- la carica, diminuisce al diminuire del rapporto resina/inerti;
- la sollecitazione di esercizio, il cui aumento incrementa la deformazione differita

I dati riportati si riferiscono ad elementi prismatici.

Per quanto riguarda invece la resina che costituisce un giunto fra due elementi di calcestruzzo compressi, il suo comportamento sia elastico che viscoso è grandemente influenzato dallo

un giunto non sarà sede di deformazioni eccessive sia istantanee che differite, qualora il giunto sia soggetto a sforzo prolungato, purchè lo spessore del giunto non sia eccessivo, cosa del resto generalmente verificata nell'esecuzione di ponti e viadotti con il sistema costruttivo a conci prefabbricati.

DEFORMAZIONE DI "FLUAGE" in funzione dello spessore S

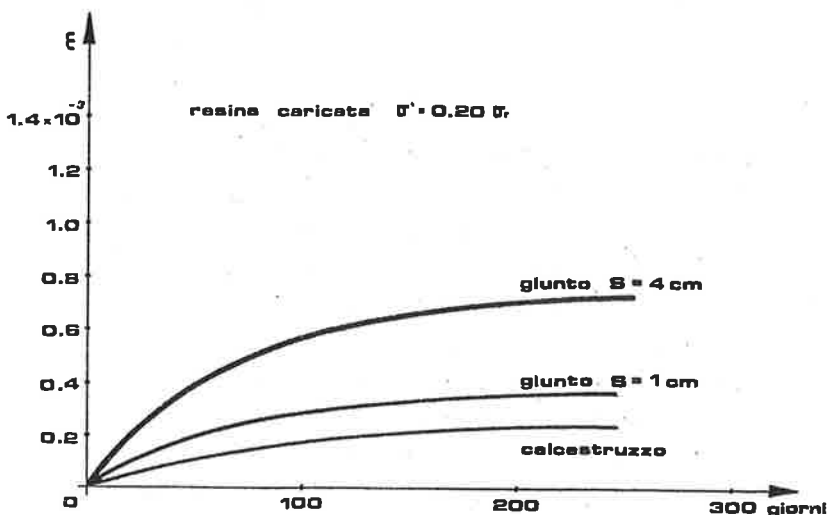


Fig. 9

4. PARTE SPERIMENTALE E VALUTAZIONI SULLA SCELTA DEL GRADO DI PRECOMPRESSIONE AI FINI DELLE APPLICAZIONI

Per la precompressione del viadotto Fella IV è stato impiegato il procedimento "MACCHI-SYSTEM" a ghierra filettata. Inizialmente sono stati sperimentati due procedimenti di tesatura:

- a) Tesatura al 100% della tensione di precompressione (530 kg/cm²) di una testata del cavo; tesatura dell'altra testata al 100% a distanza di qualche ora dalla prima, tutto con una sola attrezzatura di precompressione
- b) Tesatura al 50% della tensione di precompressione di una testata del cavo e riequilibrio immediato dell'altro; successiva contemporanea tesatura delle due testate al 100% di tensione

Attualmente, sui viadotti in oggetto si utilizza il procedimento "b" con il quale è possibile ottenere allungamenti maggiori che meno si scontano dagli allungamenti teorici previsti.

A distanza di circa due mesi dalla tesatura, grazie al procedimento a ghierra impiegato, si è proceduto alla ritaratura. Nelle tabelle allegate sono indicate le tensioni dei cavi negativi di varo e dei cavi positivi e negativi di chiave. La tensione di primo distacco è risultata variabile da 490 a 515 kg/cm² con una perdita di tensione da 2,8% a 7,5% della tensione iniziale. Questa perdita di tensione dei cavi di precompressione dovuta a fenomeni di ritiro e scorrimento viscoso è notevolmente inferiore del calcolo teorico che ha dato come perdita di tensione a tempo ∞ una aliquota che varia da un minimo del 11,9% ad un massimo del 14,8 % della tensione iniziale. La minor perdita di tensione per fenomeni di ritiro e fluage del calcestruzzo nell'esecuzione di ponti e viadotti con il sistema costruttivo a conci prefabbricati è da attribuire in primo luogo al basso contenuto d'acqua d'impasto (grazie all'impiego del superfluidificante) e in secondo luogo alla lunga stagionatura (4 - 9 mesi) del calcestruzzo durante il periodo di stoccaggio dei conci.

Dai riferimenti pratici (allungamento dei cavi) è possibile vedere che le perdite di tensione per fenomeni di attrito nella guaina sono superiori a quelli teorici. Questo è dovuto al sistema di montaggio e all'impossibilità di avere una continuità nell'andamento della guaina. Con questo sistema sarebbe necessario prevedere coefficienti di attrito che sono in funzione della lunghezza del cavo.

In conclusione possiamo dire che le maggiori perdite di tensione dovute ai fenomeni di attrito nella guaina vengono compensate con le minori perdite di tensione per fenomeni di ritiro e scorrimento viscoso.

TABELA 1.

Cavi negativi di varo

L = 40.00 H = 2.40

	PONTI E VIADOTTI S.p.A.	FOGLIO TENSIONI n° _____
	TRABAGHIS (UD) - TEL. (0432) 884033 via delle poste nuove	IMPRESA _____

MARTINETTO n° M/42 (530 kg/cm² pari a 131 kg/mm²)

CAVO DA 12 Irefoli 0,5"5

CAVO n°	LUNGHEZZA CAVO mt.	TENSIONE INIZIALE Kg/mm ²	TESATURA (allungamento)				RITARATURA			
			LATO UDINE mm.	LATO TARVISIO mm.	TOTALE mm.	DATA	PRES. INIZ. Kg/cm ²	PRES. FIN. Kg/cm ²	ALLUNG. TO mm.	DATA
29 dx	5.60	135	27	8	35	25/09/84	515	515	1	22/10/84
29 sx	5.60	135	27	8	35	25/09/84	510	515	2	22/10/84
27 sx	10.45	135	51	11	62	26/09/84	500	515	1	22/10/84
28 dx	10.45	135	49	11	60	26/09/84	490	515	2	22/10/84
27 dx	10.45	135	50	14	64	26/09/84	500	515	1	22/10/84
28 dx	10.45	135	51	11	62	26/09/84	500	515	1	22/10/84
25 sx	15.25	135	75	12	87	27/09/84	490	515	2	22/10/84
26 sx	15.25	135	66	22	88	27/09/84	490	515	2	22/10/84
25 dx	15.25	135	72	15	87	27/09/84	495	515	3	22/10/84
26 dx	15.25	135	65	22	87	27/09/84	500	515	2	22/10/84
23 dx	20.00	135	85	26	111	28/09/84	500	515	2	22/10/84
24 dx	20.00	135	85	26	111	28/09/84	500	515	2	22/10/84
23 sx	20.00	135	84	26	110	28/09/84	500	515	2	22/10/84
24 sx	20.00	135	84	27	111	28/09/84	500	515	2	22/10/84
21 dx	24.75	135	112	24	136	28/09/84	500	515	2	22/10/84
22 dx	24.75	135	106	30	136	28/09/84	500	515	3	22/10/84
21 sx	24.75	135	106	30	136	28/09/84	510	515	2	22/10/84
22 sx	24.75	135	103	34	137	28/09/84	510	515	2	22/10/84
20 sx	29.50	135	30	30	165	03/10/84	510	515	3	22/10/84
19 sx	29.50	135	118	44	162	03/10/84	510	515	2	22/10/84
20 dx	29.50	135	115	46	161	08/10/84	510	515	2	22/10/84
19 dx	29.50	135	123	40	163	08/10/84	510	515	2	22/10/84
18 dx	34.20	135	134	51	185	03/10/84	490	515	3	22/10/84
18 sx	34.20	135	136	51	187	03/10/84	510	515	1	22/10/84
17 dx	38.95	135	163	52	295	04/10/84	510	515	1	22/10/84
17 sx	38.95	135	173	43	216	04/10/84	510	515	1	22/10/84

TABELA 2.

Cavi positivi e negativi di chiave

L = 40.00 H = 2.40

	PONTI E VIADOTTI S.p.A.	FOGLIO TENSIONI n° _____
	TRABAGHIS (UD) - TEL. (0432) 884033 via delle poste nuove	IMPRESA _____

MARTINETTO n° M/42 (530 kg/cm² pari a 131 kg/mm²)

CAVO DA 12 Irefoli 0,5"5

CAVO n°	LUNGHEZZA CAVO mt.	TENSIONE INIZIALE Kg/mm ²	TESATURA (allungamento)				RITARATURA			
			LATO UDINE mm.	LATO TARVISIO mm.	TOTALE mm.	DATA	PRES. INIZ. Kg/cm ²	PRES. FIN. Kg/cm ²	ALLUNG. TO mm.	DATA
31 sx	28.44	135	144	10	154	29/10/84	500	515	1	08/11/84
32 sx	28.32	135	140	14	154	29/10/84	500	515	2	08/11/84
31 dx	28.44	135	125	28	153	29/10/84	490	515	2	08/11/84
32 dx	28.32	135	118	37	155	29/10/84	495	515	2	08/11/84
33 sx	23.68	135	110	20	130	29/10/84	490	515	1	08/11/84
34 sx	23.57	135	104	26	130	29/10/84	485	515	1	08/11/84
33 dx	23.68	135	119	11	130	29/10/84	500	515	1	08/11/84
34 dx	23.57	135	108	22	130	29/10/84	490	515	2	08/11/84
35 sx	18.72	135	91	16	107	29/10/84	495	515	1	08/11/84
36 sx	18.72	135	80	27	107	29/10/84	495	515	2	08/11/84
35 dx	18.72	135	97	10	107	29/10/84	500	515	2	08/11/84
36 dx	18.72	135	81	25	106	29/10/84	500	515	1	08/11/84
37 sx	13.91	135	66	13	79	29/10/84	500	515	1	08/11/84
37 dx	13.91	135	71	8	79	29/10/84	500	515	1	08/11/84
38 sx	18.50	135	92	13	105	29/10/84	500	515	1	08/11/84
39 sx	18.62	135	77	30	107	29/10/84	500	515	2	08/11/84
38 dx	18.50	135	85	10	105	29/10/84	490	515	1	08/11/84
39 dx	18.62	135	78	27	105	29/10/84	490	515	1	08/11/84

ANALISI ELASTO-PLASTICA DI LASTRE ESTRUSE PRECOMPRESSE IN CALCESTRUZZO LEGGERO
MEDIANTE ELEMENTI FINITI

GRILLO Francesco, VALENTE Gianfranco

Istituto di Scienza delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria, Università l'Aquila

SOMMARIO

Per l'armatura metallica si usano elementi finiti lineari con due nodi ed una legge delle tensioni del tipo elastica perfettamente plastica; per i cavi di precompressione si tiene conto dello stato di deformazione iniziale.

Per il calcestruzzo, si usano elementi finiti di tensione piana con quattro nodi e di tipo isoparametrico; una legge curvilinea per la compressione uniassiale; un comportamento ortotropo per lo stato piano di tensione; si considera il dominio di resistenza del calcestruzzo per stati triassiali di tensione.

Si esegue un'analisi elasto-plastica incrementale di tipo statico modificando la matrice di rigidezza ad ogni passo di carico ed eseguendo iterazioni di equilibrio ad intervalli regolari degli incrementi del carico esterno.

Si analizzano numericamente alcune lastre sollecitate a taglio-trazione e taglio-compressione, le stesse travi sono già state oggetto di prove sperimentali.

Si rileva un ottimo accordo fra i risultati sperimentali e gli analoghi numerici per quanto riguarda il rientro dei cavi pretesi in corrispondenza degli appoggi e lo sviluppo delle fessure.

SUMMARY

Truss elements and stresses law elasto-perfectly plastic are used for steel reinforcement; initial strains are taken into account for prestressing reinforcement.

Isoparametric plane elements with four nodes are used for concrete; a nonlinear law for uniaxial compression; an elastic-brittle behaviour for uniaxial tension; an orthotropic stiffness matrix for plane stress field; the failure domain for triaxial stresses is considered.

An incremental elastic-plastic analysis is performed by changing the stiffness matrix at each load step and the equilibrium iterations are accomplished at constant space of load steps.

Some slabs subjected to shear-tension and shear-compression are analyzed with the proposed method, the same slabs were really tested.

A good agreement is remarked between experimental and numerical results regarding the strands pulling into the concrete near the supports and the cracks growth.

1. ANALISI STATICA NONLINEARE

Il procedimento di analisi nonlineare è sostanzialmente basato su una estensione dell'analisi lineare.

La stabilità numerica e la precisione sono molto più difficili da ottenere che nel caso dell'analisi lineare e dipendono da diversi fattori.

Nell'analisi dinamica è inoltre necessario usare metodi di integrazione numerica, che introducono ulteriori errori.

Il comportamento nonlineare globale deriva dalla nonlinearietà dei diagrammi di tensione dei due materiali acciaio e calcestruzzo, dalla possibilità di fessurarsi di quest'ultimo e dalla nonlinearietà geometrica della struttura.

Nel presente procedimento tutte le variabili statiche e cinematiche sono riferite alla configurazione assunta all'istante t , si tratta del cosiddetto "Updated Lagrangian Method".

Il carico agente sulla struttura viene applicato in maniera incrementale con passi di carico sufficientemente piccoli da ammettere una risposta incrementale lineare della struttura.

La matrice di rigidezza è riformata ad ogni passo di carico.

Al termine di ciascun incremento di carico si calcola una nuova matrice di rigidezza della struttura con riferimento alla configurazione raggiunta dalla struttura col passo precedente, e quindi si passa ad un nuovo incremento di carico.

Tuttavia, anche con tali accorgimenti, si manifestano inevitabilmente alcuni errori come illustrato nella seguente Fig.1.

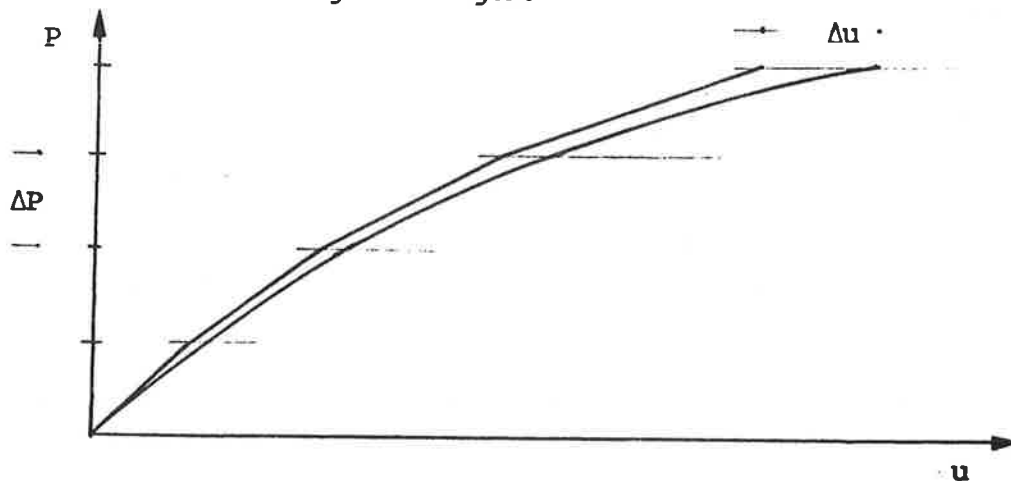


FIG.1 - Legge carico-deformazioni.

Una maniera per riassorbire gli scarti cinematici è quella di eseguire delle iterazioni di equilibrio nei nodi finché il carico squilibrato rientri entro limiti preassegnati.

Tale procedimento corrisponde al famoso metodo di Newton-Raphson con matrice di rigidezza variabile descritto in (IV).

2. EQUAZIONI DI EQUILIBRIO.

Facendo riferimento alla nota (V), le equazioni incrementali nell'analisi statica nonlineare, per integrazione con tempo implicito, sono:

$$\underline{t}_K \underline{U} = \underline{t+\Delta t}_R - \underline{t}_F \quad (1)$$

dove valgono le notazioni seguenti:

- \underline{K}^t : matrice di rigidezza tangente al tempo t ;
 $\underline{R}^{t+\Delta t}$: vettore dei carichi esterni applicati all'istante $(t+\Delta t)$;
 \underline{F}^t : vettore di forze nodali equivalenti alle tensioni all'istante t ;
 \underline{U} : vettore degli incrementi di spostamenti nodali dall'istante t all'istante $(t+\Delta t)$, cioè

$$\underline{U} = \underline{U}^{t+\Delta t} - \underline{U}^t$$

La soluzione dell'Eq. (1) fornisce, in genere, un valore approssimato dell'incremento di spostamento \underline{U} .

Per migliorare l'accuratezza della soluzione ed in alcuni casi per prevenire lo sviluppo di fenomeni di instabilità numerica, può essere necessario usare iterazioni di equilibrio a passi di carico prescelti.

In questo caso, consideriamo le equazioni di equilibrio:

$$\underline{K}^t \underline{\Delta U}^i = \underline{R}^{t+\Delta t} - \underline{F}^{t+\Delta t, i-1} \quad (i = 1, 2, 3, \dots) \quad (2)$$

dove:

$$\underline{U}^{t+\Delta t, i} = \underline{U}^{t+\Delta t, i-1} + \underline{U} \quad (3)$$

sono i valori approssimati degli spostamenti ottenuti nell'iterazione i -esima. La prima iterazione per $i=1$ nell'Eq.(2) corrisponde alla soluzione dell'Eq.(1) dove:

$$\underline{\Delta U}^1 = \underline{U} \quad (4)$$

$$\underline{U}^{t+\Delta t, 0} = \underline{U}^t \quad (4')$$

$$\underline{F}^{t+\Delta t, 0} = \underline{F}^t \quad (4'')$$

Il vettore di forze nodali $\underline{F}^{t+\Delta t, i-1}$ è equivalente alle tensioni dell'elemento nella configurazione corrispondente agli spostamenti:

$$\underline{U}^{t+\Delta t, i-1} \quad (4''')$$

Nel programma sono definiti tre distinti intervalli relativamente ai passi dei carichi esterni:

- di applicazione dei carichi esterni stessi;
- di riformazione della matrice di rigidezza;
- di esecuzione delle iterazioni di equilibrio.

3. SUDDIVISIONE IN ELEMENTI FINITI.

Sono fornite le coordinate globali XYZ di ciascun punto.

Si usano elementi tipo "truss" per l'acciaio capaci di sopportare solo sforzi normali; essi sono elementi monodimensionali con due nodi.

Si assume:

- elemento con area costante;
- comportamento del materiale elastico-perfettamente plastico come nella seguente Fig.2;
- capace di seguire gli spostamenti prodotti dalla fessurazione del calcestruzzo.

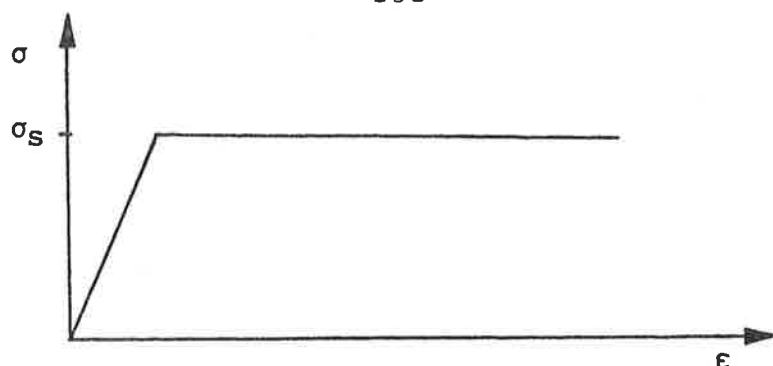


FIG.2 - Comportamento elastico-perfettamente plastico dell'acciaio.

Per il calcestruzzo, si usano elementi finiti piani isoparametrici con quattro nodi per stati di tensione piana.

Si assume che l'elemento giaccia nel piano Y-Z di coordinate globali come mostra nella Fig.3.

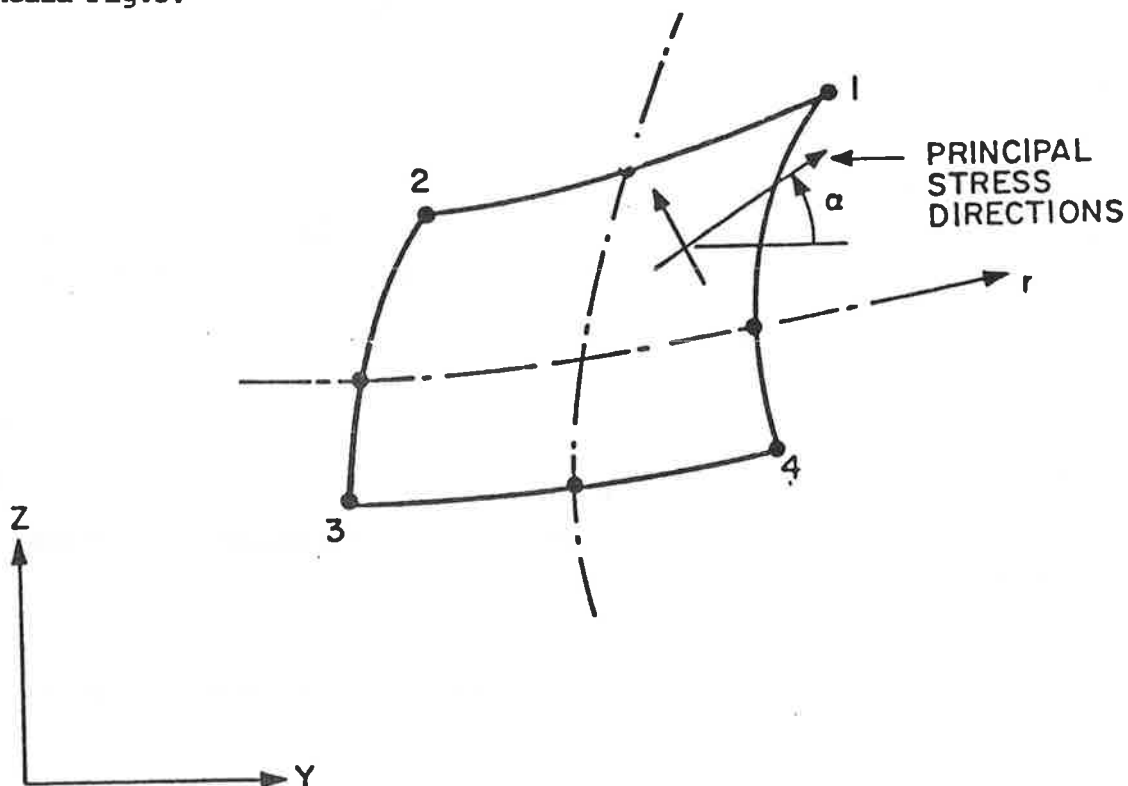


FIG.3 - Sequenza dei nodi per un elemento bidimensionale di calcestruzzo.

Le caratteristiche del calcestruzzo sono definite dai valori seguenti:

E_0 : modulo di elasticità iniziale;

ν : coefficiente di Poisson costante ed indipendente dallo stato di tensione;

σ_t : tensione massima di trazione uniassiale;

σ_c : tensione massima di compressione uniassiale;

e_c : deformazione corrispondente a σ_c ;

σ_u : tensione ultima di compressione uniassiale;

e_u : deformazione corrispondente a σ_u ;

il cui significato é illustrato dalla sequenté Fig. 4.

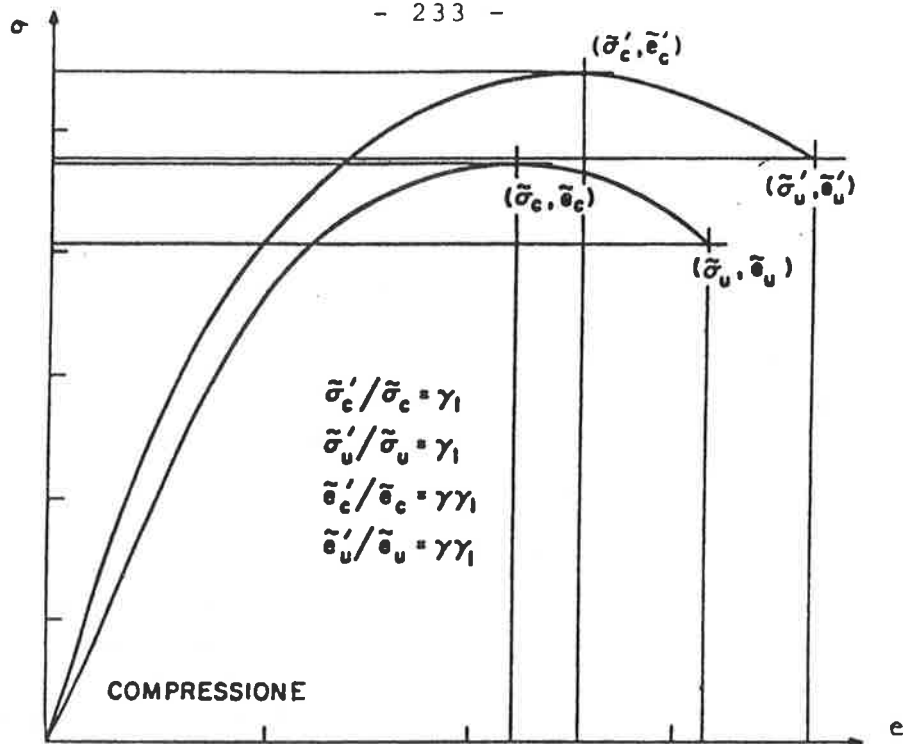


FIG.4 - Incremento dei parametri di resistenza del calcestruzzo soggetto ad uno stato di tensione composto.

Il modello usa la seguente funzione per approssimare il modulo di elasticità tangente in compressione:

$$t_E = \frac{E_0 [1 - B (t_e/e_c)^2 - 2 C (t_e/e_c)^3]}{[1 + A (t_e/e_c) + B (t_e/e_c)^2 + C (t_e/e_c)^3]^2} \quad (5)$$

dove:

$$A = [E_0/E_u + (p^3 - 2 p^2) E_0/E_S - (2 p^3 - 3 p^2 + 1)] / [(p^2 - 2 p + 1) p] \quad (6)$$

$$B = [(2 E_0/E_S - 3) - 2 A] \quad (7)$$

$$C = [(2 - E_0/E_S) + A] \quad (8)$$

Dai valori input

$$E_0, \sigma_c, e_c, E_S = \sigma_c/e_c, \sigma_u, e_u, E_u = \sigma_u/e_u, p = e_u/e_c$$

vengono calcolati i valori delle costanti A, B, C.

Si assume un comportamento elastico lineare del calcestruzzo soggetto a trazione uniassiale.

Il dominio di resistenza del calcestruzzo soggetto ad uno stato di tensione triassiale deve essere fornito mediante 24 punti che definiscono il contorno di tale dominio mediante una superficie sfaccettata a diamante.

Tali punti sono ottenuti sezionando il dominio triassiale con i piani:

$$\begin{cases} \sigma_1/\sigma_c = \text{cost} \\ \sigma_2 = \sigma_3 \\ \sigma_2 = \beta \sigma_3 \quad (\beta = \text{cost}) \\ \sigma_2 = \sigma_1 \end{cases} \quad (9)$$

Nel caso di uno stato di tensione triassiale, la compressione massima del calcestruzzo cresce mediante i coefficienti:

$$\gamma_1 = \sigma'_c / \sigma_c = \sigma'_u / \sigma_u \quad (10)$$

γ fornito come input.

La matrice di rigidezza dell'elemento di calcestruzzo è ortotropica.

Per identificare se il materiale è in fase di carico o scarico ad un certo passo di carico, il programma calcola la funzione:

$$t_F = t_s + 3 \alpha t_{\sigma_m} \quad (11)$$

dove sono:

$$t_s = [t_{s_{ij}} t_{s_{ij}}/2]^{1/2} \quad \text{l'attuale tensione equivalente;}$$

$$t_{s_{ij}} \quad \text{il tensore deviatore;}$$

$$t_{\sigma_m} = \sigma_{ij}/3 \quad \text{la tensione media.}$$

Se la massima tensione principale supera la tensione limite di trazione, viene definito un piano di fessurazione perpendicolare a tale tensione, come illustrato nella Fig.5.

Una volta che tale piano si sia formato, la rigidezza normale a tale piano viene annullata se l'elemento è in fase di carico, e la rigidezza tangente a tale piano viene ridotta mediante il coefficiente SHEFAC che tiene conto del fenomeno di ingranamento.

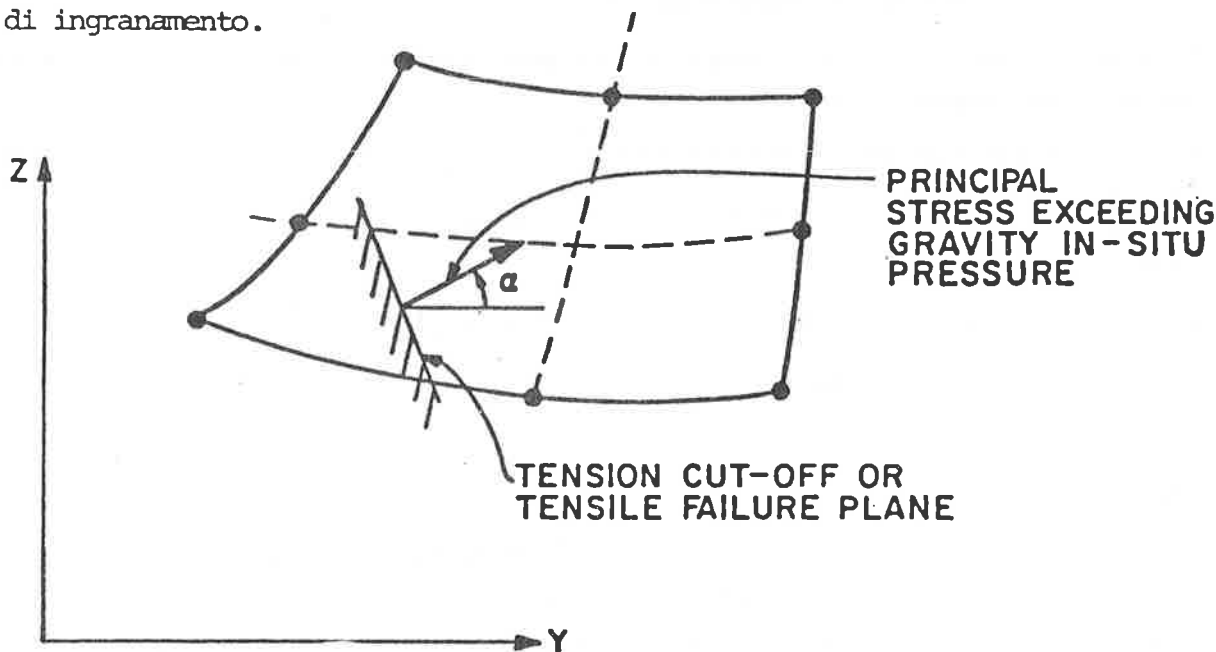


FIG.5 - Piano di fessurazione.

4. ANCORAGGIO DEI CAVI PRE-TESI.

Hoyer (I) notò che, al rilascio dei cavi dai loro ancoraggi temporanei nelle casseforme, le estremità di tali cavi si rigonfiavano in conseguenza della perdita di trazione e producevano lo sviluppo di una pressione radiale fra il cavo ed il calcestruzzo che può raggiungere anche 800 kg/cm² secondo Roš (II).

Tale fenomeno è noto come effetto Hoyer e produce un'importante azione di attrito longitudinale se si manifestano fenomeni che tendano a far scorrere i cavi, ed è mostrato nella seguente Fig.6a.

Consideriamo la distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio molto attentamente.

Allorquando il cavo viene rilasciato dall'ancoraggio provvisorio esso tende ad accorciarsi.

L'aderenza con il calcestruzzo frena ciò e quindi trasmette la forza di precompressione dal cavo al calcestruzzo, col risultato che quest'ultimo viene compresso. Tale processo si manifesta alle estremità della trave di calcestruzzo precompresso.

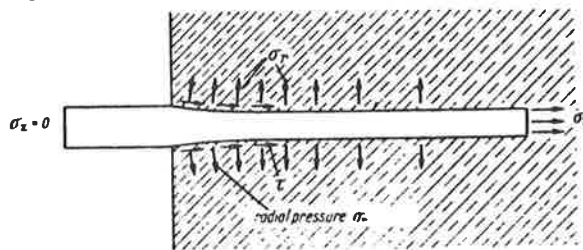
E' opportuno distinguere i seguenti fenomeni caratteristici:

1. La trasmissione della forza di precompressione dall'acciaio al calcestruzzo dal contorno mediante l'aderenza, l'attrito, l'effetto Hoyer e la resistenza a taglio dei materiali. La distribuzione approssimata di tale tensione tangenziale totale è mostrata in Fig.6b. Quando la tensione tangenziale diventa nulla la tensione nel cavo assume il valore della precompressione. La lunghezza associata a ciò è detta lunghezza di trasmissione u .
2. Sfortunatamente la viscosità del calcestruzzo provoca la diminuzione della pressione trasversale all'armatura durante il tempo. Quindi la tensione tangenziale sui cavi deve diminuire e la lunghezza di trasmissione deve aumentare. Prove eseguite per lunghi periodi di tempo hanno mostrato che cavi lisci rientrano nel calcestruzzo come mostrato dalla seguente Fig. 6c. L'ancoraggio di trefoli per aderenza può avere un certo rilievo come descritto da Leonhardt (III).

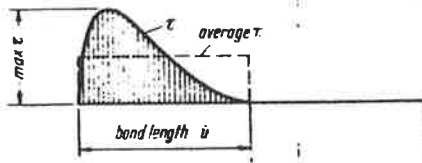
Sempre Leonhardt (III) fornisce i valori per un trefolo da $4\phi 2,6$ mm:

- tensione tangenziale media 30 kg/cmq ;
- lunghezza di trasferimento $u = 52 \text{ cm}$.

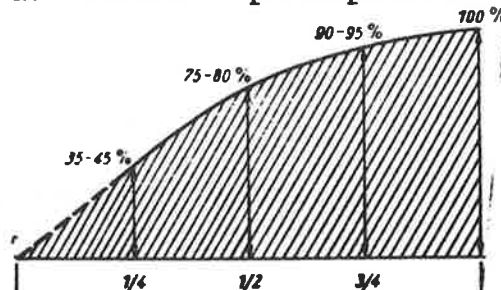
- a) L'effetto Hoyer: il cavo che era inglobato sotto tensione nel calcestruzzo, perde la sua tensione all'estremità della trave al rilascio degli ancoraggi di pretensione e localmente aumenta il suo spessore originale.



- b) Tensione tangenziale fra il cavo ed il calcestruzzo.



- c) Trasmissione delle forze di precompressione dal cavo al calcestruzzo.



d) Rientro di un cavo liscio nella testata del calcestruzzo durante il tempo (dalle prove di Ros³ su un cavo di 2 mm in un prisma di calcestruzzo da 12 x 12 cm; $\sigma_5 = 15.000 \text{ kg/cm}^2$; calcestruzzo maturato a 22 giorni $\sigma_i = 642 \text{ kg/cm}^2$)

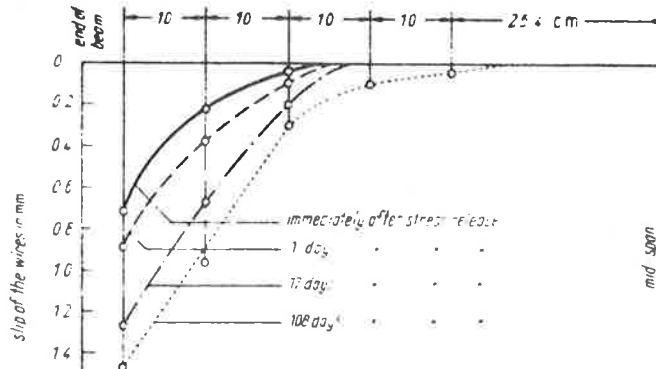


FIG. 6

Nel modello numerico, la tensione tangenziale è simulata come un fenomeno ad attrito costante il cui scorrimento si innesca allorché si raggiunga il valore della tensione tangenziale massima pari a 45 kg/cm^2 .

5. SIMULAZIONE NUMERICA.

Si prendono in esame le prove sperimentali eseguite da Galeota, Giammatteo e Grillo (VII) presso il Laboratorio sperimentale dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria de l'Aquila.

Si tratta di un'unica tipologia di pannello estruso avente la larghezza di m 1,20 luce di m 2,90 e spessore di 20 cm.

Esso è alleggerito mediante 6 fori $\varnothing 15 \text{ cm}$, è realizzato in calcestruzzo leggero ed è presollecitato con n.7 trefoli pretesi come è mostrato in Fig.7.

Si intende mettere in evidenza il meccanismo di rottura per taglio-trazione con perdita di aderenza della armatura di precompressione in prossimità degli appoggi.

A tale fine si è considerato lo schema statico di trave semplicemente appoggiata con due sbalzi e carico in prossimità dell'appoggio A per le seguenti dimensioni:

1) $s = 15 \text{ cm}$; $l = 2,60 \text{ m}$; $a = 40, 60, 80 \text{ cm}$;

2) $s = 5 \text{ cm}$; $l = 2,80 \text{ m}$; $a = 40, 60, 80 \text{ cm}$.

Le prove sono state eseguite collegando un trasduttore induttivo tipo 5K HBM con precisione di almeno 2/1000 di mm in corrispondenza di ciascun trefolo sulla testata che subirà la rottura per taglio-trazione.

Tali trasduttori sono controllati da una centralina tipo HBM 3200.

Facendo crescere il carico esterno e rilevando contemporaneamente il carico ed il rientro dei 7 cavi in testata si perviene a tabulati numerici tipo la seguente Tabella I per $l = 2,60 \text{ m}$ a = 40 cm.

Da tale tabulato si rileva che il legame carico-rientro dei cavi è molto prossimo al modello perfettamente rigido-fragile.

Ciò può essere spiegato solo ammettendo che l'effetto di aderenza fra acciaio e calcestruzzo abbia un ruolo rilevante ed il rientro del cavo si abbia solo quando il calcestruzzo circostante si è sgretolato per sollecitazioni tipo taglio-trazione.

Le caratteristiche medie dell'acciaio sono:

$E = 1.950.000 \text{ kg/cm}^2$ modulo di elasticità iniziale;

$\sigma = 20.540 \text{ kg/cm}^2$ resistenza ultima;

$\sigma = 13.000 \text{ kg/cm}^2$ tensione di precompressione iniziale;

$\delta = 0,8786 \text{ mm}$ rientro istantaneo medio dei cavi in testata;

$\Delta\delta = 0,6672$ mm scarto quadratico medio del rientro dei cavi in testata;
 $\tau = 45$ kg/cm² tensione tangenziale massima per attrito;
 $A = 52,497$ mm² trefolo costituito da n.6 fili $\varnothing 3,08$ mm intorno ad un'anima $\varnothing 3,15$ mm.

Le caratteristiche medie del calcestruzzo sono:

$E = 260.000$ kg/cm² modulo di elasticità iniziale;
 $\nu = 0,15$ coefficiente di Poisson;
 $\sigma_t = 24$ kg/cm² massima trazione uniassiale
 $\sigma_c = -420$ kg/cm² massima compressione uniassiale;
 $\sigma_{cu} = -350$ kg/cm² valore ultimo della compressione uniassiale;
 $\epsilon_c = -0,002$ allungamento per la massima compressione uniassiale;
 $\epsilon_{cu} = -0,0035$ allungamento per il valore ultimo della compressione uniassiale.

Si è eseguita la modellazione in elementi finiti considerando una trave a doppio T ottenuta sezionando secondo i diametri verticali due fori successivi come mostrato in Fig.7.

Ci si può ricondurre alla soluzione di un problema nel solo piano YZ che è di:

- deformazione piana per le parti sezionate;
- tensione piana per le parti cilindriche interne.

6. CONFRONTO FRA RISULTATI SPERIMENTALI E NUMERICI.

Nel procedimento numerico:

- si eseguono incrementi di carico pari a 1.500 kg per il taglio T_A ;
- la matrice di rigidezza viene riformata ad ogni passo di carico tenendo conto sia della non linearità dei materiali che di quella geometrica dell'intera struttura;
- si eseguono iterazioni di equilibrio ad ogni passo di carico.

Sempre nel metodo numerico, per valori elevati del carico esterno e prossimi al carico di rottura si hanno:

- problemi di instabilità numerica della matrice di rigidezza;
- problemi di divergenza all'esecuzione delle iterazioni di equilibrio;
- l'uso di un coefficiente di attrito costante per seguire il fenomeno dell'ingrassamento non dà garanzie di attendibilità in quanto variando anche di poco tale coefficiente si perviene a risultati abbastanza diversi fra di loro.

Nelle seguenti Figg. 8-13 sono riportati i diagrammi che legano il carico esterno al rientro dell'ancoraggio più prossimo eseguendo il confronto fra risultati sperimentali e numerici.

Nelle Figg. 14 e 15 sono riportati i diagrammi che legano il taglio T_A alla luce di taglio a per i due tipi di travi aventi $l = 2,60$ m e $l = 2,80$ m eseguendo il confronto fra i risultati sperimentali e quelli numerici.

Nelle Figg. 16 e 17 sono riportati i quadri fessurativi numerici iniziale ed al collasso per $T_A = 9.000$ kg e $T_A = 18.000$ kg rispettivamente per la trave avente $l = 2,60$ m ed $a = 40$ cm.

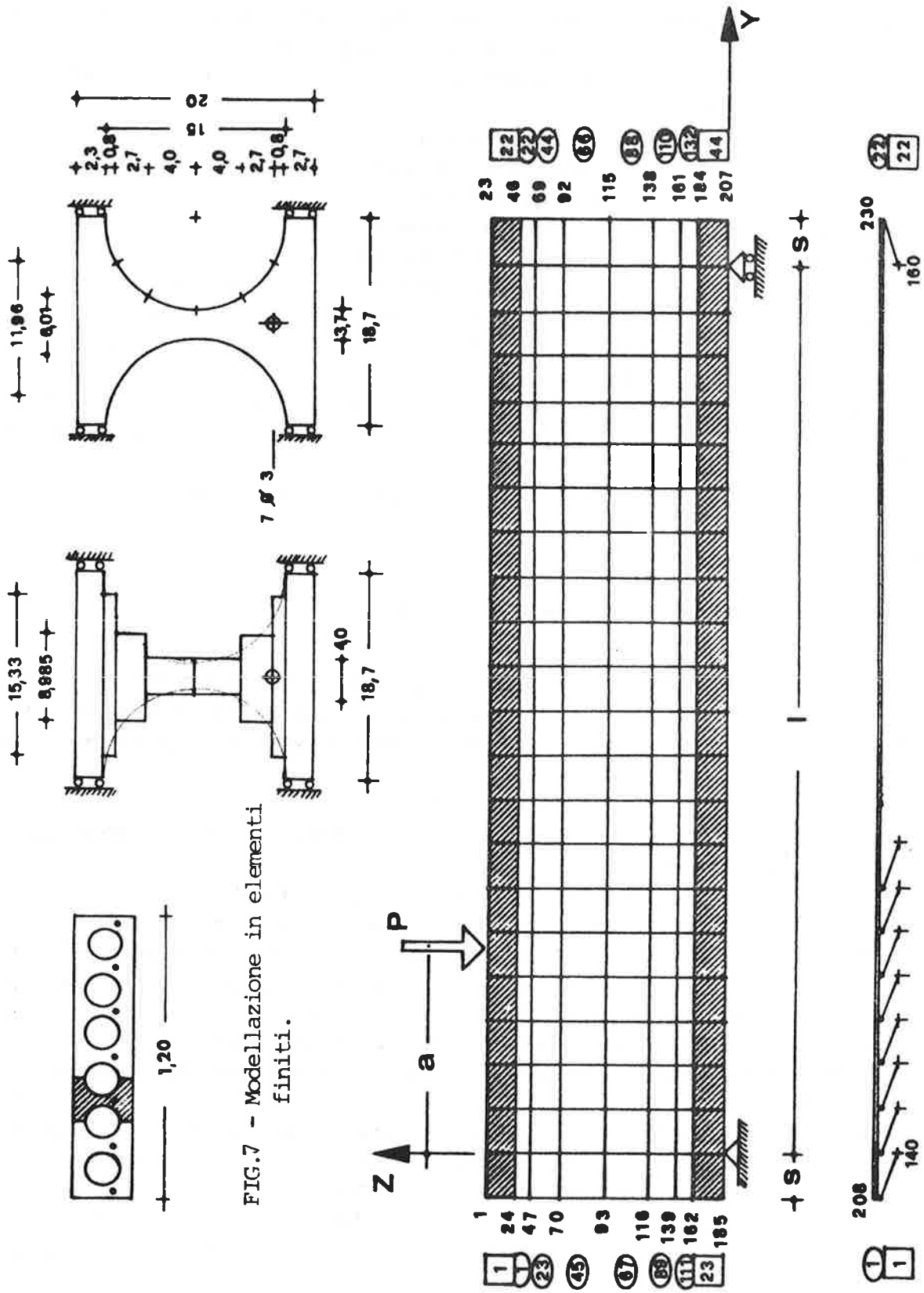


FIG.7 - Modellazione in elementi finiti.

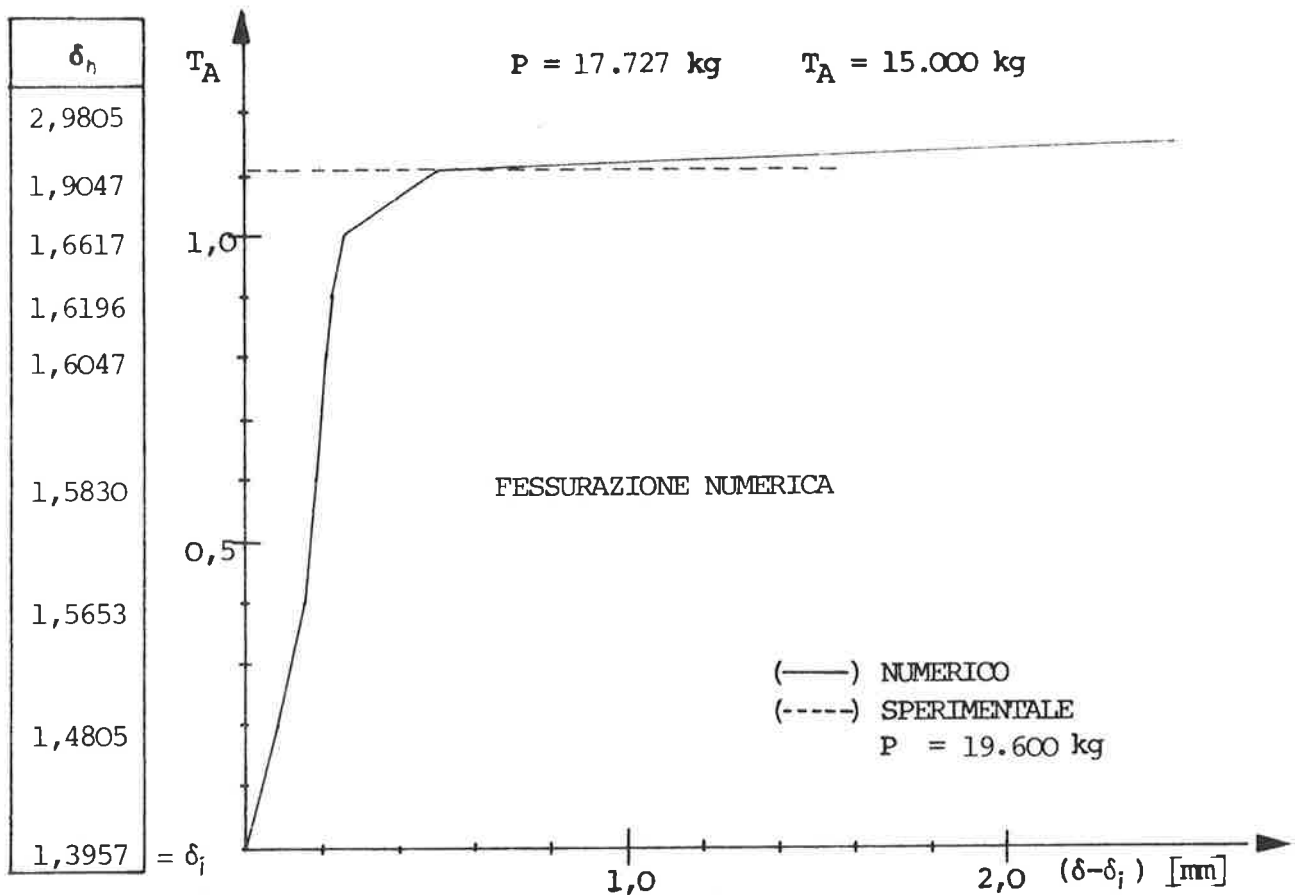


FIG.8 - Rientro del cavo nella testata A per $l = 2,60 \text{ m}$ $a = 40 \text{ cm}$.

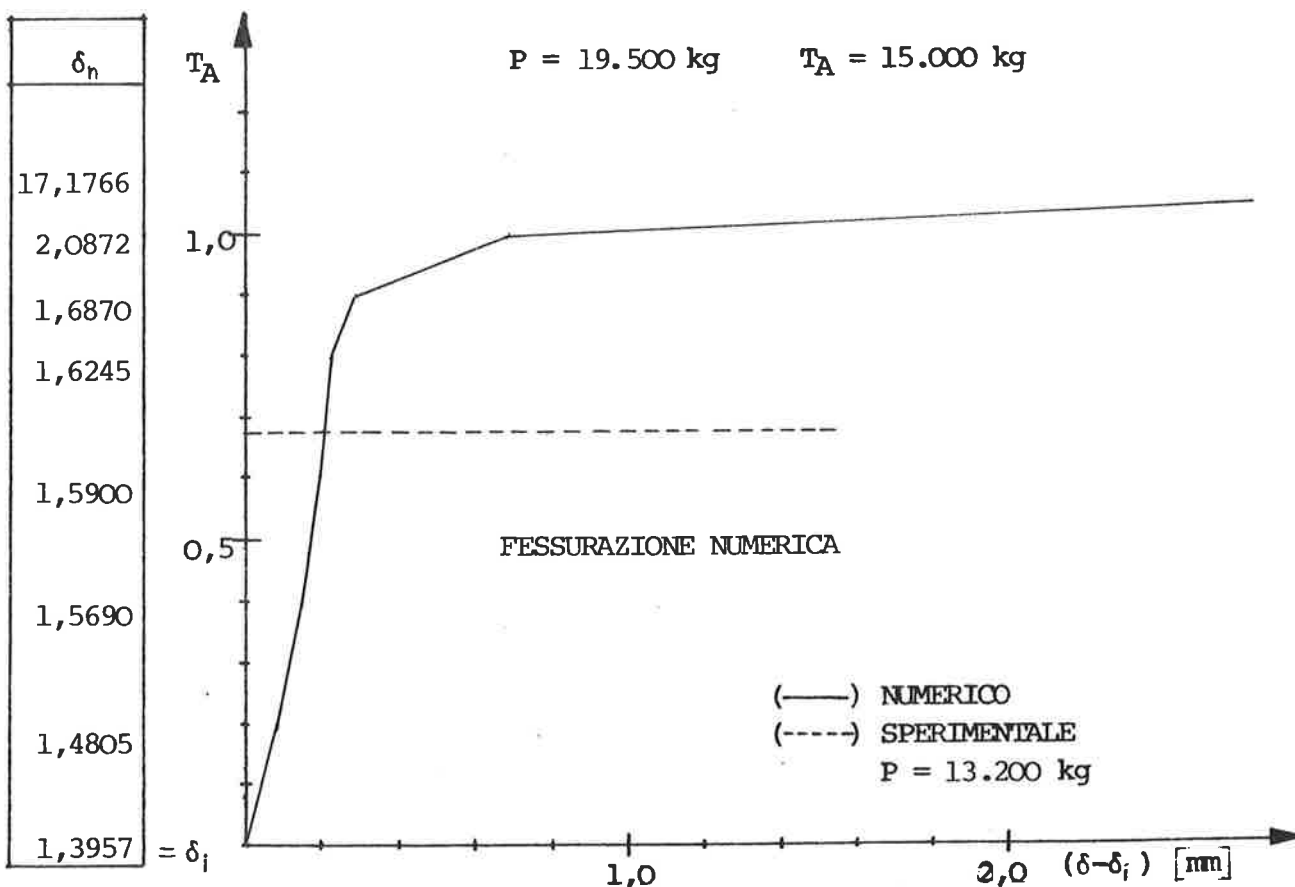


FIG.9 - Rientro del cavo nella testata A per $l = 2,60 \text{ m}$ $a = 60 \text{ cm}$.

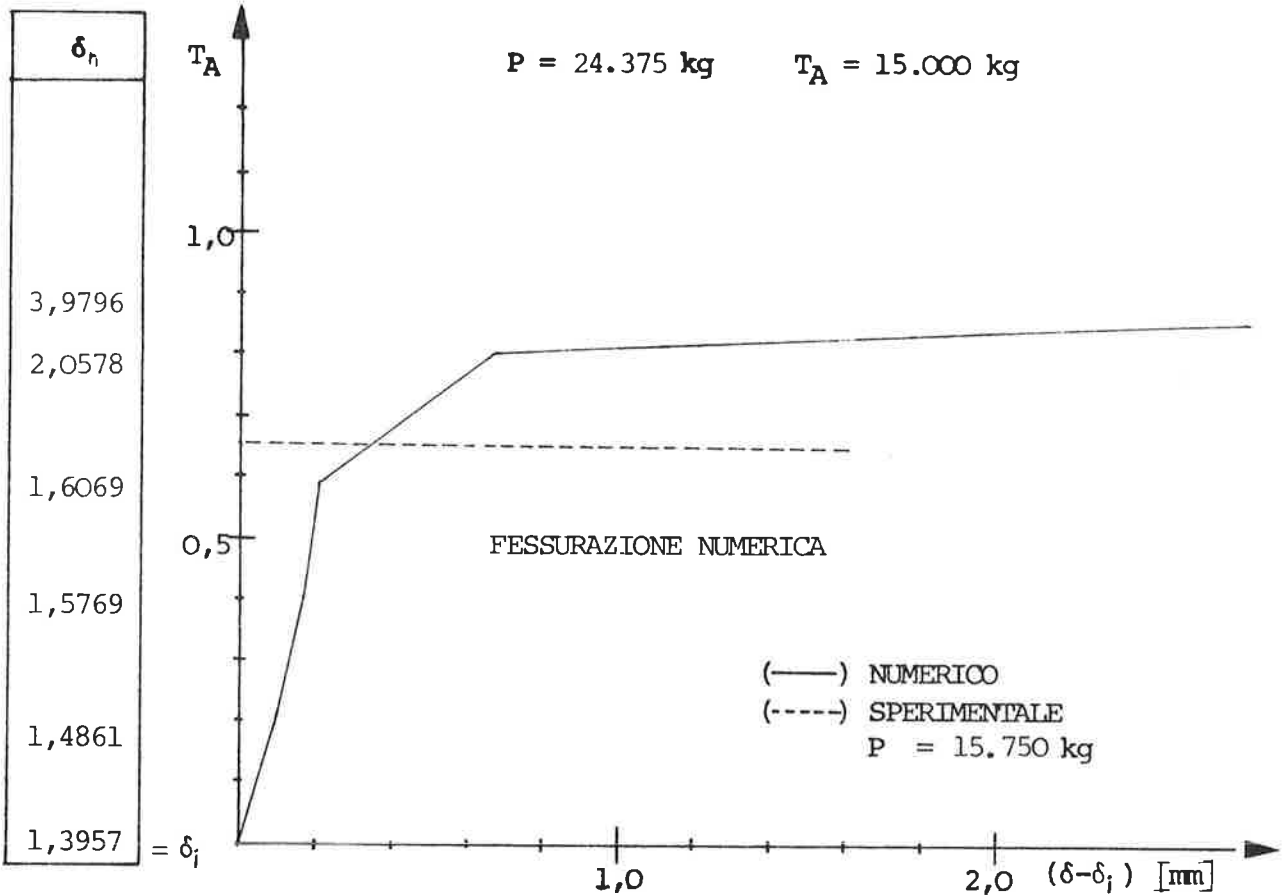


FIG. 10 - Rientro del cavo nella testata A per $l = 2,60$ m $a = 80$ cm.

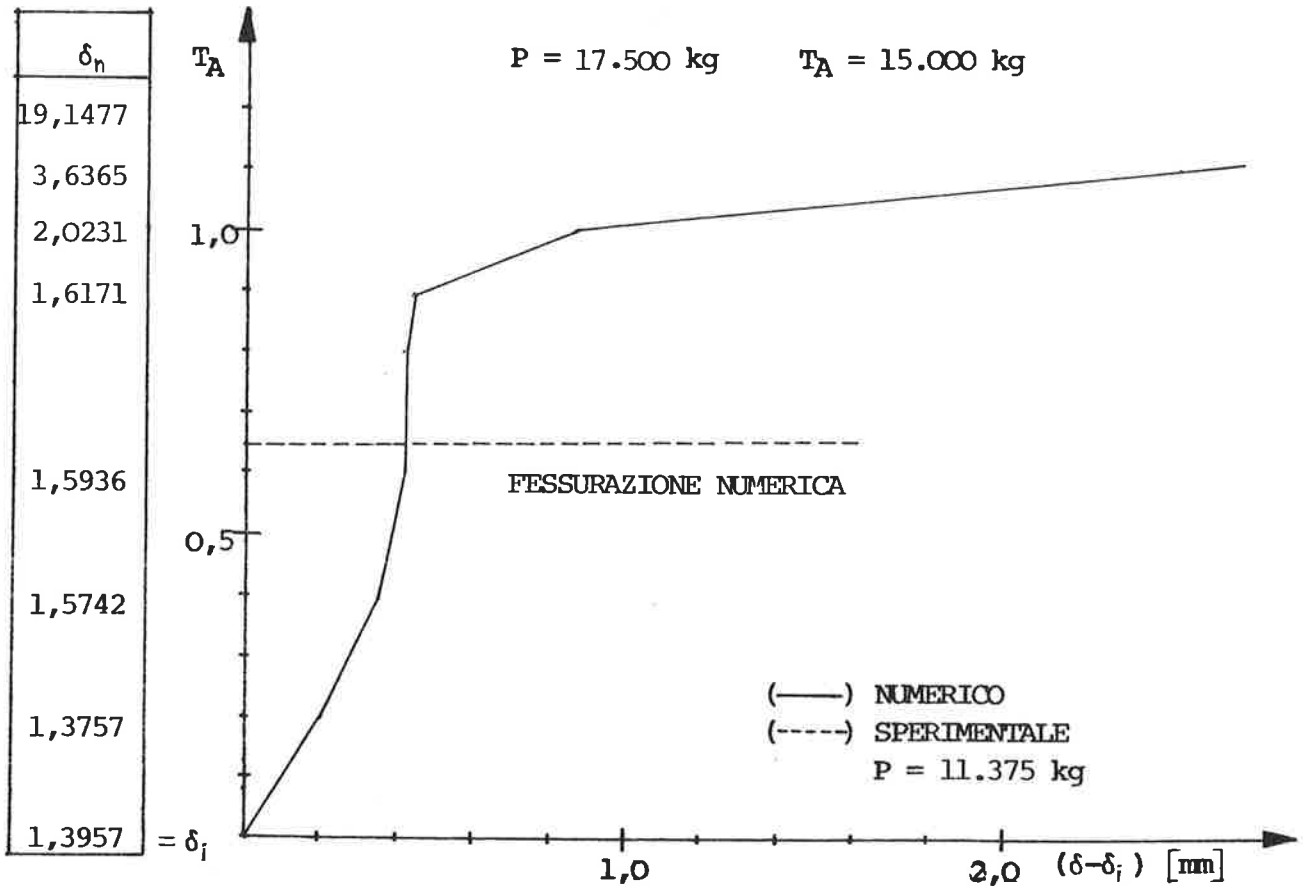


FIG. 11 - Rientro del cavo nella testata A per $l = 2,80$ m $a = 40$ cm.

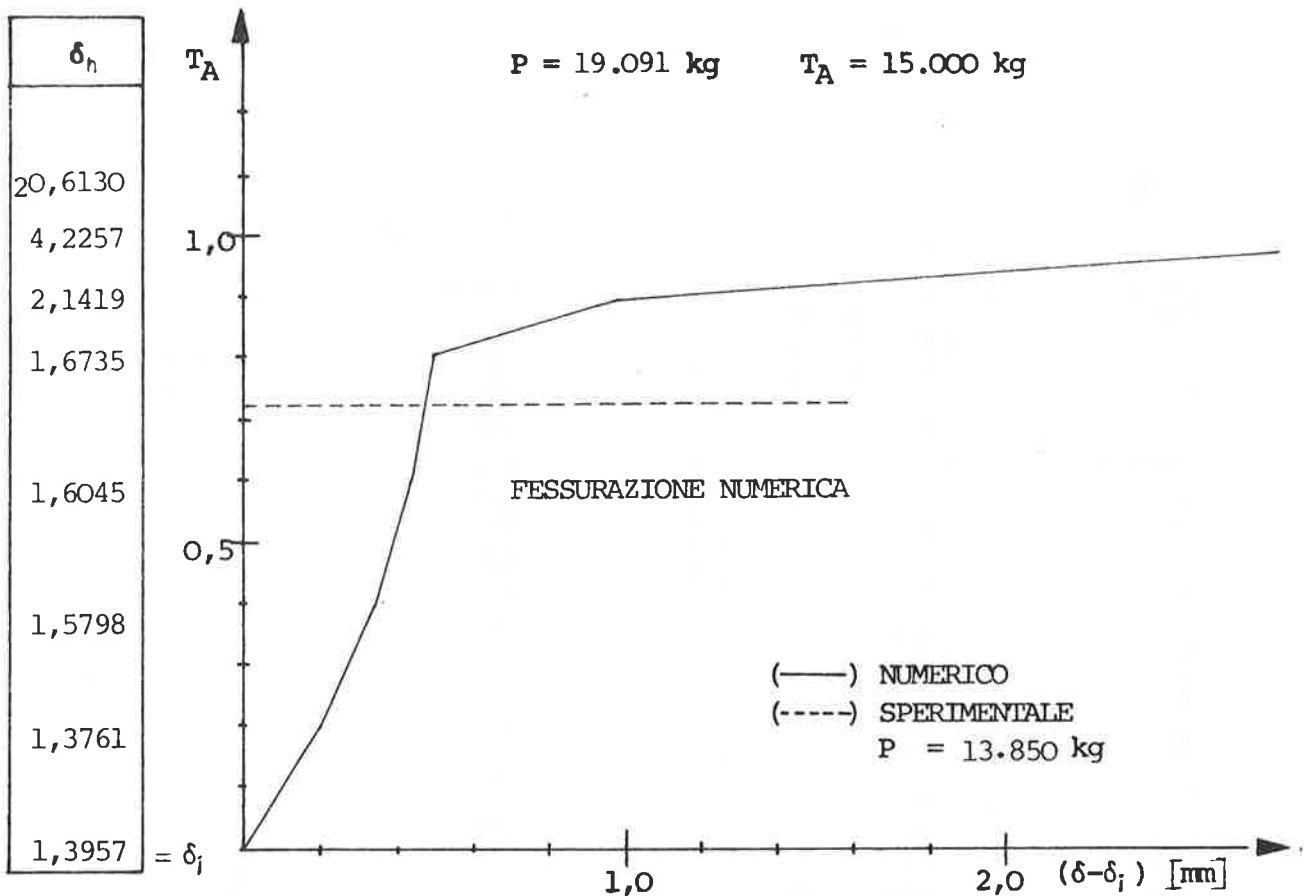


FIG. 12 - Rientro del cavo nella testata A per $l = 2,80$ m $a = 60$ cm.

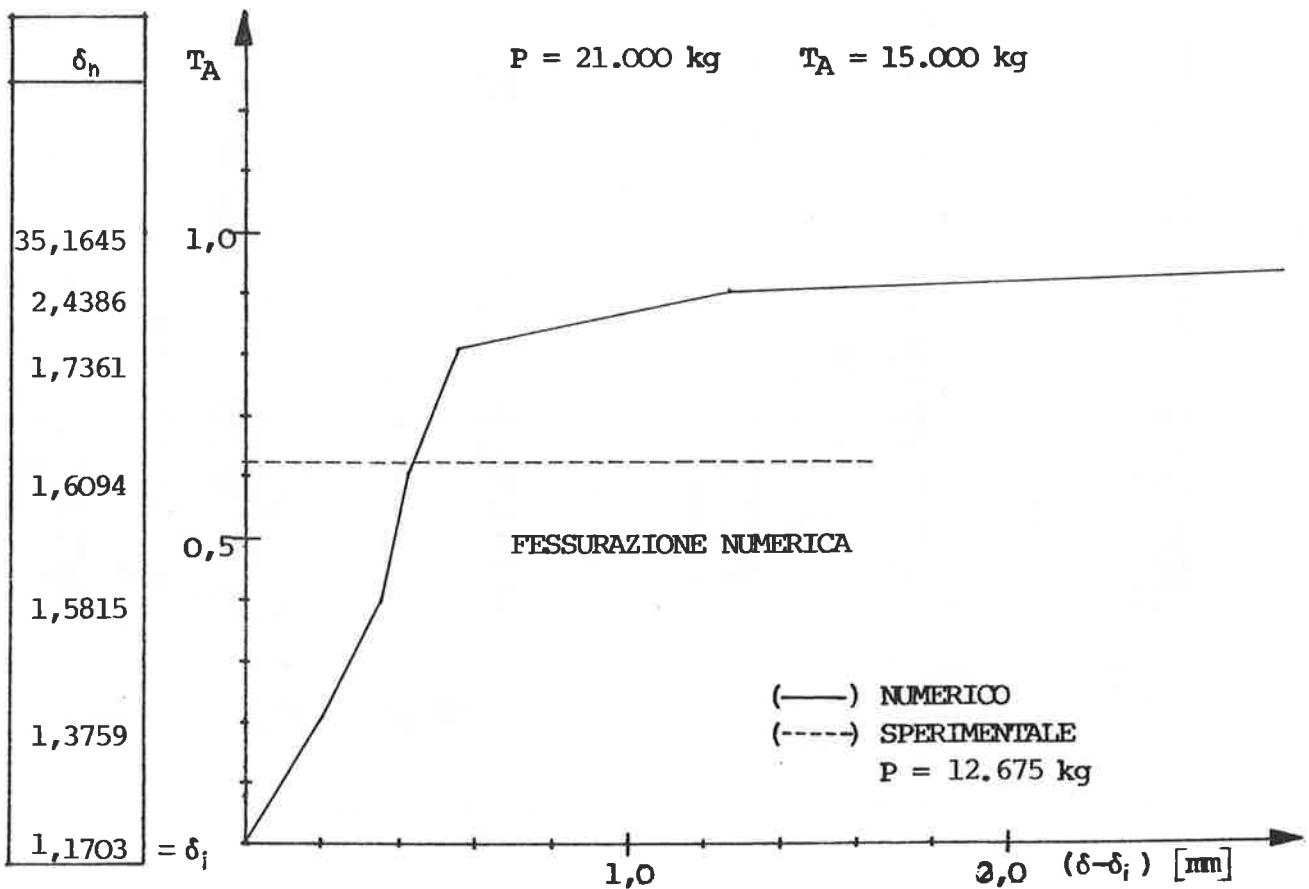


FIG. 13 - Rientro del cavo nella testata A per $l = 2,80$ m $a = 80$ cm.

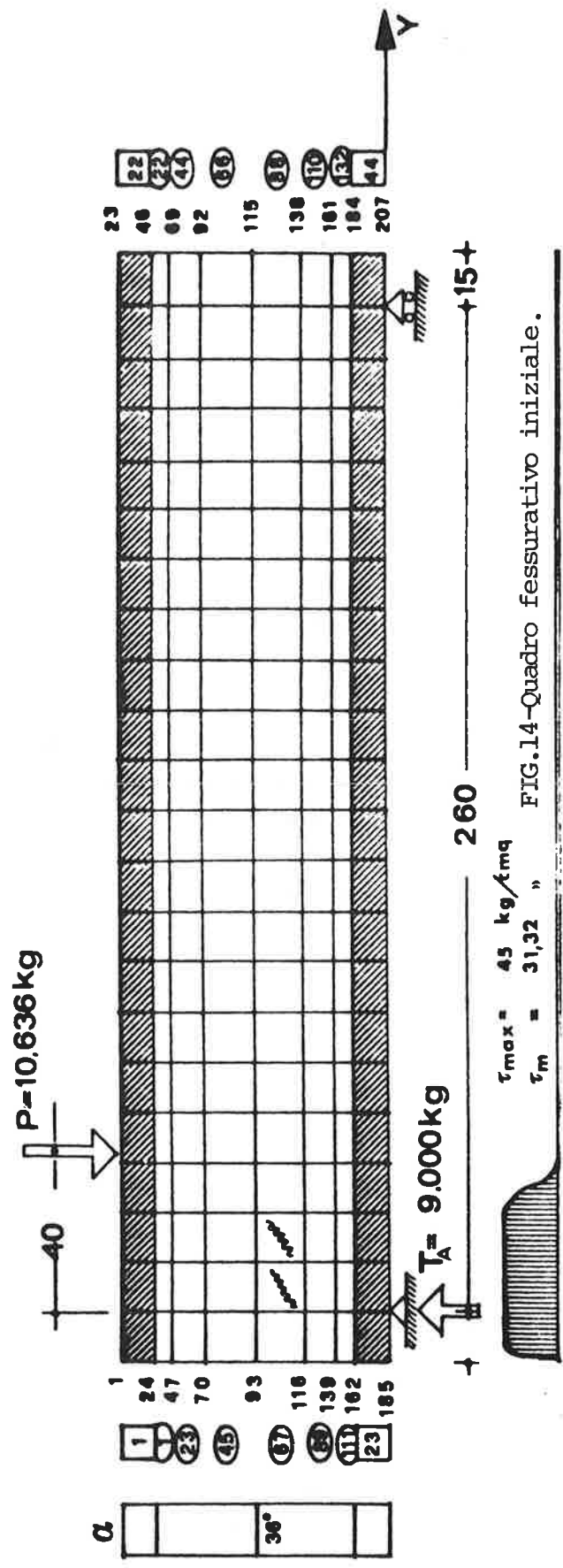


FIG.14-Quadro fessurativo iniziale.

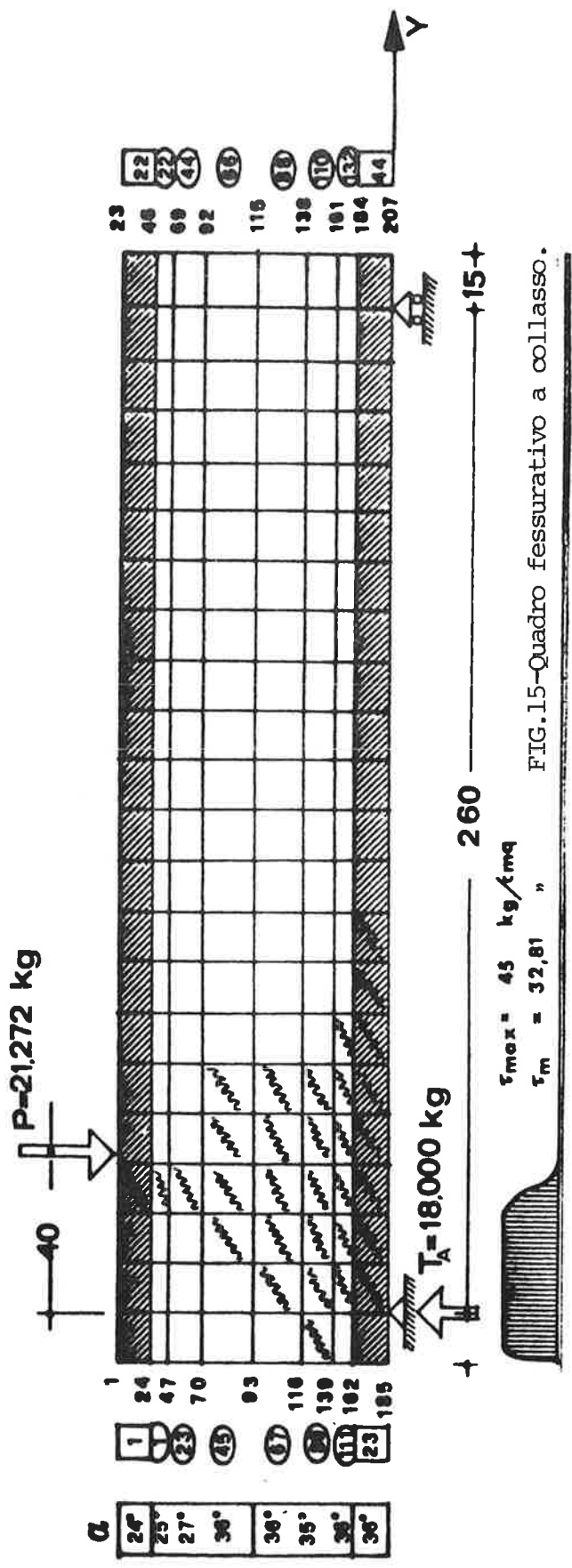


FIG.15-Quadro fessurativo a collasso.

TABELLA 1 - Rientro sperimentale dei cavi in testata per $l=2,60$ m $a=40$ cm.

P	CAVO N.						
	1	2	3	4	5	6	7
-0,125	0,000	-1,000	-2,000	-4,000	0,000	0,000	-10,000
-0,800	-0,500	0,000	-5,000	-1,000	0,000	0,000	-10,000
-1,450	-0,500	1,000	-2,000	-1,000	-6,000	-1,000	0,000
-2,025	-0,500	1,000	-2,000	-1,000	-5,000	0,000	-6,000
-2,500	0,000	1,500	-3,000	-1,000	-8,000	-1,000	0,000
-2,400	0,000	1,000	-1,000	-1,000	-5,000	0,000	-8,000
-2,500	-0,500	0,000	0,000	-1,000	-10,000	0,000	-2,000
-2,600	0,000	1,000	-2,000	0,000	0,000	2,000	-1,000
-2,750	-0,500	0,000	-3,000	-1,000	0,000	-1,000	0,000
-2,850	0,000	0,000	-3,000	-2,000	-6,000	-1,000	0,000
-2,950	0,000	1,000	-1,000	-1,000	-6,000	0,000	-9,000
-3,050	0,000	1,000	-1,000	-1,000	-9,000	-2,000	0,000
-3,150	0,000	0,500	-3,000	-1,000	-11,000	-1,000	-4,000
-3,250	0,500	1,000	-1,000	-2,000	-12,000	-1,000	-3,000
-3,350	0,500	1,000	-1,000	-2,000	-2,000	0,000	-10,000
-3,450	0,000	0,000	-3,000	-2,000	-2,000	1,000	-10,000
-3,550	-0,500	0,000	-2,000	-4,000	-1,000	1,000	-3,000
-3,650	-0,500	1,500	-1,000	-2,000	-9,000	0,000	-8,000
-3,750	0,000	0,000	-1,000	-1,000	-9,000	1,000	0,000
-3,850	0,000	1,000	-2,000	-3,000	-3,000	0,000	0,000
-3,950	-2,000	0,000	-1,000	-3,000	-2,000	0,000	0,000
-4,050	-4,000	1,000	0,000	-1,000	-1,000	0,000	2,000
-4,150	-6,000	0,000	0,000	-2,000	-4,000	0,000	-1,000
-4,250	-6,500	2,000	12,000	-6,000	-7,000	32,000	-3,000
-4,350	191,500	3,000	13,000	21,000	902,000	73,000	869,000
-4,450	761,500	192,500	11,000	467,000	297,000	-364,000	1855,000
-4,500	1469,000	-861,000	-233,000	181,000	-7427,000	-729,000	1857,000
-4,550	1469,500	-862,000	-234,000	182,000	-7424,000	-732,000	1858,000
-4,600	1468,500	-861,500	-235,000	98,000	-7432,000	-732,000	1857,000
-4,650	1466,000	-861,500	-235,000	98,000	-7434,000	-734,000	1857,000
-4,700	1533,000	-864,000	-237,000	98,000	-7451,000	-734,000	1855,000
-4,750	1533,500	-864,500	-236,000	97,000	-7451,000	-734,000	1857,000
-4,800	1533,500	-862,500	-236,000	98,000	-7454,000	-733,000	1858,000
-4,850	1532,500	-865,000	-237,000	96,000	-7437,000	-729,000	1860,000
-4,900	1531,500	-865,000	-235,000	97,000	-7441,000	-729,000	1858,000

[t] [1/1.000 mm]

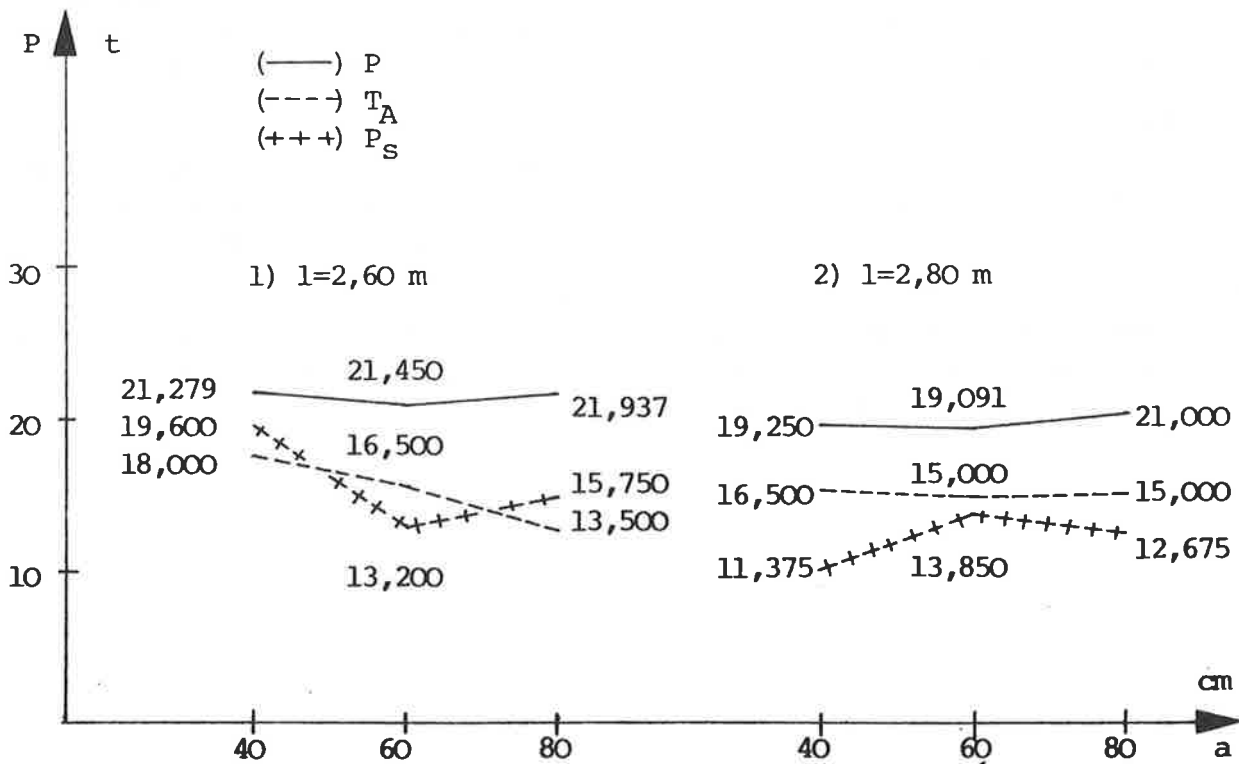


FIG.16 - Carico di rottura in funzione della luce di taglio.

CONCLUSIONI

La presente nota, come altre precedenti (VI) , conferma la validità di tale procedimento comparativo fra prove sperimentali ed analitiche in quanto:

- i risultati dei due metodi sono complementari fra di loro;
- da tale confronto è possibile ricavare elementi per una migliore interpretazione di ciascuna delle due metodologie.

In particolare, il rientro elastico istantaneo dei cavi nelle testate misurato al momento del taglio con sega elettrica dei pannelli estrusi è servito per calibrare meglio i parametri del modello per quanto riguarda le tensioni tangenziali fra acciaio e calcestruzzo.

BIBLIOGRAFIA

- I) HOYER, E.
"Der Stahlsaitenbeton", Elsner, Berlin u. Leipzig, 1939.
- II) ROŠ, M.R.
"EMPA Bericht", Nr.155, Vorgespannter Beton, Zürich, März 1946.
- III) LEONHARDT, F.
"Prestressed concrete, design and construction", W. Ernst & Sohn, Berlin, 1964.
- IV) ODEN, J.T.
"Finite elements of nonlinear continua", Mc Graw Hill, 1972.
- V) BATHE, K.J.
"Static and dynamic geometric and material nonlinear analysis using ADINA", Report 82448-2, Acoustic and Vibration Laboratory, Mechanical Engineering Department, Massachusetts Institute of Technology, May 1976, (Rev. May 1977).
- VI) RADOGNA, E.F. e VALENTE G.
"Analisi elasto-plastica di travi in cemento armato parzialmente precompresso mediante la tecnica degli elementi finiti", Seminario sulla Precompressione parziale a cura de l'A.I.C.A.P., l'Aquila, ottobre 1984.
- VII) GALEOTA, D., GIAMMATTEO, M.M. e GRILLO, F.
"Comportamento a taglio di lastre estruse precomprese in calcestruzzo leggero. Sperimentazione ed analisi dei risultati", Giornate A.I.C.A.P. sul precompresso, Riva del Garda, Maggio 1985.

SUL COMPORTAMENTO TORSIONALE DI ELEMENTI STRUTTURALI
IN CONGLOMERATO ARMATO PRECOMPRESSO

Ivo IORI

Professore Associato
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano

SOMMARIO

La normativa sulla torsione di elementi strutturali in conglomerato armato precompresso appare alquanto carente: essa comunque ritiene valide per tali elementi le indicazioni relative a quelli in conglomerato armato ordinario.

E' pertanto scopo della presente ricerca proporre un metodo, che in seguito si vedrà di carattere generale, costituente un idoneo approccio che mette in giusto conto, limitatamente per ora al caso di cavi di precompressione rettilinei, alcuni specifici parametri fondamentali per il problema in questione.

SUMMARY

Code provisions for the torsional behaviour of prestressed concrete members appear to be somewhat lacking, since they extend to these elements the indications of ordinary reinforced concrete.

The purpose of the present research is to propose a method, limited for now to the case of rectilinear tendons, which takes into account some specific parameters of fundamental importance for the problem considered. It will also be shown that the method proposed has a general validity.

1. INTRODUZIONE

La torsione di elementi strutturali in conglomerato armato precompresso è stata oggetto di sistematiche indagini teorico-sperimentali quasi esclusivamente in quest'ultimo decennio. L'interesse dei vari ricercatori si è rivolto dapprima ad elementi aventi sezioni compatte o a cassone, con rapporti geometrici altezza-larghezza frequentemente prossimi all'unità.

Le percentuali dell'armatura trasversale ("lenta") e longitudinale ("lenta" e "pre-tesa") sono state inoltre spesso scelte in modo da aversi, allo stato finale, lo snervamento nella totalità dell'arma-

tura medesima.

Tuttavia, poichè non di rado negli elementi strutturali in conglomerato armato precompresso il contenuto d'armatura trasversale (staffe) è molto inferiore del contenuto di armatura longitudinale, si è pure sperimentalmente indagato (I) il caso del solo snervamento dell'armatura trasversale rimanendo per contro, alla soglia della rottura, l'armatura longitudinale in campo elastico.

A causa di ciò, i comuni approcci al problema, siano essi ispirati al "traliccio spaziale" ((II), (III)) o alle "superfici di rottura" ((IV), (V)), risultano frequentemente non idonei in quanto facendo riferimento a sole equazioni di equilibrio essi ipotizzano, per la totalità dell'armatura, il raggiungimento della soglia di snervamento.

Nell'ambito del problema in questione appare pertanto sicuramente necessaria pure la messa in conto, accanto alle equazioni di equilibrio, delle condizioni di compatibilità, come proposto, ad esempio, in (VI), (VII), (VIII).

Tuttavia, questi ultimi metodi non rivolgono alcuna attenzione ad alcuni fenomeni caratteristici della fase fessurata, fenomeni quali l'azione di ingranamento, il tension-stiffening e la dowel-action. Tali fenomeni, ormai sistematicamente indagati in questi ultimi anni (IX), (X), (XI), (XII), debbono essere necessariamente messi in conto oltre che per meglio descrivere la realtà fisica (si pensi, ad esempio, ad una corretta indagine del quadro fessurativo) anche per valutare, della medesima realtà, contenuti affatto primari come si evince, ad esempio, dalle prove (XIII), seppur relative a travi in c.a. soggette a taglio.

Nel seguito si indicherà un approccio teorico unitario (senza contrapposizione tra una teoria del "traliccio spaziale" ed una teoria della "superficie obliqua della rottura") il quale, assumendo come base quanto contenuto in (XIV), abbia come scopo la valutazione dei precedenti fenomeni nell'ambito strutturale in questione.

Tale valutazione consente, oltre alla determinazione di alcune grandezze di primaria importanza (ad esempio, il momento torcente ultimo e la rigidità torsionale), di focalizzare l'attenzione su altri parametri (i contenuti d'armatura, il grado di precompressione, ...) che rivestono, nel problema in questione, importanza non certo secondaria.

2. METODO DI CALCOLO

Con riferimento a (XIV) si assumono come parametri fondamentali del problema w e v , ovvero, rispettivamente la distanza tra le facce di una singola fessura e lo scorrimento relativo delle facce medesime (Fig. 1). In un elemento scatolare cavo in conglomerato armato precompresso, soggetto ad un momento torcente T (Fig. 2), lungo le pareti fessurate di esso sono attivi i flussi tensionali N_1, N_2, N_{12} , pensati applicati ad elementi di lunghezza unitaria. L'angolo di inclinazione ϕ del quadro fessurativo può determinarsi ipotizzando (VII) l'inizio della fessurazione allorchè il valore della tensione di trazione nel calcestruzzo raggiunge il suo valore critico assunto in questa sede, secondo (XV), pari a $0.55 f_{cc}^{1/2/3}$. Dal cerchio di Mohr risulta pertanto:

$$\operatorname{tg} 2\phi = \frac{2\sqrt{(0.55 f_{cc}^{1/2/3} + \frac{\sigma_p}{2})^2 - \frac{\sigma_p^2}{4}}}{\sigma_p}, \quad (1)$$

con σ_p valore della tensione di compressione uniforme prodotta, nel calcestruzzo, dall'armatura "pre-tesa" $\sum A_{pl}$. Nell'ambito della fase fessurata qui studiata (potendosi ritenere valido, in fase non fessurata, lo studio alla De Saint Venant con riferimento alla sezione interamente reagente (XVI), (XVII), (XVIII)), ancora dal cerchio di Mohr si ha (Fig. 3):

$$\begin{aligned} N_1 &= \left[\frac{\sigma_p}{2} (\cos 2\varphi - 1) + \tau \operatorname{sen} 2\varphi \right] t \\ N_2 &= \left[\frac{\sigma_p}{2} (\cos 2\varphi + 1) + \tau \operatorname{sen} 2\varphi \right] t \\ N_{12} &= \left[\tau \cos 2\varphi - \frac{\sigma_p}{2} \operatorname{sen} 2\varphi \right] t, \end{aligned} \quad (2)$$

essendo t lo spessore delle pareti dell'elemento scatolare cavo. E' importante osservare che nelle (2) si ipotizza l'angolo φ sempre costante, indipendentemente dal valore di T , in relazione a quanto rilevato in (XIV) a proposito della riorientazione del quadro fessurativo ed a quanto contenuto, in merito allo stesso argomento, in (XV). Per un elemento di lunghezza unitaria lungo la direzione di una fessura, la condizione di equilibrio fornisce (Fig. 4):

$$\begin{aligned} \left(\sigma_{pl} \frac{\sum A_{pl}}{u} + \sigma_{sl} \frac{\sum A_{sl}}{u} - \frac{\sigma_{ss} A_{ss}}{s} \right) \operatorname{sen} \varphi \cos \varphi - S_d - S_t &= N_{12} \\ \left(\sigma_{pl} \frac{\sum A_{pl}}{u} + \sigma_{sl} \frac{\sum A_{sl}}{u} \right) \operatorname{sen}^2 \varphi + \sigma_{ss} \frac{A_{ss}}{s} \cos^2 \varphi - S_v t &= N_1, \end{aligned} \quad (3)$$

ove pel significato dei vari simboli si faccia riferimento all'annessa tabella. Dalla condizione di equilibrio in direzione normale alla fessura si ha (Fig. 5):

$$\begin{aligned} D_{b1} &= \left(\sigma_{pl} \frac{\sum A_{pl}}{u} + \sigma_{sl} \frac{\sum A_{sl}}{u} - \sigma_{ss} \frac{A_{ss}}{s} \right) \operatorname{sen} \varphi \cos \varphi - N_{12} \\ D_{b2} &= \left(\sigma_{pl} \frac{\sum A_{pl}}{u} + \sigma_{sl} \frac{\sum A_{sl}}{u} \right) \cos^2 \varphi + \sigma_{ss} \frac{A_{ss}}{s} \operatorname{sen}^2 \varphi + N_2. \end{aligned} \quad (4)$$

L'adozione dei parametri w e v consente ora un'agevole determinazione, nelle (3) e (4), di S , S_d , S_v nonchè di σ_{pl} , σ_{sl} , σ_{ss} . Innanzitutto dalla congruenza, secondo (XV), del quadro fessurativo, ove si trascuri la deformazione del calcestruzzo compresso, può scriversi (Fig. 6):

$$\begin{aligned} \bar{\epsilon}_{ss} &= \frac{w(1 - \operatorname{sen}^2 \varphi) + v \operatorname{sen} \varphi \cos \varphi}{a_m} \\ \bar{\epsilon}_{sl} = \bar{\epsilon}_{pl} &= \frac{w \operatorname{sen}^2 \varphi - v \operatorname{sen} \varphi \cos \varphi}{a_m}, \end{aligned} \quad (5)$$

dove, sempre in accordo con (XV), per a_m (distanza tra le fessure) si è assunto:

$$a_m = s_1 ; \quad \text{per } \frac{s_1}{s} < 0.55$$

$$a_m = \frac{s_1 + s}{2\sqrt{2}} ; \quad \text{per } 0.55 \leq \frac{s_1}{s} \leq 1.8$$

$$a_m = s ; \quad \text{per } \frac{s_1}{s} > 1.8 .$$

I valori di $\bar{\epsilon}$ forniti dalle (5) sono le deformazioni specifiche "medie" dell'armatura trasversale (indice ss) e longitudinale (indice sl per l'armatura "lenta", indice pl per l'armatura "pre-tesa"); tuttavia in corrispondenza delle fessure, per effetto della collaborazione esercitata dal calcestruzzo integro ivi contenuto, i suddetti valori aumenteranno. Come illustrato in (IX), per le tensioni nelle armature può allora porsi:

$$\sigma_{ss,sl,pl} = E_{ss,sl,pl} (\epsilon_{ss,sl,pl} + \Delta\epsilon_{ss,sl,pl}) \quad (6)$$

con

$$\Delta\epsilon_{ss,sl,pl} = \left[\frac{2\tau_0}{\tau_1 a_m} \right] \left[\alpha_{s,l,p} \frac{\cosh\alpha_{s,l,p} - 1}{\sinh\alpha_{s,l,p}} \right] +$$

$$+ \bar{\epsilon}_{ss,sl,pl} \left[\frac{\alpha_{s,l,p} \cosh\alpha_{s,l,p} - 1}{\sinh\alpha_{s,l,p}} \right] \quad (6')$$

essendo τ_0 e τ_1 parametri la cui determinazione sperimentale avviene con prove di "pull-out" (in questa sede $\tau_0 = 30 \text{ kg/cm}^2$; $\tau_1 \phi_{s,l,p} = 750 \text{ kg/cm}$) e $\alpha_{s,l,p}$ pari a:

$$\alpha_{s,l,p} = \sqrt{\frac{\tau_1 a_m^2}{\eta E_{ss,sl,pl} \phi_{s,l,p}}} \quad (7)$$

Il coefficiente η , con riferimento all'armatura trasversale (indice s), vale $\cos^2 \phi$ mentre, con riferimento all'armatura longitudinale (indici l,p), vale $\sin^2 \phi$.

I valori σ_{ss} , σ_{sl} , σ_{pl} forniti dalla (6) ovviamente mai potranno superare le soglie di snervamento dei legami costitutivi (assunti elastoplastici) relativi all'acciaio costituente l'armatura "lenta" (indici ss, sl) e "pre-tesa" (indice pl). Così pure, le deformazioni specifiche ϵ_{ss} , ϵ_{sl} mai potranno superare il valore ultimo di elongazione fissato, in accordo con (XV), pari al 5‰.

Sempre a proposito dei valori σ_{ss} , σ_{sl} , σ_{pl} è fondamentale osservare che la presenza della precompressione produce, in assenza del mo

mento torcente T , delle tensioni di compressione nell'armatura longitudinale "lenta" e delle tensioni di trazione nell'armatura longitudinale "pre-tesa", rimanendo l'armatura trasversale inerte. Pertanto i valori σ_{ss} , σ_{sl} , σ_{pl} da inserire nelle equazioni (3) e (4) si desumono dalla (6) in cui vanno via-via posti:

$$\begin{aligned}\epsilon_{ss} &= \bar{\epsilon}_{ss} \\ \epsilon_{sl} &= \bar{\epsilon}_{sl} - \Delta\epsilon_{sl} \\ \epsilon_{pl} &= \bar{\epsilon}_{pl} + \Delta\epsilon_{pl} ,\end{aligned}$$

essendo $\Delta\epsilon_{pl}$ e $\Delta\epsilon_{sl}$ le deformazioni (di elongazione e di accorciamento, rispettivamente) dovute alla precompressione. Per S e S_v , in accordo a (X), si pone:

$$S = \tilde{\tau} \left(1 - \sqrt{\frac{2w}{D_{\max}}}\right) \frac{v}{w} \frac{a_3 + a_4 \left|\frac{v}{w}\right|^3}{1 + a_4 \left(\frac{v}{w}\right)^4} \quad (8)$$

$$S_v = \frac{a_1 a_2}{w^{2q-1}} \frac{\frac{v}{w}}{\left[1 + \left(\frac{v}{w}\right)^2\right]^q} S ,$$

in cui:

$$\begin{aligned}\tilde{\tau} &= 0.27 f'_c \quad (f'_c \text{ espressa in N/mm}^2) , \quad q = 0.25 , \quad a_1 a_2 = 0.62 , \\ a_3 &= \frac{2.45}{\tilde{\tau}} , \quad a_4 = 2.44 \left(1 - \frac{4}{\tilde{\tau}}\right) .\end{aligned}$$

Per S_d si assume:

$$S_d = \frac{1}{2} \left(\frac{F_{dl} + F_{dp}}{s_l} - \frac{F_{ds}}{s} \right) \quad (9)$$

essendo (XI)

$$F_{ds,l,p} = 10 (w_{s,l,p} + 0.2)^{-1} v_{s,l,p}^{0.36} \phi_{s,l,p} f_{cc}^{0.38} . \quad (10)$$

Poichè $w_l = w_p$ e $v_l = v_p$, nella (10) si pone:

$$w_s = v_l = w \cos \phi + v \sin \phi ; \quad w_l = v_s = w \sin \phi - v \cos \phi .$$

Le (3) e (4), associate alle (6), (8), (9), consentono ora la risoluzione del problema in questione. Operativamente si assumono innanzitutto, per w e v , due valori di tentativo.

Dalle (5) e poi via-via dalle (6), (8), (10), (9) si determinano i vari addendi delle (3) o, anche, i valori N_1 e N_{12} .

Questi due valori consentono la determinazione di τ tanto dalla prima, quanto dalla terza equazione delle (2). Stante la scelta di tentativo di w e v , τ difficilmente assumerà, nelle suddette equazioni, un ugual valore; i successivi tentativi (lasciando inalterato w si varierà v) avranno lo scopo di perseguire l'uguaglianza fra i due precedenti (e dapprima discordi) valori di τ .

Il valore del momento torcente T , associato a w e v determinati come sopra detto, risulta poi:

$$T = 2 A_0 t \tau , \quad (11)$$

ove per t e A_0 si assume (XIV), (XIX):

$$t = \frac{2A_{ss} f_{ys}}{0.4 s f'_c} ; \quad A_0 = A - \frac{1}{2} p t + t^2 . \quad (12)$$

Il suddetto valore di t discende dal ritenere, per gli elementi in esame, sempre prevalente il contenuto dell'armatura longitudinale rispetto a quella trasversale ((I)).

Con le (4) si determinano invece D_{b2} e D_{b1} , ovvero il livello tensionale ($\bar{\sigma} = D_{b2}/t$, $\bar{\tau} = D_{b1}/t$) presente nelle "bielle" inclinate di calcestruzzo.

Per elementi fortemente armati, $\bar{\sigma}$ e $\bar{\tau}$ potrebbero assumere valori non compatibili con un criterio di rottura del tipo, ad esempio, (XX):

$$\frac{\bar{\tau}}{f'_c} < 0.1 \left[0.62 + 10.1 \frac{\bar{\sigma}}{f'_c} + 5.8 \left(\frac{\bar{\sigma}}{f'_c} \right)^2 - 18.6 \left(\frac{\bar{\sigma}}{f'_c} \right)^3 + 2.09 \left(\frac{\bar{\sigma}}{f'_c} \right)^4 \right]^{\frac{1}{2}} . \quad (13)$$

Tuttavia, relativamente a quest'ultimo punto, va pure tenuto in giusto conto quanto riportato in (XXI), (XIX), (XIV).

Specificatamente, in (XIX), sulla scorta di un approfondito ed esteso esame di numerose risultanze sperimentali, si impone come limite massimo, per $\bar{\sigma}$, il valore $0.4 f'_c$.

Tale limite risulta indubbiamente più esaustivo di (13), anche in relazione al fatto che generalmente $\bar{\tau}$ assume valori contenuti.

Per l'elemento scatolare cavo in esame può inoltre porsi, per congruenza (stante gli usuali valori, per semplicità può ritenersi $\theta = 45^\circ$):

$$\theta_1 = \frac{P_0}{2A_0} (\bar{\epsilon}_{ss} + \bar{\epsilon}_{s1} + 2\epsilon_b) , \quad (14)$$

determinando così il legame tra il valore del momento torcente applicato T e l'angolo unitario θ_1 di torsione. Il valore della deformazione specifica ϵ_b , da porsi nella (14), si desume, scelta una legge costitutiva per il calcestruzzo, dal livello tensionale $\bar{\sigma}$ prima visto, non dovendosi tuttavia dimenticare quanto riscontrato al proposito in (XXI).

3. ESEMPIO NUMERICO

Si è analizzato l'elemento T9 di (XXII) (Fig. 7). Tra i parametri assunti per l'elaborazione numerica (eseguita con un normale calcolatore da tavolo stante il moderato onere computazionale) si ricordano:

$$\sigma_p = 18.58 \text{ kg/cm}^2 ; f_{ys} = f_{y1} = 5230 \text{ kg/cm}^2 ; f'_c = 333 \text{ kg/cm}^2 ;$$

$$\varphi = 38.08^\circ ; t = 5.57 \text{ cm} ; A_0 = 1974 \text{ cm}^2 \text{ (secondo le (12)).}$$

Si è inoltre pure considerato il caso $t = b_k/6 = 7.16 \text{ cm}$, mantenendo inalterati tutti i precedenti parametri.

Il valore di t proposto dalla (12) è stato desunto, in verità, con riferimento principalmente ad elementi in conglomerato semplicemente armato. La scelta $t = b_k/6$ proposta in (XXIII) (vedasi al riguardo le critiche contenute in (XXIV)) può frequentemente fornire valori di t maggiori di quelli dedotti secondo la (12) in quanto il contenuto di armatura trasversale, per gli elementi in questione, può essere invero modesto. D'altro canto in tali elementi la tensione di compressione delle bielle di calcestruzzo risulta, per effetto della precompressione, maggiore rispetto al caso di elementi in conglomerato semplicemente armato. Il valore di t secondo (12) (associato alla limitazione $\bar{\sigma} < 0.4 f'_c$, limitazione molto ragionevole anche in rapporto a quanto contenuto in (XXI)) può risultare pertanto, nella valutazione della realtà fisica, meno idoneo di quanto originariamente presupposto in (XIX), (XXIV).

Per questo motivo si è quindi analizzato anche il caso $t = b_k/6$, pur consci della necessità di un'approfondita indagine al proposito. Nell'elaborazione numerica si è inoltre trascurato l'effetto dowel-action (secondo le (9) e le (10)) in accordo con quanto rilevato in (XIV).

In Fig. 8 si confrontano le risultanze sperimentali con i valori determinati secondo l'analisi numerica, per i due differenti valori di t assunti. Nell'ipotesi di t secondo la (12) si raggiunge un'apertura massima w delle fessure (in ordinata di Fig. 8) pari a 0.3 mm , con $\bar{\sigma} = 135 \text{ kg/cm}^2$, ovvero pari alla soglia $0.4 f'_c$. In corrispondenza a tali valori, il momento torcente (ultimo) risulta 14293 kgm . Con t assunto uguale a $b_k/6$ si ha invece un massimo valore di w uguale a 0.6 mm , più aderente alla realtà sperimentale, pur associato ad un momento torcente T di 16800 kgm , maggiore del valore sperimentale $T_A = 14900 \text{ kgm}$ (XXII). Anche in questo caso la tensione $\bar{\sigma}$ (131 kg/cm^2) è risultata molto prossima alla solita limitazione $0.4 f'_c$. Nella valutazione della differenza tra il valore ultimo teorico $T = 16800 \text{ kgm}$ e il valore T_A va tenuta presente la non perfetta aderenza tra l'armatura di precompressione e il calcestruzzo, come sperimentalmente osservato in (XXII).

In Fig. 9 sono riportati l'andamento sperimentale del legame $T-\theta_{60}$ (essendo θ_{60} la rotazione relativa tra due sezioni distanti 60 cm lungo l'asse longitudinale dell'elemento) e, per confronto, i punti delle risultanze numeriche ottenute nell'ipotesi, per il calcestruzzo, di un comportamento lineare, con modulo di elasticità pari a 200000 kg/cm^2 . Le considerazioni relative alla Fig. 8 sono ancora da ritenersi sostanzialmente valide. Nelle Fig. 10 e 11 i confronti tra le risultanze sperimentali e numeriche si riferiscono rispettivamente ai legami $\sigma_{pl}-T$ e $\sigma_{ss}-T$. Dall'analisi ancora si evince una buona concordanza di base, sempre tenendo presente la dicotomia nell'assunzione di t .

4. CONCLUSIONI

Il metodo utilizzato, in accordo a quanto emerso in (XIV), si mostra idoneo a cogliere la complessa realtà fisica del problema in questione.

In particolare è possibile una corretta valutazione del quadro fessurativo (vedasi, in Fig. 8, i valori w dell'apertura di fessura), soddisfacendo così un'esigenza sempre più sentita anche se di fatto ignorata nei più moderni codici di calcolo.

Il metodo soddisfa necessariamente le condizioni di equilibrio e congruenza mettendo in conto importanti fenomeni connessi al reale comportamento del calcestruzzo quali l'azione di ingranamento, il tension-stiffening e la dowel-action. A causa di ciò, una notevole importanza riveste la corretta valutazione dello spessore t delle pareti dell'elemento strutturale studiato, come pure un'idonea scelta delle limitazioni tensionali nelle pareti medesime (XIX), (XXI), (XXIV).

L'esempio numerico sviluppato (con riferimento a cavi di precompressione rettilinei) ha evidenziato ciò, apparendo sempre, d'altro canto, auspicabile (vedasi, ad esempio, (XXV)) il confronto con la realtà sperimentale più esaustivamente indagata.

BIBLIOGRAFIA

- I) MITCHELL, D., COLLINS, M.P.: "Influence of Prestressing on Torsional Response of Concrete Beams", PCI Journal, May-June 1978.
- II) RAUSCH, E.: "Drillung (Torsion) Schub und Scheren in Stahlbetonbau", Deutscher Ingenieur-Verlag G.m.b.H., Düsseldorf, 3 Auflage 1953.
- III) LAMPERT, P.: "Bruchwiderstand von Stahlbetonbalken unter Torsion und Biegung", Diss. Nr. 4445, Institut für Baustatik, ETH-Zürich, 1970.
- IV) LESSIG, N.N.: "Theoretical and Experimental Investigation of Reinforced Concrete Elements Subjected to Combined Bending and Torsion", Theory of Design and Construction of Reinforced Concrete Structures, Moscow, USSR, 1958.
- V) HSU, T.T.C.: "Ultimate Torque of Reinforced Rectangular Beams", Journal of the Struc. Div., Proc. of the ASCE, Feb. 1968.
- VI) MITCHELL, D., COLLINS, M.P.: "Diagonal Compression Field Theory-A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion", ACI Journal, Vol. 11, Aug. 1974.
- VII) WOODHEAD, H.R., MC MULLEN, A.E.: "Torsional Strength of Prestressed Concrete Beams", Journal of the Struc. Div., ASCE, May 1974.
- VIII) BELOW, K.D., RANGAN, B.V., HALL, A.S.: "General Theory for Rectangular Reinforced and Prestressed Beams in Torsion and Bending", Studies from the School of Civil Engineering, UNICIV Report No. R-131, Apr. 1974, Univ. of New South Wales, Kensington N.S.W., Australien.

- IX) GIURIANI, E.: "On the Effective Axial Stiffness of a Bar in Cracked Concrete", Bond in Concrete ed. by P. Bartos, Dept. of Civ. Engrg., College of Technology, Paisley (Scotland), 1982.
- X) GAMBAROVA, P.G.: "Ingranamento delle particelle di aggregato e trasmissione delle tensioni in elementi di c.a. fessurati, soggetti a stato piano di tensioni", Studi e Ricerche, Vol. 2, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 1980.
- XI) WALRAVEN, J.C., REINHARDT, H.W.: "Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading", Heron, Vol. 26, 1981.
- XII) KUPFER, H., MANG, R., KARAVESYZOGLU, M.: "Bruchzustand der Schubzone von Stahlbeton- und Spannbeton-trägern. Eine Analyse unter Berücksichtigung der Rissverzahnung", Bauingenieur, S. 143, 1983.
- XIII) LEONHARDT, F., WALTHER, R.: "Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, D.A.f.St., Heft 151, 1962.
- XIV) IORI, I., DEI POLI, S.: "Sulla torsione di elementi strutturali in c.a.", L'Industria Italiana del Cemento, N. 2, febbraio 1985.
- XV) LEONHARDT, F., SCHELLING, G.: "Torsionsversuche an Stahlbetonbalken", D.A.f.St., Heft 239, 1974.
- XVI) MUKHERJEE, P.R., WARWARUK, J.: "Torsion, Bending, and Shear in Prestressed Concrete", Journal of the Struc. Div., ASCE, Vol. 97, Apr. 1971.
- XVII) SUPERFESKY, M.J.: "Torsional Behavior of Prestressed Rectangular Concrete Beams", Thesis presented to West Virginia University, at Morgantown, 1968.
- XVIII) IORI, I., MARTINEZ Y CABRERA, F.: "Comportamento in regime di pura torsione di elementi strutturali in conglomerato cementizio precompresso", Studi e Ricerche, Vol. 5, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 1983.
- XIX) KORDINA, K., TEUTSCH, M.: "Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung infolge von Biegung, Querkraft und Torsion", Beton und Stahlbetonbau, Heft 1, Januar 1983.
- XX) BRESLER, B., PISTER, K.S.: "Failure of Plain Concrete Under Combined Stresses", Transactions ASCE, Paper 2897, 1957.
- XXI) LAMPERT, P., THÜRLIMANN, B.: "Torsionsversuche an Stahlbetonbalken", Institut für Baustatik, Bericht Nr. 6506-2, ETH-Zürich, Juni 1968.
- XXII) LAMPERT, P., LÜCHINGER, P., THÜRLIMANN, B.: "Torsionsversuche an Stahl- und Spannbetonbalken", Institut für Baustatik, Bericht Nr. 6506-4, ETH-Zürich, Februar 1971.
- XXIII) CEB-FIP: "Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton", 3 Ausgabe 1978.

- XXIV) TEUTSCH, M.: "Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion", Institut für Baustoffe, Mas sivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunsch weig, Heft 41, Dezember 1979.
- XXV) TEUTSCH, M., KORDINA, K.: "Versuche an Spannbetonbalken un- ter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion", D.A.f.St., Heft 334, 1982.

SIMBOLOGIA

- S = aggregate-interlock
- S_v = azione di confinamento
- S_d = dowel-action
- τ_t = flusso tangenziale nelle pareti dell'elemento scatolare cavo
- b_k = interasse fra le barre longitudinali di spigolo del lato minore della trave
- s = interasse della staffa
- s_l = distanza tra i singoli ferri longitudinali
- u = perimetro dello sviluppo dell'armatura longitudinale
- ϕ_s = diametro dell'armatura trasversale
- ϕ_l = diametro dell'armatura longitudinale "lenta"
- ϕ_p = diametro dell'armatura longitudinale "pre-tesa"
- D_{max} = massimo diametro dell'inerte
- p = perimetro esterno della sezione
- p_0 = $p - nt$ (n = numero dei lati della sezione)
- A_{ss} = area di un braccio di staffa
- $\sum A_{sl}$ = area totale dell'armatura longitudinale lenta
- A = area della sezione
- A_0 = area "efficace" della sezione
- σ_{sl} = tensione nell'armatura longitudinale "lenta"
- σ_{pl} = tensione nell'armatura longitudinale "pre-tesa"
- σ_{ss} = tensione nell'armatura trasversale (staffe)
- f'_c = resistenza cilindrica ultima del calcestruzzo a compres- sione
- f'_{cc} = resistenza cubica ultima del calcestruzzo a compressione
- f_{yl} = tensione di snervamento nell'armatura longitudinale lenta
- f_{ys} = tensione di snervamento nell'armatura trasversale
- E_{ss} = modulo di elasticità dell'armatura trasversale
- E_{sl} = modulo di elasticità dell'armatura longitudinale "lenta"
- E_{pl} = modulo di elasticità dell'armatura longitudinale "pre-tesa".

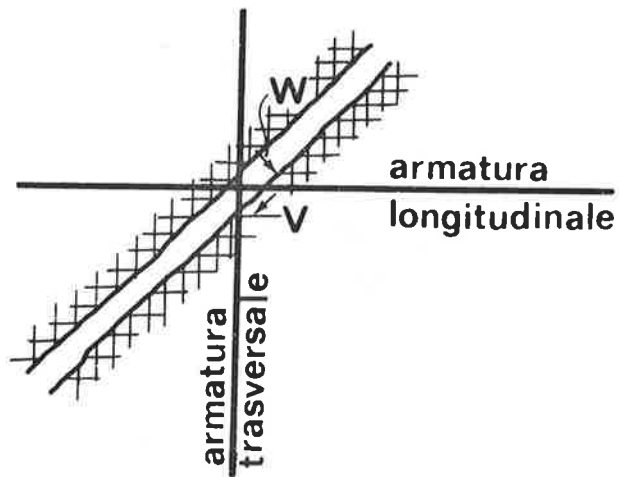


Fig. 1 - Parametri significativi del quadro fessurativo.

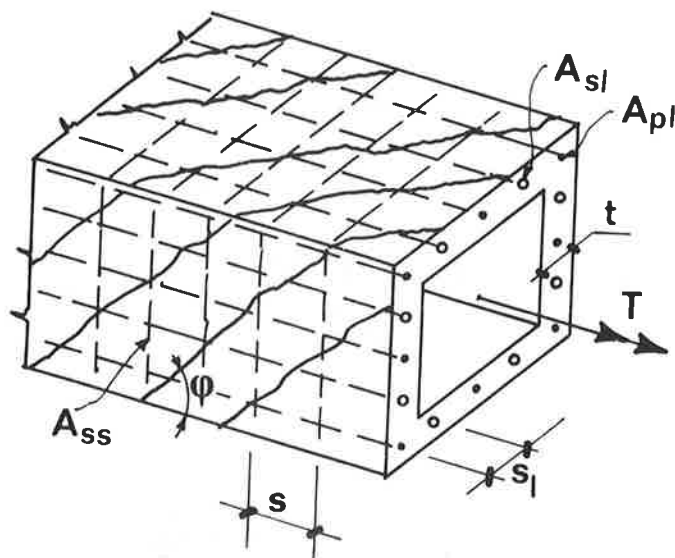


Fig. 2 - Elemento scatolare cavo.

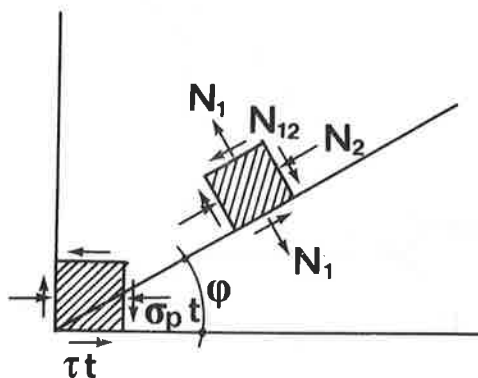


Fig. 3 - Flussi tensionali.

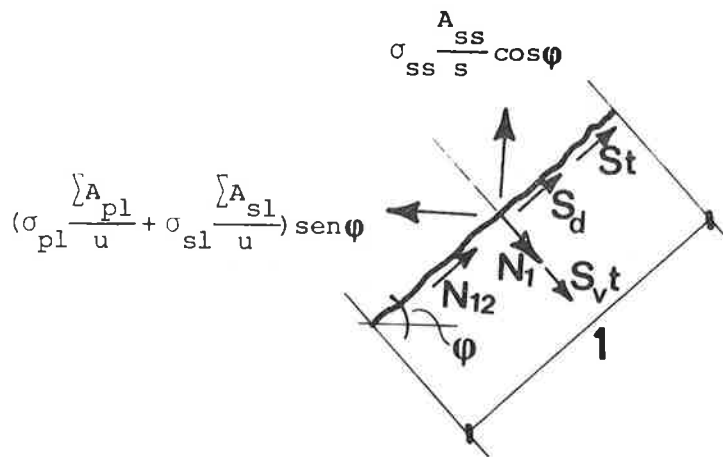


Fig. 4 - Equilibrio lungo una fessura avente lunghezza unitaria.

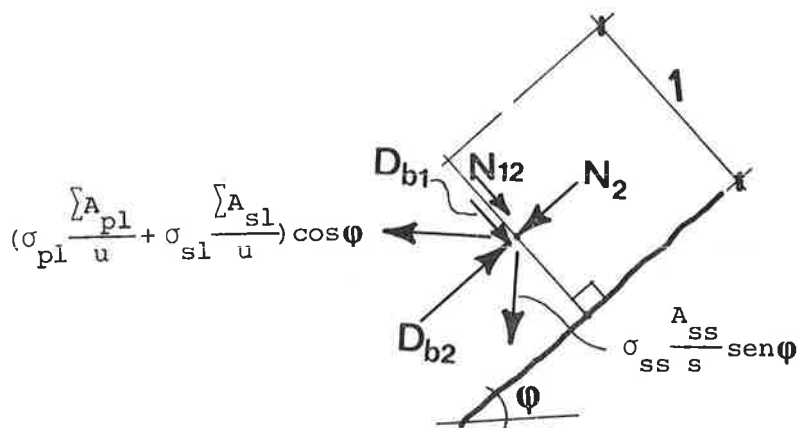


Fig. 5 - Equilibrio in direzione normale alla fessura.

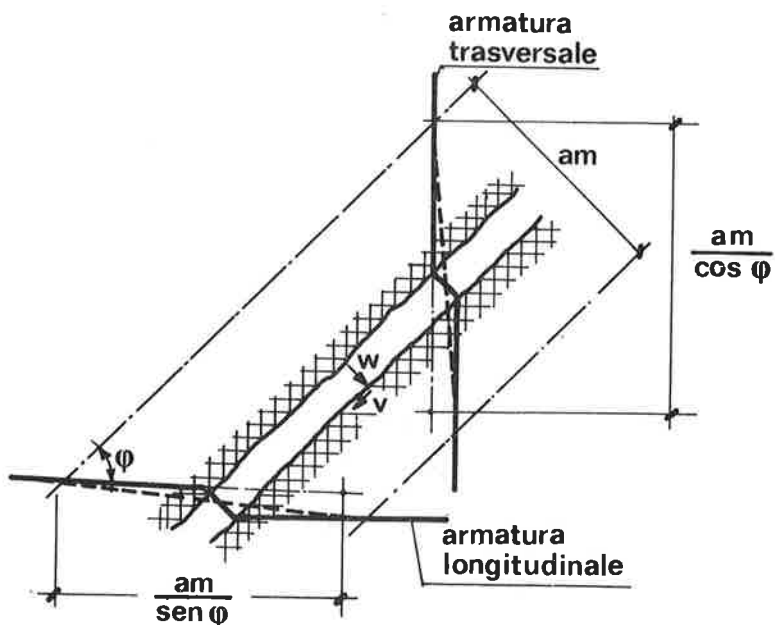


Fig. 6 - Congruenza del quadro fessurativo.

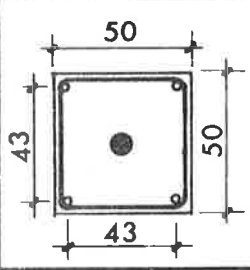
Sezione trasversale	
Barre longitudinali	4 \varnothing 10
Acciaio pre-teso	4 trefoli \varnothing 1/2"
Staffe	\varnothing 10; s = 11

Fig. 7 - Elemento analizzato (T9, (XXII)).

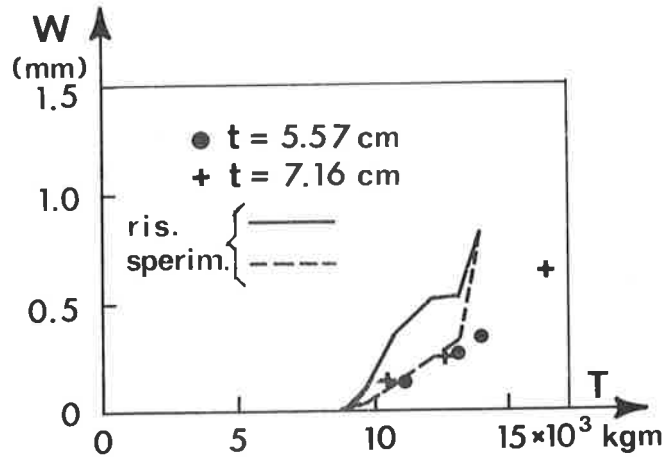


Fig. 8 - Diagramma w (apertura delle fessure) - T (momento torcente applicato). Elemento T9, (XXII).

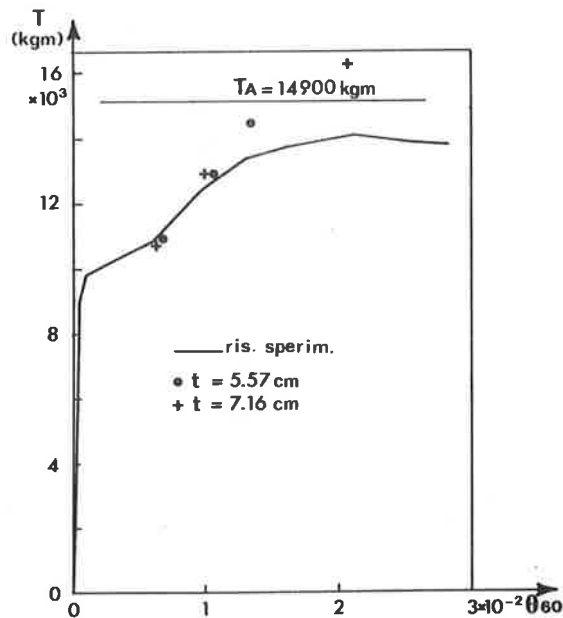


Fig. 9 - Diagramma T (momento torcente applicato) - θ_{60} (rotazione relativa di due sezioni distanti 60 cm). Elemento T9, (XXII).

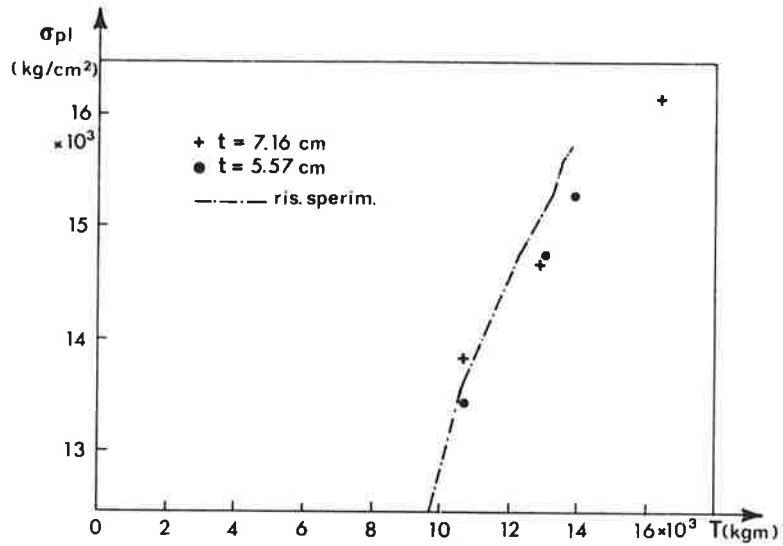


Fig. 10 - Diagramma σ_{pl} (tensione nell'armatura "pre-tesa") - T (momento torcente applicato). Elemento T9, (XXII).

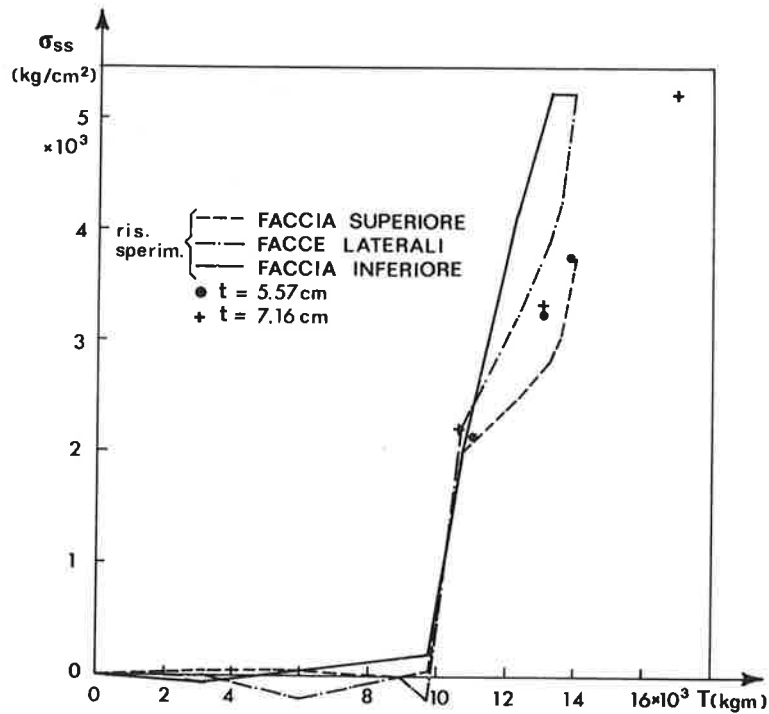


Fig. 11 - Diagramma σ_{ss} (tensione nell'armatura trasversale) - T (momento torcente applicato). Elemento T9, (XXII).

PONTI AUTOSTRADALI IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO
VENTICINQUE ANNI DI OSSERVAZIONE

Luca MALISARDI
Ingegnere Civile
SPEA S.p.A. - Milano

Piero MARRO
Professore ordinario
Dip. Ing. Strutturale
Politecnico di Torino

SOMMARIO

Si riportano le osservazioni più significative sul degrado delle strutture precomprese della rete autostradale IRI, con la ricerca delle cause e lo studio dei rimedi. Si riferisce poi su esperienze per la reiniezione dei cavi e sulle prove a rottura di 12 travi. Infine si delineano le nuove tendenze per la progettazione e per l'organizzazione della sorveglianza delle opere d'arte.

SUMMARY

The authors list the most significant observations recorded during the systematic supervision of bridges, viaducts and overpasses in the IRI motorway network, analysing the instances of damaging, seeking its causes and illustrating the remedial action taken case-by-case. Then they discuss the experience gained in the regrouting of prestressing tendons and describe the testing of failure of 12 beams from a severely damaged viaduct. Finally they outline modern trends in bridge design and up-to-date supervisory procedures.

1. PREMESSA

Oggetto della presente memoria sono le osservazioni e i controlli eseguiti, dall'epoca della costruzione ad oggi, su ponti, viadotti e cavalcavia in cemento armato precompresso della rete autostradale IRI.

Il servizio di controllo delle opere d'arte, istituito dalla Autostrade S.p.A. subito dopo l'apertura al traffico del tratto Bologna Firenze, fu successivamente ampliato in seguito allo sviluppo della rete e reso sistematico in ottemperanza alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 6736-G1-A1 del 19.7.1967. Dal 1970 tale servizio è affidato alla SPEA S.p.A. Quest'ultima organizzò gli Uffici Tecnici Speciali aventi quali compiti istituzionali, da un lato, il controllo sistematico delle strutture per l'individuazione tempestiva dei difetti e degli ammaloramenti, dall'altro lo studio degli interventi riparatori e la direzione dei lavori per detti interventi. Dei due autori della memoria, Malisardi ha fatto parte dapprima del servizio collaudi della Autostrade S.p.A. e successivamente del servizio controlli SPEA; di tale servizio è attualmente il coordinatore. Marro invece, come appartenente al Centro Studi sugli stati di

coazione elastica del C.N.R. diretto dal Prof. F. Levi, negli anni dal 1956 al 1963 partecipò all'esame dei progetti, eseguì controlli in fase esecutiva e curò le prove di carico di molte opere. In seguito rimase in contatto col servizio controlli della SPEA.

2. L'OGGETTO DELLE OSSERVAZIONI

Le opere d'arte in cemento armato precompresso presenti oggi lungo i 2618 km della rete autostradale IRI (corrispondenti al 44% della rete nazionale) sono:

- 819 sottopassi, ossia ponti e viadotti, sviluppanti $2.830.000 \text{ m}^2$ di superficie di impalcato, pari a 0,83 della totalità degli impalcati di luce superiori a 15 metri;
- 548 sovrappassi (cavalcavia), pari al 32% della totalità dei cavalcavia.

Per dare un'immagine dell'evoluzione nel tempo dei sistemi costruttivi adottati, nella figura 1 abbiamo riportato i metri quadri di impalcato di ponti e viadotti successivamente entrati in servizio suddivisi in cemento armato e cemento armato precompresso, quest'ultimo articolato nelle differenti tecnologie: armature pre-tese, barre, fili e trefoli post-tesi. Analogamente la fig. 2 riporta il numero di cavalcavia costruiti in c.a., c.a.p. e con struttura mista acciaio calcestruzzo.

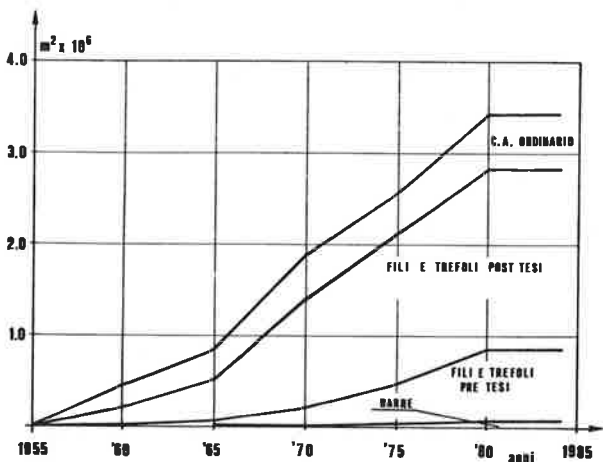


Fig. 1 - Superficie di ponti e viadotti.

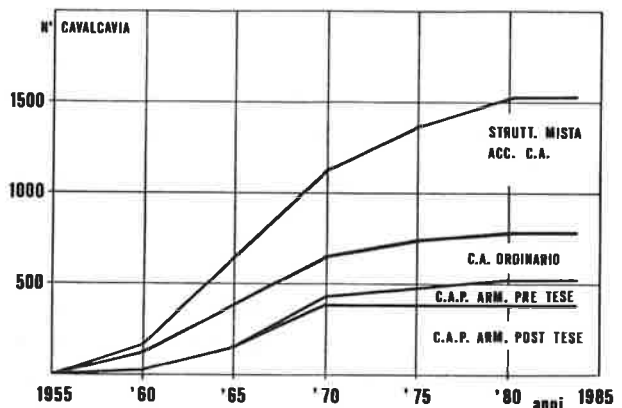


Fig. 2 - Numero di cavalcavia

3. IL CONTROLLO DELLE OPERE D'ARTE AUTOSTRADALI NELLA FILOSOFIA DEGLI STATI LIMITE

Richiamando il concetto fondamentale probabilistico, secondo il quale il raggiungimento di uno stato limite si verifica quando una o più azioni di intensità maggiorata vengono applicate a un elemento strutturale di resistenza minorata, nel settore delle opere d'arte autostradali si individuano tre azioni fondamentali: i carichi, le variazioni termoigrometriche (vento, pioggia, neve, gelo) e, in stretta correlazione con le seconde, le aggressioni chimiche dei cloruri che vengono sparsi d'inverno per mantenere l'autostrada agi

bile.

Le prime sono codificate e vengono assunte come dati fondamentali per la progettazione. Le seconde, quali fenomeni naturali, agiscono nel tempo in vario modo e con diversa intensità a seconda del luogo, dell'esposizione e della quota altimetrica e, per quanto siano ora disponibili molti dati statistici, la loro schematizzazione è ancora difficile e incerta. Le terze ancor più dipendono dalle condizioni locali. Per quantificarle, almeno in termini relativi, nella tabella seguente abbiamo suddiviso le superfici di impalcato dei ponti di cui ci occupiamo in classi a seconda del grado di salatura, riportando, per ciascuna classe, la massa media annua di sale sparso per chilometro di autostrada e per metro quadrato di impalcato. Si fa presente che il consumo sugli impalcati è circa doppio di quello medio a causa della minor inerzia termica degli impalcati rispetto a quella dei terrapieni.

classi di salatura	t/km (autostrada)	kg/m ² (impalcato)	m ²	m ² %
nulla	0	0	76.000	3
debole	0 - 5	0 0,5	1.280.000	45
media	5 - 20	0,5 - 2	640.000	22
forte	20 - 60	2 - 6	760.000	27
fortissima	60 - 100	6 - 10	71.000	3

In conseguenza di quanto sopra esposto, i controlli delle opere risultano di due tipi:

- il controllo di accettazione, coincidente con il collaudo statico, e che consiste nel verificare se la struttura appena costruita è in grado di sopportare i carichi di progetto nel rispetto delle condizioni di deformazione previste. Trattasi perciò di una verifica sperimentale agli stati limite di esercizio, che nulla può dire sulla resistenza allo stato limite ultimo;
- il controllo periodico, inteso ad accertare se l'intervento di altre azioni (termoigrometriche, aggressive, ecc.), associato alla ripetizione dei carichi, modifica e in qual misura, per la presenza di difetti palesi od occulti, le caratteristiche iniziali dell'opera, accorciando l'intervallo fra stato limite di esercizio e stato limite ultimo.

4. LA METODOLOGIA DEI CONTROLLI

4.1 Controllo di accettazione

Al primo esame, di regola, vengono esaminate le strutture ed eseguite prove di carico fino a realizzare le sollecitazioni di esercizio, e dal confronto delle deformazioni misurate con quelle calcolate viene espresso il giudizio di accettazione.

4.2 Controlli periodici

I controlli successivi, istituiti inizialmente con cadenza annuale,

si articolano nelle seguenti operazioni:

- osservazione accurata dell'intradosso dell'impalcato, possibile con l'impiego di appositi automezzi dotati di bracci articolati;
- prelievo di saggi dalle zone ammalorate;
- controllo topografico delle controfrecce.

A seguito dell'osservazione dei primi sintomi di degrado le ispezioni alle opere divennero più frequenti fino ad assumere l'attuale cadenza trimestrale, e nel contempo vennero studiati provvedimenti di restauro.

In alcuni casi sono state adottate tecniche di indagine sofisticate, quali la gammagrafia e gli ultrasuoni. La prima ha dato indicazioni molto precise sulle rotture dei fili, sull'estensione della corrosione e sulla mancanza di iniezione. Ma per l'altissimo costo e per il pericolo di radiazioni non è stato possibile estenderne l'applicazione. Gli ultrasuoni sono risultati utili per confrontare travi in servizio con altre identiche di caratteristiche note. L'impiego è stato necessariamente limitato a pochi casi per mancanza di travi di riferimento.

Infine si è tentato di individuare la presenza di difetti e di degrado con la misura della frequenza propria o con la ripetizione delle prove di carico statiche, ma senza successo, in quanto nel primo caso solo in presenza di alterazioni vistose e diffuse, e quindi rilevabili a vista, si ha una variazione apprezzabile della frequenza, e nel secondo caso, come si vedrà, il comportamento sotto i carichi di esercizio di una struttura mediamente degradata non è sostanzialmente diverso da quello di una struttura sana.

5. RISULTATI DELLE OSSERVAZIONI AI CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

5.1 Cavalcavia

In alcuni casi di cavalcavia costruiti con travi prefabbricate in stabilimento con armature pretese e maturazione a vapore sono state riscontrate, sotto i carichi di esercizio, inflessioni leggermente superiori a quelle previste. La causa va attribuita al trattamento a vapore troppo spinto che provoca stati di tensione interni, microfessurazioni e conseguente riduzione del modulo di elasticità.

5.2 Ponti e viadotti

I valori delle inflessioni misurate sono sempre risultati contenuti nei limiti previsti dal calcolo.

In alcuni casi di travi a cavi scorrevoli si sono riscontrate fessure disposte secondo il tracciato dei cavi rialzati. Tali lesioni, non preoccupanti dal punto di vista statico perchè causate dalla componente trasversale della precompressione che in esercizio viene compensata dal taglio dei carichi, sono insidiose per la durabilità costituendo facili varchi per la corrosione.

6. RISULTATI DELLE OSSERVAZIONI PERIODICHE

6.1 Cavalcavia

Non si sono riscontrati casi di degrado apprezzabili in quanto i ca

valcavia sono sottoposti a carichi poco frequenti, subiscono in genere trattamenti con soluzioni saline antineve molto limitati e lo scolo delle acque è assicurato dalle pendenze longitudinale e trasversale. In occasione della demolizione di alcune opere, resa necessaria per variazione del tracciato autostradale, sono stati riscontrati cavi imperfettamente iniettati ma non corrosi.

6.2 Ponti e viadotti

6.2.1 Solette di impalcato

Dopo alcuni anni di esercizio (5 - 6) si sono riscontrati molti casi di solette degradate e corrose. Le manifestazioni del degrado sono: chiazze di umidità e di sali all'intradosso. Le cause sono da ascrivere a una serie di difetti di carattere progettuale e costruttivo, quali la mancanza dell'impermeabilizzazione delle solette, l'inadeguatezza del sistema di smaltimento delle acque, l'insufficiente pendenza trasversale degli impalcati. Non si può escludere qualche caso di alcali reazione.

6.2.2 Travi con armature pre tese

Sono stati constatati alcuni casi, molto limitati in numero ed estensione, di corrosione causata da acque meteoriche mal convogliate ed evidenziati da tracce di ossidazione.

6.2.3 Travi con armature post-tese

Le travi precomprese con barre non hanno manifestato segni di degrado nel tempo. Il procedimento costruttivo, come si è visto, non ha avuto, percentualmente, molte applicazioni e quelle poche sono inserite in zone soggette a salatura debole o nulla.

Le travi precomprese con fili o trefoli, invece, hanno denotato numerosi difetti e deterioramenti evidenziati da manifestazioni esterne come qui sotto riportato.



Fig. 3 - Iniezioni difettose



Fig. 4 - Fessura secondo il cavo



Fig. 5 - Efflorescenze saline

Fig. 6 - Fuoriuscita di acqua

- a) Cavi non completamente iniettati: la deficienza risulta sia localizzata alle estremità per forte ritiro della malta di iniezione, sia distribuita lungo lo sviluppo del cavo per la formazione di bolle. I sintomi sono: efflorescenze asciutte o umide all'intradosso delle travi con presenza, in certi casi, di stalattiti (fig. 3).
- b) Presenza nei cavi di acqua con forte concentrazione di cloruri e conseguente ossidazione delle armature. Le manifestazioni sono le stesse di cui sopra e, in più, tracce di ossidazione.
- c) Distacco di tamponamenti di testata posti a protezione degli ancoraggi dei cavi. E' rivelato da stillicidi, chiazze di umidità, fessurazioni.
- d) Distacco di tamponamenti di cavi ancorati all'estradosso, denunciato da fessure secondo il perimetro del tamponamento.
- e) Fessure nell'anima secondo il tracciato dei cavi, messe in risalto da malta fuoriuscita durante l'iniezione e da chiazze di umidità e di sali dovute all'acqua esistente nei cavi (figure 4, 5 e 6).
- f) Fuoriuscita di fili dagli ancoraggi (fig. 7) per rotture interne e mancanza di iniezione.



Fig. 7 - Fili rotti

Le cause del degrado sono da imputarsi a difetti sia progettuali, quali la mancanza assoluta di protezione delle solette e l'inadeguato e talvolta errato sistema di raccolta e di smaltimento delle acque meteoriche, sia costruttivi quali le iniezioni mal eseguite, l'insufficiente protezione delle teste, l'imperfetta sigillatura fra le solette, le travi e i trasversi.

6.3 Esame del danneggiamento riscontrato in rapporto alla tipologia delle sezioni

Sotto questo profilo riteniamo di poter formulare la seguente classificazione:

- i ponti costruiti con travi a T e solette sono i più esposti alle azioni termoigrometriche e i più delicati a causa dei piccoli spessori delle membrature e per il conseguente massimo rapporto superficie - volume. In compenso sono facilmente ispezionabili;
- i ponti con sezione a cassone semplice o multiplo sono meno esposti dei precedenti alle azioni termoigrometriche locali, e gli spessori delle membrature, non troppo esigui, consentono il corretto avvolgimento delle armature. Sono facilmente ispezionabili dall'interno, se dotati di accessi e passaggi. In molti casi questi erano stati omessi in fase di costruzione, e furono realizzati successivamente;
- i ponti a solettone alleggerito sono i più insidiosi perchè non ispezionabili. In molti casi sono stati riscontrati ristagni di acqua salmastra nelle cavità di alleggerimento.

7. INTERVENTI DI RIPARAZIONE E DI MANUTENZIONE

Gli interventi eseguiti su ponti e viadotti dal 1971 ad oggi si articolano come segue.

- Demolizione e ricostruzione degli impalcati di un viadotto che, aperto al traffico nel 1960, fin dai primi anni di esercizio denotava presenza di acqua nei cavi, efflorescenze sulle travi e all'intradosso della soletta. Nel 1971 la gammagrafia e i saggi effettuati rivelarono corrosioni diffuse e fili rotti.

L'opera comporta 6500 m² di impalcato, pari a 0,33% dei sottovia realizzati con armature post-tese, e al 9% di quelli che si trovano esposti al massimo spargimento di sale.

La decisione finale del rifacimento venne presa anche in rapporto alla necessità di realizzare una corsia di arrampicamento sul lato destro di entrambe le vie di corsa.

- Riparazione delle solette, rifacimento parziale delle stesse, realizzazione delle pendenze, impermeabilizzazione, posa di giuntine di canali di raccolta e scolo delle acque per complessivi 90.000 m² di impalcato posti nei tratti a media, forte e fortissima salatura.

- Reiniezione di cavi con resine epossidiche per complessivi 90.000 m² di impalcato, pari al 4,6% degli impalcati ad armature post-tese e così suddivisi:

20.000 m² aperti al traffico nel 1960 e compresi nei tratti a fortissima salatura (28% della relativa superficie);

50.000 m² aperti al traffico fra il 1958 e il 1964 e compresi nei tratti a forte salatura (6,6% della relativa superficie);

20.000 m² aperti al traffico nel 1972 e ubicati in zone a salatura media (3,1% della relativa superficie).

Sono ora previsti interventi di riparazione di solette e reiniezione di cavi su 210.000 m² di impalcato, pari al 10,7% del totale, e compresi in tratti a salatura forte e fortissima.

Per quanto riguarda le travi con armature pretese di cui al punto 6.2.2, i lavori di riparazione furono generalmente limitati ad opere di pulitura e di stuccatura. In un solo caso fu necessario integrare la precompressione con la posa di cavi esterni successivamente iniettati con resina epossidica e avvolti in getti di calcestruzzo.

8. STUDI EFFETTUATI

La demolizione del viadotto sopracitato, costituito da 88 travi di 24 metri, offrì il materiale per una vasta sperimentazione articolata in due settori:

- ricerca di tecniche affidabili e scelta di materiali idonei per l'iniezione dei cavi e per l'integrazione delle iniezioni difettose;
- analisi del comportamento sotto carichi crescenti fino a rottura di travi variamente degradate e successivo esame delle iniezioni dei cavi e delle armature corrose.

8.1 Prove di iniezione

Le prove furono eseguite da imprese specializzate con l'impiego di sistemi epossidici. Le sperimentazioni portarono a definire come preferibili i materiali da iniettare aventi le seguenti caratteristiche:

- viscosità massima 0,2 Pas a 20°C e 65% di umidità relativa. (Si fa presente che la viscosità è il parametro più importante in rapporto alla necessità di riempire i minimi vuoti con percorsi lunghi e tortuosi del materiale di ripristino, tenuto conto che la bagnabilità del materiale stesso è molto superiore a quella del supporto e contenendo al massimo la pressione di iniezione al fine di evitare fratture nell'opera).
- Pot-life (tempo di lavorazione dei materiali da iniettare) minimo 150 minuti a 20°C e 65% di umidità relativa per 100 cm³ di materiale.
- Ritiro non superiore a 0,001.
- Ph compreso fra 10,5 e 12,5, quindi basico, a protezione chimica dell'acciaio.

La reazione della miscela doveva inoltre essere insensibile alla presenza di acqua nelle guaine.

Le iniezioni vennero eseguite nei punti indicati nel disegno rappresentato nella figura 8, procedendo dalla mezzeria verso gli appoggi con le seguenti modalità:

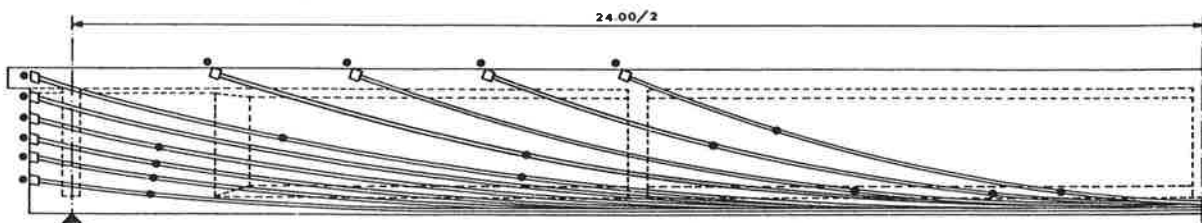


Fig. 8 - Prove di iniezione

- tracciamento dei cavi sulla parete della trave
- asportazione dei getti di tamponamento delle testate
- formazione di fori per raggiungere i cavi lungo l'anima della trave e in mezzeria
- allontanamento della umidità dall'interno della guaina mediante getto di aria
- apertura delle guaine e posa in opera delle canne di iniezione
- accurata stuccatura del bulbo inferiore della trave, per un tratto di 2 metri a cavallo della mezzeria, ove il calcestruzzo mal co-stipato presentava cavità e nidi di ghiaia
- stagionatura delle stuccature per 28 ore
- iniezione di resina epossidica con pressione variabile da 0,1 a 0,3 MPa
- demolizione della trave ed estrazione dei cavi per verificare il risultato dell'operazione. Le figure 9 e 10 documentano il perfetto riempimento degli interstizi all'interno di un cavo.



Fig. 9 - Iniezioni.



Fig. 10 - Iniezioni.

8.2 Prove a rottura ed esame delle travi

Le travi, geometricamente identiche, si dividono in due gruppi: 9 travi precomprese con 9 cavi da $12 \text{ } \varnothing 7 \text{ mm}$ e 3 travi precomprese con 10 cavi come i precedenti. Tutte le travi erano inoltre armate con $4 \text{ } \varnothing 24$ di acciaio ad aderenza migliorata posti all'intradosso.



Fig. 11 - Prove delle travi

Le prove (fig. 11) eseguite mediante l'applicazione di tre carichi concentrati uguali fra loro sono descritte dai diagrammi momenti-frecce in mezzeria riportati nelle figure 12 e 13. La prima si riferisce alle sei travi (cinque con 9 cavi e una con 10) che hanno denotato resistenza ultima superiore a quella calcolata in base alle resistenze dei materiali indicate nel progetto. Le rotture sono avvenute tutte per cedi

mento del calcestruzzo.

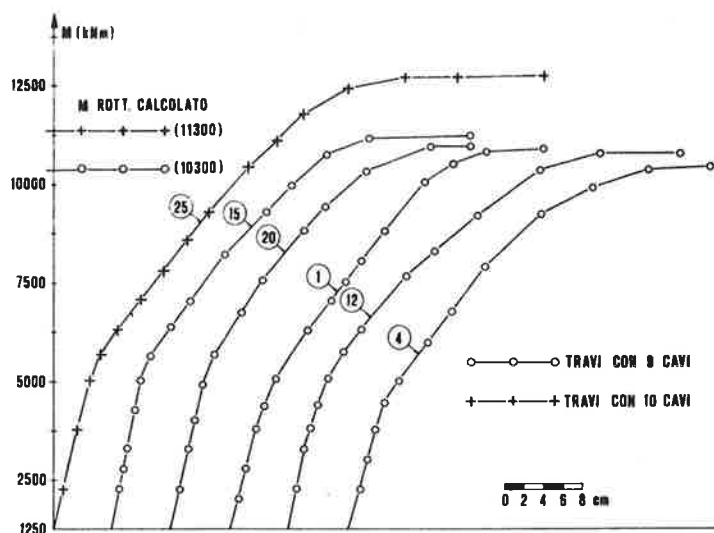


Fig. 12 - Diagrammi
Momenti frecce.

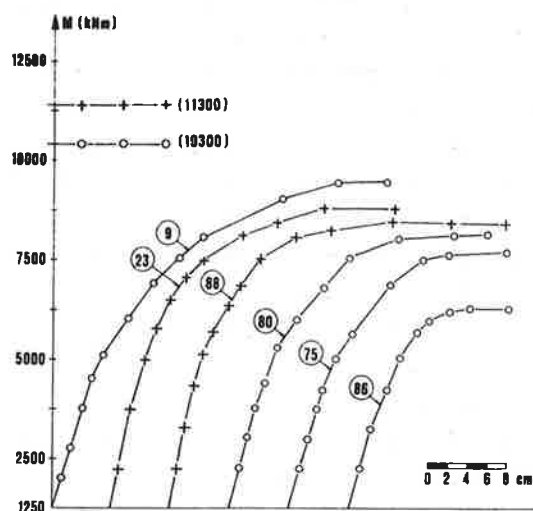


Fig. 13 - Diagrammi
Momenti frecce.

Le travi, esaminate dopo rottura, presentavano lievi imperfezioni: iniezioni difettose o mancanti in un cavo, tracce di corrosione che hanno fatto stimare la sezione di acciaio teso efficace fra 0.92 e 0.98 della sezione originale. Ovviamente la resistenza unitaria f_{ft} effettiva, superiore a 1650 MPa, ha compensato abbondantemente la riduzione di sezione.

Nella seconda figura, relativa alle sei travi che non hanno raggiunto il momento di rottura previsto, si possono individuare vari casi:

- la trave 9, che ha denotato rottura anomala, con cedimento improvviso per taglio in prossimità di un carico,
- le travi 80-75 (9 cavi) e 23-88 (10 cavi), il cui momento di rottura è compreso fra 0.74 e 0.79 di quello teorico. Le iniezioni sono apparse difettose in metà dei cavi; specie in quelli rialzati, la corrosione diffusa e la stima dell'efficienza residua è risultata compresa fra 0.63 e 0.75.

La rottura è avvenuta con strappo di circa un terzo dei fili e schiacciamento del calcestruzzo compresso;

- la trave 86 a 9 cavi, la cui resistenza è stata pari a 0,61 di quella calcolata. La rottura è avvenuta per cedimento dell'armatura (82 fili rotti su 108). L'iniezione è risultata mancante in 5 cavi, difettosa in altri. La corrosione diffusa con fili rotti. La sezione resistente utile è stata stimata pari al 50% di quella totale.

Infine, da un punto di vista generale si osserva che;

- nella prima fase di carico e fino alla fessurazione, tutte le travi, anche quelle fortemente degradate, hanno denotato comportamento regolare con valore del modulo elastico del calcestruzzo compreso fra 30 e 40 GPa; al collaudo il valore era risultato dell'ordine di 40 GPa;

- ad eccezione della trave 86 (la più ammalorata), il momento di fessurazione è sempre risultato superiore al momento di esercizio: la resistenza a trazione compensava la perdita di precompressione. Queste ultime considerazioni convalidano l'affermazione fatta in 4.2 sulla scarsa utilità della ripetizione delle prove di carico statiche per l'individuazione di stati di degrado.

9. INDIRIZZI PER IL PROGETTO DELLE NUOVE OPERE

Le attuali tendenze progettuali, suggerite anche dalle osservazioni che abbiamo via via riportato, sono le seguenti:

- esclusione dei solettoni alleggeriti
- riduzione al minimo degli impalcati con travi a T e cavi scorrevoli; esclusione dell'ancoraggio dei cavi in soletta;
- per luci fino a 30 metri, sia per sovrappassi che per sottopassi impiego preferenziale di travi prefabbricate ad armature pretese, previa l'eliminazione della riduzione del modulo elastico conseguente a trattamento al vapore. Al riguardo vi sono ora fondate speranze di poter ottenere resistenze precoci sostituendo il trattamento a vapore con l'impiego di iperfluidificanti;
- per travi con luci superiori a 30 metri, sia semplici che continue, adozione di sezioni a cassone semplice o multiplo, ricorrendo eventualmente alla prefabbricazione a conci. In questi casi le iniezioni dei cavi verranno eseguite con malte a ritiro compensato e i conci saranno incollati con resine;
- nel caso di travi continue, costruzione di un gran numero di campate solidali fra loro al fine di ridurre i giunti di dilatazione e localizzare in pochi punti gli apparecchi reggisplinta necessari in zona sismica.

10. INDIRIZZI ATTUALI PER LA SORVEGLIANZA DELLE OPERE D'ARTE

Attualmente, pur mantenendo invariati i criteri di sorveglianza prima ricordati, per evitare al massimo l'interpretazione soggettiva delle osservazioni, i risultati delle stesse vengono tradotti in valori di parametri oggettivi quantificati in modo convenzionale e riportati in "schede difetti" continuamente aggiornabili e rappresentative dello stato delle opere. Con opportuni procedimenti di calcolo si giunge ad assegnare alla scheda un valore numerico che rappresenta il grado di affidabilità della struttura..

Nella figura 14 è riportata una "scheda difetti" per impalcato con travi ad armature post-tese.

SCHEDA DIFETTI IMPALCATI										CODICE SCHEDA					
TIPO: TRAVI IN C.A.P. SCORREVOLI										11					
NUMERO PROGRESSIVO CAMPATA															
NUMERO D'ORDINE OPERA															
TRAVI TRASVERSI E SOLETTE															
MACCHIE DI UMIDITA			1	CLS. DILAVATO O AMMALORATO			2	VESPAI			3	ARMATURA SEC. SCOPERTA			4
TRAVI E TRASVERSI															
MACCHIE D'UMIDITA DA GUAINE				5	CLS. AMMALORATO PER ACQUA PROV. DA GUAINE				6	LESIONI VERTICALI IN CORRISP. DI STAFFE				7	
TRAVI SOLE															
LESIONI SULL'ANIM. LUNGO I CAVI			8	LESIONI LUNGO LA SUOLA DEL BULBO			9	LESIONI CAPILLAR. AGLI ANCORAG.			10	TESTATE D'ANCORAG. NON SIGILLATE			11
TRASVERSI SOLI										GUAINE IN VISTA/GUAINE E CAVI OSSIDATI		12			
DISTACCO DALLE TRAVI			13	TESTATE D'ANCORAGGIO NON SIGILLATE				14	/						
SOLETTI SOLE															
LESIONI DIFFUSE/LESIONI DIAGONALI			15	ARMATURA PRINCIPALE SCOPERTA/OSSIDATA				16	LESIONI CONCENTRATE IN MEZZERIA				17		
/			/				/								
/			/				/								
/			/				/								

Fig. 14 - Scheda difetti per impalcato con travi ad armature post-tese

PRESOLLECITAZIONE DI UNIONI TRA ELEMENTI PREFABBRICATI -
ALCUNI ESEMPI DI TECNOLOGIE AVANZATE.

CARLO MARIONI

Strutturista
DECON - Roma

SOMMARIO

La precompressione a cavi scorrevoli costituisce il miglior sistema di presollecitazione di strutture realizzate a conci; tale tecnica, che ha trovato la più notevole applicazione nei ponti costruiti in avanzamento dalle pile, presenta anche una valida soluzione per strutture leggere prefabbricate a conci in stabilimenti di produzione situati lontano dai cantieri di assemblaggio. La Memoria tratta in particolare il caso di giunzioni presollecitate a superfici d'interfaccia prive di indentature, il cui comportamento statico non ha finora richiamato forse in maniera adeguata l'attenzione dei ricercatori, ma che vengono correntemente utilizzate dai progettisti.

SUMMARY

Post-tensioning is the best technique for assembling prefabricated elements. This method has been successful in segmental bridge erection, but can also be used for assembling light elements prefabricated very far from the site. The author deals with smooth interfaces joints, the statical behaviour of which has not yet been well investigated till now. Some examples of light segmental structures are reported.

1. GIUNZIONI TRA ELEMENTI PREFABBRICATI (PREVALENTEMENTE SOLLECITATE A COMPRESSIONE)

1.1. Richiami teorici sul comportamento statico e tipologie costruttive.

Qualora si faccia astrazione dagli assemblaggi a secco, attrezzati mediante l'interposizione di un conveniente strato di materiale ripartitore deformabile (meglio conosciuti come apparecchi di appoggio), gli unici tre tipi di giunzioni considerati dal M.C. - FIP/CEB 1978 sono i seguenti:

- giunzioni sottili con polimeri
- giunzioni di malta o calcestruzzo
- giunzioni mediante elementi incorporati di acciaio.

Tali tre tipi di giunzione rientrano nella pratica costruttiva corrente dei sistemi di prefabbricazione a elementi prevalentemente astiformi, che richiedono generalmente un successivo getto di completamento degli impalcati, realizzati per accostamento di elementi orizzontali, per poter sfruttare in esercizio tutte le risorse del comportamento a piastra dell'insieme. Tali giunzioni devono essere di solito realizzate con un elevato grado di precisione, in modo da garantire una sufficiente stabilità durante le delicate fasi di completamento della struttura. La loro localizzazione viene scelta in modo da limitarne il cemento, e garantire che la risultante dei carichi esterni e delle coazioni impresse rimanga il più possibile centrata e normale ai piani di interfaccia. Il grado di finitura dei piani di accostamento varia poi in funzione del grado di aderenza richiesto dal materiale di allettamento e in funzione dell'angolo d'incidenza ammissibile per le bielle compresse risultanti.

1.2. Giunzioni lisce non armate.

Sono considerate giunzioni lisce, quelle prive di indentature predisposte all'interfaccia della giunzione appositamente studiate in funzione del tipo di sollecitazione previsto. La sperimentazione su giunti attrezzati con vari tipi di indentature o sagomature dei piani d'interfaccia sono numerose, e formano un grosso filone di ricerca parallelo a quello preso in considerazione dalla presente Memoria; una intera famiglia è formata poi dalle giunzioni armate, anch'esse non prese in considerazione in questa sede.

1.2.1. Giunti sottili di resine sintetiche.

1.2.1.1. Domini resistenti.

Il comportamento di tali giunti è stato studiato da Zelger e Rüschi (I) su provini di calcestruzzo semplice con resistenza cubica di circa 550 kg/cm² incollati con resine sintetiche aventi resistenza alla compressione di circa 500 kg/cm². Esperienze successive condotte da Eibl e altri (II) all'Università di Braunschweig hanno permesso di estendere questi risultati attraverso una serie di prove condotte su provini di calcestruzzo simile, ma questa volta armato, e utilizzando resine sintetiche dotate di resistenza meccanica quasi doppia.

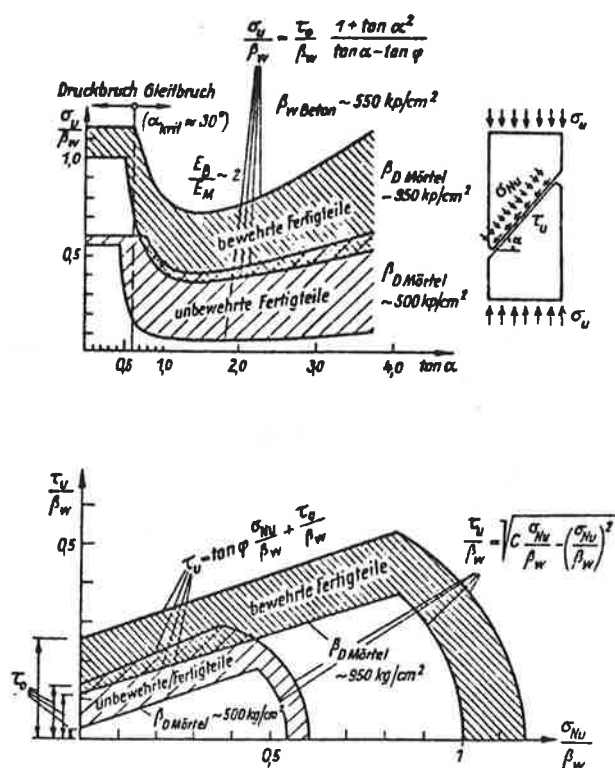


Fig. 1 - Resistenza a taglio - compressione per provini in calcestruzzo semplice ed armato incollati con resine sintetiche (III).

Tali prove fanno registrare una notevole dispersione di dati per le resistenze di taglio, in funzione soprattutto della preparazione delle superfici d'interfaccia dei provini nonchè dei parametri termo-igrometrici ambientali; ma sembrano tuttavia convalidare il predominante effetto della precompressione quando l'angolo d'incidenza della risultante applicata non sia superiore a 27-31° rispetto al piano d'interfaccia. Oltre tale angolazione della risultante si ha un crollo di resistenza a taglio della resina. Come suggerito dal C.E.B.-Bulletin N°162 (IV) la resistenza per adesione può essere presa pari a quella per trazione semplice della resina, nonostante la dispersione di tale dato sperimentale che può raggiungere un'ampiezza notevole ($\pm 50\%$), e la sua dipendenza dallo spessore del giunto. Il valore limite dell'adesione sembra comunque esser mobilizzato, secondo le esperienze di Ladner e Weder (V) per valori molto bassi dello scorrimento relativo tra le superfici d'interfaccia ($S < 0,02\text{mm}$) come riportato in Fig.2.

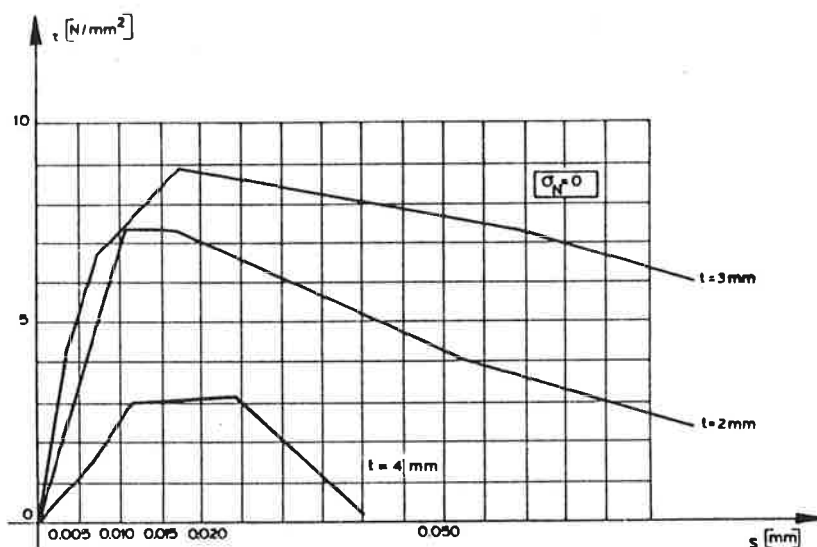


Fig. 2 - Grafico adesione-spostamento per diversi valori di spessore di giunti con resine tra lamiere d'acciaio incollate a strutture in calcestruzzo.

1.2.1.2. Il regime di resistenza per attrito.

Un confronto tra le resistenze per attrito tra superfici d'interfaccia in calcestruzzo semplice asciutte e incollate con resine epossidiche condotto da Vassiliou (VI), evidenzia il buon comportamento di tali giunti anche al di là del regime elastico, cioè quando sia stata superata l'adesione iniziale. Il coefficiente μ da adottare non sembra differire da quello caratteristico delle superfici di interfaccia lisce calcestruzzo-calcestruzzo.

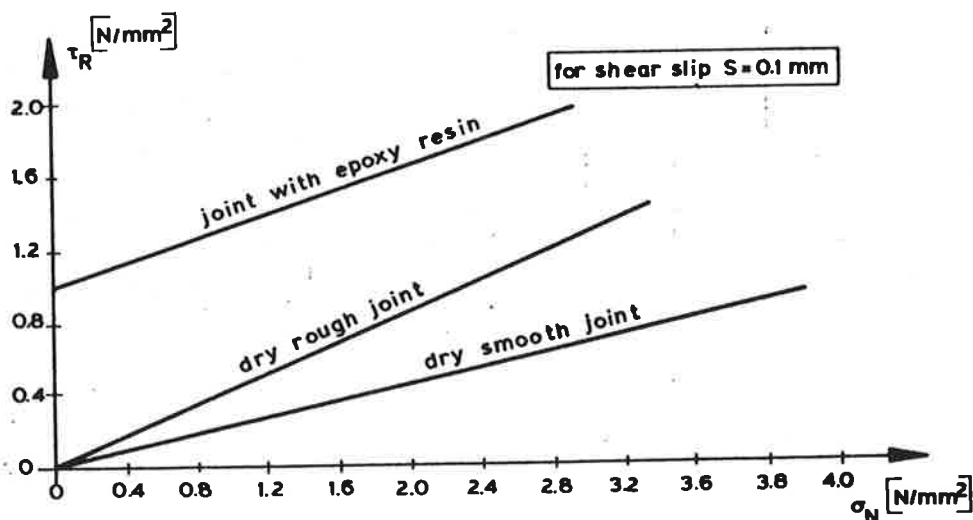


Fig. 3 - Diagrammi tipici τ - σ per spostamento relativo tra le superfici d'interfaccia dei giunti tra elementi in c.a.

1.2.1.3. Le deformazioni differite.

La deformazione viscosa delle resine epossidiche, come è noto, risulta più pronunciata rispetto a quella del calcestruzzo e soprattutto se ne discosta per l'enfasi del tipico andamento comune a tutti i fenomeni fisici di esaurimento (Fig. 4). Un notevole accrescimento del fluage si ottiene in corrispondenza della temperatura critica, il cui limite inferiore è compreso per le usuali resine epossidiche intorno ai 50°C. Il limite superiore della fascia di temperature critiche viene determinato di solito con una prova a taglio e il raggiungimento d'esso comporta la rottura della resina stessa; tale limite è di solito superiore ai 150°C.

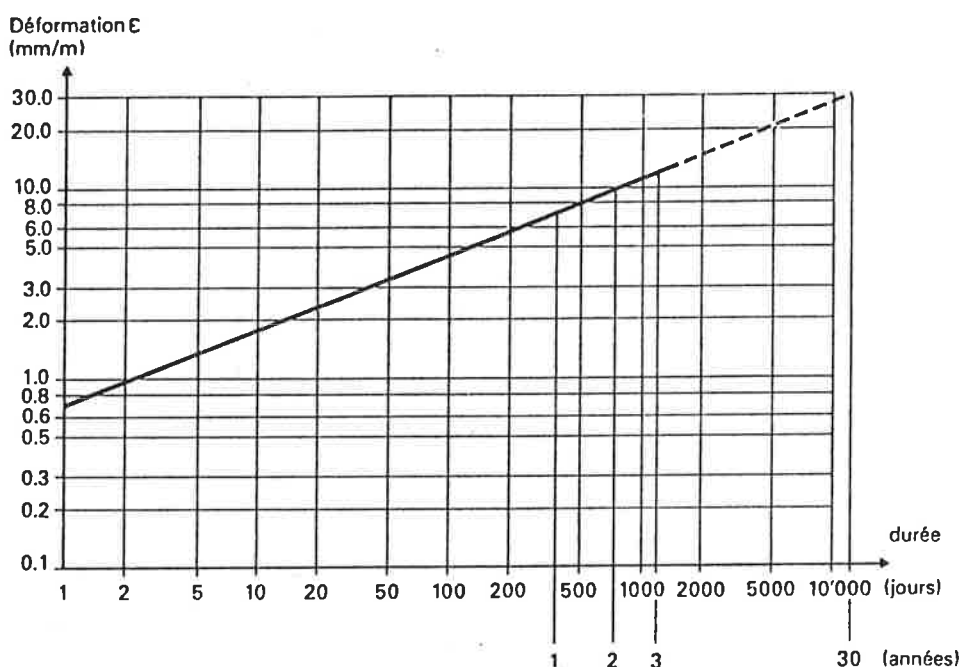


Fig. 4 - Deformazioni differite misurate su base di 100 mm. per prismi di malta 40x40x160mm di Araldite B 154 con indurente HY2995 sottoposti a una compressione centrata $\sigma = 40\text{MPa}$ (temperatura 23°C, umidità relativa 50%) (VII)

1.2.2. Giunti di calcestruzzo semplice.

1.2.2.1. Dominio resistente $\tau - \sigma$

Esperienze condotte da Beck et al. (VIII) su provini di calcestruzzo Bn 250 prismatici (90x300)mm. con lembi di interfaccia lisci e ondulati giuntati con malta di cemento Bn 150, denunciano la scarsa influenza della predisposizione delle ondulazioni per la porzione di dominio resistente caratterizzato da rotture per compressione (ramo discendente delle due curve di Fig.5).

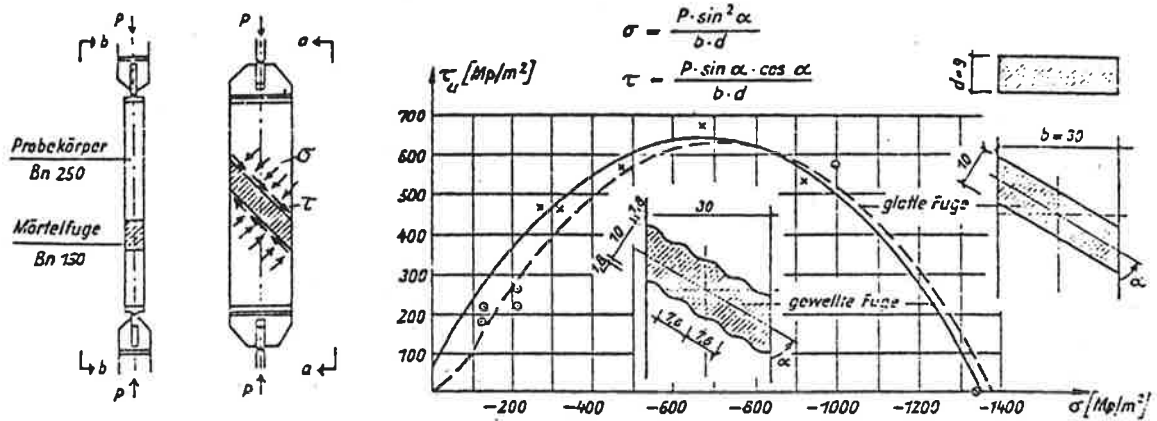


Fig. 5 - Dominio di rottura τ - σ per provini di calcestruzzo con superficie d'interfaccia lisce e ondulate, giuntati con malta di cemento (prove effettuate su 6+6 campioni).

E' da notare come nel caso di superfici d'interfaccia lisce sia stata ipotizzata un'adesione iniziale nulla. Tale risultato trova conferma nelle ricerche più recenti di Daschner (IX), che suggerisce per il primo tratto del ramo ascendente del diagramma del dominio resistente $\tau - \sigma$ per i giunti di malta di cemento, le leggi lineari riportate in Fig.6 per superfici lisce, graffiate, indentate e grecate.

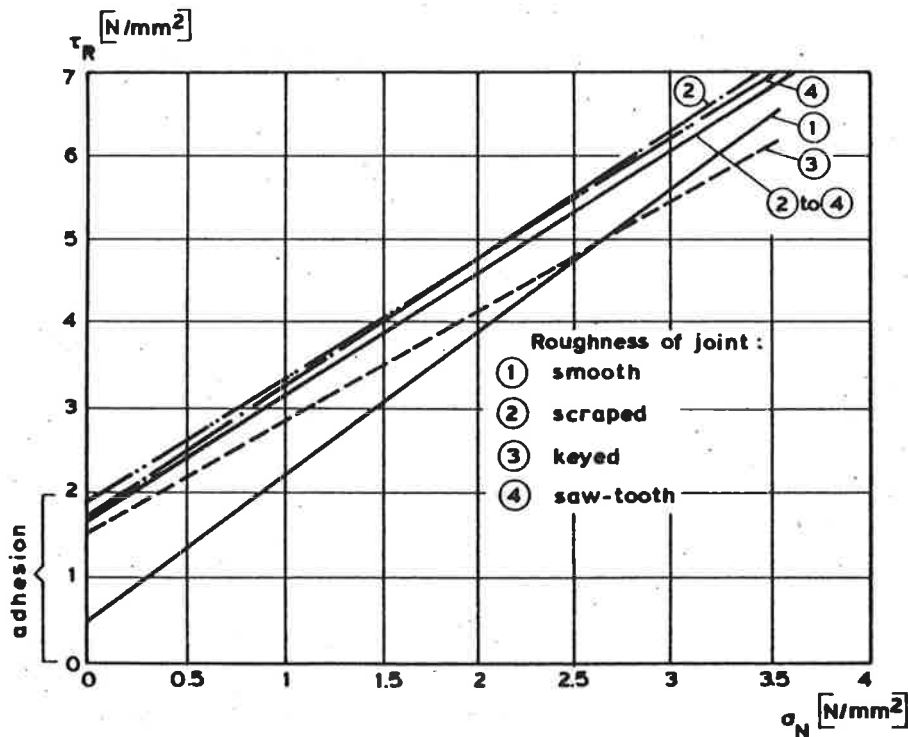


Fig. 6 - Domini resistenti per differente grado di finitura delle superfici d'interfaccia in giunti di malta di calcestruzzo.

Per quanto riguarda infine il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo, non è ancora stato individuato con chiarezza il suo influsso sul valore dell'adesione tra le superfici d'interfaccia; la stessa incertezza permane per l'influsso dell'età relativa tra i getti di tali superfici.

Anche la formula proposta da Lewicki e Tsoukantas (X) rappresentata in Fig. 7, prescinde da qualsiasi valore dell'adesione per i giunti di malta con superfici d'interfaccia lisce.

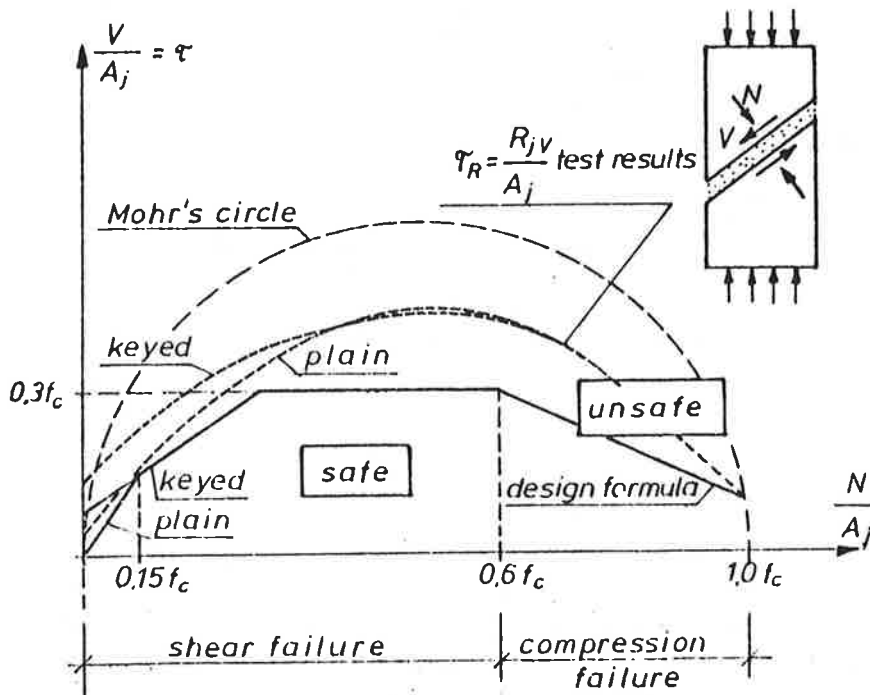


Fig. 7 - Dominio d'interazione τ - σ proposto da Lewicki e Tsoukantas (tratto continuo) per giunti di malta con superfici d'interfaccia lisce e indentate, sulla base delle esperienze di Beck et al., Lishak, Mattock, Pume.

1.2.2.2. Il caso particolare dei giunti soggetti a compressione semplice

A differenza delle malte con resine epossidiche, dotate di resistenze meccaniche di solito più elevate di quelle degli elementi da collegare; nel caso dei giunti in malta di cemento assume particolare importanza ai fini della resistenza del giunto a compressione semplice il rapporto geometrico tra spessore del giunto e dimensione trasversale di esso. Tale fenomeno per il quale i giunti compressi sottili sono più resistenti di quelli spessi, del resto ben conosciuto dai costruttori di tutti i tempi, è stato oggetto di ricerche approfondite da parte di Grasser e Daschner (XI) che hanno condotto una serie di 70 prove a Monaco in collegamento con analoghe indagini di 75 prove eseguite a Karlsruhe ed a Delft su una serie di campioni prismatici. Come risulta dalla Fig.8 e dalla Fig.9 l'impiego di giunti sottili di malte aventi resistenza cubica β_{WM} decisamente inferiore a

quella degli elementi prefabbricati da connettere, dà luogo a fenomeni di iper-resistenza della malta.

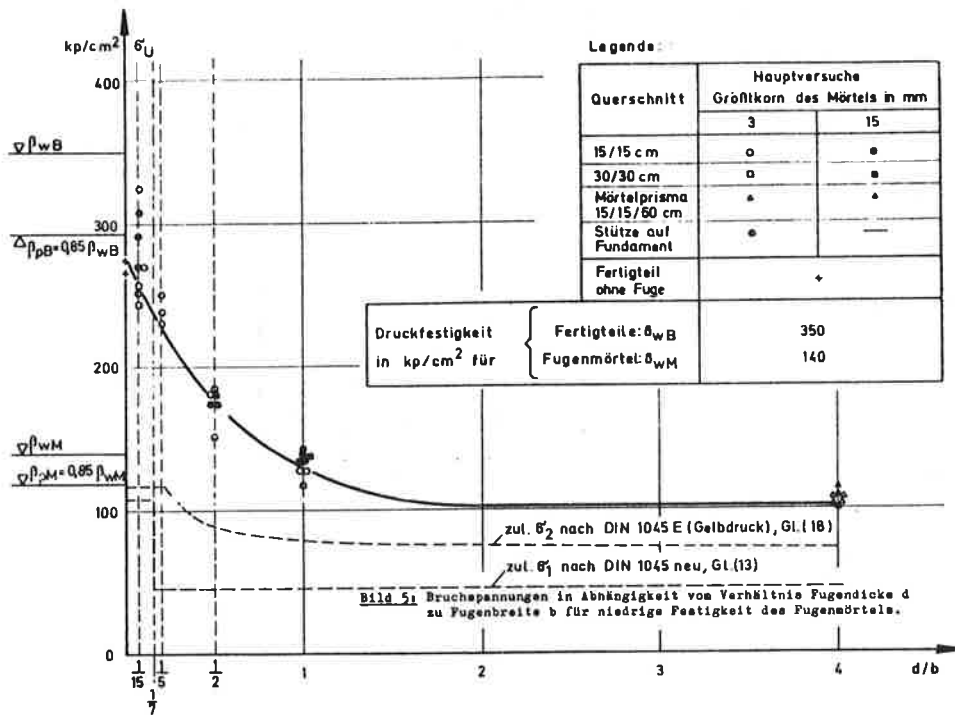


Fig. 8 - Prove di rottura su campioni prismatici di elementi in calcestruzzo aventi resistenza cubica β_{wB} , giuntati con malte di cemento avente resistenza cubica β_{wM} ; in funzione del rapporto spessore/dimensioni trasversali del giunto (d/b). Le prove furono eseguite in occasione della riedizione delle DIN 1045.

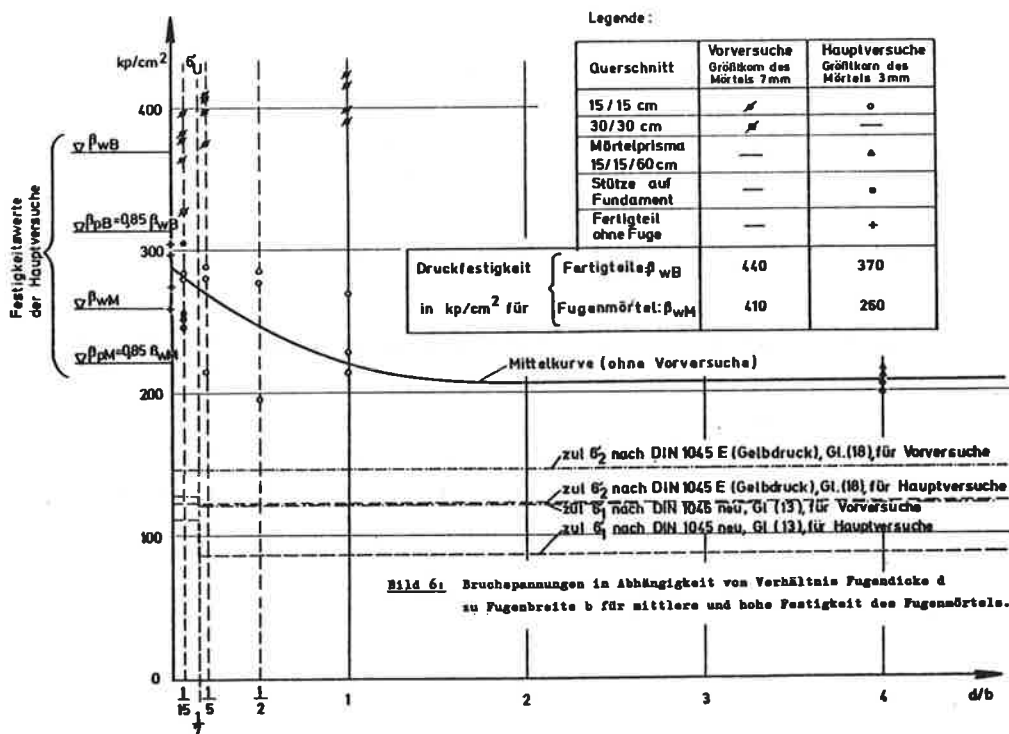


Fig. 9 - Prove a rottura analoghe a quelle della Fig.8, ma condotte su campioni giuntati con malta di cemento più resistente.

Va inoltre rilevato che per grandi giunti ($d/b > 1$) la caduta di resistenza nella malta rispetto al valore determinato su provini cubici è plafonato al 30% del valore nominale sia per malte mediocri che per malte buone.

1.2.2.3. Il regime di resistenza per attrito.

Il passaggio al regime di resistenza per attrito avviene per valori dello spostamento delle superfici d'interfaccia $s < 0,02$ mm come rilevato da Hanson (XII) con una serie di prove a taglio su campioni con interfaccia a diverso grado di finitura, i cui risultati sono schematizzati in Fig.10.

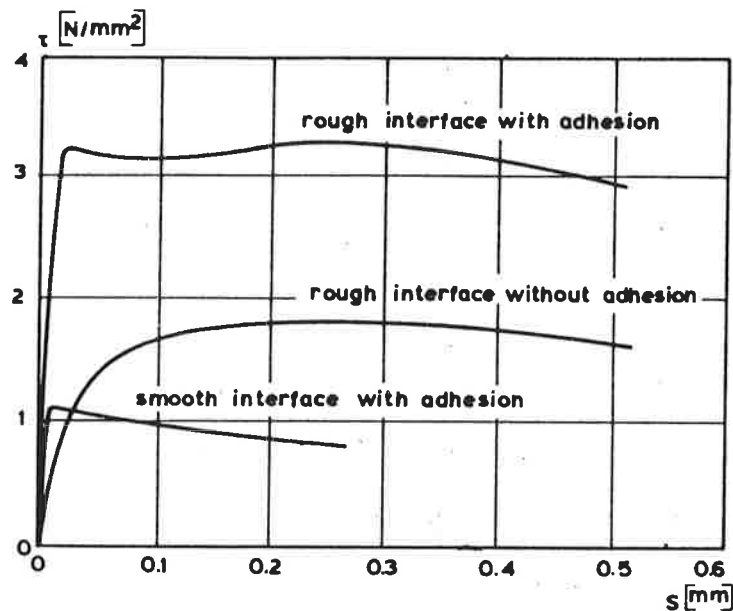


Fig. 10 - Adesione calcestruzzo-calcestruzzo per diversi tipi di finitura delle superfici di interfaccia.

Una serie di prove condotte al Politecnico di Karlsruhe da Franz (XIII) su provini di calcestruzzo Bn300 prismatici di dimensioni 200x200 mm. sottoposti a sforzo di taglio, e compressione centrata o situata nel punto di nocciolo della sezione, collegati da giunti di malta con dosaggio in cemento di 550 kg/m³, hanno posto in evidenza il decrescente influsso della finitura delle superfici d'interfaccia sul coefficiente d'attrito limite all'aumentare dello sforzo di compressione.

L'andamento di tale fenomeno ha rivelato la presenza di un asintoto orizzontale sia per i giunti con indentatura che lisci, come pure per i giunti a secco; ma ha denunciato una continua diminuzione di μ per il caso di giunti lisci con compressione eccentrica (linea a tratti di Fig.11).

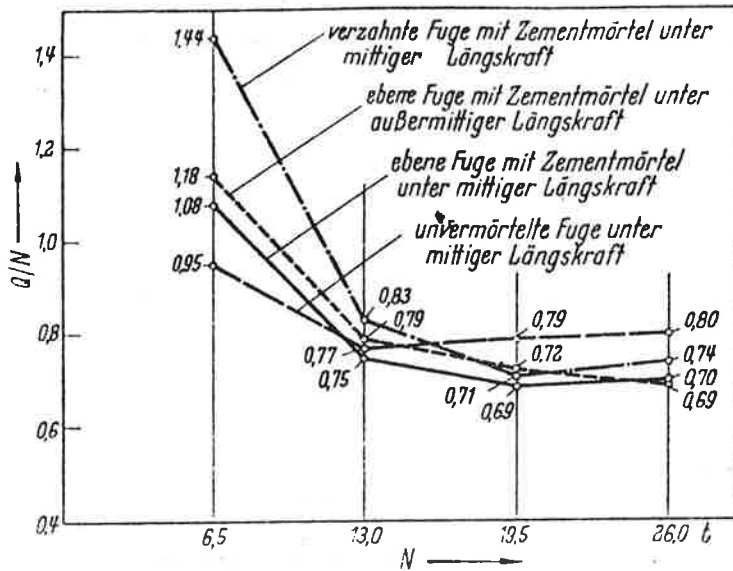


Fig. 11 - Valori limite del coefficiente d'attrito $\mu = Q/N$ in funzione dello sforzo di compressione applicato, per diverse superfici d'interfaccia in campioni prismatici di cls. giuntati con malta di cemento.

1.2.2.4. Le deformazioni differite.

Esperienze condotte nel 1980 da Lishak et al. su giunti di grandi pannelli sottoposti a taglio, riportate da Lewicki (X) hanno dato luogo alle seguenti risultanze:

Taglio/Resistenza di adesione	Periodo di carico dopo il getto	Incremento di spostamento relativo
T/Ad = 0,2	da 4 giorni a 450 giorni	$\Delta u = 0,2$ mm.
T/Ad = 0,2	da 150 a 450 giorni	$\Delta u = 0,1$ mm.
T/Ad = 0,4	da 4 giorni a 450 giorni	$\Delta u = 0,4$ mm.
T/Ad = 0,4	da 150 a 450 giorni	$\Delta u = 0,2$ mm.

Anche se Lewicki non precisa se i giunti sottoposti a taglio fossero dotati di indentature o fossero lisci, l'entità di tali spostamenti viscosi è tale da far passare senz'altro i giunti al regime di resistenza per attrito, alla luce di quanto descritto in 1.2.2.3.

1.2.3. Giunzioni mediante elementi incorporati di acciaio.

1.2.3.1. Giunzioni sollecitate a compressione con la concomitanza di momenti flessionali ridotti.

L'impiego dell'acciaio nella giunzione di elementi prefabbricati si presenta più spesso per l'assorbimento di sforzi prevalentemente taglianti; talvolta però la deformabilità dell'ancoraggio produce poi imprevisti e sgradevoli assestamenti della giunzione (l'unico tipo di ancoraggio a taglio che vedremo applicato negli esempi del § 2 sarà quello del tipo a connettori che non possiede questo inconveniente). Ove siano previsti rilevanti momenti flessionali, come nel caso della giunzione di pali lunghi prefabbricati, si preferisce in qualche modo saldare le due piastre giustapposte per poter proseguire immediatamente le operazioni di battitura.

Nel caso illustrato dalla Fig.12 Weigler e Nicolay (XIV) hanno sottoposto ^{a prova} i campioni armati con una percentuale di armatura longitudinale del 5,8% e dotati della notevole staffatura trasversale

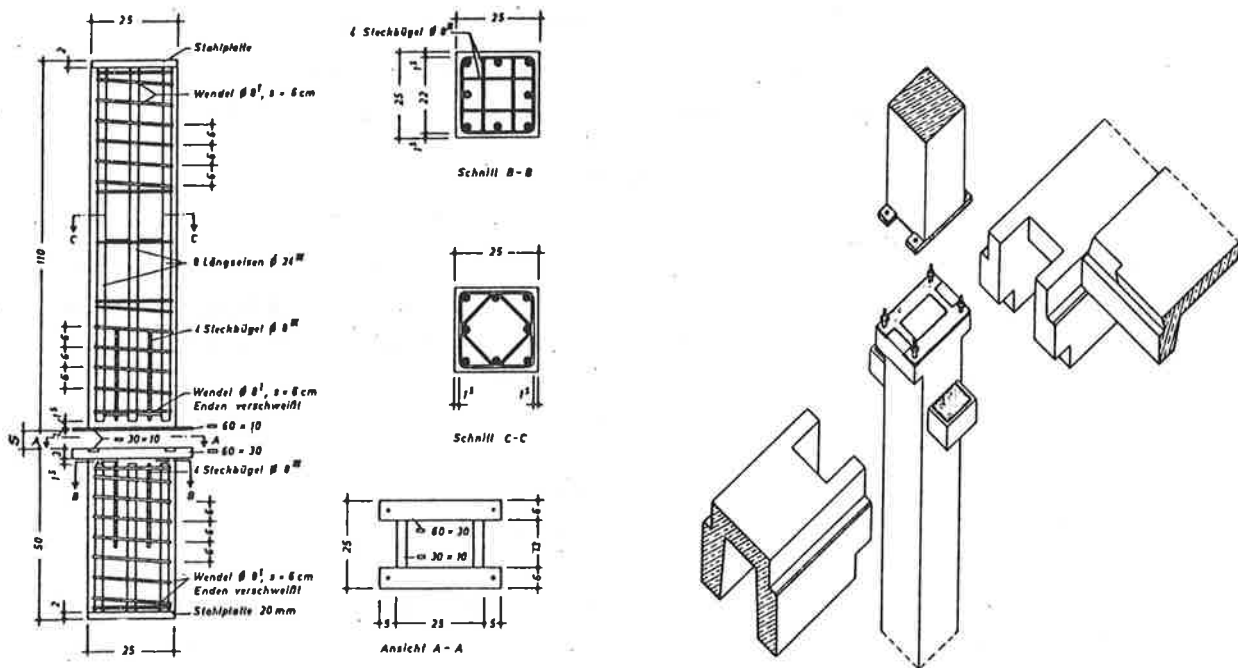


Fig. 12 - Sistema Darmstadt a mensole e bulloni esterni con piastre d'acciaio e giunto d'allettamento in malta di cemento.

illustrata dalla figura stessa, ottenendo resistenze a rottura per compressione semplice pari al 90% di quelle ottenute su un campione di pilastro continuo realizzato con calcestruzzo di classe Bn 599 del tutto simile ai campioni giuntati, ma ovviamente privo dello strato di malta di allettamento di classe Bn 343. Tale notevole risultato è dovuto essenzialmente al favorevole effetto di contenimento della dilatazione trasversale della malta esercitato dalle due piastre d'acciaio terminali dei campioni prefabbricati. Questo effetto di contenimento è stato studiato a Delft da un gruppo di ricercatori del TNO (XV) che ha sottoposto a compressione centrata una serie di campioni prismatici di calcestruzzo con o senza piastre terminali d'acciaio, giuntati mediante malta di cemento

avente resistenza cubica pari ad $1/3$ di quella dei segmenti prefabbricati connessi ,

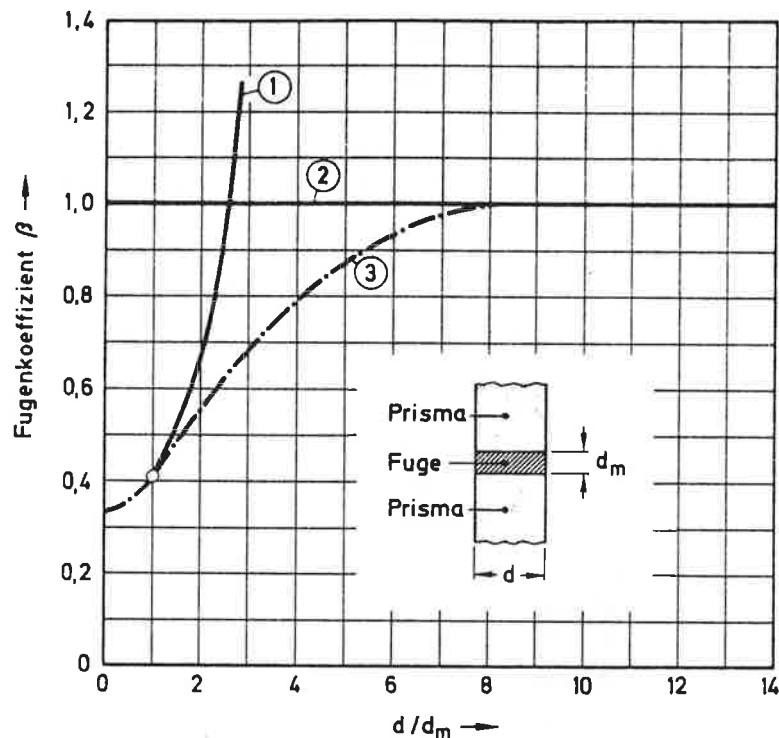


Fig. 13 - Resa della resistenza a compressione semplice per giunti di malta di cemento dotati di resistenza cubica pari ad $1/3$ di quella dei prismi di calcestruzzo connessi, in funzione dello spessore relativo al giunto.
Curva 1 : giunto attrezzato con piastre terminali d'acciaio.
Curva 2 : prisma non giuntato ($\beta = 1$)
Curva 3 : giunto non attrezzato.

Come risulta dalla curva 1 l'effetto di contenimento esercitato dalle piastre d'acciaio sulla malta è tale da triplicare la resistenza del materiale interposto, non appena il giunto abbia uno spessore di poco inferiore alla metà della dimensione trasversale dei prismi connessi. Per giunti più sottili ancora la presenza delle piastre d'acciaio costituisce un elemento di rinforzo non solo per la malta, ma anche per i prismi di calcestruzzo connessi. Sempre dall'esame della Fig.13 risulta per i giunti non attrezzati con piastre d'acciaio terminali che i fenomeni di iper-resistenza della malta interposta dei quali ci siamo già occupati in 1.2.2.2. sono massimi per spessori del giunto, inferiori a circa $1/10$ della dimensione trasversale degli elementi connessi.

1.2.3.2. Giunzioni sollecitate a compressione in concomitanza di notevoli momenti flessionali.

Aumentando l'entità dei momenti flessionali agenti sulla giunzione nella fase di montaggio degli elementi prefabbricati connessi, l'ingombro trasversale richiesto dall'alloggiamento dei punti di forza bullonati alla base dei pilastri diventa notevole. Anche in questo caso è meglio affidarsi alla post-tensione, adottando tiranti interni di acciaio ancorati nelle testate dei due segmenti di pilastro da connettere. Tale sistema, studiato in particolare dall'autore, è stato impiegato, come vedremo oltre, per la connessione di pilastri pluri-piano. Esso è stato messo a punto dopo una serie di prove a flessione su 3 campioni di giunzione condotte presso il Laboratorio di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano nel 1980, utilizzate per la fase di dimensionamento delle giunzioni stesse.

Le giunzioni in acciaio pre-sollecitate presentano l'innegabile vantaggio dell'immediata agibilità della struttura per i carichi della fase di montaggio; nel caso degli edifici alti esse vanno affiancate naturalmente da elementi di contraventamento.

2. ESEMPI APPLICATIVI.

Gli esempi che seguono illustrano nell'ordine alcune applicazioni dei tre tipi di giunzioni trattati nella prima parte della Memoria; essi ne completano il discorso essenzialmente teorico, giustificandone insieme il particolare indirizzo unitario.

2.1. Giunti sottili di resine epossidiche (applicazioni).

Viene presentato un solo esempio applicativo scelto sia per la eseguità della dimensione trasversale minima della sezione trasversale giuntata, sia per l'entità della luce coperta.

La copertura della palestra del complesso sportivo del comune di Locate Triulzi (MI) eseguita nel 1981 ha richiesto l'adozione di copponi in c.a.p. della luce di 30,72 ml da accostare in opera. La difficile agibilità del cantiere ha imposto la realizzazione dei copponi in 3 conci che sono stati successivamente cuciti con trefoli post-tesi. La Fig.14 mostra il sollevamento finale dei copponi a mezzo di due gru.

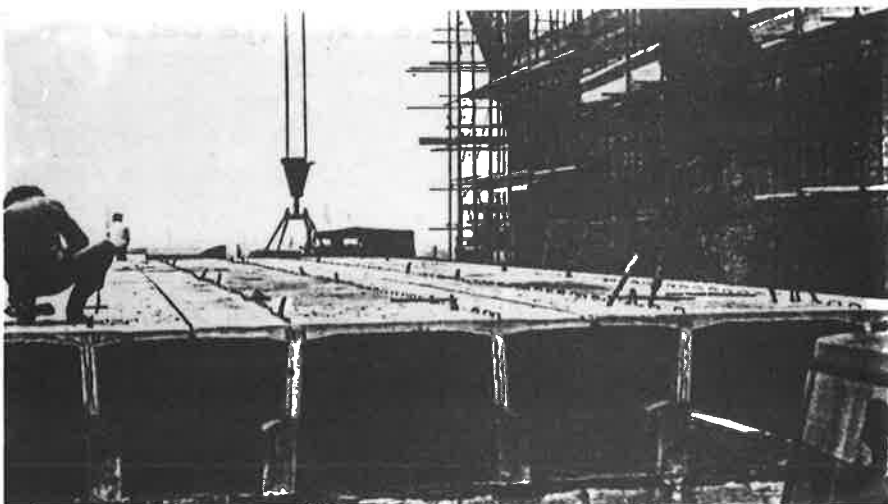
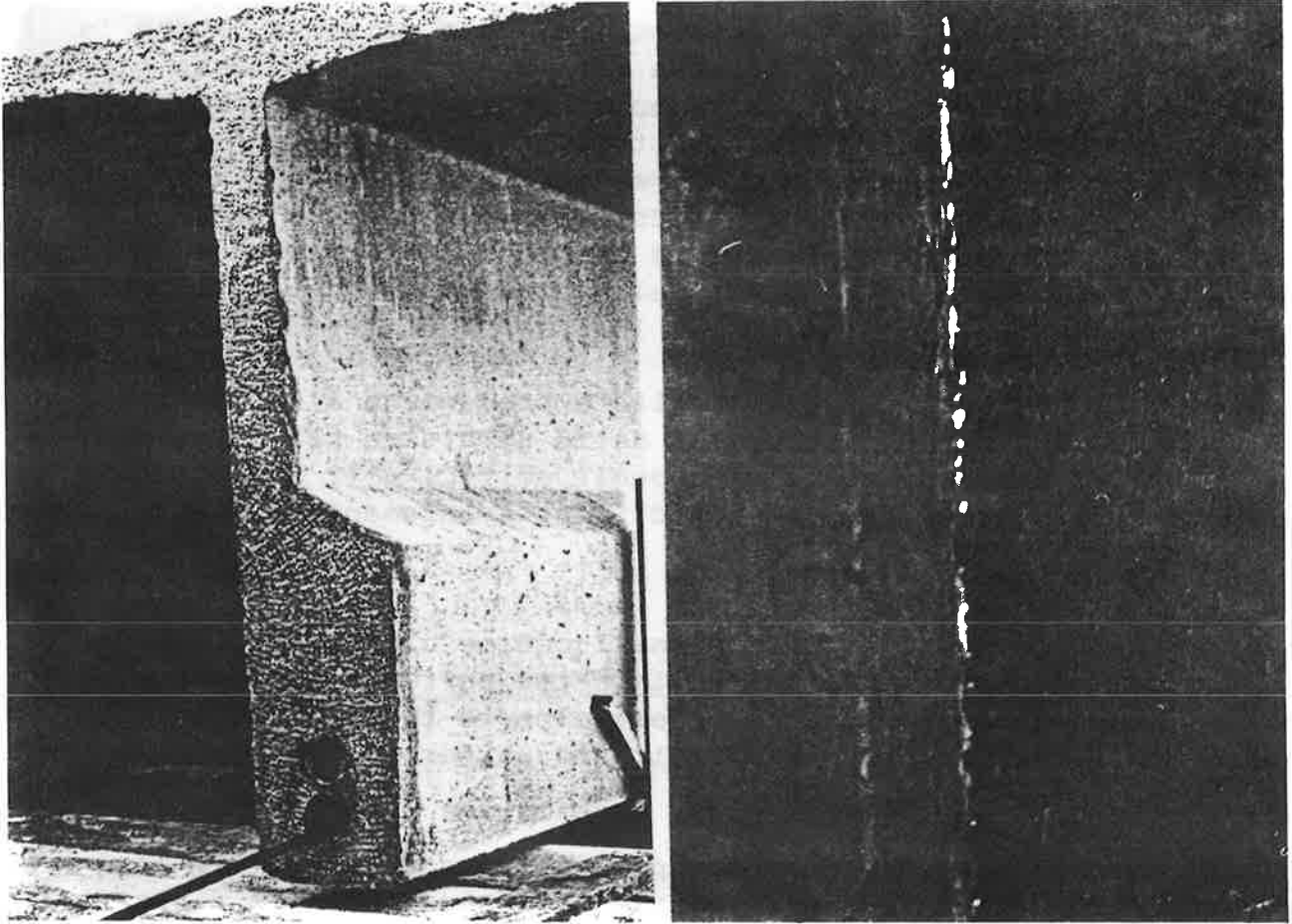


Fig.14 - Operazioni finali di sollevamento dei copponi in c.a.p. da 30,72ml. di luce, incollati e presollecitati.

Le Figure 15 e 16 mostrano i dettagli delle operazioni di incollaggio e assemblaggio definitivi dei copponi in c.a.p. eseguiti secondo i principi generali contenuti nelle Raccomandazioni FIP/78 (XVI) alle quali si rimanda esplicitamente.



Figg. 15 e 16 - Grado di finitura delle superfici d'interfaccia dei copponi in c.a.p. della figura precedente e rifluimento nel giunto sottile di resina di 4+5mm. ad incollaggio avvenuto.

Le superfici di incollaggio erano state preventivamente trattate mediante sgrassaggio da tracce di oli disarmanti e sabbiatura sotto pressione; le condizioni termoigrometriche del supporto possono, come è noto, largamente influenzare la riuscita dello incollaggio.

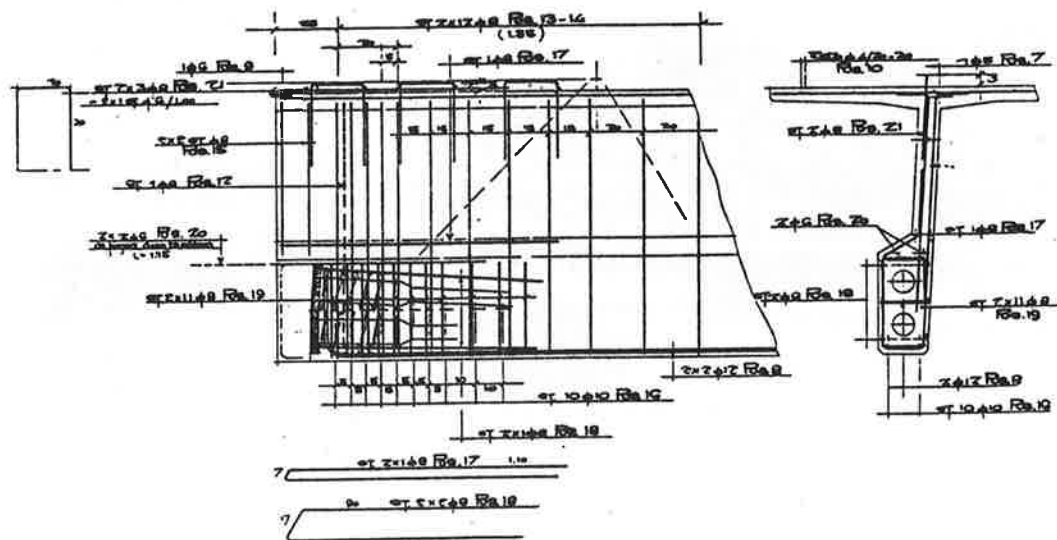


Fig. 17 - Armatura di testata dei copponi in c.a.p. delle Figg.15 e 16. Lo spessore minimo delle nervature è di 80 mm.

Le due giunzioni sono state posizionate a una distanza pari a $\left(\frac{L}{3,5}\right)$ dagli appoggi. La precompressione baricentrica a tempo infinito è pari a 6,7 MPa ed il rapporto τ/σ_{non} supera il valore 0,14.

2.2. Giunti di calcestruzzo semplice (applicazioni).

Vengono presentati esempi applicativi derivati dalla medesima tipologia strutturale. La giunzione in calcestruzzo semplice richiede una minore precisione ed un grado di finitura inferiore per le superfici d'interfaccia. Anche il getto di sigillatura delle giunzioni richiede personale di minore levatura professionale. Nel 1982 sono stati costruiti sul fiume Melezzeo nell'alta Valdossola due ponti pedonali a via inferiore, previsti per il transito eccezionale di un carico di 27.0 tonnellate. L'ossatura portante dei due ponti è stata interamente prefabbricata a più di 300 km. di distanza. Le travi principali sono di tipo reticolare con briglia superiore in c.a. e briglia inferiore in c.a.p., collegate da diagonalì e montanti in profilati d'acciaio mediante bulloni ad alta resistenza. Gruppi connettori flessibili sono amarrati nei conci prefabbricati delle briglie che non superano i 16,0 ml. di lunghezza; la giunzione longitudinale dello spessore di 6 cm. è stata realizzata con malta anti-ritiro di cemento ad altissima resistenza.



Fig. 18 - Ponte Meis a tre luci di 37,5 - 45 - 37,5 metri sul fiume Melezso nell'alta Valdossola, prefabbricato a conci e pre-sollecitato mediante cavi scorrevoli.

La Fig. 18 mostra uno dei due ponti, completati con il getto della soletta d'impalcato e l'applicazione dei controventi. La Fig. 20 mostra le operazioni di presollecitazione del giunto della briglia inferiore ^{che} possiede le superfici di interfaccia con grado di finitura del tutto normale visibile nella Fig. 19.



Fig. 19 - L'aspetto di due conci di trave assemblate e pronti per il varo sulle pile provvisorie.



Fig. 20 - Presollecitazione della briglia inferiore di una delle due travi portanti reticolari.

Per quanto riguarda gli studi sperimentali condotti sui gruppi connettori impiegati e gli effetti viscosi in questo tipo di trave, si rimanda ad uno studio precedente (XVII). Qui basterà rilevare che la precompressione baricentrica della briglia infe-

riore a tempo infinito in corrispondenza dei giunti è pari a 2,6 MPa ed il rapporto τ/σ assume il valore 0,15, facendo astrazione dal contributo della soletta d'impalcato del ponte. Con lo stesso tipo di trave sta per essere realizzato un ponte stradale di 70,0 metri di luce a via superiore, del quale riportiamo il prospetto, che denuncia chiaramente il posizionamento delle zone di giunto centrali della briglia inferiore a profilo poligonale.

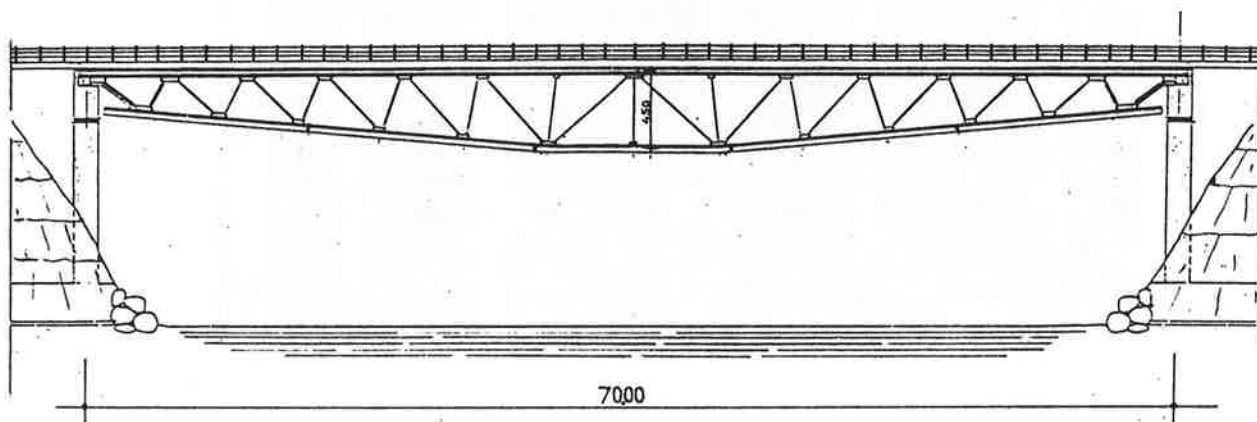


Fig. 21 - Ponte stradale da 70,0 metri di luce con localizzazione delle giunzioni della briglia inferiore.

2.3. Giunzione in acciaio presollecitato (applicazione).

Viene illustrato l'esempio di un edificio pluri-piano nel quale tutti gli elementi strutturali sono pre-sollecitati. L'unica eccezione è costituita dai pannelli di controventamento in cemento armato.

L'edificio pluri-piano in via Gualco a Genova è costituito da una ala di magazzini articolata su cinque piani a maglia (9,97x9,95)m. con sovraccarico di circa 2,0 Ton/mq e da un'ala adiacente di uffici articolata su otto piani. I pilastri della zona magazzini visibili nella Fig.22, dimensionati per un carico d'esercizio massimo allo spiccato di 1092 Tonnellate hanno dovuto essere spezzati in due conci di 20,85 metri e di 10,40 metri rispettivamente. Il carico d'esercizio sulle giunzioni più sollecitate è pari a circa 190 Tonnellate, ma la situazione più gravosa per la giunzione è costituita dal momento dovuto ad errata manovra in fase di montaggio, valutato in 12 Ton x metro alla quota della giunzione.

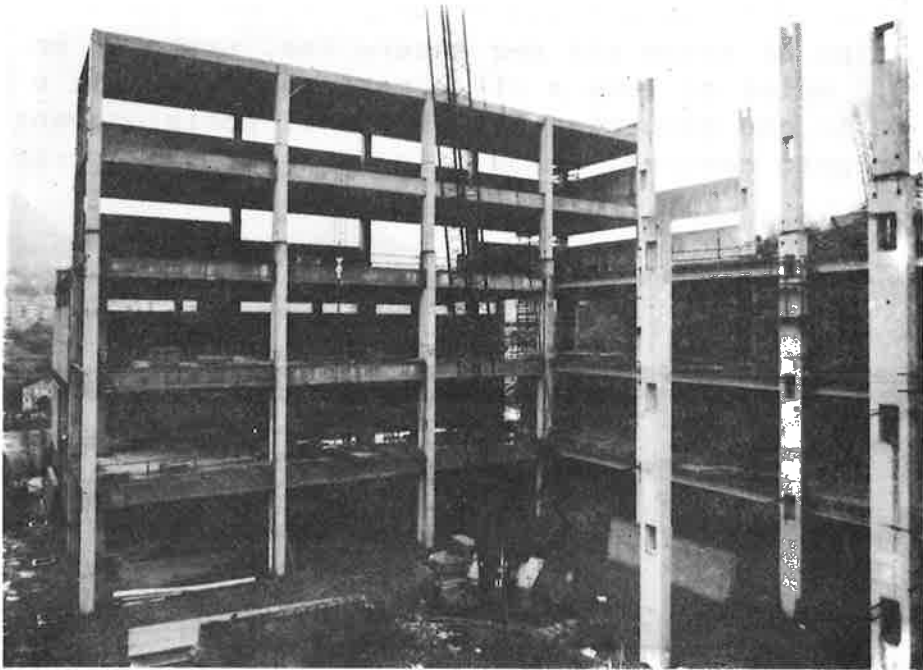


Fig. 22 - Montaggio dell'edificio pluripiano con pilastri giuntati di Via Gualco a Genova.

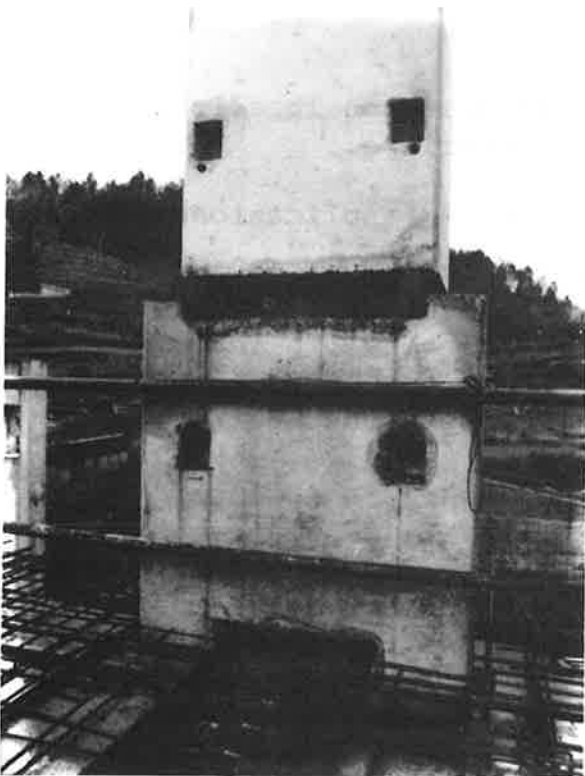


Fig. 23 - Giunzione in acciaio pre-sollecitato di un pilastro prima della iniezione dei tiranti.



Fig. 24 - Uno dei pilastri lunghi complessivamente 3125 metri visto dal basso in fase di montaggio.

La presollecitazione delle giunzioni è stata di circa 50 Tonnelate ed il rapporto H/N tra carichi orizzontali e pre-sollecitazione per la fase di montaggio è dell'ordine di 0,02.

La Fig. 23 mostra la giunzione del segmento di pilastro inferiore (600 x 1200)mm con il segmento di pilastro superiore (600 x 900)mm.

La Fig. 24 evidenzia il sistema costruttivo caratterizzato dalla sezione filante dei pilastri giuntati alti oltre 30 metri, dalla assenza di mensole e dalla continuità delle travi in c.a.p. lungo l'asse minore dei pilastri dell'edificio.

I pilastri stessi sono stati sottoposti a parziale precompressione per facilitare le manipolazioni in fase di montaggio.

Le tipologie illustrate negli esempi descritti in questa seconda parte della Memoria possiedono un comune denominatore che non può essere certamente sfuggito agli sguardi più esperti: si tratta di soluzioni tecniche realizzabili unicamente con prodotti e materiali aventi un elevato tenore di affidabilità tecnologica; a ciò si aggiunga che tutti i particolari costruttivi più impegnativi hanno costituito oggetto di preventiva sperimentazione presso Laboratori ufficiali.

B I B L I O G R A F I A.

- (I) C. Zelger - H. Rüsck - Der Einfluss von Fugen auf die Festigkeit von Fertigteilschalen - Beton u. Sb.bau - Berlin 61 Pg. 234.
- (II) J. Eibl - L. Franke - O. Hjorth - Versuche mit Kunstharzmörteln - Die Bautechnik 1972 - Pag.348.
- (III) Mehlhorn G. - Schwing H. - Tragverhalten von aus Fertigteilen zusammengesetzten Scheiben - Forschungsbericht N.33 - Institut für Massivbau der T.H. - Darmstadt 1976.
- (IV) Vassiliou G. - An investigation of the behaviour of repaired R.C. elements subjected to bending - Ph.D. Thesis, N.T.U., Atene 1975.
- (V) C.E.B. Bulletin N°162 - Praga 1983.
- (VI) Ladner M., Weder Ch. - Concrete structures with bonded external reinforcement - EMPA, Rep.N°206, 1981.
- (VII) CIBA - GEIGY - Système de résine époxyde de longue durée d'utilisation pour des adhésifs et des mortiers à deux constituants N35948/E - 710.712/7506/25.
- (VIII) Beck H.- Mehlhorn G. - Stauder W. - Schwing H.- Zusammenwirken von einzelnen Fertigteilen als grossflächige Scheibe - D.A.f. Sbb. 224 - Berlin 1973.
- (IX) Daschner F. - Notwendige Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton - T.U. München - Forschungsbericht F 1365 - 1976.
- (X) Lewicki B. - Tsoukantas S. - Joints subjected to monotonic and cyclic actions - CIB 3rd. International Symposium on Wall Structures - Vol. II - Warsaw June 1984.
- (XI) Grasser E. - Daschner F. - Die Druckfestigkeit von Mörtelfugen zwischen Betonfertigteilen - D.A.f.Sbb. - 221 - Berlin '72
- (XII) Hanson N. - Precast - Prestressed Concrete Bridges. 2: Horizontal shear Connections - Journal P.C.A. Research and Development Laboratories, Vol.2 - N.2 - 1960.
- (XIII) Franz G. - Versuche über die Querkraftaufnahme in Fugen von Spannbetonträgern aus Fertigteilen - B.u.Sbb. - Heft 6 - Berlin Juni 1959.
- (XIV) Weigler H. - Nicolay J. - Prüfung von Fertigteil - Stützenstössen auf ihre Tragfähigkeit - Darmstadt, Institut für Massivbau, Prüfungsbericht N.56866 - 1966.
- (XV) Onderzoek naar de sterkte van ongewapende kolomvogen - Instituut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies - Delft - Rapport N°BI 68-42/4 N7-1 Mai 1968.
- (XVI) Recommendations for segmental construction in prestressed concrete - Guides to good practice - FIP 9/1 - February 1978.
- (XVII) Marioni C. - Siniscalco G. - Ricerca sperimentale su trave reticolare mista acciaio - c.a.p. a connettori assiali - Rapporto tecnico - Atti dell'Istituto di Sc. delle Costruzioni - Istituto Universitario di Architettura di Venezia - 1980

VALUTAZIONE DELLO STATO TENSIONALE A LUNGO TERMINE NELLE SEZIONI IN CEMENTO ARMATO INTEGRALMENTE E PARZIALMENTE PRECOMPRESSE

FRANCO MOLA

Professore Associato di Progetti di Strutture, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Viene presentato un metodo approssimato per il calcolo della variazione dello stato tensionale a lungo termine nelle sezioni integralmente e parzialmente precompresse. Il metodo si basa sulla rappresentazione per via algebrica della legge di viscosità del conglomerato e mostra una affidabilità ed un grado di approssimazione che lo rendono particolarmente utile nelle applicazioni pratiche. Le soluzioni che ne discendono sono di facile impiego e, relativamente alle sezioni parzialmente precompresse, tengono conto della resistenza offerta dal conglomerato teso. Alcuni esempi numerici mostrano la pratica applicazione del metodo.

SUMMARY

An approximate method for the calculation of the change in time of the state of stress in fully or partially prestressed concrete sections is presented. The method is based on the algebraic formulation of the creep law of concrete and shows a good level of accuracy, so that it can be employed in practical calculations. The method, when applied to partially prestressed sections takes into account the tensile stress in the concrete without requiring particular or tedious calculations. Some numerical examples show the practical application of the method.

1. INTRODUZIONE

L'analisi della variazione nel tempo dello stato di tensione nelle sezioni trasversali di elementi in cemento armato precompresso costituisce, se effettuata in maniera rigorosa, uno dei punti più delicati e laboriosi nella progettazione e verifica di tali elementi. Le deformazioni lente del conglomerato generano infatti stati di coazione fra il conglomerato e gli acciai di precompressione variandone lo stato tensionale in maniera differente secondo che alla sezione siano applicate sollecitazioni di natura geometrica oppure statica. Precisamente, l'applicazione di una azione di natura geometrica costante nel tempo, quale ad esempio la precompressione, dà luogo ad uno stato tensionale nei materiali decrescente nel tempo, in conseguenza del rilassamento che si manifesta nel conglomerato, mentre l'applicazione

di una azione di natura statica, pure costante nel tempo, genera uno stato di tensione che nel tempo aumenta nelle armature e diminuisce nel conglomerato, quale conseguenza delle deformazioni viscosche che si instaurano nel conglomerato stesso. In presenza di entrambi i tipi di azione, negli acciai che presentano inizialmente sotto le azioni statiche tensioni di trazione, lo stato tensionale può accrescersi nel tempo, qualora l'incremento della tensione prodotto dalle azioni statiche sia più grande della riduzione della tensione prodotta dalle azioni di natura geometrica. Viceversa, per gli acciai che sotto le azioni di natura statica presentano inizialmente tensioni di compressione, l'aumento di tali tensioni generato nel tempo dalla viscosità diminuisce ulteriormente lo stato tensionale conseguente alle azioni geometriche. L'analisi delle sezioni va pertanto effettuata tenendo conto della reale dislocazione delle armature al loro interno nonché dei tempi di applicazione della precompressione e delle azioni statiche di carattere permanente. Relativamente alle sezioni integralmente precomprese il problema è stato affrontato da diversi autori, (si veda ad es. (I)÷(V)), utilizzando peraltro metodologie di calcolo e modelli di interpretazione del fenomeno viscoso variamente approssimati. La più ricorrente semplificazione consiste nel trascurare la reale distribuzione delle armature, facendo riferimento al cavo risultante e nell'adottare il modello di invecchiamento di Dischinger per descrivere il fenomeno viscoso (VI). In questo modo il problema viene ricondotto alla risoluzione di una equazione differenziale di primo ordine a coefficienti costanti nell'incognita costituita dalla tensione presente nel cavo risultante. Se si vuole tenere conto in modo corretto della distribuzione delle armature nella sezione la via più semplice consiste nell'assumere quali incognite del problema due parametri che individuino lo stato di deformazione totale della sezione, supposto lineare lungo l'altezza in accordo alla legge delle sezioni piane. Risulta così possibile determinare lo stato di deformazione di ogni fibra in funzione di tali parametri, per la cui determinazione sono disponibili le equazioni di equilibrio della sezione. In (VII), viene per la prima volta chiaramente indicato questo modo di procedere che nell'ipotesi di viscosità di invecchiamento conduce alla scrittura di un sistema di due equazioni differenziali di primo ordine la cui risoluzione, pur di carattere elementare, riveste una certa laboriosità. Con l'avvento dei moderni elaboratori sono cadute le difficoltà inerenti alla risoluzione delle equazioni, cosicché il problema può essere affrontato in via del tutto generale, ottenendo un sistema di due equazioni integrali di Volterra nei due parametri incogniti della deformazione totale della sezione e la sua soluzione può facilmente essere ottenuta per via numerica qualunque sia il modello di previsione del fenomeno viscoso che si adotta. Seguendo questo modo di procedere, nei lavori (VIII), (IX), (X), viene introdotta una metodologia generale, mediante la quale il comportamento visco-elastico di una sezione viene caratterizzato mediante l'introduzione di due particolari funzioni di rilassamento, denominate funzioni di rilassamento ridotte e dipendenti dai parametri geometrico-meccanici della sezione e dei materiali che la costituiscono. Tali funzioni permettono l'immediata scrittura in forma chiusa delle relazioni che governano il comportamento nel tempo della sezione sotto azioni di natura statica o geometrica e la loro determinazione deve essere preven-

tivamente effettuata per via numerica oppure, qualora si ricorra a modelli semplificati di viscosità, risolvendo le equazioni integrali di Volterra cui esse soddisfano.

Quando si studiano sezioni parzialmente precomprese, per le quali sono ammesse fessurazioni già nella fase di esercizio, il problema della determinazione dello stato tensionale nel tempo diviene molto complesso, poichè, variando sia la posizione dell'asse neutro della deformazione che quella dell'asse neutro della tensione, le fibre di conglomerato che all'istante di applicazione della sollecitazione si trovano scariche da tensioni, perchè appartenenti a zone fessurate della sezione, possono divenire nel tempo sede di tensioni di compressione. Tali fibre vengono messe in tensione in tempi diversi, cosicchè, malgrado si adottino leggi viscoelastiche lineari, la distribuzione delle tensioni sull'altezza della sezione non è più lineare come avviene nelle sezioni integralmente precomprese, ma è costituita da un tratto lineare relativo alle fibre inizialmente non fessurate e da un tratto curvilineo che interessa le fibre inizialmente fessurate che nel tempo, in virtù dello spostamento dell'asse neutro, vengono assoggettate a tensioni di compressione. La risoluzione del problema diviene assai complessa ed è necessario procedere per via numerica, (XI), operando una discretizzazione nel tempo e nello spazio, onde potere cogliere la variabilità non lineare della distribuzione delle tensioni sulla altezza della sezione. Tale modo di operare, del tutto generale e numericamente esatto, non può tuttavia essere proposto come metodo pratico di risoluzione a causa della sua complessità, cosicchè appare di notevole interesse mettere a punto un metodo approssimato che sia in grado di fornire risultati affidabili senza dovere ricorrere a calcolazioni particolarmente laboriose. A tale scopo si mostra assai utile e di soddisfacente precisione il metodo basato sulla rappresentazione per via algebrica della legge di viscosità del conglomerato facente capo alla primitiva trattazione di Trost, (XII) ed alla successiva rielaborazione di Bazant, (XIII), ed altri, (XIV), (XV), (XVI), (XVII). Mediante tale rappresentazione, è possibile ricondurre l'analisi delle sezioni sia parzialmente che integralmente precomprese a quella di sezioni a comportamento elastico lineare in presenza o meno di fessurazione, soggette a sollecitazioni combinate di forza normale e flessione. Le soluzioni che ne conseguono, come già mostrato in (XI), relativamente alle sezioni in cemento armato ordinario, mostrano una grande precisione, di gran lunga superiore a quella tipica delle pratiche calcolazioni ingegneristiche, cosicchè il metodo può senz'altro essere impiegato per la pratica valutazione delle variazioni di tensione nelle sezioni integralmente e parzialmente precomprese.

Nel prosieguo, distinguendo i due tipi di sezione, verrà discussa la pratica applicazione del metodo ed alcuni esempi numerici ne illustreranno i risultati più interessanti.

2. SEZIONI IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

2.1 Sezioni integralmente precomprese

Si consideri la sezione di Fig.1, soggetta allo stato di sollecitazione rappresentato dalle componenti N ed M. All'istante t_0 di applicazione della sollecitazione, pensato coincidente con quello di precompres-

sione, con riferimento ai diagrammi di deformazione e di tensione indicati con a) e b) in Fig.1, risulta:

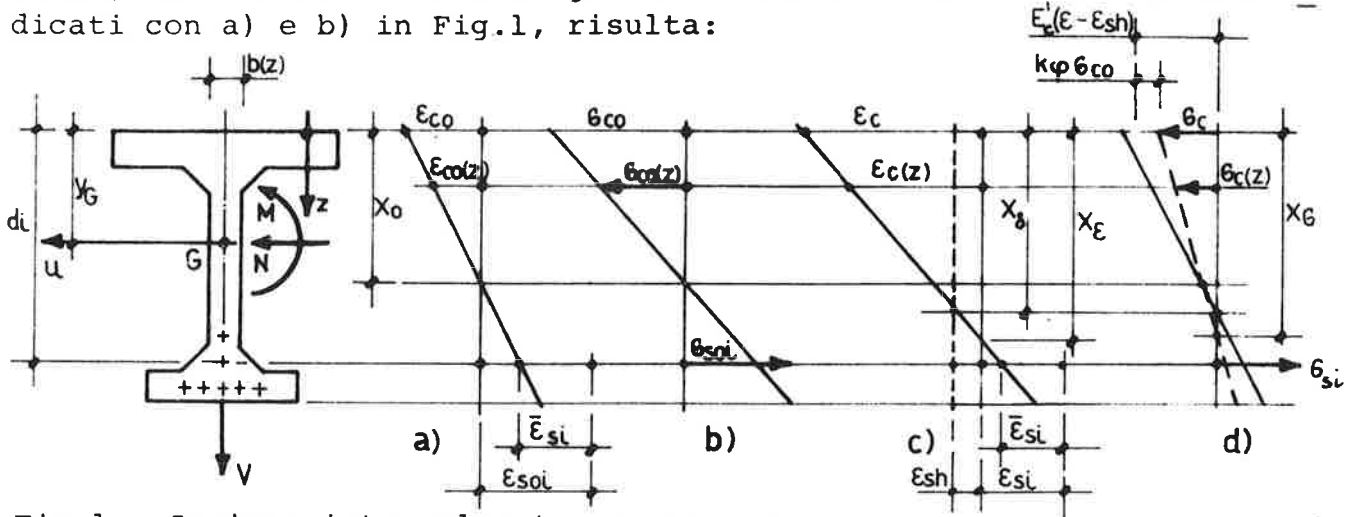


Fig.1 - Sezione integralmente precompressa

$$\varepsilon_{co}(z) = \varepsilon_{co}(x_0 - z) / x_0 \quad (1)$$

$$\varepsilon_{soi} = \varepsilon_{co}(x_0 - d_i) / x_0 + \bar{\varepsilon}_{si}$$

$$\sigma_{co}(z) = E_{co} \varepsilon_{co}(z) \quad (2)$$

$$\sigma_{soi} = E_s \varepsilon_{soi}$$

L'equilibrio della sezione si scrive:

$$\int_{A_c} \sigma_{co}(z) b(z) dz + \Sigma \sigma_{soi} A_{si} = N \quad (3)$$

$$\int_{A_c} \sigma_{co}(z) b(z) (y_G - z) dz + \Sigma \sigma_{soi} A_{si} (y_G - d_i) = M$$

avendo assunto positive le tensioni di compressione ed indicato con y_G la distanza del baricentro della sezione di conglomerato rispetto al suo lembo superiore.

Introdotte le (1) e (2) nelle (3), si ottiene:

$$E_{co} (\varepsilon_{co} / x_0) S_{x_0}^* = N + N_p \quad (4)$$

$$E_{co} (\varepsilon_{co} / x_0) J_{u, x_0}^* = M + M_p$$

avendo indicato rispettivamente con $S_{x_0}^*$, J_{u, x_0}^* il momento statico rispetto all'asse x_0 ed il momento centrifugo rispetto agli assi u ed x_0 della sezione omogeneizzata a conglomerato ed avendo posto

$$N_p = - \Sigma E_s \bar{\varepsilon}_{si} A_{si} \quad (5)$$

$$M_p = - \Sigma E_s \bar{\varepsilon}_{si} A_{si} (y_G - d_i)$$

Dividendo membro a membro le (4) si ha:

$$J_{u, x_o}^* / S_{x_o}^* = (M + M_p) / (N + N_p) = e_o \quad (6)$$

mentre dalla prima di esse si ricava

$$(\epsilon_{co} / x_o) = (N + N_p) / (E_{co} S_{x_o}^*) \quad (7)$$

La posizione x_o dell'asse neutro della tensione e della deformazione si ottiene risolvendo la (6), ovvero esprimendo analiticamente J_{u, x_o}^* e $S_{x_o}^*$ in funzione dell'incognita x_o ed ottenendo una equazione di primo grado in tale incognita. Risolta la (6), dalla (7) si ottiene il rapporto ϵ_{co} / x_o , che introdotto nelle (1) e (2), permette di ricavare lo stato di tensione e di deformazione della sezione.

Al tempo $t > t_o$, con riferimento ai diagrammi di deformazione e di tensione indicati con c) e d) in Fig.1, adottando la formulazione algebrica (XIII), si può scrivere:

$$\epsilon_c(z) = (\sigma_c(z) / E_{co}) (1 + \chi\phi) + (\sigma_{co}(z) / E_{co}) \phi (1 - \chi) + \epsilon_{sh} \quad (8)$$

avendo indicato rispettivamente con ϵ_{sh} la deformazione di ritiro del conglomerato, con ϕ il coefficiente di viscosità e con χ il coefficiente di correzione del modulo elastico. Risolvendo rispetto a $\sigma_c(z)$ si ottiene:

$$\sigma_c(z) = E'_c \epsilon_c (x_\epsilon - z) / x_\epsilon - k_\phi \sigma_{co} (x_o - z) / x_o - E'_c \epsilon_{sh} \quad (9)$$

avendo posto

$$E'_c = E_{co} / (1 + \chi\phi) \quad (10)$$

$$k_\phi = \phi (1 - \chi) / (1 + \chi\phi)$$

Per l'acciaio risulta invece

$$\sigma_{si} = E_s \epsilon_c (x_\epsilon - d_i) / x_\epsilon + E_s \bar{\epsilon}_{si} \quad (11)$$

Introdotte le (9) e (11) nelle equazioni di equilibrio della sezione si ottiene:

$$E'_c (\epsilon_c / x_\epsilon) S_{x_\epsilon}^{*' * } = (N + N_p) (1 + k_\phi S_{x_o}^c / S_{x_o}^*) + N_{sh} \quad (12)$$

$$E'_c (\epsilon_c / x_\epsilon) J_{u, x_\epsilon}^{*' * } = (M + M_p) (1 + k_\phi J_{u, x_o}^c / J_{u, x_o}^*) + M_{sh}$$

essendo rispettivamente $S_{x_\epsilon}^{*' * }$, $J_{u, x_\epsilon}^{*' * }$ il momento statico rispetto all'asse x_ϵ e quello centrifugo rispetto agli assi u ed x_ϵ della sezione omogeneizzata con modulo E'_c ;

$S_{x_o}^c$, J_{u, x_o}^c il momento statico rispetto all'asse x_o e quello centrifugo rispetto agli assi u ed x_o della sola parte di conglomerato della sezione;

$N_{sh} = E'_c \int_A \epsilon_{sh} dA_c$; $M_{sh} = E'_c \int_A \epsilon_{sh} (y_G - z) dA_c$, le sollecitazioni equivalenti al ritiro impedito, calcolate con riferimento al modulo

E' ed agli assi baricentrici della sezione di solo conglomerato, il che comporta $M_{sh}=0$ nell'ipotesi di ϵ_{sh} costante lungo l'altezza della sezione.

Posto $S_{x_o}^C / S_{x_o}^* = \alpha$; $J_{u,x_o}^C / J_{u,x_o}^* = \beta$, dividendo membro a membro le (12) si ottiene :

$$J_{u,x_\epsilon}^{*'}/S_{x_\epsilon}^{*'}/E' = ((M+N_p)(1+k_\phi\beta)+M_{sh})/((N+N_p)(1+k_\phi\alpha)+N_{sh})=e' \quad (13)$$

$$\epsilon_c/x_\epsilon = ((N+N_p)(1+k_\phi\alpha)+N_{sh})/(E'S_{x_\epsilon}^{*'}) \quad (14)$$

Le (13) e (14) sono formalmente analoghe alle (6) e (7), atteso il differente valore di e' ed il fatto che le grandezze della sezione omogeneizzata sono riferite al modulo E' . La metodologia risolutiva risulta pertanto analoga, giungendo alla determinazione di x_ϵ ancora mediante una equazione di primo grado. Ottenuto x_ϵ dalla (13), ed il rapporto (ϵ_c/x_ϵ) dalla (14), dalle (9) ed (11) discendono le tensioni nei materiali, il cui andamento è riportato, nell'ipotesi di ritiro costante lungo la sezione, nel diagramma d) di Fig.1. Si osservi che a causa della presenza della deformazione viscosa e di quella di ritiro, la posizione x_σ dell'asse neutro della tensione non coincide con x_ϵ ed è fornita dalla relazione:

$$x_\sigma = x_\epsilon / (1+k_\phi\sigma_{co}/\sigma_c(1-x_\epsilon/x_o)+E'\epsilon_{sh}/\sigma_c) \quad (15)$$

ottenuta annullando la (9).

2.2 Sezioni parzialmente precomprese

Si consideri la sezione di Fig.2 All'istante t_o di applicazione della sollecitazione e della precompressione, la deformazione di allungamento del conglomerato al lembo inferiore sia maggiore, in valore assoluto, di quella di rottura. Ipotizzando per semplicità una legge costitutiva di tipo elastico-fragile per il conglomerato teso, i diagrammi di deformazione e di tensione della sezione risultano quelli indicati con a) e b) in Fig.2 e si ottiene quindi:

$$\epsilon_{co}(z) = \epsilon_{co}(x_o-z)/x_o \quad 0 \leq z \leq x_1 \quad (16)$$

$$\epsilon_{soi} = \epsilon_{co}(x_o-d_i)/x_o + \bar{\epsilon}_{si}$$

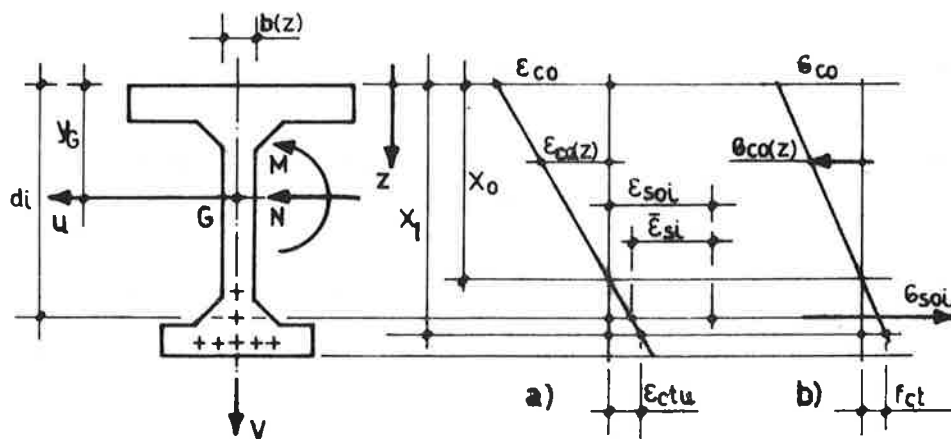


Fig.2 - Sezione parzialmente precompressa, $t=t_o$

Le (2) continuano a valere, la prima ovviamente per $0 \leq z \leq x_1$, cosicché le equazioni di equilibrio si scrivono:

$$\int_0^{x_1} l_{\sigma_{co}}(z) b(z) dz + \sum_{\sigma_{soi}} A_{si} = N \quad (17)$$

$$\int_0^{x_1} l_{\sigma_{co}}(z) b(z) (y_G - z) dz + \sum_{\sigma_{soi}} A_{si} (y_G - d_i) = M$$

Introdotte le (2) nelle (17) si ottiene:

$$E_{co} (\epsilon_{co}/x_0) S_{x_0}^{*1} = N + N_p \quad (18)$$

$$E_{co} (\epsilon_{co}/x_0) J_{u,x_0}^{*1} = M + M_p$$

avendo indicato rispettivamente con $S_{x_0}^{*1}$, J_{u,x_0}^{*1} il momento statico e quello centrifugo rispetto agli assi x_0 ed u della sezione omogeneizzata costituita dalle fibre di conglomerato per cui si ha $0 \leq z \leq x_1$ e dalle armature metalliche. Dividendo membro a membro le (18) e ricavando dalla prima di esse (ϵ_{co}/x_0) , si hanno le relazioni risolventi:

$$J_{u,x_0}^{*1} / S_{x_0}^{*1} = e_0 \quad (19)$$

$$\epsilon_{co}/x_0 = (N + N_p) / (E_{co} S_{x_0}^{*1})$$

L'impiego diretto delle (19) non risulta però possibile, in quanto oltre alla posizione x_0 , risulta incognita la distanza x_1 dal lembo superiore della fibra ove il conglomerato raggiunge la sua deformazione di allungamento ultima. Peraltro, dal diagramma a) di Fig.2 si rileva che fra x_0 ed x_1 intercorre la relazione:

$$x_1 = x_0 (1 + k_\epsilon) \quad (20)$$

avendo posto:

$$k_\epsilon = |\epsilon_{ct}| / \epsilon_{co} \quad (21)$$

cosicché, in virtù delle (20) e (21) le (19) possono facilmente utilizzarsi in maniera iterativa.

Assegnato infatti un valore di tentativo a k_ϵ , mediante la (20) risulta possibile esprimere x_1 in funzione di x_0 che può quindi essere determinato tramite la prima delle (19). Dalla seconda delle (19) si ricava ϵ_{co} , il cui valore, posto nella (21) permette di valutare k_ϵ , da confrontare con il valore di tentativo assunto. Se non vi è coincidenza tra i due valori, per mezzo della (20) e del valore di k_ϵ calcolato si esprime nuovamente x_1 in funzione di x_0 e si ritorna alle (19). Il procedimento viene iterato fino a convergenza, ottenendo lo stato di deformazione e di tensione indicato nei diagrammi a) e b) di Fig.2.

Al tempo t sufficientemente più grande di t_0 , l'asse neutro della deformazione si trova al di sotto di x_1 , mentre il punto di nullo della deformazione tensionale $\epsilon_c(z) - \epsilon_{sh}$, individuato da x_δ può dislocarsi sopra o sotto x_1 . Si distinguono pertanto i due casi :

$$x_\epsilon > x_1 ; x_1 < x_\delta < x_\epsilon \quad (22)$$

$$x_\epsilon > x_1 ; x_\delta \leq x_1 \quad (23)$$

Il primo caso è rappresentato nei diagrammi c), d) di Fig.3.

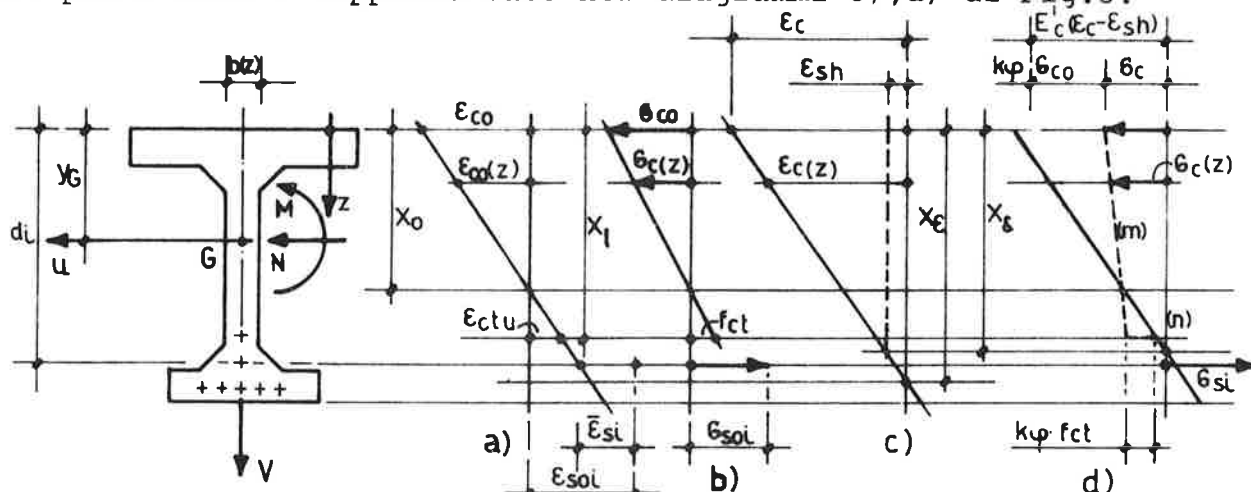


Fig.3 - Sezione parzialmente precompressa, $t > t_0$, $x_1 < x_\delta < x_\epsilon$

Per quanto riguarda il diagramma delle tensioni nel conglomerato, in virtù della (9) può scriversi in forma generale:

$$\sigma_c(z) = E'_c \epsilon_c(z) - k_\phi \sigma_{co}(z) - E'_c \epsilon_{sh} \quad (24)$$

ed è facile comprendere come tale diagramma sia costituito da due rami aventi diversa espressione nei due intervalli $0 \leq z < x_1$ e $x_1 \leq z < x_\delta$, in quanto la tensione $\sigma_{co}(z)$ non è nulla solo all'interno del primo intervallo. Nelle zone ove risulta $z > x_\delta$, si ha $\sigma_{co}(z) = 0$ e la deformazione tensionale $\epsilon_c(z) - \epsilon_{sh}$ risulta di allungamento, cosicché la tensione fornita dalla (24) sarebbe di trazione, il che non può essere, essendo le fibre già fessurate in fase iniziale e quindi incapaci di reagire con tensioni di trazione. Le fibre inizialmente fessurate che possono partecipare all'equilibrio della sezione sono pertanto solo quelle nelle quali la deformazione tensionale $\epsilon_c(z) - \epsilon_{sh}$ diviene al tempo t di accorciamento, ovvero quelle comprese nell'intervallo $x_1 \leq z < x_\delta$, ove peraltro risulta ancora $\sigma_{co}(z) = 0$. Il diagramma finale delle tensioni nel conglomerato assume pertanto il caratteristico aspetto bilineare (rette (m) ed (n)) con un brusco salto in corrispondenza ad x_1 , ove la tensione iniziale $\sigma_{co}(z)$ si annulla in modo discontinuo quale conseguenza della legge elastica-f fragile assunta per descrivere il comportamento del conglomerato teso. Quando valgono le limitazioni (22) si può pertanto scrivere:

$$\epsilon_c(z) = \epsilon_c(x_\epsilon - z)/x_\epsilon \quad (25)$$

$$\epsilon_{si} = \epsilon_c(x_\epsilon - d_i)/x_\epsilon + \bar{\epsilon}_{si}$$

$$\sigma_c(z) = E'_c \epsilon_c(x_\epsilon - z)/x_\epsilon - k_\phi \sigma_{co}(x_\epsilon - z)/x_\epsilon - E'_c \epsilon_{sh} \quad 0 \leq z < x_1$$

$$\sigma_c(z) = E'_c \epsilon_c(x_\epsilon - z)/x_\epsilon - E'_c \epsilon_{sh} \quad x_1 \leq z < x_\delta \quad (26)$$

$$\sigma_{si} = E_s (\epsilon_c(x_\epsilon - d_i)/x_\epsilon + \bar{\epsilon}_{si})$$

Introdotte le (26) nelle equazioni di equilibrio si ottiene quanto segue:

$$E'_c (\epsilon_c / x_\epsilon) S_{x_\epsilon}^{*\delta} = N + N_p + N_\phi + N_{sh}^\delta = N^* \quad (27)$$

$$E'_c (\epsilon_c / x_\epsilon) J_{u, x_\epsilon}^{*\delta} = M + M_p + M_\phi + M_{sh}^\delta = M^*$$

ove si sono indicati rispettivamente con $S_{x_\epsilon}^{*\delta}$, $J_{u, x_\epsilon}^{*\delta}$ il momento statico e quello centrifugo rispetto agli assi x_ϵ e u della sezione reagente omogeneizzata con modulo E'_c , costituita dal conglomerato per cui si ha $0 < z < x_\epsilon$ e dalle armature metalliche e si è inoltre posto, ricordando le (18) e con ovvio significato dei simboli:

$$N_\phi = k_\phi (N + N_p) S_{x_o}^1 / S_{x_o}^{*1} \quad (28)$$

$$M_\phi = k_\phi (M + M_p) J_{u, x_o}^1 / J_{u, x_o}^{*1}$$

$$N_{sh}^\delta = E'_c \int_{x_o}^{x_\delta} \epsilon_{sh} b(z) dz \quad (29)$$

$$M_{sh}^\delta = E'_c \int_{x_o}^{x_\delta} \epsilon_{sh} b(z) (y_G - z) dz$$

Dividendo le (27) membro a membro e ricavando dalla prima di esse il rapporto ϵ_c / x_ϵ si ottiene infine:

$$J_{u, x_\epsilon}^{*\delta} / S_{x_\epsilon}^{*\delta} = M^* / N^* = e_\delta \quad (30)$$

$$\epsilon_c / x_\epsilon = N^* / (E'_c S_{x_\epsilon}^*)$$

Anche in questo caso le (30) non possono essere utilizzate in forma diretta, in quanto le grandezze a primo e secondo membro dipendono sia da x_δ che da x_ϵ , che risultano entrambe incognite. Dal diagramma c) di Fig.3 si ricava però immediatamente:

$$x_\delta = x_\epsilon (1 + k_\delta) \quad (31)$$

ove si è posto:

$$k_\delta = -\epsilon_{sh} / \epsilon_c \quad (32)$$

e risulta quindi possibile istituire un ciclo iterativo consistente nel prefissare un valore di tentativo per k_δ , ricavare dalla (31) x_δ in funzione di x_ϵ , risolvere le (30) e quindi dalla (32) ottenere il nuovo valore di k_δ da confrontare con quello assunto a priori. Quando valgono le limitazioni (23), la situazione che più frequentemente si presenta è illustrata nei diagrammi c) e d) di Fig.4.

Da tali diagrammi appare evidente che l'andamento delle tensioni nel conglomerato risulta definito dall'unica retta (m') estesa al tratto $0 < z < x_1$ e ciò fintantochè risulta soddisfatta la disequaglianza:

$$x_1 / x_\epsilon < 1 + ((-f_{ct}) (k_\phi + 1) - E'_c \epsilon_{sh}) / E'_c \epsilon_c \quad (33)$$

il che avviene assai spesso nella pratica. In questo caso non si ha un diagramma bilineare poichè nessuna fibra inizialmente allungata e fessurata può nel tempo divenire sede di tensioni di compressione in quanto il diagramma delle deformazioni tensionali $\epsilon_c(z) - \epsilon_{sh}$ presenta sempre allungamenti in corrispondenza delle fibre inizialmente fessurate. Nondimeno, se la disequaglianza (33) risulta soddisfatta, in tutte le fibre inizialmente tese non viene superata nel tempo la tensione $(-f_{ct})$, cosicchè la sezione reagente si mantiene costante nel tempo ed il diagramma tensionale nel conglomerato rimane rettilineo. Per quanto ora detto, le (25) valgono ancora, mentre le (26) divengono semplicemente:

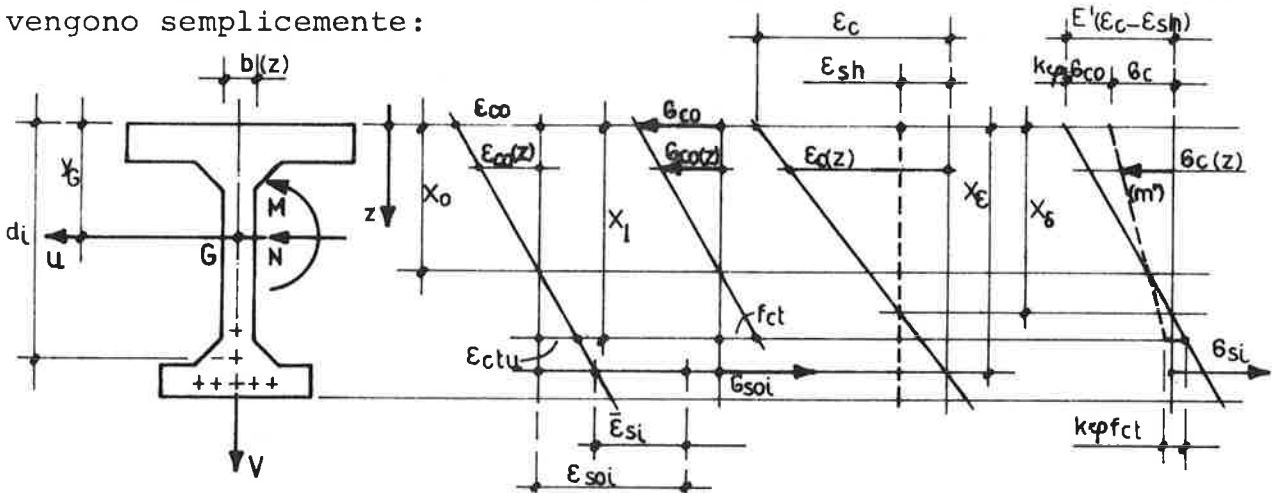


Fig.4 - Sezione parzialmente precompressa, $t > t_0$, $x_\delta < x_1$

$$\sigma_c(z) = E'_c \epsilon_c (x_e - z) / x_e - k_\phi \sigma_{co} (x_0 - z) / x_0 - E'_c \epsilon_{sh} \quad 0 \leq z < x_1 \quad (34)$$

$$\sigma_{si} = E_s (\epsilon_c (x_e - d_i) / x_e + \bar{\epsilon}_{si})$$

Dalle equazioni di equilibrio si ricava allora:

$$E'_c (\epsilon_c / x_e) S_{x_e}^{*1} = N + N_p + N_\phi + N_{sh}^1 = N^* \quad (35)$$

$$E'_c (\epsilon_c / x_e) J_{u, x_e}^{*1} = M + M_p + M_\phi + M_{sh}^1 = M^*$$

ove il momento statico $S_{x_e}^{*1}$ e quello centrifugo J_{u, x_e}^{*1} sono riferiti alla sezione omogeneizzata formata dal conglomerato per cui si ha $0 \leq z < x_1$ e dalle armature metalliche; N_ϕ ed M_ϕ sono ancora forniti dalle (28), mentre le azioni statiche equivalenti al ritiro hanno espressione:

$$N_{sh}^1 = E'_c \int_0^{x_1} \epsilon_{sh} b(z) dz \quad (36)$$

$$M_{sh}^1 = E'_c \int_0^{x_1} \epsilon_{sh} b(z) (y_G - z) dz$$

Dalle (35) si ricava quindi:

$$J_{u, x_e}^{*1} / S_{x_e}^{*1} = M^* / N^* = e_1 \quad (37)$$

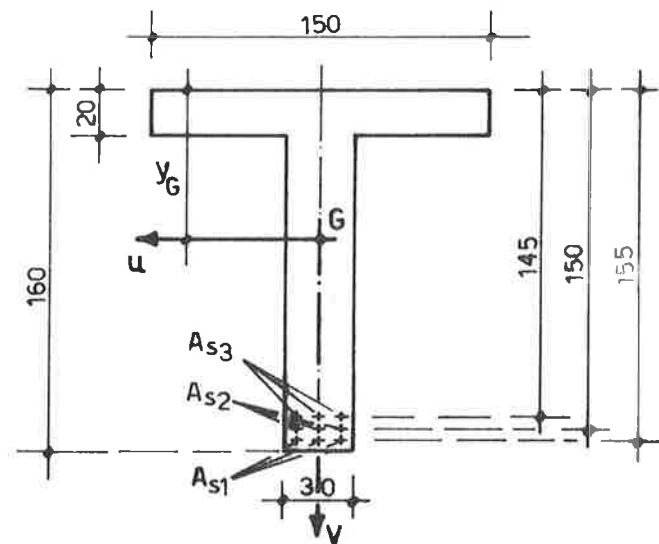
$$\epsilon_c / x_e = N^* / (E'_c S_{x_e}^{*1})$$

La risoluzione delle (37) risulta agevole e non richiede processi iterativi. Infatti, essendo noto a priori x_1 , risultano preliminarmente calcolabili N_{sh}^I ed M_{sh}^I , cosicchè l'unica incognita della prima delle (37) è rappresentata da x_2 . Risolta tale equazione si ricava ϵ_c dalla seconda delle (37) e quindi, mediante le (34) si ottiene lo stato di tensione della sezione.

Quanto ora detto è valido anche qualora non si tenga conto della resistenza a trazione del conglomerato. In tal caso la risoluzione del problema risulta semplificata, non dovendosi procedere per via iterativa nella determinazione dello stato di tensione iniziale. Inoltre, non è necessario distinguere i due casi relativi alle disequaglianze (22) e (23), poichè il diagramma delle tensioni nel conglomerato al tempo t risulta sempre bilineare. Nondimeno, come verrà mostrato negli esempi che seguono, il considerare o meno la resistenza a trazione del conglomerato dà luogo a variazioni modeste già all'istante iniziale e tali variazioni tendono a divenire del tutto trascurabili al progredire del tempo. Per questo motivo, qualora si vogliano semplificare le calcolazioni, senza apportare cambiamenti apprezzabili sul valore dei risultati, può adottarsi l'ipotesi di resistenza a trazione nulla per il conglomerato.

3. ESEMPI NUMERICI

Le relazioni precedenti sono state utilizzate per calcolare lo stato tensionale a lungo termine della sezione di Fig.5, per la quale si sono assunti i seguenti valori numerici:



$$A_{si} = 139 \text{ mm}^2, \quad \Sigma A_{si} = 1251 \text{ mm}^2$$

$$E_s = 206,01 \text{ GPa}$$

$$\epsilon_{si} = -5,238 \times 10^{-3}$$

$$E_{co} = 29,43 \text{ GPa}$$

$$\epsilon_{ctu} = -0,1 \times 10^{-3}, \quad f_{ct} = -2,94 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{sh} = 20 \times 10^{-5}$$

$$\phi = 3,0, \quad \chi = 0,8$$

Fig.5 - Sezione di calcolo

$$N=0, \quad M=2109,15 \text{ MNmm}$$

La sezione è stata studiata nelle due ipotesi di resistenza a trazione nulla e di resistenza a trazione del conglomerato pari a $-2,94 \text{ MPa}$. In entrambi i casi sono state calcolate le tensioni iniziali e finali sia in assenza che in presenza della deformazione di ritiro. I risultati sono riportati nelle Tabelle 1 e 2. Successivamente la sezione è stata trattata come integralmente precompressa, in presenza di un momento $M= 1569,60 \text{ MNmm}$, per il quale non si ha fessurazione iniziale. I risultati sono riassunti nella Tabella 3.

Precompressione parziale, resistenza a trazione nulla

Tempo t_0	Tempo $t > t_0$, $\epsilon_{sh} = 0$	Tempo $t > t_0$, $\epsilon_{sh} = 20 \times 10^{-5}$
$\sigma_{co} = 6,33$ MPa	$\sigma_c = 4,79$ MPa	$\sigma_c = 5,00$ MPa
$\epsilon_{co} = 0,215 \times 10^{-3}$	$\epsilon_c = 0,683 \times 10^{-3}$	$\epsilon_c = 0,906 \times 10^{-3}$
$x_0 = 393,5$ mm	$x_\epsilon = 682,2$ mm	$x_\epsilon = 807,5$ mm
$x_1 = 393,5$ mm	$x_\sigma = 682,2$ mm	$x_\sigma = 629,3$ mm
$\sigma_{sol} = -1209,18$ MPa	$\sigma_{s1} = -1255,29$ MPa	$\sigma_{s1} = -1250,77$ MPa
$\sigma_{so2} = -1203,59$ MPa	$\sigma_{s2} = -1245,08$ MPa	$\sigma_{s2} = -1239,20$ MPa
$\sigma_{so3} = -1198,00$ MPa	$\sigma_{s3} = -1234,87$ MPa	$\sigma_{s3} = -1227,63$ MPa

Tab.1

Precompressione parziale, resistenza a trazione $f_{ct} = -2,94$ MPa

Tempo t_0	Tempo $t > t_0$, $\epsilon_{sh} = 0$	Tempo $t > t_0$, $\epsilon_{sh} = 20 \times 10^{-5}$
$\sigma_{co} = 6,24$ MPa	$\sigma_c = 4,83$ MPa	$\sigma_c = 5,01$ MPa
$\epsilon_{co} = 0,212 \times 10^{-3}$	$\epsilon_c = 0,685 \times 10^{-3}$	$\epsilon_c = 0,906 \times 10^{-3}$
$x_0 = 441,0$ mm	$x_\epsilon = 683,0$ mm	$x_\epsilon = 807,6$ mm
$x_1 = 648,3$ mm	$x_\sigma = 683,0$ mm	$x_\sigma = 648,3$ mm
$\sigma_{sol} = -1188,87$ MPa	$\sigma_{s1} = -1258,23$ MPa	$\sigma_{s1} = -1250,48$ MPa
$\sigma_{so2} = -1183,97$ MPa	$\sigma_{s2} = -1247,83$ MPa	$\sigma_{s2} = -1239,00$ MPa
$\sigma_{so3} = -1179,07$ MPa	$\sigma_{s3} = -1237,43$ MPa	$\sigma_{s3} = -1227,52$ MPa

Tab.2

Precompressione integrale

Tempo t_0	Tempo $t > t_0$, $\epsilon_{sh} = 0$	Tempo $t > t_0$, $\epsilon_{sh} = 20 \times 10^{-5}$
$\sigma_{co} = 2,84$ MPa	$\sigma_c = 2,85$ MPa	$\sigma_c = 2,92$ MPa
$\epsilon_{co} = 0,097 \times 10^{-3}$	$\epsilon_c = 0,388 \times 10^{-3}$	$\epsilon_c = 0,595 \times 10^{-3}$
$x_0 = 1653,9$ mm	$x_\epsilon = 1635,3$ mm	$x_\epsilon = 2262,7$ mm
$x_\sigma = 1653,9$ mm	$x_\sigma = 1632,5$ mm	$x_\sigma = 1478,6$ mm
$\sigma_{sol} = -1077,82$ MPa	$\sigma_{s1} = -1074,88$ MPa	$\sigma_{s1} = -1040,45$ MPa
$\sigma_{so2} = -1077,24$ MPa	$\sigma_{s2} = -1072,43$ MPa	$\sigma_{s2} = -1037,70$ MPa
$\sigma_{so3} = -1076,66$ MPa	$\sigma_{s3} = -1069,98$ MPa	$\sigma_{s3} = -1034,95$ MPa

Tab.3

Nella sezione integralmente precompressa lo stato di tensione nelle armature, in assenza di ritiro, subisce nel tempo un decremento modestissimo, poichè tutte le armature sono inizialmente assoggettate ad uno stato di trazione per effetto della azione di natura statica che ne diminuisce fino quasi ad annullarla nel tempo la riduzione della tensione di precompressione prodotta dal rilassamento del conglomerato. In presenza di ritiro, la riduzione della tensione nelle armature è ovviamente più marcata e ciò comporta la nascita di modesti stati di trazione nel conglomerato al lembo inferiore della sezione. Le tensioni nel conglomerato subiscono variazioni trascurabili, a testimonianza della ridottissima ridistribuzione tensionale esistente tra i due materiali.

Nelle sezioni parzialmente precomprese, già nella situazione iniziale la tensione nelle armature supera quella di tesatura e ciò in misura maggiore qualora si trascuri la resistenza a trazione del conglomerato. Nel tempo si ha un aumento dello stato tensionale nelle armature in quanto diviene più determinante l'aumento tensionale per viscosità prodotto dalla azione statica rispetto al decremento associato alla azione geometrica. Anche qui il ritiro genera una riduzione di tensione nelle armature, ma in misura minore di quanto avviene nelle sezioni integralmente precomprese. Molto più sensibile risulta la riduzione di tensione nel conglomerato, il che mostra una più vivace ridistribuzione tensionale tra i materiali. Si osservi infine, come la differenza tra i risultati che si ottengono considerando o meno la resistenza a trazione del conglomerato, siano del tutto trascurabili dal punto di vista pratico.

4. BIBLIOGRAFIA

- (I) MIGLIACCI, A., Applicazioni dei principi di viscosità, Quaderno N.2 del Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in C.A. Tamburini, Milano, 1971;
- (II) FRANCIOSI, V., Introduzione alla cosiddetta viscosità, Studi e Rendiconti del Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in C.A., Tamburini, Milano, 1962.
- (III) AROUTIOUNIAN, N.Kh., Applications de la theorie du fluage, Eyrolles, Paris, 1957.
- (IV) CEB, Manuel de Calcul "Structural Effects of Time-dependent Behaviour of Concrete", Bulletin d'Information N.136, 1980.
- (V) RÜSCH, H., JUNGWIRTH, D., Stahlbeton, Spannbeton, Band 2, Werner Verlag, Düsseldorf, 1976.
- (VI) DISCHINGER, F., Elastische und Plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken, Der Bauingenieur, H.20, 1939.
- (VII) LEVI, F., PIZZETTI, G., Fluage, Plasticité, Precontrainte, Dunod, Paris, 1950.
- (VIII) MOLA, F., Metodo Generale e Metodo Approssimato per la risoluzione di strutture non omogenee a comportamento elasto-viscoso lineare, Studi e Ricerche, Vol.I, Italcementi, Bergamo, 1979.

- (IX) MOLA,F., Il Metodo delle funzioni di rilassamento ridotte nella risoluzione di strutture elasto-viscose non omogenee a modulo elastico variabile nel tempo, Studi e Ricerche, Vol.3, Italcementi,Bergamo,1981.
- (X) MOLA,F., Applicazioni del Metodo delle funzioni di rilassamento ridotte all'analisi di strutture viscoelastiche non omogenee, Studi e Ricerche, Vol.4, Italcementi, Bergamo,1982.
- (XI) GATTESCO,N.,MOLA,F., Effetti della viscosità nelle sezioni fessurate in cemento armato, Atti dell'Istituto di Meccanica Teorica ed Applicata, Università di Udine,IMTAO21,Novembre 1983.
- (XII) TROST,H., Auswirkungen des Superpositionprinzips auf Kriech und Relaxation Probleme bei Beton und Spannbeton,Beton und Stahlbetonbau,H.10,1967.
- (XIII) BAZANT,Z.P., Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method,ACI Journal, N.4,1972.
- (XIV) MOLA,F.,Metodi di Analisi di Strutture in C.A. e C.A.P. a comportamento elasto-viscoso lineare, Studi e Ricerche, Vol.3, Italcementi, Bergamo,1981.
- (XV) NEVILLE,A.M.,DILGER,W.,Creep of Concrete, Plain,Reinforced, Prestressed, North Holland, Amsterdam, 1970.
- (XVI) CEB, Manuel de Calcul "Structural Effects of Time-dependent Behaviour of Concrete,", Bulletin d'Information N.142,142bis, 1984.
- (XVII) FAVRE,R.,KOPRNA,M.,RADOJICIC,A.,Effets Différés,Fissuration et Deformations des Structures en Beton,Editions Georgi, St. Saphorin,Suisse, 1980.

UN PROCEDIMENTO DIRETTO PER IL DIMENSIONAMENTO
A FLESSIONE DELLA SEZIONE IN C.A.P.

Fortunato MOTTA

Professore associato di Tecnica delle Costruzioni
Istituto di Scienza delle Costruzioni
Università di Catania

SOMMARIO

Viene presentato un procedimento diretto per l'esatta individuazione, nelle membrature inflesse in c.a.p., della forma della sezione e della forza di presollecitazione, avendo imposto le tensioni di lavoro ai lembi della sezione ed avendo preselezionato due parametri geometrici della sezione.

SUMMARY

A direct method for the exact design of prestressed flexural members is presented. The procedure permits the determination, without iteration, of the magnitude and location of the prestress force and the cross-sectional dimensions required to satisfy exactly any pre-selected stress constraint, having assumed only two cross-sectional parameters.

1. INTRODUZIONE

Lo studio delle membrature inflesse in c.a.p., (I), (II), (III), si può svolgere sia con procedura iterativa, con cui la soluzione finale viene selezionata dal progettista tra quelle che meglio soddisfano le prescritte specifiche prestazionali, nonché il rispetto delle condizioni di sicurezza, di economicità, etc., che di tipo diretto, con cui, nell'ambito di certe classi di sezioni trasversali, si perviene alla soluzione del problema, previa l'iniziale scelta di un certo numero di parametri.

Il presente lavoro riguarda il proporzionamento diretto a flessione retta della sezione trasversale di una membratura in c.a.p., assunta a doppio T dissimmetrica, e cioè la determinazione dei parametri geometrici che ne descrivono la sezione e di quelli meccanici che ne individuano lo sforzo di presollecitazione, in intensità ed eccentricità

tà, a partire da prefissate condizioni sulle tensioni normali di lavoro ai lembi della sezione, al disarmo e in esercizio, e dall'assegnato valore del momento flettente dovuto ai carichi di esercizio. Il problema così posto risulta essere definito da otto parametri, mentre le condizioni utili risultano soltanto sei e cioè le quattro verifiche di resistenza, al tiro e in esercizio, e due condizioni di compatibilità, che sortiscono dalla sovrapposizione del diagramma che esprime la storia di carico della sezione sui domini di resistenza della medesima, per cui, per individuare completamente la detta sezione, occorre ulteriormente assegnare, questa volta ad arbitrio, ancora due parametri, da scegliere tra quelli geometrici.

In particolare vengono presentate, in forma esplicita, sia le relazioni intercorrenti tra i parametri in gioco, che la strategia da seguire per la soluzione, che risulta facilmente codificabile anche su microcomputers.

Sono infine riportate alcune applicazioni numeriche per meglio illustrare la semplicità del metodo proposto.

2. RELAZIONI FONDAMENTALI PER IL PROGETTO DIRETTO

2.1. Premessa

Nelle pratiche applicazioni del c.a.p. le sezioni trasversali più ricorrenti sono ascrivibili ai due tipi indicati in Fig.1 e, in conseguenza, esse risultano completamente individuate dagli otto parametri

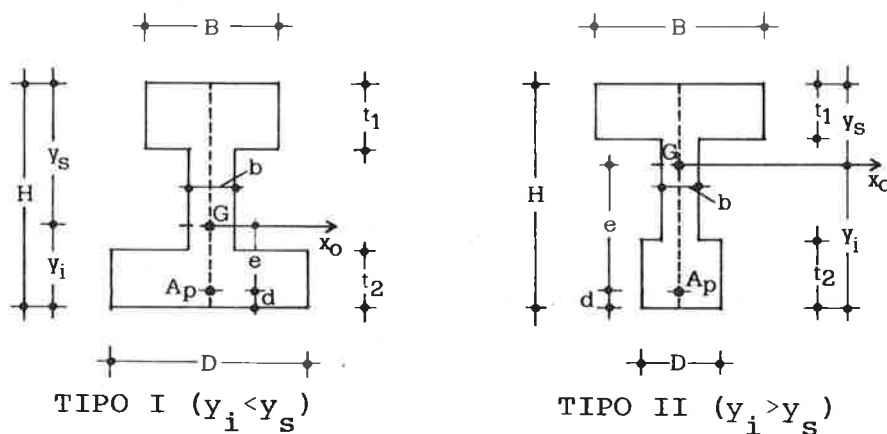


Fig.1. Nomenclatura della sezione trasversale.

$N, e, H, B, D, b, t_1, t_2$, essendo i simboli spiegati in Appendice i. Detti parametri non sono del tutto indipendenti, dovendo essi contemporaneamente soddisfare le quattro disequazioni, (II),

$$\sigma_{os} \geq \gamma R_{bk} ; \sigma_{oi} \leq \delta R_{bk} ; \sigma_s \leq \epsilon R_{bk} ; \sigma_i \geq \eta R_{bk} \quad (1)$$

che esprimono le verifiche di resistenza al tiro e in esercizio e le due altre condizioni che verranno più avanti specificate.

Le condizioni di sicurezza nella sezione possono essere poste meglio in evidenza tracciando per esse, nel piano M,N delle caratteristiche della sollecitazione, i due domini di resistenza, sulla base delle tensioni di lavoro prefissate rispettivamente per la fase di tiro e per quella di esercizio. Nella Fig.2 sono qualitativamente riportati tali

domini per i due tipi di sezione considerati. Essi risultano, com'è ovvio, delimitati da segmenti rettilinei, che intersecano gli assi nei punti A, B, C, D, (tiro), e nei punti A', B', C', D', (esercizio). Le coordinate dei predetti punti sono specificate in Appendice ii.

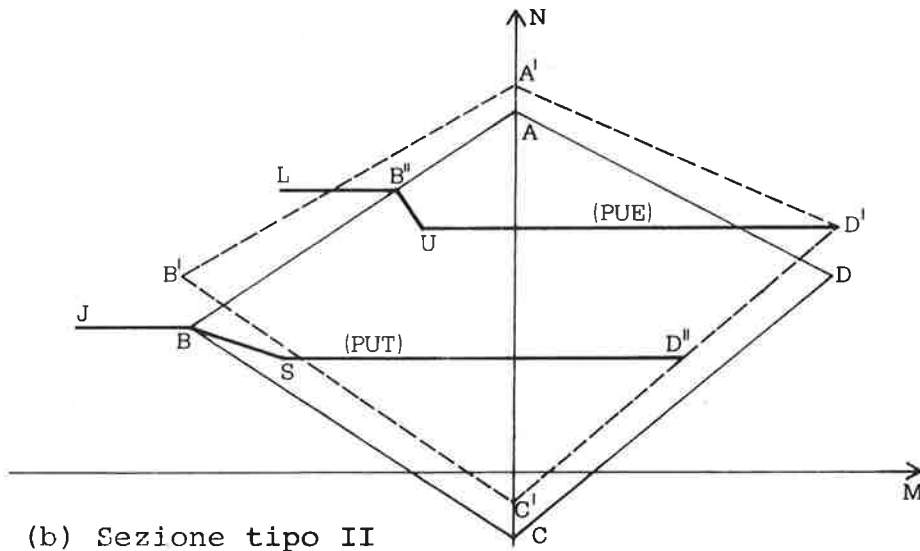
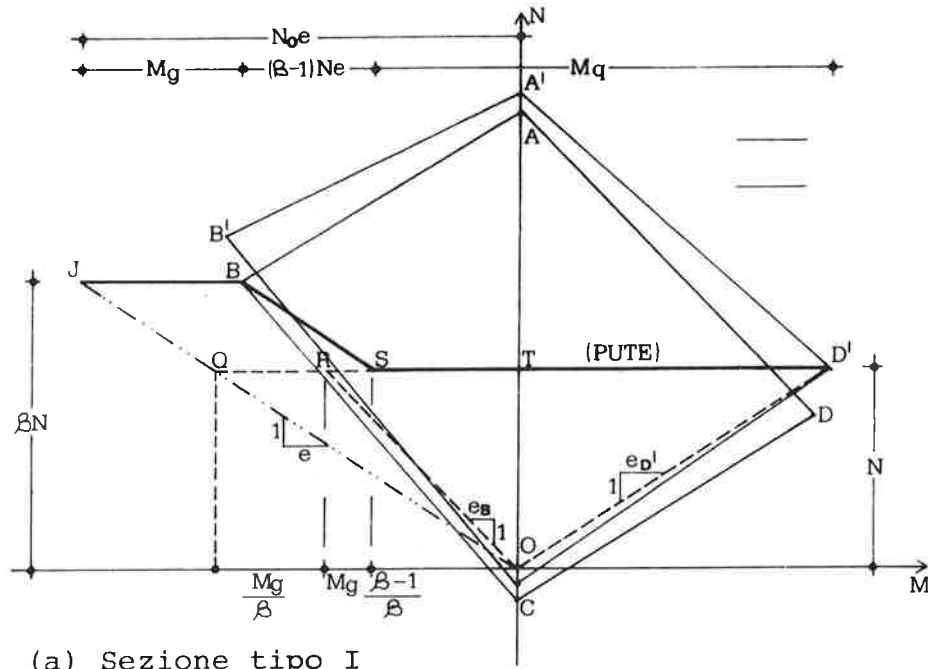


Fig.2. Domini di resistenza e vie di carico.

In ciascuno dei domini considerati è immediato riconoscere che i punti B (oppure B') al tiro e D (oppure D') in esercizio, sono associati a distribuzioni di tensioni che comportano il contemporaneo esatto raggiungimento di entrambe le tensioni di lavoro prefissate come ammissibili, a trazione ed a compressione, nei lembi estremi della sezione, Fig.3.

Sovrapponendo, nello stesso piano M, N, ai domini di resistenza, la completa via di carico della sezione, si possono stabilire, (IV), alcune utili relazioni per il relativo progetto diretto.

La generica via di carico può essere rappresentata con la spezzata che collega i punti del tipo J, B, S, D', (Fig.2-a), le cui cordina

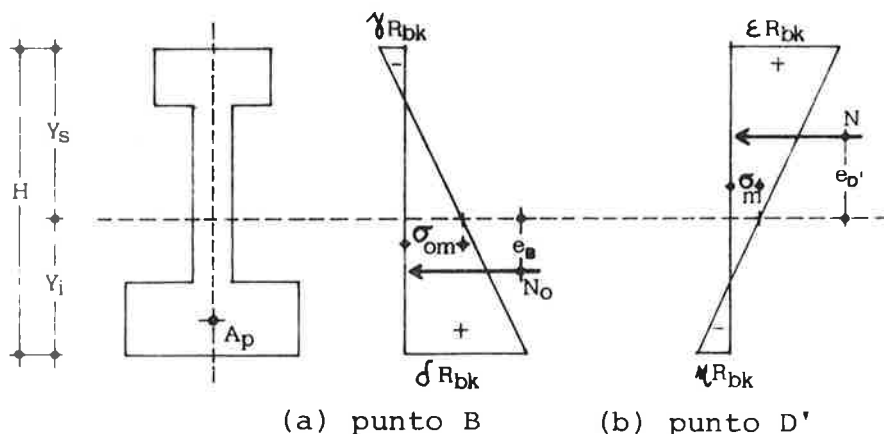


Fig.3. Distribuzione delle tensioni per i punti B e D'

te si riferiscono alle seguenti fasi di lavoro della sezione.
 $J(-N_o e, N_o)$: quando è agente solo la precompressione;

B $[(-N_o e + M_g), N_o]$: in fase di autodisarmo;

S $[(-N e + M_g), N]$: a cadute di tensione esaurita;

D' $[(-N e + M_g + M_q), N]$: in esercizio.

E' opportuno osservare che :

i. se i punti tipo B, S, D' appartengono ai competenti domini di resistenza, la sicurezza è sempre garantita;

ii. se i punti B e D' coincidono, come in Fig.2-a, con i vertici dei competenti domini, allora la sezione risulterà pienamente utilizzata al tiro e in esercizio, (PUTE), nel senso che in ciascuna di dette fasi, le tensioni ai lembi estremi della sezione coincidono esattamente con quelle prefissate come ammissibili;

iii. se la via di carico è del tipo JBSD", (cfr.Fig.2-b), allora la sezione sarà pienamente utilizzata al tiro, (PUT), ma non in esercizio, in quanto il punto D" esprime una distribuzione di tensioni in cui, al lembo più compresso, la tensione attuale è minore, in valore assoluto, di quella prefissata come ammissibile;

iv. se la via di carico è del tipo L B" U D', (cfr.Fig.2-b), allora la sezione sarà pienamente utilizzata in esercizio, (PUE), ma non al tiro; e infine

v. se la sezione è di tipo II allora essa non potrà mai essere PUTE ma solo PUT oppure PUE.

2.2. Sezione pienamente utilizzata al tiro e in esercizio.

Lo stato di sollecitazione individuato dal punto B, considerato appartenente sia alla via di carico che al dominio di resistenza, (cfr. Figg.2-a e 3-a), si può mettere nella forma

$$N_o = \left[\gamma + \frac{Y_s}{H} (\delta - \gamma) \right] A R_{bk} \quad (2)$$

$$M_B = W_S \frac{Y_S}{H} (\delta - \gamma) R_{bk} \quad (3)$$

e quindi risulterà

$$e_B = k_i u_i = \frac{\lambda \mu (\delta - \gamma)}{(1 + \lambda) (\delta + \lambda \gamma)} H \quad (4)$$

essendo

$$\lambda = \frac{Y_i}{Y_S} = \frac{k_i}{k_S} ; \quad k_i = \frac{W_S}{A} = \frac{\lambda \mu H}{1 + \lambda} ; \quad k_S = \frac{W_i}{A} = \frac{\mu H}{1 + \lambda} \quad (5)$$

ed avendo posto

$$\mu = \frac{k_i + k_S}{H} \quad (6)$$

Il parametro μ misura l'ampiezza specifica del nocciolo centrale d'inerzia della sezione e quindi, indirettamente, l'efficienza geometrica della sezione, quando essa è sottoposta a flessione.

Analogamente per il punto D' si avrà

$$N = \left[\eta + \frac{Y_i}{H} (\epsilon - \eta) \right] A R_{bk} \quad (7)$$

$$M_{D'} = W_i \frac{Y_i}{H} (\epsilon - \eta) R_{bk} \quad (8)$$

$$e_{D'} = k_S u_S = \frac{\lambda \mu (\epsilon - \eta)}{(1 + \lambda) (\eta + \lambda \epsilon)} H \quad (9)$$

Moltiplicando per β il secondo membro della (7) ed eguagliandone il risultato al secondo membro della (2) si ottiene la relazione

$$\lambda = \frac{\delta - \beta \eta}{\beta \epsilon - \gamma} \quad (10)$$

che impone una ulteriore condizione, necessaria ma sufficiente, sulle misure Y_i , Y_S .

Ancora con riferimento alla Fig.2-a, attraverso semplici considerazioni, si può stabilire l'uguaglianza

$$M_q = N (e_B + e_{D'}) - \frac{\beta - 1}{\beta} M_g \quad (11)$$

da cui si può esplicitare N nella forma seguente

$$N = \frac{(1 + \lambda) (\delta + \lambda \gamma)}{\lambda \mu [\delta - \gamma + \beta (\epsilon - \eta)]} \left(1 + \frac{\beta - 1}{\beta} \frac{M_g}{M_q} \right) \frac{M_q}{H} \quad (12)$$

L'area della sezione trasversale e l'eccentricità della forza di pre sollecitazione si possono calcolare tramite le relazioni

$$A = \frac{\beta(1+\lambda)}{\delta + \lambda\gamma} \frac{N}{R_{bk}} \quad (13)$$

$$e = \frac{\lambda\mu(\delta-\gamma)}{(1+\lambda)(\delta+\lambda\gamma)} H + \frac{1+\lambda}{\delta+\lambda\gamma} \frac{M_g}{AR_{bk}} \quad (14)$$

controllando quindi che, per ragioni costruttive, cfr.Fig.1, risulti pure verificata la disequaglianza

$$e \leq y_i - d \quad (15)$$

2.3. Sezioni non utilizzate pienamente al tiro o in esercizio.

Affinchè possano ottenersi sezioni PUTE è necessario che il parametro λ' , inteso come il rapporto tra le misure y_i/y_s , risulti pari al valore che fornisce la (10), per $\beta \geq 1$, quando siano già state fissate le misure di resistenza, $(\gamma, \delta, \epsilon, \eta)$, e si vogliano soddisfare come uguaglianza le relazioni (1).

Tale evenienza tuttavia copre una fascia molto limitata nello spettro dei casi della pratica, per cui, di norma, si potranno soltanto progettare sezioni che risultino del tipo PUE, od anche PUT, tutte associate a valori di λ' diversi da quello fornito dalla (10).

In particolare nel caso delle sezioni PUE, per ciascun prefissato valore di $\delta' < \delta$, la necessaria condizione $N_0 = \beta N$ si traduce nella seguente relazione che fornisce λ' e cioè

$$\lambda'(\delta') = \frac{\delta' - \beta\eta}{\beta\epsilon - \gamma} \quad (16)$$

mentre per le sezioni PUT, fissato $\epsilon' < \epsilon$, si avrà

$$\lambda'(\epsilon') = \frac{\delta - \beta\eta}{\beta\epsilon' - \gamma} \quad (17)$$

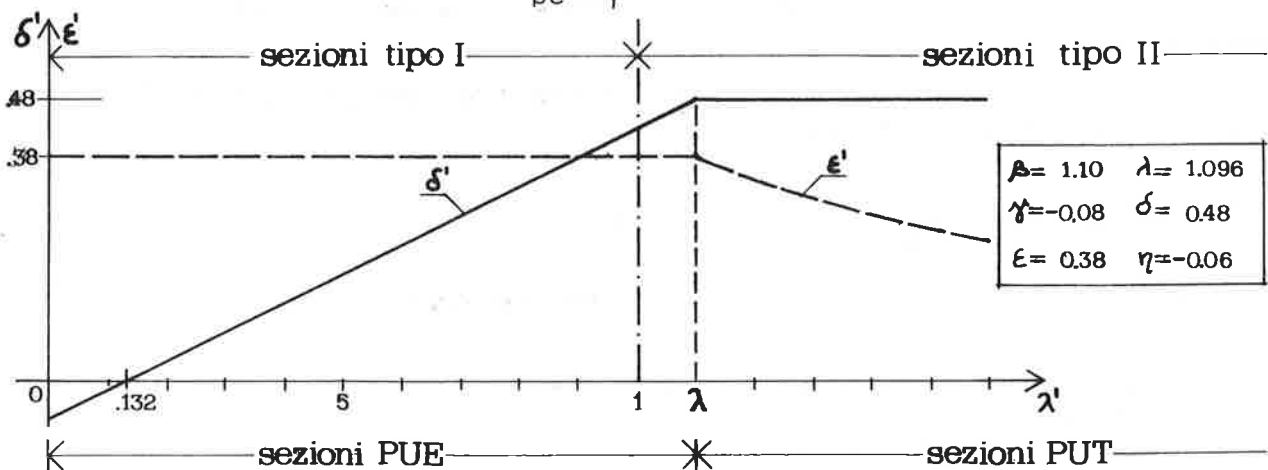


Fig.4. Domini di λ'

Nella Fig.4 sono illustrati i domini di λ' per i vari tipi di sezione considerati.

2.4. Travi isostatiche

Lo studio delle travi isostatiche soggette a carichi uniformi, al tiro e in esercizio, risulta facilitato quando si può anche porre $g = \zeta A$, poichè, in questo caso, le relazioni (12) e (14) diventano indipendenti da g , e precisamente

$$N = \frac{(1+\lambda)(\delta+\lambda\gamma)}{\lambda\mu[\delta-\gamma+\beta(\epsilon-\eta)] - \alpha(\beta-1)(1+\lambda)^2} \frac{M}{g} \quad (18)$$

$$e = \frac{\mu\lambda(\delta-\gamma) + \alpha(1+\lambda)^2}{(1+\lambda)(\delta+\lambda\gamma)} H \quad (19)$$

essendo

$$\alpha = \frac{\zeta M}{qHR_{bk}} \quad (20)$$

Infine, ponendo $v=d/H$, la condizione (15) si può mettere nella forma

$$\mu \leq \bar{\mu} \quad (21)$$

essendo

$$\bar{\mu} = \frac{1}{\lambda(\delta-\lambda)} [(\delta+\lambda\gamma)(\lambda-v-\lambda v) - \alpha(1+\lambda)^2] \quad (22)$$

In Fig.5 sono riportati i legami $\bar{\mu}-\lambda$ per diversi valori di α .

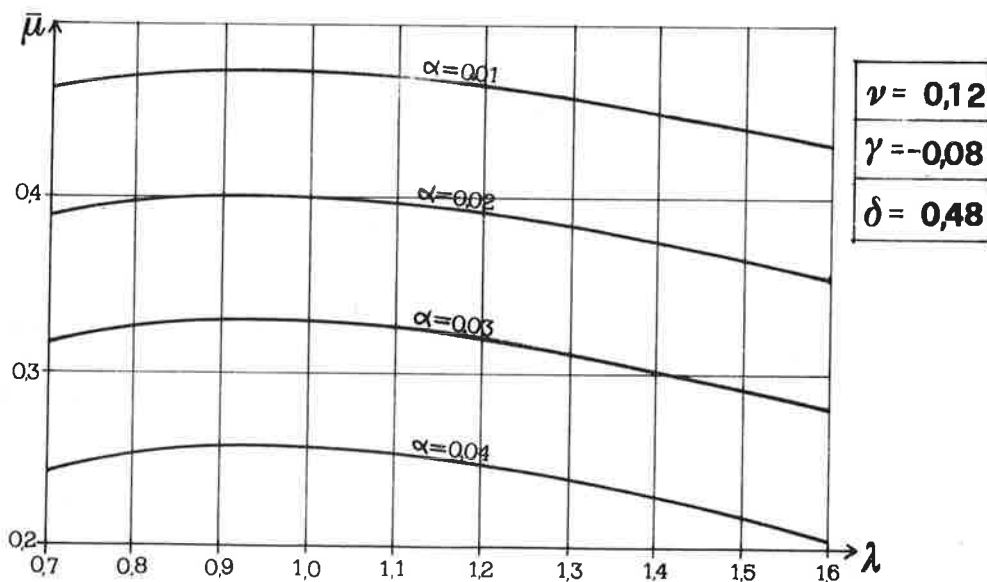


Fig.5. Legami $\bar{\mu}-\lambda$.

3. GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Introducendo le misure adimensionali

$$\tau = t_1/H ; \quad \phi = D/B ; \quad \chi = b/B ; \quad \psi = t_2/H \quad (23)$$

scritte in termini dei sei parametri che definiscono la sezione a \mathbb{E} , è possibile esprimere le proprietà λ, μ della sezione nel modo seguente

$$\frac{\chi + \tau(2-\tau)(1-\chi) + \psi^2(\phi-\chi)}{\chi + \tau^2(1-\chi) + \psi(2-\psi)(\phi-\chi)} = \lambda \quad (24)$$

$$\mu = \frac{\rho}{\lambda} (1 + \lambda)^2 \quad (25)$$

essendo

$$\rho = \frac{J_{xO}}{AH^2} = \frac{1 - (1-\chi)(1-\tau)^3 + (\phi-\chi)\psi^3}{3[1 - (1-\chi)(1-\tau) + \psi(\phi-\chi)]} - \left(\frac{\lambda}{1+\lambda} \right)^2 \quad (26)$$

Dalle (25) e (26) si trae pure la relazione

$$\frac{1 - (1-\chi)(1-\tau)^3 + (\phi-\chi)\psi^3}{3[1 - (1-\chi)(1-\tau) + \psi(\phi-\chi)]} = \frac{\lambda\mu + \lambda^2}{(1+\lambda)^2} \quad (27)$$

Per l'area della sezione si ottiene invece l'espressione

$$A = BH [\chi + (1-\chi)\tau + \psi(\phi-\chi)] \quad (28)$$

4. STRATEGIA DELLA SOLUZIONE

Sulla scorta delle relazioni in precedenza sviluppate è possibile per venire agevolmente al progetto diretto della sezione in c.a.p.

Ad esempio la procedura da seguire per la determinazione della sezione trasversale di una trave isostatica, con le condizioni indicate al punto 2.4. e quando si considerano già assegnati i parametri $q, M, \beta, \zeta, R_{bk}$, si può articolare nei punti seguenti :

- i. si fissa ad arbitrio l'altezza H della trave;
- ii. si sceglie il tipo di sezione più opportuno al caso in esame e si fissano in conseguenza le volute misure di lavoro per le tensioni normali ai lembi estremi della sezione, nelle fasi di tiro e di esercizio. In particolare assumendo ad es. per $\gamma, \delta, \epsilon, \eta$ le misure ammissibili stabilite dalle "Norme tecniche...", (V), si avranno le possibilità indicate nello specchio seguente.

Introducendo rispettivamente nelle (10), (16) e (17), i valori di γ, η prescelti, si calcola il corrispondente valore di λ' , che dovrà essere impiegato in luogo di λ in tutte le relazioni in cui esso è richiamato;

TIPO DI SEZIONE	MISURE DELLE TENSIONI NORMALI	CONDIZIONI	
PUTE	$\gamma \quad \delta \quad \epsilon \quad \eta$		$\lambda' = \lambda$
PUE	$\gamma \quad \delta' \quad \epsilon \quad \eta$	$\delta' < \delta$	$\lambda' < \lambda$
PUT	$\gamma \quad \delta \quad \epsilon' \quad \eta$	$\epsilon' < \epsilon$	$\lambda' > \lambda$

iii. si fissa v in base alle esigenze costruttive e, nell'intento di selezionare la sezione avente il più elevato grado di efficienza, si impone la condizione $\mu = \bar{\mu}$, avendo calcolato $\bar{\mu}$ tramite la (22);

iv. si calcolano α dalla (20), N dalla (18), e dalla (19) ed A dalla (13);

v. si fissano ad arbitrio due parametri scelti a piacere tra τ, ϕ, χ, ψ e si calcolano i restanti due risolvendo il sistema di equazioni algebriche costituito dalle relazioni (24) e (27), in cui risultano già noti i termini posti al secondo membro. In particolare si avranno, per queste scelte, le possibilità indicate in Tabella I. Le incognite X_1, X_2 , che di volta in volta assumono il significato riportato nella Tabella, si possono calcolare tramite le relazioni

$$X_1 = Y (Z_1 Z_2 - Z_3 Z_4) \quad ; \quad X_2 = Y (Z_2 Z_6 - Z_4 Z_5) \quad (29)$$

essendo

$$Y = 1 / (Z_1 Z_5 - Z_3 Z_6) . \quad (30)$$

Le espressioni dei coefficienti Z_i ($i=1,6$), relativi ai primi quattro casi esposti in Tab.I, sono riportate in Appendice iii.

E' appena il caso di rilevare che le (29), nei casi 2÷6 della predetta Tabella I, esprimono soltanto una formale rappresentazione della soluzione del sistema di equazioni non lineari cui si riferiscono, essendo in questi casi i coefficienti Z_i, Y dipendenti da X_1, X_2 ;

vi. si calcolano, a conclusione del procedimento, B dalla (28) ed inoltre D, b, t_1, t_2 dalle (23).

5. ESEMPI NUMERICI

Allo scopo di illustrare la procedura prima indicata, sono stati svolti tre gruppi di esempi numerici, tutti relativi alla stessa trave, che è stata considerata isostatica e soggetta, al tiro, al solo peso proprio.

Assunti come dati di partenza i seguenti parametri:

$$q = 1,6 \text{ kN/cm.}; \quad M_q = 450.000 \text{ kN cm.}; \quad \beta = 1,30 ;$$

$$\zeta = 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ kN/cm}^3 ; \quad R_{bk} = 5,0 \text{ kN/cm}^2 ;$$

sono stati fissati ad arbitrio i due seguenti parametri geometrici

$$H = 150 \text{ cm.}; \quad d = 12 \text{ cm.}$$

TABELLA I

Problema n.	Parametri da asse- gnare ad arbitrio	Incognite		Sistema di equazioni
		X_1	X_2	
1	τ, ψ	χ	ϕ	lineare
2	ϕ, χ	τ	ψ	non lineare
3	ϕ, ψ	τ	χ	non lineare
4	χ, ψ	ϕ	τ	non lineare
5	τ, ϕ	χ	ψ	non lineare
6	τ, χ	ϕ	ψ	non lineare

TABELLA II - SEZIONI PUTE ($\lambda' = \lambda$)

Pb.	1	2	3	4
τ	0.200	0.0887	0.1563	0.1071
ψ	0.160	0.1220	0.200	0.160
χ	0.2294	0.200	0.1978	0.200
ϕ	1.2035	0.850	0.900	0.8094
ε'	0.380	0.380	0.380	0.380
δ'	0.480	0.480	0.480	0.480
$\bar{\mu}$	0.534719642	0.534719642	0.534719642	0.534719642
N	4120.829	4120.829	4120.829	4120.829
e	61.940	61.940	61.940	61.940
A	5253.129	5253.129	5253.129	5253.129
B	64.930	99.994	75.534	91.399
D	78.143	84.995	67.981	73.979
b	14.894	19.999	14.938	18.280
t_1	30.000	13.304	23.453	16.062
t_2	24.000	18.294	30.000	24.000
y_1	73.940	73.940	73.940	73.940
y_2	76.060	76.060	76.060	76.060
I	15797195	15797195	15797195	15797195
g	0.131	0.131	0.131	0.131
M_s	36936.065	36936.065	36936.065	36936.065
σ_m	— 0.40	— 0.40	— 0.40	— 0.40
σ_{a1}	2.40	2.40	2.40	2.40
σ_2	1.90	1.90	1.90	1.90
σ_1	— 0.30	— 0.30	— 0.30	— 0.30

TABELLA III - SEZIONI PUE ($\lambda' = 0,80 < \lambda$)

Pb.	1	2	3	4
τ	<u>0.160</u>	0.1787	0.1970	0.1719
ψ	<u>0.160</u>	0.2001	<u>0.250</u>	<u>0.190</u>
χ	0.4095	<u>0.370</u>	0.3038	<u>0.380</u>
Φ	1.570	<u>1.430</u>	<u>1.300</u>	1.4518
ϵ'	0.380	<u>0.380</u>	0.380	0.380
δ'	0.381	0.381	0.381	0.381
$\bar{\mu}$	0.481646249	0.481646249	0.481646249	0.481646249
N	4403.324	4403.324	4403.324	4403.324
e	54.667	54.667	54.667	54.667
A	6496.708	6496.708	6496.708	6496.708
B	62.801	62.343	62.769	62.748
D	98.607	89.150	81.560	91.100
b	25.717	23.067	19.070	23.844
t_1	24.000	26.816	29.550	25.788
t_2	24.000	30.015	37.500	28.500
y_1	66.667	66.667	66.667	66.667
y_2	83.333	83.333	83.333	83.333
I	17383972	17383972	17383972	17383972
g	0.162	0.162	0.162	0.162
M_g	45679.977	45679.977	45679.977	45679.977
σ_{os}	— 0.4	— 0.4	— 0.4	— 0.4
σ_{oi}	1.91	1.91	1.91	1.91
σ_s	1.9	1.9	1.90	1.90
σ_i	— 0.3	— 0.3	— 0.30	— 0.3

TABELLA IV - SEZIONI PUT ($\lambda' = 1,30 > \lambda$)

Pb.	1	2	3	4
τ	<u>0.200</u>	0.2501	0.2767	0.1445
ψ	<u>0.160</u>	0.1987	<u>0.200</u>	<u>0.200</u>
χ	0.2064	<u>0.16</u>	0.1401	<u>0.190</u>
Φ	0.7174	<u>0.75</u>	<u>0.800</u>	0.5128
ϵ'	0.269	0.269	0.269	0.269
δ'	0.480	0.480	0.480	0.480
$\bar{\mu}$	0.508272321	0.508272321	0.508272321	0.508272321
N	4070.039	4070.039	4070.039	4070.039
e	72.783	72.783	72.783	72.783
A	6473.094	6473.094	6473.094	6473.094
B	96.560	88.554	84.617	116.144
D	69.275	66.416	67.694	59.552
b	19.934	14.168	11.855	22.067
t_1	30.000	37.515	41.500	21.668
t_2	24.000	29.805	30.000	30.000
y_1	84.783	84.783	84.783	84.783
y_2	65.217	65.217	65.217	65.217
I	18191922	18191922	18191922	18191922
g	0.162	0.162	0.162	0.162
M_g	45513.944	45513.944	45513.944	45513.944
σ_{os}	— 0.40	— 0.40	— 0.40	— 0.40
σ_{oi}	2.40	2.40	2.40	2.40
σ_s	1.34	1.34	1.34	1.34
σ_i	— 0.30	— 0.30	— 0.30	— 0.30

Le misure assunte per le tensioni normali, per ciascuno dei tre tipi di sezione analizzati, sono riportate nello specchio seguente, insieme al corrispondente valore del parametro λ'

SEZIONE	γ	δ	ϵ	η	λ'
PUTE	- 0,08	0,48	0,38	- 0,06	0,97212
PUE	- 0,08	0,381	0,38	- 0,06	0,80
PUT	- 0,08	0,48	0,269	- 0,06	1,30

Infine, fissati ancora ad arbitrio i due parametri geometrici evidenziati con sottolineatura nelle Tabelle II÷IV seguenti, sono stati direttamente determinati tutti gli altri parametri che definiscono le soluzioni, per ciascuno dei primi quattro casi indicati in Tabella I.

I risultati ottenuti sono consegnati nelle Tabelle II÷IV. Le diverse soluzioni, per ciascun tipo di sezione, si differiscono, com'è ovvio, solo nei parametri τ, ϕ, χ, ψ .

BIBLIOGRAFIA

- (I) CESTELLI GUIDI C. : "Cemento armato precompresso". Hoepli; Milano, 1976.
- (II) GIANGRECO E. : "Teoria e Tecnica delle costruzioni", Vol.I. Liguori Ed.; Napoli, 1982.
- (III) NAAMAN A.E. : "Prestressed Concrete Analysis and Design". Mc Graw-Hill; New York, 1982.
- (IV) HATCHER D.S. : "Direct Flexural Design of Prestressed Concrete". Journ. of the Struct. Div. ASCE. Vol.104, No. ST 8, Aug.1978, pp.1231-1249.
- (V) D.M. 1/4/1983: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale, precompresso, etc.". G.U. n.224, 1983.

APPENDICE i. SIMBOLOGIA

I simboli adoperati nel testo hanno il significato appresso specificato.

- A = area della sezione trasversale della trave;
- A_p = area dell'armatura di precompressione;
- b = spessore dell'anima della sezione trasversale;
- B = larghezza della soletta superiore della sezione trasversale;
- d = distanza tra baricentro dell'armatura e lembo inferiore;
- D = larghezza della soletta inferiore della sezione trasversale;
- e = eccentricità dell'armatura rispetto al baricentro della sezione;
- e_B = eccentricità della risultante N_0 degli sforzi al tiro;
- $e_{D'}$ = eccentricità della risultante N degli sforzi in esercizio;
- g = carico uniformemente distribuito dovuto ai carichi permanenti presenti nella fase di tiro;
- H = altezza della sezione;
- J_{x_0} = momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico x_0 ;

- k_i = distanza dal baricentro del limite inferiore del nocciolo centrale d'inertza;
- k_s = distanza dal baricentro del limite superiore del nocciolo;
- M_g = momento dovuto al carico g ;
- M_q = momento dovuto al carico q ;
- N_o = sforzo di precompressione al tiro;
- N = sforzo di precompressione in esercizio;
- q = carico uniformemente distribuito dovuto ai sovraccarichi ed agli eventuali carichi permanenti non compresi in g ;
- R_{bk} = resistenza caratteristica cubica del conglomerato;
- t_1 = spessore della soletta superiore della sezione;
- t_2 = spessore della soletta inferiore della sezione;
- u_i = coefficiente che definisce la posizione limite inferiore della risultante degli sforzi;
- u_s = coefficiente che definisce la posizione limite superiore della risultante degli sforzi;
- y_i = distanza dal baricentro del lembo inferiore della sezione;
- y_s = distanza dal baricentro del lembo superiore della sezione;
- W_i = modulo di resistenza valutato al lembo inferiore della sezione;
- W_s = idem c.s. valutato al lembo superiore;
- $\beta = N_o/N$ = rapporto tra lo sforzo di precompressione al tiro e in esercizio;
- γ = misura della tensione ammissibile a trazione al tiro, in rapporto alla resistenza caratteristica;
- δ = misura c.s. riferita alla tensione ammissibile a compressione al tiro;
- ϵ = misura c.s. riferita alla tensione ammissibile a compressione in esercizio;
- η = misura c.s. riferita alla tensione ammissibile a trazione in esercizio;
- $\lambda = y_i/y_s$;
- μ = ampiezza specifica del nocciolo centrale d'inertza della sezione;
- $\nu = d/H$ distanza specifica dell'armatura dal lembo inferiore;
- $\rho = J_{xo}/(AH^2)$;
- τ, χ, ϕ, ψ = parametri geometrici della sezione;
- ζ = peso per unità di volume del conglomerato.

Appendice ii

Coordinate dei vertici dei domini di resistenza

PUNTO	$\frac{M}{AHR_{bk}}$	$\frac{N}{AR_{bk}}$
A	0	δ
B	$-\frac{\mu\lambda(\delta-\gamma)}{(1+\lambda)^2}$	$\frac{\delta+\lambda\gamma}{1+\lambda}$
C	0	γ
D	$\frac{\mu\lambda(\delta-\gamma)}{(1+\lambda)^2}$	$\frac{\lambda\delta+\gamma}{1+\lambda}$
A'	0	ϵ
B'	$-\frac{\mu\lambda(\epsilon-\eta)}{(1+\lambda)^2}$	$\frac{\epsilon+\lambda\eta}{1+\lambda}$
C'	0	η
D'	$\frac{\mu\lambda(\epsilon-\eta)}{(1+\lambda)^2}$	$\frac{\lambda\epsilon+\eta}{1+\lambda}$

I coefficienti per il calcolo delle tensioni ammissibili risultano fissati dalle "Norme", (V), nelle misure seguenti : $\gamma = - 0,08$; $\delta = 0,48$; $\epsilon = 0,38$; $\eta = - 0,06$

Appendice iii

N. Pb.	1	2	3	4
Z ₁	$\psi^3 + \lambda(2\psi^3 - 3\psi\mu) + \lambda^2(\psi^3 - 3\psi)$	$(\phi - \chi + 2\lambda\phi - 2\lambda\chi + \phi\lambda^2 - \lambda^2\chi)\psi^2 +$ $-3\phi\lambda\mu + 3\chi\lambda\mu + 3\phi\lambda^2 + 3\chi\lambda^2$	$1 - \psi^3 + 2\lambda - 2\lambda\psi^3 + \lambda^2 - \lambda^2\psi^3 - 3\lambda\mu +$ $+3\psi\lambda\mu - 3\lambda^2 + 3\psi\lambda^2$	$(1 - \chi + 2\lambda - 2\lambda\chi + \lambda^2 - \lambda^2\chi)\tau^2 +$ $+(-3 + 3\chi - 6\lambda + 6\lambda\chi - 3\lambda^2 + 3\lambda^2\chi)\tau +$ $+3 - 3\chi + 6\lambda - 6\lambda\chi - 3\lambda\mu + 3\lambda\mu\chi$
Z ₂	$-2\tau + \tau^2 + \lambda\tau^2$	$-\chi + \lambda\chi$	$-\phi\psi^2 + 2\lambda\psi\phi - \lambda\phi\psi^2$	$-\chi + \psi^2\chi + \lambda\chi - 2\lambda\psi\chi + \lambda\chi\psi^2$
Z ₃	$\psi^2 + \lambda(-2\psi + \psi^2)$	$(\phi - \chi + \lambda\phi - \lambda\chi)\psi - 2\lambda\phi + 2\lambda\chi$	$1 - \psi^2 - \lambda + 2\lambda\psi - \lambda\psi^2$	$(-1 + \chi - \lambda + \lambda\chi)\tau + 2 - 2\chi$
Z ₄	$\lambda^2(3\tau^2 - \tau^3) + \lambda(-6\tau + 6\tau^2 - 2\tau^3) +$ $+3\tau\lambda\mu - 3\tau + 3\tau^2 - \tau^3$	$-\chi - 2\lambda\chi - \lambda^2\chi + 3\lambda\mu\chi + 3\lambda^2\chi$	$-\phi\psi^3 - 2\lambda\phi\psi^3 - \lambda^2\phi\psi^3 + 3\phi\psi\lambda\mu +$ $+3\phi\psi\lambda^2$	$-\chi + \psi^3\chi - 2\lambda\chi + 2\lambda\psi^3\chi + \lambda^2\psi^3\chi +$ $+3\lambda\mu\chi - 3\chi\psi\lambda\mu + 2\lambda^2\chi - 3\chi\lambda^2\psi$
Z ₅	$1 - 2\tau + \tau^2 - \psi^2 + \lambda(-1 + \tau^2 + 2\psi - \psi^2)$	$(-1 + \chi - \lambda + \lambda\chi)\tau + 2 - 2\chi$	$(-1 + \chi - \lambda + \lambda\chi)\tau + 2 - 2\chi$	$\psi^2 - 2\lambda\psi + \lambda\psi^2$
Z ₆	$1 - 3\tau + 3\tau^2 - \tau^3 - \psi^3 + \lambda(2 - 6\tau +$ $+6\tau^2 - 2\tau^3 - 2\psi^3 - 3\mu + 3\tau\mu + 3\psi\mu) +$ $+\lambda^2(-2 + 3\tau^2 + \tau^3 - \psi^3 + 3\psi)$	$(1 - \chi + 2\lambda - 2\lambda\chi + \lambda^2 - \lambda^2\chi)\tau^2 +$ $+(-3 + 3\chi - 6\lambda + 6\lambda\chi - 3\lambda^2 + 3\lambda^2\chi)\tau +$ $+3 - 3\chi + 6\lambda - 6\lambda\chi - 3\lambda\mu + 3\lambda\mu\chi$	$(1 - \chi + 2\lambda - 2\lambda\chi + \lambda^2 - \lambda^2\chi)\tau^2 +$ $+(-3 + 3\chi - 6\lambda + 6\lambda\chi - 3\lambda^2 + 3\lambda^2\chi)\tau +$ $+3 - 3\chi + 6\lambda - 6\lambda\chi - 3\lambda\mu + 3\chi\lambda\mu$	$\psi^3 + 2\lambda\psi^3 + \lambda^2\psi^3 - 3\psi\lambda\mu - 3\lambda^2\psi$

PROBLEMATICHE E TECNOLOGIE RELATIVE ALL'ESECUZIONE E AI SISTEMI DI CONTROLLO DELL'INIEZIONE DEI CAVI DI POSTENSIONE.

dr. ing. Cesare Prevedini
Consigliere Delegato TENSACCIAI S.P.A, Milano.

SOMMARIO

L'autore dopo aver esaminato i principali motivi della degradazione delle opere d'arte ed analizzato le cause che possono provocare problemi nell'iniezione, illustra le tecniche attuali per la fabbricazione e la messa in opera delle paste di iniezione per cavi post-tesi, con particolare riferimento alle metodologie di esecuzione ed alle attrezzature a disposizione (malte ritardate, malte espansive, turbomescolazione, iniezione sotto vuoto). Infine descrive i sistemi più avanzati di controllo (gammagrafia, radioscopia televisiva, endoscopia, etc.)

SUMMARY

The author, after examining the main aspects of the degradation of structures and analysing the reasons which can cause problems during grouting, illustrates the present techniques to manufacture and to grout mortar for post-tensioned cables, with particular reference to performance systems and available equipment (delayed-action mortars, expansive mortars, turbomixing, vacuum grouting). Lastly, he describes the most advanced checking systems (gammagraphy, televisional radioscopia, endoscope etc.)

1. PREMESSE

I problemi che solleva l'argomento che titola questo mio intervento sono da tempo oggetto di dibattito e di discussione non solo in ambito AICAP. Devo subito dire che non sempre si è intervenuto a proposito. Personalmente ho sempre sentito molto l'argomento, come tutti gli ingegneri che vengono dalla progettazione, ed anche quando le circostanze mi hanno fatto operare con una società specialistica nel settore, ho sempre considerato l'iniezione dei cavi post-tesi uno dei fattori da affrontare con maggiore attenzione nelle prestazioni specialistiche dalla precompressione. Ho accettato perciò con piacere l'invito rivolto dai soci dell'APPI (Associazione titolari procedimenti precompressione italiani) di presentare un intervento a queste giornate AICAP sull'argomento.

Mi sembra che si debba trovare un filo logico fra il colto intervento dell'ing. Camomilla, svolto nelle giornate di Treviso sulla manutenzione dei ponti, e l'articolo scritto dall'ing. Segre sul confronto comparativo fra la precompressione a fili aderenti e la precompressione a cavi post-tesi. Questo perchè è necessario sgomberare il campo dagli equivoci ed affrontare il problema nella sua realtà.

La realtà è che è vero che il ponte è una macchina, e che pertanto

come tale deve essere progettato, gestito, sottoposto a manutenzione, riparato quando si guasta, ed infine cambiato quando la riparazione diventa un'operazione eccessivamente onerosa o quando diventa obsoleto per vari motivi e opportunità. Mi permetto di aggiungere questo ultimo capoverso, perchè non mi sembra che in Italia si sia ben evidenziato il problema della durata di un'opera d'arte che, nelle condizioni attuali di traffico e quindi di utilizzo, non può certamente essere considerata eterna. Questo problema invece è ben presente in altri paesi dove si parla chiaramente della durata limite dei ponti, come per esempio negli U.S.A.

Mi riferisco all'articolo dell'ing. Camomilla perchè mi sembra giusto che le eventuali 'défaillances' della iniezione dei cavi postesi vengano riportate nell'ambito della globalità dei problemi dei danni riscontrati in questi anni di più attenta ed organica sorveglianza delle opere e perciò, dati alla mano, uscire dal genericismo e dall'approssimazione che possono portare solo a decisioni non adeguate o addirittura scorrette. Purtroppo su problemi come questi capita spesso di sentire affermazioni che sono prive di senso comune.

Mi riferisco poi all'intervento dell'ing. Segre perchè dal problema dell'iniezione si cade sempre nella diatriba tra precompressione a cavi postesi e precompressione a fili aderenti. L'argomento è invece insussistente, semplifica tutto a una polemica, con la rispettiva logica di interessi, a scapito della cultura tecnica e della corretta amministrazione delle informazioni tecniche.

1.1 Principali motivi di degradazione delle opere d'arte.

Camomilla ci ha dimostrato a conclusione dell'indagine, che dura da molti anni, svolta dal servizio tecnico della Società AUTOSTRADE che le cause che provocano guai nelle strutture dei ponti e che rendono necessari interventi di manutenzione e/o riparazione derivano soprattutto dalle inadeguate esecuzioni dei cls che provocano nelle opere vespai localizzati, infiltrazioni nei getti delle solette e distacco dei copriferri.

E' chiaro che, con questi errori esecutivi i cavi scorrevoli, essendo protetti dalla guaina e dall'iniezione, hanno maggiori protezioni e pertanto eventuali infiltrazioni di agenti corrosivi nelle fessurazioni non necessariamente arrivano all'acciaio armonico nei cavi postesi, mentre sicuramente vi arrivano nei fili aderenti. Questo è tanto più vero se si considera che altra origine di guai in molti impalcati è la mancanza di impermeabilizzazioni o la loro cattiva esecuzione, che consentono ai prodotti antigelo utilizzati nella stagione invernale, che sono corrosivi, di infiltrarsi e provocare conseguenze devastanti nelle armature del cls. Anche il ridotto copriferro e il degrado del calcestruzzo in corrispondenza dello stesso è uno dei difetti più diffusi: anche in questo caso il problema della corrosione si dimostra meno grave nel caso dei cavi scorrevoli perchè i trefoli dei cavi scorrevoli in guaina sono, sia protetti ulteriormente dalla guaina e dall'iniezione, sia sempre concentrati verso l'asse di simmetria delle nervature, cioè lontani dalle zone degradabili del copriferro. Camomilla ha inoltre

dimostrato che la preponderanza degli inconvenienti, oltre ai fattori già citati deriva anche dalla poca cura nei particolari costruttivi ed in particolare dalla già citata:

- impermeabilizzazione degli impalcati e delle zone di giunto ed appoggio;
- smaltimento delle acque piovane;
- protezione delle zone degradabili e mancanza di adeguati dreni e gocciolatoi efficaci.

Non a caso la Società AUTOSTRADE, che tanto accuratamente si è strutturata per procedere alla promozione sia progettuale che costruttiva di ponti che funzionino come "macchine" ben progettate e ben eseguite, per le sue ultime grandi realizzazioni ha previsto le seguenti specifiche:

AUTOSTRADA CARNIA-TARVISIO

Ponti concepiti tenendo conto dei problemi d'esercizio

- | | |
|--|---|
| - travi continue | - sostituibilità delle attrezzature di vincolo |
| - struttura scatolare coibentata | - grandi giunti impermeabili prefabbricati in elementi sostituibili |
| - appoggi acciaio-teflon | - protezione dei caclestruzzi nei punti più aggredibili |
| - ritegni sismici longitudinali e trasversali | - capitolato che tiene conto della durabilità dei cls |
| - spalle scatolari | - prove e controlli specifici sulle boiacche d'iniezione |
| - nuovi tipi di parapetti | - impermeabilizzazioni e pavimentazioni speciali |
| - accessibilità in ogni punto senza apparecchi d'ispezione | |

Ciò è stato implementato nella tipologia strutturale di ponti aventi lo schema statico di travi continue a cassone, di relativamente grande luce, precompressi con cavi scorrevoli, spesso manicottati, costruiti con il sistema del getto in opera o prefabbricati a conci. E per tali ponti la medesima Società ha provveduto alla redazione di norme tecniche di esecuzione e capitolati speciali d'appalto adeguati alle più avanzate esperienze del c.a.p.

Devo dire ad onor del vero che a tale impostazione, erano giunte nelle loro ultime realizzazioni (prima che tale esperienza si esaurisse per varie ragioni) anche le più importanti società private, titolari di concessioni di autostrade, cioè la S.A.R.A., (nei tratti abruzzesi), preceduta dalla SALT (Autostrada Sestri-Levante/Livorno, dove fu realizzato uno dei primi viadotti italiani a cassone, a conci prefabbricati: il MARINA DI CARRARA), la A.D.F. (Autostrada dei Fiori), la SATAP (Autostrada Torino-Piacenza), la SAV.

Questo per mettere in evidenza che le grandi strutture, che interagivano fortemente con loro Società progettuali, (come le Società del gruppo CENTRALE, private, che avevano l'ALPINA e la Società AUTOSTRADE, del gruppo IRI, che ha la SPEA) sono arrivate alla medesima conclusione: i ponti ideali sono ponti a cassone, precompressi a cavi scorrevoli, meglio se continui con luci

relativamente impegnative (da 35 a 45 m).

C'è un altro argomento che ha spinto a questo indirizzo questi due grandi Enti Appaltanti: cioè che questi schemi consentono la realizzazione di opere con grande effetto estetico-ambientale e soprattutto uniforme, cioè danno all'Autostrada, alla strada a S.V., il senso di un'opera coerente e compiuta dove le opere d'arte costruite con le medesime forme e con il medesimo schema sono viste come un'intervento organico nel paesaggio che, come è noto, non è un elemento trascurabile nelle responsabilità che coinvolgono i promotori di opere di ampio impatto paesaggistico come le grandi strade e Autostrade, specialmente in un paese dove il territorio è così intensamente sfruttato come il nostro.

D'altra parte questa linea di condotta e queste scelte non sono una originalità assoluta: si fa così in Svizzera, come in Francia, Germania, Austria, nei paesi del Nord-Europa e anche negli U.S.A., dove ultimamente si sono molto sviluppate le grandi opere in cap. Si fa così anche nei paesi emergenti dal punto di vista delle grandi opere infrastrutturali come i paesi del Medio Oriente e l'Estremo Oriente.

Ogni diversa scelta sarebbe mortificante per la cultura tecnica e progettuale. Riassumendo questa lunga premessa mi sembra di poter dire che la durabilità delle opere dipende in grandissima parte dal cls e principalmente da:

- compattazione (che dipende del peso specifico del cls e fuso granulometrico);
- classe di resistenza del cls (per raggiungere la quale, oltre ai noti fattori, occorre non trascurare la vibrazione);
- impermeabilità del cls (che dipende essenzialmente dal rapporto acqua/cemento, che dovrebbe essere il più vicino possibile a 0,45);
- ricoprimento delle armature

2. L'INIEZIONE DEI CAVI

Fatti salvi questi argomenti di primaria importanza, il problema dell'iniezione rimane uno dei temi progettuali ed esecutivi da affrontare con particolare attenzione, tanto più che la logica dello sviluppo dei ponti e la linea di tendenza non può che essere quella di impalcati in cap di luce importante, precompressi a cavi scorrevoli.

Per essere più precisi non si può dimenticare che il cap a cavi scorrevoli ha avuto uno sviluppo impressionante negli ultimi anni, essendo ormai applicato in tutto il mondo, in tutte le grandi reti di comunicazione sia stradali che ferroviarie, sia in paesi dove nei decenni precedenti si procedeva con altri tipi di strutture tipo gli U.S.A., dove prevalevano gli impalcati in ferro, sia nei paesi di sviluppo recente, come quelli del Medio Oriente, dove precedentemente non si osava prevedere grandi strutture in cap, sia per ragioni climatiche, sia per mancanza di tecnologia a disposizione. Inoltre sono state realizzate in cap imponenti strutture di altro tipo che non i ponti, in zone di forte aggressività dell'ambiente esterno, come le grandi strutture offshore, i porti, le dighe, i grandi vessels ed i contenitori

primari e secondari delle centrali nucleari. Cioè l'applicazione del cap è oggi così vasta ed investe strutture di così grande importanza che il problema non è certo se procedere in alternativa ai cavi scorrevoli con altri sistemi, ma bensì come adeguare la tecnica esecutiva alla perfetta esecuzione della precompressione dei cavi scorrevoli, di cui la buona esecuzione dell'iniezione è un fatto fondamentale.

Veniamo ora all'illustrazione di problemi e tecnologie inerenti all'iniezione come da titolo del mio intervento.

2.1 Materiali d'iniezione

Come è noto il materiale d'iniezione normalmente è l'impasto di acqua cemento che viene denominato "boiacca", anche se talvolta viene chiamato impropriamente "malta". Dico "normalmente" si usa boiacca, poichè negli ultimi anni, proprio per motivi di sicurezza e anche per lo sviluppo dei know-how si sono anche utilizzate resine sintetiche o materiali preconfezionati, le cosiddette malte finite, appositamente studiate e prodotte per la iniezione. Naturalmente il limite d'impiego è dato dal maggior costo di questi materiali, che però hanno il vantaggio di essere prodotti "pronti all'uso" con caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche di alto valore che rendono le prestazioni di questi materiali molto elevate.

Direi che sarebbe da auspicarsi che la maggior sensibilità che si sta verificando sull'argomento induca gli Enti Appaltanti a remunerare nei capitolati la loro applicazione e che il diffondersi del loro utilizzo provochi da un lato un'economia di scala, dall'altro un aumento dell'offerta e quindi della concorrenza che ne abbatta i costi per l'utilizzatore.

In tale attesa sarebbe opportuno che i materiali di uso corrente, cioè le boiacche, fossero confezionate con tutte le precauzioni che lo stato dell'arte insegna e almeno secondo le specifiche che vengono descritte dalla normativa nazionale sul precompresso (Decreto 1° aprile 1983 - Suppl. G.U. n. 224 del 17 agosto 1983).

I materiali che compongono la boiacca sono:

- cemento
- acqua d'impasto
- "eventualmente" additivo

Le caratteristiche che si richiedono alle boiacche sono:

- la fluidità :
perchè deve essere iniettabile nelle condizioni d'opera (e qui bisogna tener conto di vari fattori, come la lunghezza del cavo, la temperatura, il tempo d'iniezione)
- la stabilità :
poichè la boiacca essendo un composto di un liquido (che è l'acqua) e di un solido in particelle microscopiche (che è il cemento) deve mantenersi stabile nel tempo, cioè non consentire la separazione fra questi due elementi
- le caratteristiche fisiche:
cioè non deve essere troppo porosa, deve avere un basso assorbimento capillare dell'acqua, deve avere un basso ritiro.
- le caratteristiche meccaniche:
cioè le caratteristiche a 28 giorni del materiale consolidato

devono essere tali da essere compatibili con gli sforzi previsti nella struttura, senza rompersi nè fessurarsi.

Come vedete non vi ho dato valori. I valori però dipendono da varie condizioni e li vedremo nello sviluppo del discorso. Per adesso riportiamo quanto prevede il Regolamento italiano:

1. - innanzitutto prevede che non vi possano essere elementi inerti se non per guaine > 12 cm. (praticamente mai) e col max. rapporto inerti/cemento $< 25\%$.
2. - per la fluidità prevede che il tempo misurato al cono di Marsh sia compreso fra 13 e 25 sec.
3. - resistenza e trazione per flessione a 8 g. > 4 N/mm².
4. - tempo di inizio presa a 30°C > 3 h.
5. - rapporto acqua/cemento minore possibile, comunque non $> 0,40$, e 0,38 se con additivi (che non debbono essere aggressivi - cloruri, solfati, nitrati, etc. - e che non debbono produrre ritiro) e che la quantità d'acqua d'essudamento alla superficie della pasta, in condizioni di riposo, sia $< 2\%$.
6. - ritiro a 28 g $< 2,8$ mm/m.

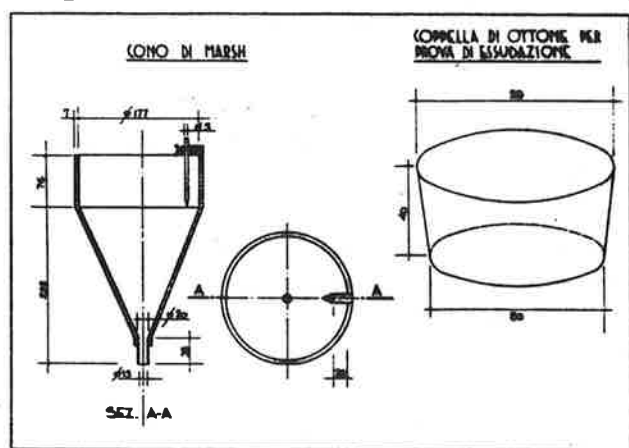
Riportando i concetti ai valori qualitativi si può dire:

fluidità : è evidente che è importante che la pasta sia fluida, ma è altrettanto importante che la fluidità abbia una certa durata nel tempo, soprattutto nel caso di cavi di grosse dimensioni, dove la quantità di materiale da iniettare è ampia e/o nel caso di cavi di grande lunghezza dove il percorso che deve compiere la pasta è tale da richiedere tempi di iniezione lunghi.

Quindi è necessario studiare boiacche a fluidità controllata nel tempo per evitare i cosiddetti "tappi" che bloccano l'iniezione e la fanno fallire. In questa logica si inseriscono le cosiddette "coulis retardés", come le chiamano i francesi, cioè boiacche con fluidità di lunga durata e a presa ritardata.

La fluidità della pasta nel tempo è molto influenzata dalla temperatura, poichè ad alte temperature la fluidità nel tempo cala velocemente.

stabilità: la stabilità ha il significato di misurare il grado di omogeneizzazione della miscela acqua-cemento. E' importante che si



verifichi la omogeneizzazione perchè nel caso che il cemento e l'acqua non siano omogeneizzati, i granuli di cemento rimangono sospesi sull'acqua e, poichè sono più pesanti, tendono a decantare, liberando l'acqua nella parte superiore del condotto, aumentando la filtrazione e il trasudamento, cioè i fenomeni che provocano i vuoti e le sacche d'aria.

(fig. 1)

La stabilità dipende dalla velocità di mescolazione. Per

fig. 1 - Strumenti di misura per determinare la fluidità e l'essudazione

questo motivo le nuove macchine di iniezione prevedono dei turbomescolatori, che consentono di tenere alta la velocità periferica delle boiacche in fase di miscelazione. La velocità periferica deve essere sempre superiore a 12/14 m/sec. Le boiacche così costruite vengono chiamate "COLLOIDALI". Tuttavia l'alta velocità di mescolazione essendo una dissipazione di energia si trasforma in calore, che vuol dire aumento della temperatura nella pasta. E abbiamo precedentemente visto che l'aumento della temperatura è negativo agli effetti della fluidità ed accelera i tempi di presa. Quindi è importante conoscere che non bisogna neppure eccedere nella turbomescolazione, poichè si rischierebbe di influenzare negativamente la fluidità.

INFLUENZA DI A/C SULLA FLUIDITÀ

A/C	MESCOLATORE AD ALTA TURBOLENZA				Temperatura alla presa di lavoro
	Temp. iniziale alla presa di lavoro	Temp. iniziale alla presa di lavoro	Temp. iniziale alla presa di lavoro	Temp. iniziale alla presa di lavoro	
0.30	60° 30°	2	21	18.2	0.30
0.31	60° 30°	2	19.5	14.6	0.15
0.32	60° 30°	2	20.5	12	0.30
0.33	60° 30°	2	19.4	11.7	0.30
0.34	60° 30°	2	20	10.5	0.40

Dare dei tempi esatti è difficile anche qui poichè dipende da altri fattori, come le condizioni ambientali e la temperatura di ingresso dei materiali. E' bene perciò che il cemento sia conservato in luogo fresco e che l'acqua sia raffreddata prima di essere introdotta. In condizioni particolari, cioè per esempio in zone calde, come il Medio Oriente, si prevede l'utilizzo di agitatori coibentati, dove è possibile introdurre ghiaccio tra le pareti per tenere bassa la temperatura della miscela. Comunque, tanto per dare un ordine di grandezza è bene, in normali condizioni, non eccedere i 4' di turbomescolazione.

Riportiamo alcuni diagrammi illustrativi di esperienze e studi operati in Francia con paste turbomescolate. (fig. 2.3.4)

fig. 2

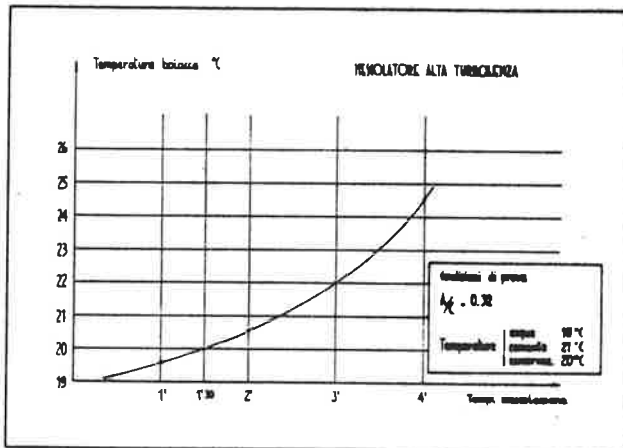


fig. 3 - Influenza del tempo di mescolazione sulla temperatura

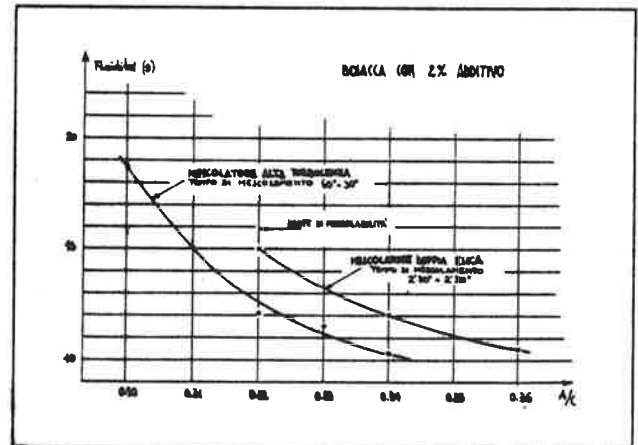


fig. 4 - Influenza del rapporto A/C sulla fluidità con diversi metodi di miscelazione

2.2 Formazione

In Francia, dove l'Amministrazione è notoriamente molto efficiente, questi problemi sono stati normalizzati e si è arrivati a tal punto di sofisticazione da prevedere dei corsi di formazione continua per l'iniezione rivolti a:

- operai e capisquadra di imprese generali

- operatori delle imprese specializzate
- sorveglianti della Direzione Lavori

Gli stages di 40 ore in 5 giorni si svolgono a Villejuif, nella zona di Parigi, e danno un brevetto ai partecipanti dopo un esame che si svolge davanti ad una commissione composta da rappresentanti dell'Amministrazione, Imprese generali e Imprese specializzate. La formazione consiste in:

- lezioni teoriche in aula
- lezioni sperimentali in laboratorio
- lezioni pratiche con attrezzature dove si simulano situazioni di emergenza
- esercizi pratici reali di fabbricazione e messa in opera di malta

A questa decisione l'Amministrazione è giunta dopo aver constatato che difficilmente la realtà del cantiere si concilia con le teorie e le Raccomandazioni, e che quindi l'unica soluzione possibile era formare personale esperto sia operativo che di controllo.

2.3 Parametri che condizionano il successo dell'iniezione

I parametri infatti che condizionano il successo delle operazioni di iniezione si possono così riassumere:

- le guaine devono essere stagne ed il cls che le circonda deve essere tale da poter resistere alle pressioni abituali di iniezione (fino a 10 bars in condizioni normali ed anche più in condizioni particolari, cioè $15 \div 20$ bars)
- la lunghezza, il tracciato delle guaine e la disposizione sullo stesso dei tubi di iniezione e degli sfiati
- la qualità dei cementi
- l'influenza della temperatura dei componenti (acqua e cemento)
- l'ordine di introduzione dei componenti, il loro esatto dosaggio ed il tipo di mescolatore.

E' bene precisare che occorre prevedere quest'ordine:

- a) acqua
- b) cemento
- c) additivo

- il tipo di additivo che influenza, in funzione del tipo di cemento utilizzato, la fluidità e l'essudazione
- ovviamente la scelta del tenore d'acqua.

In Francia inoltre è stato normalizzato un prodotto che viene fabbricato sotto il controllo dell'Amministrazione e che si chiama L.S.P.I., Legante Speciale per l'Iniezione, e che è costituito da un cemento speciale esente da cloruri, solfuri e solfati e da un polimero termoindurente, tipo epossidico.

Il rapporto consigliato per la formazione della pasta d'iniezione è il seguente:

- per 100 Kg. di L.S.P.I.
 $32 \div 34$ % di acqua rispetto al peso di L.S.P.I.

3. ESPERIENZE SIGNIFICATIVE

Vorrei ora illustrare qualche esperienza significativa, e successivamente informarvi delle tecniche esecutive più avanzate per finire con i metodi di controllo.

3.1 Le malte d'iniezione studiate da EDF (Electricité de France)

Il servizio STUDI & RICERCHE della EDF (Electricité de France) ha operato una ricerca e messa a punto delle scelte e dei metodi di iniezione per le centrali nucleari.

Questo servizio ha proposto al Servizio Centrale di Sicurezza per le Installazioni Nucleari di iniettare i cavi dei reattori con boiacche di cemento anzichè con grasso come era stato fatto in molti reattori negli USA e in Gran Bretagna, dopo essere arrivato alla conclusione che si poteva garantire, con un elevato grado di sicurezza, che il buon riempimento dei condotti dei cavi di precompressione poteva essere ottenuto.

Con questo sistema, cioè con paste cementizie, si sono iniettati successivamente in Francia, i cavi di

34 impianti da 900 MW

14 impianti da 1300 MW

dove sono stati impiegati cavi da 12T15, 19T15, 37T15.

Come è noto le famiglie di cavi delle centrali sono le seguenti:

(fig. 5)

- a) cavi verticali
- b) cavi di copertura
- c) cavi verticali prolungati sulle coperture
- d) cavi orizzontali poco deviati
- e) cavi orizzontali fortemente deviati

Sono stati esaminati i problemi d'iniezione inerenti tutte queste famiglie di cavi e poichè in questo ambito si possono trovare tutte le possibilità mi sembra di poter considerare accettabile l'ipotesi di rendere generalizzabile questo tipo di analisi.

I problemi più rilevanti verificati sono stati:

- **fenomeni di essudazione:** cioè l'apparizione nella parte alta di un campione di malta fresca di una frazione dell'acqua di mescolazione, che eccede la quantità necessaria all'idratazione del cemento.
- **fenomeni di filtrazione:** fenomeno che si esalta nel caso di cavi di grande potenza, composti da un alto numero di trefoli: l'acqua in eccesso si infila fra i fili dei trefoli o fra i trefoli raggruppati strettamente fra loro, che funzionano da dreni e cammina preferibilmente verso l'alto.

Diventa perciò importante adattare il sistema di iniezione per essere in grado di governare questi fenomeni.

Con studi fatti in laboratorio e in scala 1:1 si sono messe a punto:

- a) le formule delle malte
- b) il metodo di messa in opera delle malte

3.1.1 Caratteristiche delle malte studiate:

1. - dovevano essere malte in grado di possedere un'alcalinità

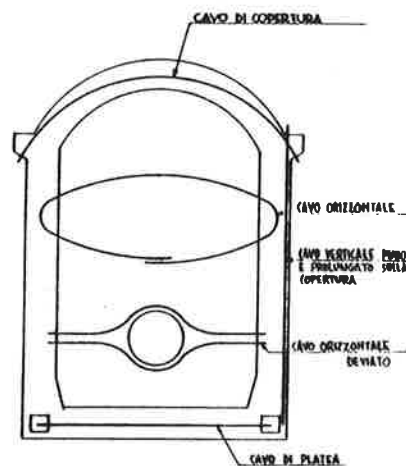


fig. 5 - famiglie di cavi in un contenitore nucleare

sufficiente in modo da creare un ambiente protettivo attorno agli acciai;

2. - dovevano essere facilmente iniettabili;
3. - non dovevano presentare variazioni dimensionali sia in fase plastica, sia in fase di indurimento;
4. - essere compatte e stagne e presentare la resistenza richiesta dopo l'indurimento.

Sono stati individuati due tipi di malte:

A) una malta chiamata "RITARDATA"

B) una malta chiamata "ESPANSIVA"

che dovevano avere le seguenti prestazioni:

A) MALTA RITARDATA

A 1) COMPOSIZIONE:

cemento: 100 KG. di CPA (cioè un cemento Portland normalizzato)

acqua : da 34 a 37 litri

additivo: un plastificante, riduttore d'acqua, dosato a meno del 2% del peso del cemento.

A 2) FABBRICAZIONE:

E' stato utilizzato un mescolatore ad alta turbolenza, seguito da rimescolaggio prima dell'iniezione.

A 3) CARATTERISTICHE:

A.3.1) reologiche:

fluidità fra 9 e 13 sec., costante alla temp. $\leq 25^\circ$ e fluidità < 25 sec. dopo 8 ore, in modo che la malta fosse iniettabile lungo tutta la giornata di lavoro. L'essudazione doveva essere molto bassa e l'inizio di presa avvenire dopo 24 ore.

A.3.2) meccaniche:

: trazione : ≥ 4 MPA (4 N/cm²)

a 28 giorni :

: compressione : ≥ 30 MPA (30 N/cm²)

A.3.3) fisiche:

porosità $< 40\%$

assorbimento capillare :

dopo 14 g. $< 1,5$ g/cm² della superficie a contatto con l'acqua.

ritiro a 28 g. < 3.500 $\mu\text{m}/\text{m}$

B) MALTA ESPANSIVA

Questa malta è stata studiata per effettuare le reiniezioni nel caso fossero rese necessarie dalle geometrie del cavo.

B 1) COMPOSIZIONE:

cemento : 100 KG. di CPA

acqua : da 34 a 36 litri

additivo: dosato a meno del 5% del peso del cemento in funzione della temperatura.

B 2) FABBRICAZIONE:

E' stato utilizzato un mescolatore ad alta turbolenza, seguito da rimescolaggio prima dell'iniezione.

B 3) CARATTERISTICHE:

B.3.1) reologiche :

fluidità tra 18 e 24 sec. al fine di ridurre il fenomeno di essudazione; il motivo della scelta è quello di ottenere un'espansione maggiore dell'essudazione dopo 3 ore.

B.3.2) meccaniche e fisiche :

eguali a quelle della malta ritardata

Come si era precedentemente osservato i problemi sono sempre l'essudazione e la filtrazione dell'acqua, poichè sono le cause che provocano la formazione di sacche d'acqua prima e aria poi. In ogni caso questi due fenomeni, che si producono nelle **tre ore** successive alla fine dell'iniezione, se non governati, producono accumulazione d'acqua nella parte alta della guaina, che si traduce in formazione di vuoti, una volta che la pasta indurisce. In casi di questo tipo occorre particolare attenzione e procedere con **reiniezioni**.

3.1.2 TECNICHE DI MESSA IN OPERA DELLE MALTE

E' dimostrato che il successo dell'iniezione dipende:

- a) dalla tecnica di riempimento provata da studi e sperimentazioni
- b) dalla riproduzione in loco di questa tecnica, utilizzando dei materiali robusti e adatti, messi in opera da personale di cantiere sperimentato in lavori specialistici
- c) dal **controllo regolare** delle operazioni per garantire il risultato atteso. Nel caso della iniezione questo controllo va effettuato con cura particolare in corso d'opera, poichè successivamente il risultato dell'operazione può essere verificato solo con controllo distruttivo oppure con costose attrezzature radiografiche, (che è una misura estrema da evitare).

1) Operazioni PRELIMINARI ALL'INIEZIONE

- Innanzitutto viene verificato lo stato di tenuta dei condotti.
- Le testate, dopo l'infilaggio dei trefoli, vengono equipaggiate di un cappuccio metallico.
- Ciascun condotto è messo in pressione con aria compressa a 0,6 MPA, poi si misura la velocità di abbassamento della pressione nel tempo.
- Si correggono eventuali difetti che sono all'origine di perdite di pressione (per esempio giunti di ripresa o guaine comunicanti).

2) MATERIALI

- Si fissano i diametri dei tubi flessibili d'iniezione (normalmente per questi tipi di cavi: 1,5" per i cavi da 37T15 e 1" per i cavi da 19T15).
- Si stabilisce che ogni pompa è munita di manometro di misura e manotasto di sicurezza.
- Non si lavano i cavi al fine di evitare il formarsi di acqua di ritenuta attorno ai trefoli che verrebbe ad aggiungersi a quella di essudazione e filtrazione.

La velocità di iniezione ha una grande importanza:

- una velocità troppo bassa (< 3m/minuto) esalta i fenomeni di filtrazione e la filtrazione eccessiva può arrivare a produrre

una segregazione della malta durante l'avanzamento. Diviene allora molto difficile ottenere una fluidità sufficiente nella parte superiore del condotto.

- una velocità troppo elevata ($> 8\text{m/minuto}$) provoca delle bolle d'aria che rimangono imprigionate all'interno del condotto.

3.1.3 CAVI VERTICALI

Soprattutto nei cavi verticali, dove il volume di filtrazione è massimo, occorre procedere con la tecnica di reiniezione.

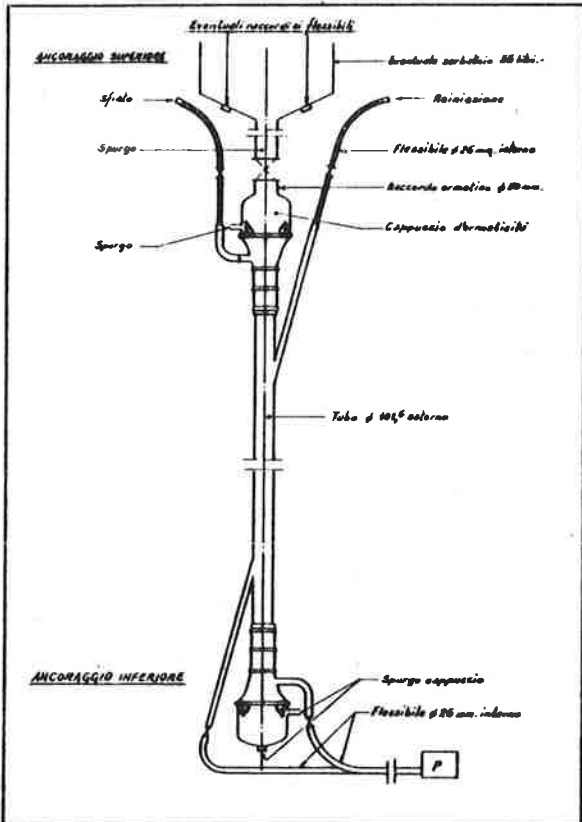


fig. 6 - Cavi verticali

Prove di laboratorio hanno permesso di mettere a punto una tecnica detta di "REINIEZIONE A GRAVITA'".

Essa consiste nel prevedere la disposizione, nella parte superiore del cavo, di serbatoi che saranno riempiti di pasta al momento dell'iniezione.

L'iniezione viene effettuata a una velocità compresa fra 5 e 8 m/minuto. Dopo circa mezz'ora, l'acqua di filtrazione ed essudazione rimonta per differenza di densità e la malta dei serbatoi discende attraverso due flessibili laterali per alimentare la testa del cavo.

(fig. 6)

3.1.4 CAVI DI COPERTURA

Cavi di questo tipo si iniettano con la seguente tecnica: (figg.7,8).

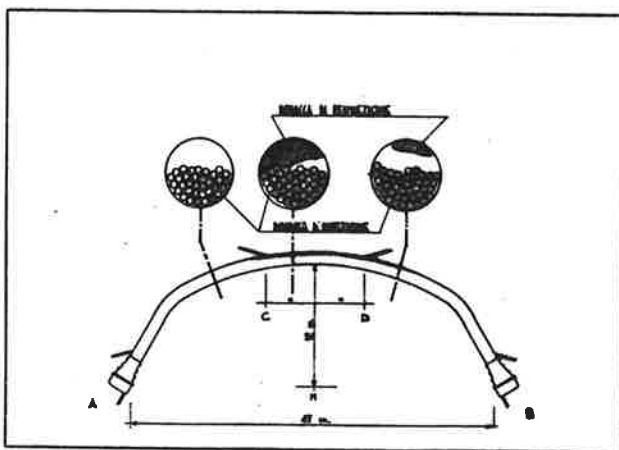
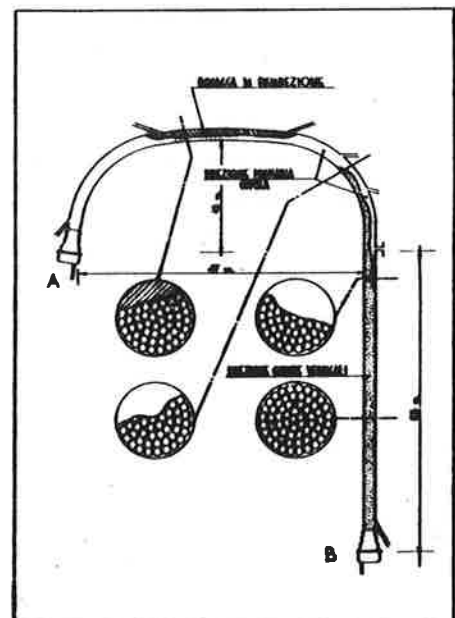


fig. 7 - Cavi di copertura

fig. 8 - Cavi verticali che si prolungano sulle coperture



- 1a tappa : Si inietta da A verso B
- 2a tappa : Si reinietta da B verso A immediatamente dopo
($v = 5 \div 8$ m/minuto)
- 3a tappa : Dopo 3 - 5 ore si soffia tra i due tubi di sfogo l'acqua di essudazione e filtrazione ($p \leq 0,03$ MPa)
- 4a tappa : Dopo 15 - 16 ore si reinietta da uno dei due tubi malta espansiva.

3.1.5 CAVI ORIZZONTALI FORTEMENTE DEVIATI

- cavi deviati verso il basso
si inietta dal punto più basso (M)
- cavi deviati verso l'alto
ci si comporta come nei cavi di copertura

3.1.6 CAVI ORIZZONTALI DEBOLMENTE DEVIATI

Si procede tenendo particolarmente conto della velocità:
per cavi fino a 19T15 la $v = 8 \div 14$ m/minuto
per cavi fino a 37T15 la $v = 16 \div 20$ m/minuto
(fig. 9)

In questi casi i problemi nascono con velocità troppo deboli perché quando la boiaccia discende tende ad accelerare la sua velocità e perciò possono formarsi sacche d'aria che non scompaiono nemmeno con le reiniezioni.(fig. 10) In questo caso è opportuno, per essere

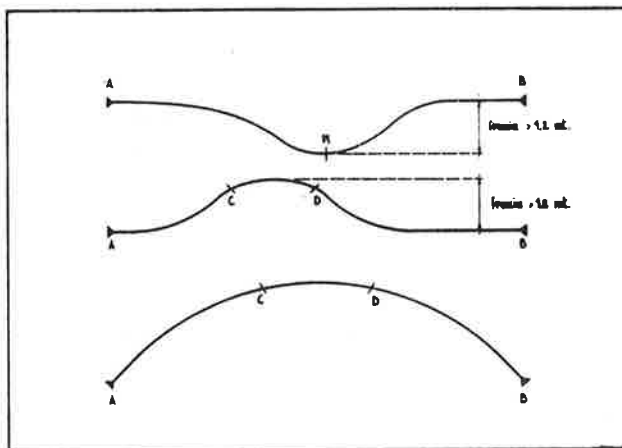


fig. 9 - Cavi di copertura e cavi orizzontali deviati:posizione degli sfiati

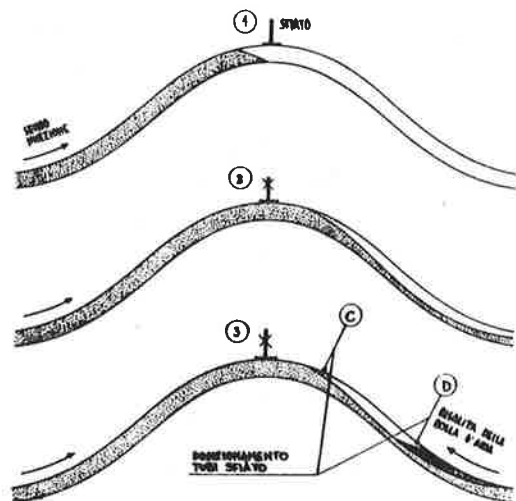


fig.10 - Cavi orizzontali deviati:schema del comportamento della pasta d'iniezione nella zona discendente dei cavi

sicuri, provvedere a posizionare dei tubi di sfogo lungo la discesa dei cavi, (C e D) che possono essere utilizzati per spurgare e reiniettare dopo qualche ora.

Tuttavia le iniezioni operate con un buon controllo della velocità d'iniezione hanno dato risultati soddisfacenti.

Bisogna tenere conto che la velocità di iniezione è molto importante anche nel caso di cavi molto lunghi; un'alta velocità permette di terminare l'iniezione con malta ancora fluida.

Per finire bisogna considerare che l'iniezione riesce meglio quanto più sono ben accessibili i luoghi di ingresso della pasta pertanto, questo particolare va ben considerato in fase di progettazione della

struttura.

Dato per scontato che l'uso delle paste colloidali, ottenute con la turbomescolazione, ha molto migliorato i risultati delle iniezioni, bisogna sempre procedere allo spurgo delle stesse dai tubi di sfogo, fino a che la pasta che fuoriesce non ha la stessa fluidità di quella che entra, verificando con il cono di Marsh: per ottenere questo occorre spurgare anche fino al 25% della malta iniettata. Vorrei mettere in evidenza da queste esperienze del servizio tecnico dell'EDF lo studio di questa malta chiamata "MALTA RITARDATA". La malta ritardata significa una malta a presa differita realizzata mediante l'utilizzo di additivo che, oltre alla doppia funzione di plastificante e riduttore d'acqua, ha anche la funzione di ritardare la presa.

3.2 Modalità di fabbricazione della malta RITARDATA

Per fabbricare la malta ritardata si procede in questo modo:

1. - si introduce l'acqua e si comincia ad agitare
2. - si comincia a introdurre il cemento molto lentamente in modo da facilitare l'omogeneizzazione della miscela acqua-cemento.
3. - terminata l'introduzione della totalità del cemento si prosegue la mescolatura per circa 2 minuti.
4. - si introduce tutto l'additivo
5. - si prosegue la mescolatura per circa 3 minuti

I valori di fluidità conveniente dipendono dalla quantità da iniettare: $f = 12 \div 16$ sec è generalmente sufficiente fino a 150 litri. Se invece bisogna iniettare grossi cavi con volumi importanti di pasta, per esempio $2 \div 3000$ litri, bisogna ricercare una f di 14 secondi e stabile nel tempo. In ogni caso le condizioni reologiche della pasta devono essere adattate alle condizioni climatiche del cantiere. (fig. 11)

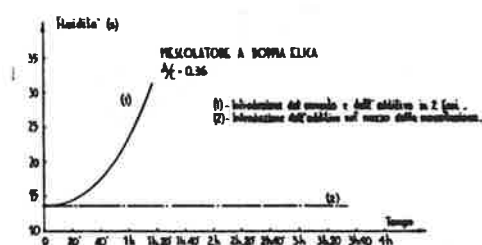


fig. 11 - Diagramma tempo/fluidità data la metodologia di introduzione dell'additivo

- **INFLUENZA DEI MEZZI DI MESCOLAZIONE**
L'omogeneizzazione è meglio assicurata da mescolatori di alta turbolenza.

- **INFLUENZA DELLA TEMPERATURA**
La fluidità aumenta con l'aumentare della temperatura

- **INFLUENZA DEL TENORE DI ADDITIVO**
In alcuni casi occorre ridurre il rapporto acqua/cemento e limitare la % di additivo.

- **INFLUENZA DEL CEMENTO**
E' molto importante, poichè la viscosità della pasta diminuisce più il cemento è fine.

4. CORROSIONE CATODICA

Questo tipo di corrosione deve essere ben considerata nei casi di opere in c.a.p. in zone marine o di ponti ferroviari, dove si possono innestare correnti vaganti. In queste condizioni le guaine si comportano come una gabbia di Faraday, sbarrando la strada a

tutti gli attacchi esterni. Gli attacchi galvanici, se esistono, si esercitano sulle guaine e non sui cavi. Al limite anche un'eventuale fessurazione della guaina non riduce l'integrità del sistema dal punto di vista elettrico, oltre naturalmente al fatto che il materiale di riempimento rafforza la difesa del cavo.

Solamente le testate sono quindi realmente esposte, ma la massa stessa dei pezzi di ancoraggio prolunga l'effetto di isolamento che operano le guaine, di conseguenza le stesse testate di ancoraggio non sono alla fine un punto debole. Bisogna però concepire e realizzare il tamponamento con la più grande cura ed è in ogni caso opportuno provvedere alla protezione catodica, che per altro nel caso delle testate di cavi post-tesi è piuttosto semplice. Nel caso pertanto delle strutture soggette a correnti vaganti i cavi post-tesi sono un fattore di ampia garanzia contro la corrosione.

5. INIEZIONI SOTTO VUOTO

Abbiamo precedentemente visto che

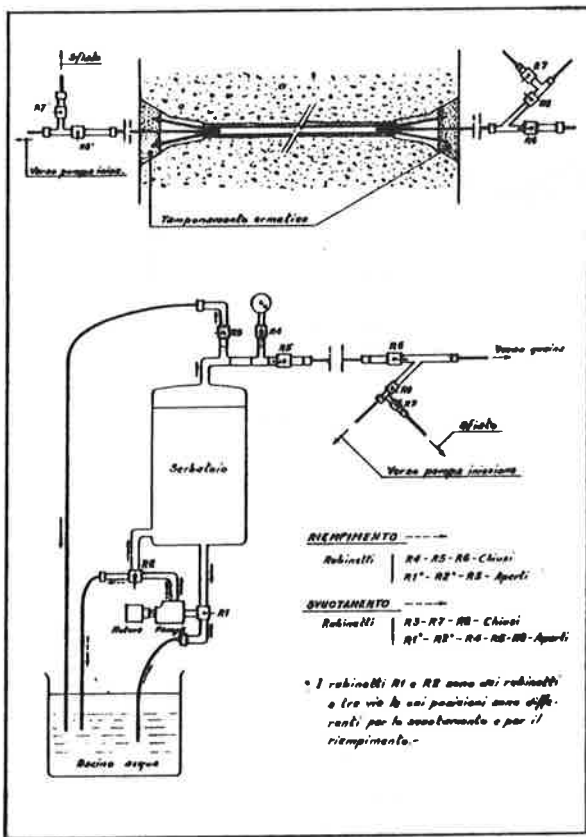


fig. 12 - Schema della attrezzatura di iniezione sotto vuoto

Non voglio qui parlare di questo problema, perchè ne ha esaurientemente parlato l'ing. Camomilla nelle giornate di Treviso. (fig. 13).

esistono parecchie condizioni dove la configurazione del cavo necessita di particolari cure ed attenzioni per evitare il formarsi di bolle d'aria. Al fine di trovare un sistema definitivamente risolutivo sono state messe a punto tecniche di iniezione sotto vuoto, cioè sistemi in grado di creare nei condotti depressioni molto elevate in modo che la pasta introdotta vada ad occupare tutti gli interstizi, espellendo l'acqua residua, senza lasciare vuoti, indipendentemente dalla pressione di ingresso. (fig. 12) Questo sistema è stato anche, direi prima, utilizzato per le riparazioni, cioè per reiniettare cavi trovati non iniettati o parzialmente iniettati in fase di controllo per manutenzione.

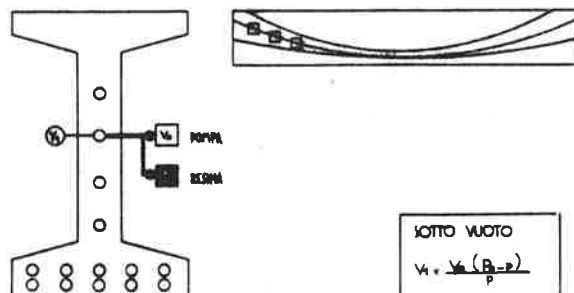


fig. 13 - Applicazione alla riparazione della tecnica di iniezione sotto vuoto

Ma vi riporto una testimonianza, di un ingegnere che era presente, dell'iniezione di un ponte sul Lambro, uno dei primi, se non il primo precompresso in Italia. L'iniezione veniva realizzata a gravità, versando la boiaccia in un grosso imbuto e la mescolazione avveniva a mano. Ora non dico che tutti i guai si possano attribuire alle debolezze delle attrezzature storiche, poichè è noto che anche su ponti relativamente recenti si sono verificate addirittura assenze di iniezione. Ma anche questo caso va riportato alle sue corrette dimensioni, come un atto di omissione non solo tecnica, ma anche amministrativa, di altissima gravità, al limite del reato, ma non generalizzabile.

5.1 Tecnica dell'iniezione sotto vuoto

In ogni caso alcune Amministrazioni ed alcune Società hanno deciso, per ovviare ad ogni problema, di estendere l'applicazione dell'iniezione sotto vuoto alle applicazioni correnti di iniezione. Per esempio sono stati così iniettati i viadotti ferroviari della nuova linea a grande velocità Parigi-Sud-Est (TGV).

La figura mostra lo schema di questo dispositivo d'iniezione. L'attrezzatura è così composta: (fig. 14)

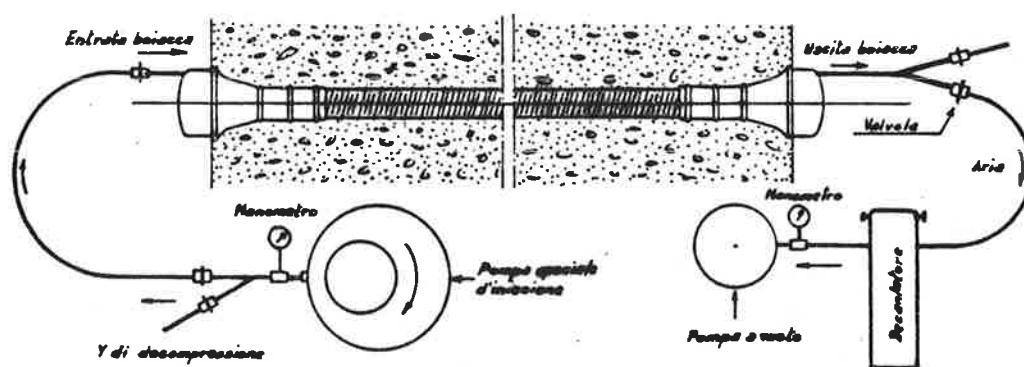


fig. 14 - Schema del cavo in fase di iniezione sotto vuoto

- da una pompa che permette di fare il vuoto nella guaina. Questo vuoto può essere spinto fino ad ottenere nel condotto una depressione pari a 40 torrs (1 torr = 1/760 bar)
- una valvola che isola il circuito del vuoto da quello dell'iniezione
- un decantatore posto tra l'estremità del cavo e la pompa del vuoto, dove si possa raccogliere l'acqua e la pasta di fluidità non conforme.

Sebbene la pompa del vuoto permetta di raggiungere nel condotto una depressione importante, l'iniezione può iniziare ed essere condotta in modo soddisfacente quando la pressione nella guaina si stabilisce attorno a 80 torrs.

E' evidente che questo sistema necessita di un cablage normalmente stagno, cioè tubi di sfogo ben chiusi, raccordi di guaine correttamente effettuati, cappucci d'estremità ermetici. I risultati di questo procedimento verificati sui viadotti delle linee TGV sono stati molto soddisfacenti, anche nei casi dove non si sono raggiunte le depressioni desiderate, soprattutto per le perdite nelle zone di

giunto, poichè si trattava di viadotti a conci prefabbricati. Naturalmente questo sistema provoca un aumento dei costi che si riflettono sul costo complessivo della precompressione: la valutazione per questi viadotti è stata che il maggior costo a consuntivo è dell'ordine del 10% dell'item precompressione.

6. SISTEMI DI CONTROLLO SULLA QUALITA' DELLE INIEZIONI

Le tecniche di verifica sono in fase di sviluppo. Dalla mia esperienza posso dedurre che allo stato attuale sono disponibili le seguenti tecniche.

6.1 La più banale: per tentativi:

sondando per campionatura dopo aver individuato il tracciato cavi nella struttura reale, con piccoli fori nelle zone ritenute più pericolose. Attraverso i fori si può introdurre un **ENDOSCOPIO**, cioè un tubo rigido di 18 mm. di diametro contenente un sistema ottico ed un circuito elettrico a bassa tensione. Il circuito ottico ha un sistema di illuminazione incorporato e l'obiettivo permette l'osservazione sotto diversi angoli. Il tutto può essere collegato ad un apparecchio fotografico o ad una telecamera. Con l'endoscopio si determina, visivamente, l'entità della zona non iniettata e si può quindi posizionare correttamente i tubi di accesso e di sfogo per procedere alla reiniezione (che può essere fatta sotto vuoto).

6.2 Gammagrafia:

la gammagrafia data le prime sperimentazioni nel 1968. Si usa un **BETATRONE**, cioè un acceleratore di particelle che consente di produrre energia da 10 a 100 volte superiore a quella normalmente usata in medicina. La gammagrafia è possibile solo puntuale. Con la sorgente si investe la parete di cls. Dall'altra parte è posta la lastra che viene impressionata. (fig. 15)

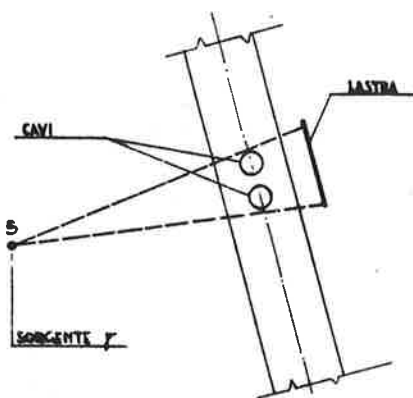


fig. 15 - Schema della attrezzatura per la gammagrafia

Le lastre sono di dimensioni 30 x 40 cm.. L'esame ottico delle lastre viene fatto con un **DENSITOMETRO** (una sorgente luminosa che esamina la quantità di luce che attraversa le lastre). Con tale sistema si individuano eventuali vuoti nelle guaine. Si possono utilizzare **DENSITOMETRI REGISTRATORI IN CONTINUO**, che permettono di esaminare la curva della densità ottica seguendo un certo numero di profili sulla pellicola al fine di analizzare le variazioni di annerimento localizzate delle stesse. Dove quest'analisi induce a dubitare della buona esecuzione dell'iniezione si procede ad un sondaggio localizzato utilizzando eventualmente la tecnica del carotaggio e l'indagine endoscopica in guaina.

6.3 Sistema di radioscopia televisiva

E' l'ultimo aggiornamento della tecnica dei controlli, in grado di

rilevare in tempi brevi spessori dell'ordine di 40 - 45 cm. di cls.
Tale sistema si chiama SCORPION. (fig. 16)

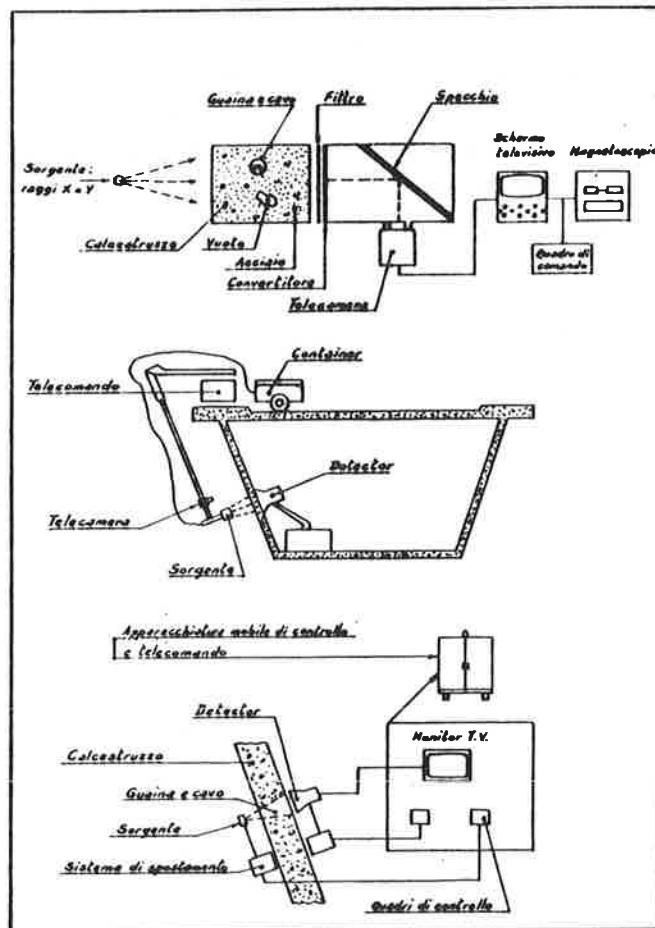


fig. 16 - Schema dell'attrezzatura SCORPION per la radioscopia televisiva dei cavi postesi

L'innovazione consiste nella conversione in immagini dei raggi X e γ passanti per lo strato di cls, visualizzabile in un MONITOR. Si tratta di una radioscopia con irraggiamento per le ispezioni delle opere in cls. Questo sistema consente il controllo in tempo reale di qualsiasi opera in cap. Recentemente è stato messo a punto un nuovo sviluppo di tale sistema (SCORPION 2) che consente di osservare spessori fino a 120 cm. di cls.

Credo che sia comunque prevedibile un ampio sviluppo delle tecniche di controllo, data la velocità dell'innovazione in campo elettronico e telematico. Per esempio è di questi giorni la notizia del collaudo di un nuovo sistema per il controllo dei cavi dei ponti strallati e sospesi, chiamata "CABLE INSPECTION MONITOR", cioè di un'attrezzatura in grado di spostarsi lungo i cavi alla velocità di 1,3m/sec., in grado di evitare qualsiasi ostacolo, dotata di sistema televisivo a circuito chiuso che trasmette ad un monitor remoto immagini che permettono una immediata valutazione dello stato di corrosione e di sollecitazione di cavi.

7. CONCLUSIONE

Credo a questo punto di poter concludere, sperando di avervi fornito dati sufficientemente ampi per approfondire un problema che investe le nostre opere d'arte. L'ultima osservazione, che è mia personale, è che a nulla serve la cultura tecnica e la tecnologia a disposizione se non viene messo a punto un sistema organizzativo in grado di recepire le nuove problematiche e tecnologie.

Cioè non è solo un problema di capitolati che recepiscano nuove tecnologie a prezzi corretti e con redazione adeguata dei singoli items. Questo è solo un primo passo certamente indispensabile, perchè basta rilevare come sono formate queste voci nei capitolati per capire come è arretrato il livello del problema. Il problema è di cultura d'impresa, cioè di ragionare in termini di costi-ricavi e di obiettivi.

La nostra esperienza per esempio è che il livello qualitativo ed esecutivo delle opere è ormai più alto nei paesi in via di sviluppo, dove la progettazione e le Direzioni Lavori sono affidate a consulting internazionali che operano con grande efficienza e professionalità e che molti consulting italiani sono operativi in questi paesi, mentre in Italia non possono operare perchè non sono ancora giuridicamente riconosciuti.

B I B L I O G R A F I A

CAMOMILLA G., "La Sorveglianza e la manutenzione delle opere d'arte autostradali - Esperienze della Soc. AUTOSTRADE", Parte I, Notiziario AICAP 2/84, pp. 5-12.

CAMOMILLA G., "La sorveglianza e la manutenzione delle opere d'arte autostradali - Esperienze della Soc. AUTOSTRADE", Parte II, Notiziario AICAP 3/84, pp. 3-16.

SEGRE E., "In tema di progettazione di ponti: precompressione a cavi scorrevoli o a fili aderenti?", Notiziario AICAP 11/84, pp. 3-13.

ALEMANY B., "Coulis retardé pour injection des câbles de précontrainte", VIII Congresso FIP Londra 1978, Editions Science et Industrie, Paris, pp. 54-60.

CORNEILLE M., FROIDEFOND M., POUSSE M., "Recherches et mises au point des coulis et des méthodes d'injection des conduits de précontrainte pour les centrales nucléaires E.D.F.", IX Congresso FIP Stoccolma 1982, Editions Science et Industrie, Paris, pp. 294-300.

TRUFANDLER C., "Injection sous vide des gaines des ouvrages en béton précontraint de la Ligne Nouvelle à Grande Vitesse Paris-Sud-Est (TGV)", IX Congresso FIP Stoccolma 1982, Editions Science et Industrie, Paris, pp. 285-288.

PAILLERE, LABONNE, FARGEOT, DEVANLAY, ALEMANY et ADAM, "Formation du

personnel spécialisé pour les injections", VIII Congresso FIP Londra 1978, Editions Science et Industrie, Paris, pp. 61-65.

HEUZE' B., "Corrosion et protection cathodique des ouvrages en béton armé à la mer", Travaux, Octobre 1983, pp. 103-114.

BERISSI R., LAZZERI L., "Expérimentation d'un nouveau procédé de réinjection des gaines de câbles de précontrainte", Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 82, mars-avr. 1976, réf. 1743.

Dispositif "Scorpion" de contrôle des ouvrages d'art en béton par radioscopie télévisée, Expomat-Actualités, n. 96, Dicembre 1982, pag. 3.

CONTI PUORGER A., COLANGELO S., "Criteri di durabilità e di manutenzione dei ponti ferroviari", L'Industria Italiana del Cemento 6/83, All. AICAP, pp.7-12.

"Un apparecchio per il controllo dei ponti sospesi", L'industria Italiana del Cemento, Ottobre 1984, pag. 632.

"Grouting post-tensioning ducts", Concrete Construction, April 1983, pp. 337-339.

"Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le armature metalliche", Decreto 1° Aprile 1983, Suppl. G.U. n. 224 del 17 agosto 1983, pp. 75/76.

CONSIDERAZIONI CRITICHE SULLA VERIFICA A FATICA NEL CASO DI PONTI
IN C.A. PARZIALMENTE PRECOMPRESSO.

E. F. Radogna

A. L. Materazzi

professore ordinario di
Tecnica delle Costruzioni
Facoltà di Ingegneria.
Università di Roma "La
Sapienza".

dott. ing.
II anno del Dottorato di ricerca
in Ingegneria delle Strutture.

SOMMARIO

Con riferimento ad un impalcato da ponte con struttura portante in c.a.p.p., viene eseguita la verifica a fatica delle membrature principali e di quelle secondarie a 2×10^6 cicli di carico secondo il criterio usuale. Mediante un modello stocastico del processo di carico si esegue una ulteriore verifica con un procedimento diverso, atto ad evidenziare la durata a termine dei materiali costitutivi. L'analisi critica dei risultati conferma la validità generale della precompressione parziale, anche nei riguardi della fatica, e sottolinea la necessità di una più completa conoscenza della statistica delle azioni sui ponti.

SUMMARY

With reference to a partially prestressed bridge consisting of a single box girder, fatigue strength of primary and secondary members is checked at $2 \cdot 10^6$ cycles of loading repetition. Based on a stochastic model of the loading process a more refined method is presented. The critical analysis of results confirms the general validity of partial prestressing, including the case of the limit state of fatigue, and points out the need of a deeper knowledge of statistics of applied loads in bridge design.

1. PREMESSE E SCOPI

I ponti, sia stradali che ferroviari, e le vie di corsa dei carro-ponti, rappresentano le opere civili naturalmente esposte alla azione di carichi variabili ripetuti un gran numero di volte e, quindi, al pericolo di deterioramento per fatica dei materiali costitutivi.

Nel caso di ponti realizzati in cemento armato parzialmente precompresso con armatura mista, la parzializzazione della sezione, ammessa solo per una frazione dei sovraccarichi mobili, non dà luogo ad incrementi pericolosi di tensione nell'acciaio presollecitato, in virtù di adeguate limitazioni imposte alle tensioni, che tengono conto della fatica e delle esigenze di durabilità delle armature di presollecitazione.

I procedimenti per effettuare le verifiche a fatica sono di due tipi, secondo che si faccia riferimento al limite di fatica (durata illimitata), od alla resistenza a fatica (durata a termine). Nelle costruzioni civili, specialmente quelle di cemento armato, sia normale che precompresso, si adotta tradizionalmente il procedimento del primo tipo. Il procedimento del secondo tipo permette una analisi più dettagliata dei fenomeni e più aderente alla realtà, ma trova l'ostacolo principale nella scarsità di dati sulle

azioni e sulla incompletezza delle informazioni che riguardano il comportamento a fatica dei materiali costitutivi.

Scopo del presente lavoro è quello di valutare la sicurezza alla fatica di sezioni parzialmente precomprese, aventi differenti gradi di precompressione, utilizzando il primo procedimento, e di applicare la metodologia del secondo procedimento, per saggiarne le potenzialità.

2. CARATTERISTICHE DEL PROCEDIMENTO DI VERIFICA RISPETTO AL LIMITE DI FATICA (DURATA ILLIMITATA)

Per definizione, il limite di fatica è la massima tensione che un provino può sopportare senza rompersi, oscillando a partire da una data tensione minima per un numero illimitato di cicli.

Nel caso di materiali dotati di limite di fatica, le curve S-N correlative, una per ognuno dei coefficienti di asimmetria $R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$, tendono ciascuna ad un asintoto orizzontale. L'ordinata dell'asintoto rappresenta il limite di fatica della curva S-N corrispondente.

L'esistenza del limite di fatica è riconosciuta agli acciai ferritici, quali sono gli acciai da costruzione, agli acciai austenitici, ad alcuni metalli non ferrosi. Nel caso del conglomerato cementizio non è provata l'esistenza del limite di fatica.

Il valore $N = 2 \cdot 10^6$ cicli per l'acciaio corrisponde ad un limite convenzionale di fatica che supera di poco (circa 8%) il valore del limite di fatica effettivo, che si ottiene per $N \approx 10^7$ cicli.

La verifica consiste nel confrontare la $\Delta\sigma$ limite del materiale con la $\Delta\sigma$ del ciclo di carico di ampiezza costante e nell'accertare la esistenza di un conveniente margine di sicurezza $\gamma = \frac{\Delta\sigma_{\text{int}}}{\Delta\sigma_{\text{est}}}$. Il procedimento sottintende che i carichi esterni oscillino con ampiezza costante per $N = 2 \cdot 10^6$ volte. In realtà, fino a che le tensioni massime dei carichi esterni restano al di sotto del limite di fatica, il materiale non viene danneggiato, e poiché esso non conserva memoria della storia dei carichi, non è rilevante la conoscenza della storia stessa.

Per quanto riguarda il conglomerato, a causa della mancanza di asintoto, la verifica a $2 \cdot 10^6$ cicli presuppone tacitamente che la durata convenzionale sotto carico di ampiezza costante sia equivalente a quella che corrisponde alla applicazione dei carichi effettivi di ampiezza variabile, per tutta la durata della vita di servizio

3. CARATTERISTICHE DEL PROCEDIMENTO DI VERIFICA RISPETTO ALLA RESISTENZA ALLA FATICA (DURATA A TERMINE)

In questo caso il procedimento di verifica può essere organizzato in due modi diversi: il primo, molto semplice, utilizza i diagrammi σ_{\max} , σ_{\min} costruiti per un numero di cicli inferiore a quello che corrisponde al limite di fatica, per esempio $N = 1 \cdot 10^6$, oppure $N = 0.5 \cdot 10^6$, ed effettua la verifica come nel caso precedente.

Il secondo modo, più elaborato, parte dalla conoscenza della curva cumulativa delle frequenze delle tensioni massime, adotta un criterio di danneggiamento cumulativo ed opera direttamente sulle curve S-N, che devono essere definite con precisione in tutto il campo, allo scopo di prevedere se la rottura si verificherà oppure no e, in caso affermativo, di valutare la durata della vita.

Nel caso più usuale, nelle applicazioni, di sovrapposizione lineare del danno, le linee essenziali del procedimento sono le seguen

ti: nota la curva S-N, ad ogni livello di tensione massima S_i , corrisponde il numero di cicli N_i , che rappresenta la durata della vita quando al provino siano applicati dei cicli di ampiezza costante con tensione massima S_i . Se il numero di cicli effettivamente applicati è $n_i < N_i$, il danneggiamento parziale a quel livello di tensione è stato $\frac{n_i}{N_i}$. Ripetendo la stessa valutazione in corrispondenza di altri livelli di tensione, ed adottando il criterio di Palmgren e Miner, la somma dei danneggiamenti parziali è pari a:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} = \sum \frac{n_k}{N_k}$$

Questo numero varia fra 0 ed 1. L'unità specifica la rottura. La sicurezza può essere espressa imponendo che la sommatoria risulti minore di $1/\gamma$, oppure amplificando le tensioni massime prodotte dai carichi.

Il procedimento ha il pregio di esaminare una serie di parametri rilevanti, soprattutto la distribuzione delle tensioni massime, organizzata, nella forma più comoda, in una curva cumulativa, detta da Gassner e dalla sua Scuola, collettivo delle sollecitazioni.

4. VALUTAZIONE DEL COLLETTIVO NOMINALE DELLE SOLLECITAZIONI MEDIANTE UN MODELLO STOCASTICO.

Mentre la determinazione sperimentale di un collettivo delle tensioni parte dalla registrazione continua delle deformazioni con estensimetri elettrici a resistenza, al passaggio dei carichi mobili, e, mediante opportune tecniche di conteggio, riordina le informazioni in un diagramma che si riporta sullo stesso piano S-N della curva di Wöhler, la valutazione del collettivo nominale deve partire da un modello teorico.

Nel presente lavoro il valore del momento flettente in una sezione generica viene schematizzato come un processo aleatorio $M(t)$. Esso può essere espresso come somma di tre termini:

$$M(t) = M_g + E(M_q) + \Delta M(t)$$

M_g è il momento costante dovuto ai carichi permanenti, $E(M_q)$ è il valor medio del momento dovuto ai carichi accidentali, anche esso costante, e $\Delta M(t)$ è il processo aleatorio delle ampiezze delle variazioni di momento, a media nulla. (vedi fig. 1)

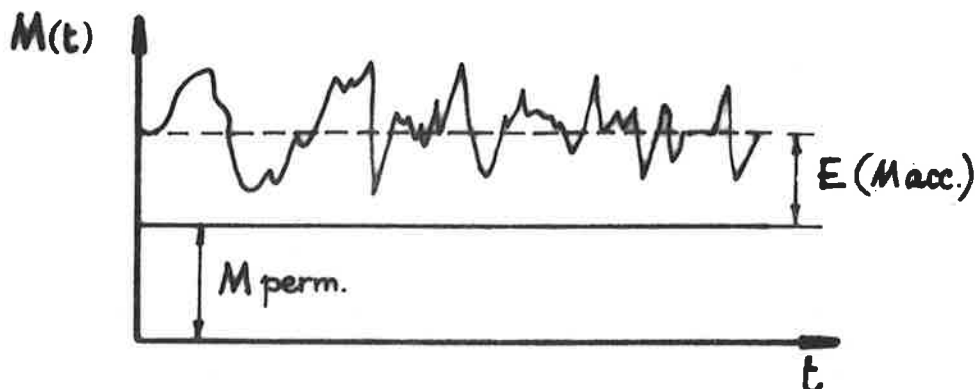


Fig. 1 - Andamento del momento flettente in funzione del tempo

$\Delta M(t)$ è ragionevolmente assimilabile ad un processo stocastico gaussiano, stazionario ed ergodico.

A causa del filtraggio che la struttura opera sul processo di carico di ingresso, la densità di potenza spettrale $S(\omega)$ del processo

$\Delta M(t)$ presenta dei picchi molto stretti, localizzati in corrispondenza delle pulsazioni naturali della struttura.

A ciascuno di questi picchi si può far corrispondere un processo aleatorio a banda stretta. E' possibile determinare $E[N_i(t)]$, valor medio del numero di cicli del processo associato al modo i -esimo di vibrazione $\Delta M_i(t)$. Inoltre la v.a. "momento massimo nel modo i " segue la distribuzione di Rayleigh (vedi fig. 2).

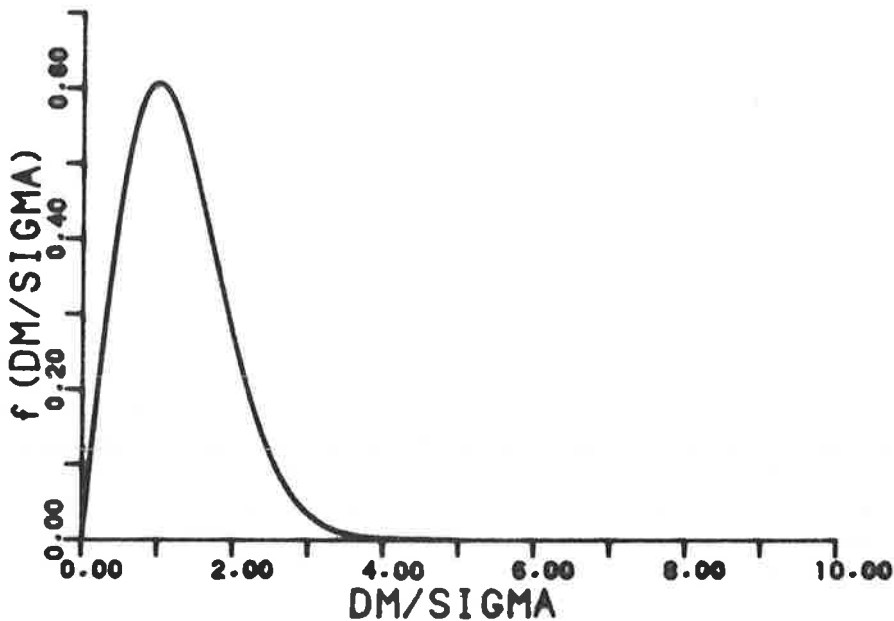


Fig. 2 - Funzione di distribuzione di Rayleigh

Si può quindi ricavare il collettivo delle ampiezze $\Delta M_{\max}(i)$ in funzione di $S(\omega)$, e della durata del processo:

$$N_i = E[N_i(t)] \exp\left(-\frac{\Delta M_{\max}^2(i)}{2\sigma_i^2}\right)$$

Infine si determina il collettivo delle sollecitazioni di $\Delta M(t)$, dalla sovrapposizione dei vari collettivi modali.

5. SPERIMENTAZIONE NUMERICA SU DI UN PONTE IN C.A. PARZIALMENTE PRECOMPRESSO DI CARATTERISTICHE RICORRENTI.

La sperimentazione numerica effettuata si è articolata in due parti: la prima parte è dedicata ad applicazioni del metodo di verifica rispetto al limite di fatica (durata illimitata), la seconda parte fornisce un esempio di applicazione del metodo di verifica rispetto alla resistenza a fatica (durata a termine), sulla base di un collettivo nominale delle sollecitazioni, determinato secondo i criteri illustrati in precedenza.

In entrambi i casi si è fatto riferimento ad un ponte a trave appog

giata di 38 m di luce, avente sezione a cassone con un'unica cella (vedi fig. 3), secondo la tendenza verso sezioni trasversali di semplice realizzazione costruttiva e di elevata efficienza statica e funzionale.

5.1 Verifiche al limite di fatica della sezione di mezzeria precom- pressa con differente grado di precompressione.

Sono stati presi in considerazione otto diversi valori del grado di precompressione, definito dal rapporto $\alpha_1 = M_d / (M_g + M_q)$, tra il momento di decompressione ed il momento totale di servizio. I valori adottati per α_1 sono stati i seguenti:

0.65; 0.70; 0.75; 0.80; 0.85; 0.90; 0.95; 1.00 .

Il valore 1.00 corrisponde, come è noto, al caso della precompressione totale.

Per ciascun valore di α_1 è stato fatto variare il rapporto

$\alpha_2 = M_{q, \text{freq}} / (M_g + M_q)$ fra il momento dei carichi accidentali frequenti ed il momento totale di servizio. Anche per α_2 sono stati considerati otto valori, numericamente uguali a quelli fissati per α_1 .

Per ciascuna delle 64 combinazioni di α_1 ed α_2 sono state determinate innanzitutto le armature ordinarie e quelle di presollecitazione, con il criterio di garantire sempre lo stesso coefficiente di sicurezza a rottura della sezione, a meno che la verifica della ampiezza delle lesioni non richiedesse un supplemento di acciaio ordinario ad aderenza migliorata.

Ai fini di realizzare la protezione delle armature dalla corrosione, tenuto conto della sensibilità delle armature ad alto limite elastico utilizzate per la precompressione, si è prescritto di non superare l'ampiezza di 0.1 mm al livello delle armature ordinarie, disposte inferiormente ai cavi, cioè più vicino all'intradosso della sezione.

Si precisa che, ai fini del calcolo della ampiezza delle lesioni, si è totalmente trascurato il contributo dell'acciaio dei cavi, affidando il controllo dell'apertura delle lesioni integralmente alle armature ordinarie ad aderenza migliorata.

Le tensioni massime nelle armature ordinarie ed in quelle di precompressione sono state determinate nel II stadio (conglomerato teso fessurato) con le ipotesi della analisi elastica. Si è ritenuto che tale ipotesi fosse accettabile anche per il conglomerato compresso, tenuto conto che le sollecitazioni sono prodotte da carichi inferiori od uguali a quelli di esercizio.

A questo punto si è utilizzato il procedimento deterministico di verifica: con riferimento ai diagrammi di Goodman a 2 milioni di cicli sono stati determinati i valori dei coefficienti di sicurezza a fatica dei vari materiali in ciascuna delle situazioni di servizio.

I risultati di queste elaborazioni sono rappresentati nella tabella I.

Come si può vedere dall'esame della tabella, le caselle a destra della diagonale principale corrispondono a situazioni di servizio sotto precompressione totale.

Solo nel caso di $\alpha_1 = 0.65$; $\alpha_2 = 1.00$ è stato necessario incrementare la armatura ordinaria per soddisfare i requisiti imposti dalla limitazione di ampiezza delle lesioni.

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza a fatica si può vedere come i valori vadano diminuendo, per tutti e tre i materiali, man mano che si procede verso valori crescenti di α_2 e, per ciascun

Ap	172.14	185.70	198.96	212.23	225.49	238.76	252.02	265.28
α_1	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
α_2	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
0.65	351.76 >100 >100 >100	301.50 >100 >100 >100	251.25 >100 >100 >100	201.00 >100 >100 >100	150.75 >100 >100 >100	100.46 >100 >100 >100	50.25 >100 >100 >100	0. >100 >100 -
0.70	351.76 28.909 >100 16.950	301.50 36.424 >100 33.276	251.25 36.424 >100 33.276	201.00 36.424 >100 33.276	150.75 36.424 >100 33.276	100.46 36.424 >100 33.276	50.25 36.424 >100 33.276	0. 36.424 >100 -
0.75	351.76 12.387 11.349 4.726	301.50 13.682 24.296 6.129	251.25 20.091 >100 18.264	201.00 20.081 >100 18.264	150.75 20.091 >100 18.264	100.46 20.091 >100 18.264	50.25 20.091 >100 18.264	0. 20.091 >100 -
0.80	351.76 8.828 6.886 3.319	301.50 9.318 10.058 3.919	251.25 10.129 20.294 4.955	201.00 13.784 58.475 12.586	150.75 13.784 58.475 12.586	100.46 13.784 58.475 12.586	50.25 13.784 58.475 12.586	0. 13.784 58.475 -
0.85	351.76 6.875 4.922 2.544	301.50 7.083 6.205 2.838	251.25 7.437 8.869 3.309	201.00 8.006 16.995 4.117	150.75 10.516 31.081 9.600	100.46 10.516 31.081 9.602	50.25 10.516 31.081 9.601	0. 10.516 31.081 -
0.90	351.76 5.640 3.816 2.059	301.50 5.725 4.457 2.213	251.25 5.886 5.547 2.449	201.00 6.154 7.753 2.831	150.75 6.591 14.198 3.482	100.46 8.501 21.166 7.761	50.25 8.501 24.166 7.761	0. 8.501 21.166 -
0.95	351.76 4.784 3.111 1.728	301.50 4.810 3.467 1.810	251.25 4.880 4.007 1.934	201.00 5.005 4.915 2.126	150.75 5.221 6.725 2.439	100.46 5.572 11.735 2.977	50.25 7.134 16.047 6.512	0. 7.138 16.047 -
1.00	380.00 4.255 2.791 1.569	301.50 4.152 2.837 1.530	251.26 4.173 3.131 1.594	201.00 4.225 3.571 1.694	150.75 4.327 4.312 2.122	100.46 4.504 5.760 2.106	50.25 4.799 9.664 2.558	0. 6.159 12.873 -

$$\alpha_1 = \frac{M_d}{M_q + M_g}$$

$$\alpha_2 = \frac{M_{freq.}}{M_q + M_g}$$

LEGENDA

As
Yc
Ysp
Ys

TABELLA I

valore di α_2 , man mano che diminuisce α_1 , a partire dalla fessurazione.

Per $\alpha_1 = 0.65$ e $\alpha_2 = 1.00$ si ha

$$\gamma_c = 4.255; \gamma_{sp} = 2.791; \gamma_s = 1.569$$

Per l'acciaio da precompresso è il coefficiente minimo.

Invece per il calcestruzzo il valore minimo è : $\gamma_c = 4.152$ che si verifica per $\alpha_1 = 0.70$ ed $\alpha_2 = 1.00$, e per l'acciaio ordinario il valore minimo è: $\gamma_s = 1.530$ per $\alpha_1 = 0.70$ e $\alpha_2 = 1.00$.

Questa sola apparente anomalia nella posizione dei minimi è dovuta all'aggiunta di acciaio ordinario richiesta dalla verifica a fessurazione nella situazione: $\alpha_1 = 0.65$; $\alpha_2 = 1.00$.

Completato l'esame della sezione di mezzeria della trave a cassone, si è considerato il comportamento della soletta superiore dell'impalcato, inflessa nella direzione trasversale all'asse del ponte e, quindi, non precompressa.

La verifica a fatica è stata eseguita a 2 milioni di cicli per tre sezioni e, per ciascuna sezione, per i due materiali costitutivi, sia all'intradosso che all'estradosso, a causa della inversione del segno dei momenti.

E' stata considerata come combinazione di carico frequente quella prodotta dal 65% dei carichi accidentali, percentuale orientativa, che rientra tra quelle reperibili in bibliografia.

Per il calcestruzzo si è trovato un valore minimo $\gamma_c = 4.362$, e per l'acciaio $\gamma_s = 1.482$, valori che risultano entrambi accettabili.

Il calcolo di verifica è stato ripetuto, a titolo di confronto, adottando come combinazione di carico i carichi massimi, che corrispondono alla combinazione di carichi rara.

In questo caso si è trovato per il calcestruzzo $\gamma_c = 3.053$ e per l'acciaio ad aderenza migliorata $\gamma_s = 1.037$.

5.2 Verifiche alla resistenza alla fatica con l'impiego di un collettivo nominale delle sollecitazioni.

Nell'ambito della presente sperimentazione numerica per la sezione di mezzeria si sono costruiti nove collettivi delle ampiezze dei momenti, mentre per la soletta superiore è stato determinato un unico collettivo.

Tutti i collettivi presi in considerazione sono derivati da considerazioni puramente teoriche, in mancanza di collettivi delle sollecitazioni desunti da rilevamenti statistici su ponti di cemento armato precompresso.

Il significato di questa parte delle applicazioni numeriche è, dunque, essenzialmente euristico: chiarisce le modalità di applicazione del metodo proposto, individua i parametri da sottoporre a controllo sperimentale, attira l'attenzione su parti dell'impalcato a rischio più elevato dal punto di vista delle rotture per fatica.

5.2.1. Determinazione del collettivo nominale.

Ipotizzando la durata del processo pari a 10 anni e con riferimento al sistema continuo elastico che rappresenta il ponte a trave appoggiata, si è eseguita una analisi modale e si è utilizzato, in prima approssimazione, il primo modo per valutare il valore atteso del numero di cicli in corrispondenza della sezione di mezzeria, che è risultato di circa 80×10^6 cicli.

E' stato quindi determinato il collettivo delle ampiezze ΔM_{\max} per nove valori diversi della varianza $\sigma_{\Delta M}^2$ del processo $\Delta M(t)$.

Questi nove valori sono stati determinati imponendo le due condizioni seguenti:

a) $\text{Prob} \left\{ |\Delta M| > [M_q - E(M_q)] \right\} \leq 0.05$

b) $\text{Prob} \left\{ |\Delta M| > E(M_q) \right\} \leq 0.01$

si ricava quindi:

$\sigma_{\Delta M} = \min \left\{ [M_q - E(M_q)] / 1.64 ; E(M_q) / 2.34 \right\}$

I collettivi delle sollecitazioni sono presentati in fig. 4, insieme alle varianze corrispondenti. Si può vedere come si tratti, in scala semi - logaritmica, di parabole aventi l'asse coincidente con l'asse numero di cicli.

5.2.2. Modalità della verifica a fatica.

Il danno viene valutato con la regola di Palmgren - Miner e comunque risulta legato all'area dei diagrammi, per cui i diagrammi aventi area maggiore e quindi associati ad una $\sigma_{\Delta M}$ maggiore, producono un valore più elevato del danno.

E' stata quindi condotta una verifica a fatica per il caso $\alpha_1 = 0.75$ e $M_{q,freq} = 0.65 \times M_q$, corrispondente ad $\alpha_2 = 0.874$.

Per il calcestruzzo è stata utilizzata la curva S-N-P proposta da McCall:

$L = 1 - P = 10^{-0.0957 R^{3.32} (\log N)^{3.17}}$

in cui $R = S/R_{bk}$, valida per una sollecitazione di flessione alternata .

Per l'acciaio presollecitato si è usato il legame S-N-P di Warner e Hulsbos:

$E(\log N) = 1.4332/R + 5.5212 - 0.0486 R$

$R = S - S_L ; S_L = 0.8 S_{min} + 23$

per l'acciaio ordinario si è utilizzato il legame S-N proposto da Mac Gregor, Jhamb e Nuttall, con $P = 0.50$:

$N \cdot R^{16} = 4.292 \cdot 10^{59}$

in cui $R = S - S_{min} = S - 0.1 R_{sk}$

Per la sezione di mezzeria del ponte si è trovato rispettivamente:

P	γ_c (calc.)	γ_{sp} (acc.presoll.)	γ_s (acc.ord.)
0.01	0.83	1.39	-
0.02	1.03	1.40	-
0.02	1.35	1.41	-
0.50	2.98	1.46	1.47

A titolo di confronto, il procedimento di verifica a durata illimitata aveva dato per $\alpha_1 = 0.75$ ed $\alpha_2 = 0.85$:

$\gamma_c = 7.437 ; \gamma_{sp} = 8.869 ; \gamma_s = 3.309$

e per $\alpha_1 = 0.75$ ed $\alpha_2 = 0.90$:

$\gamma_c = 5.499 ; \gamma_{sp} = 4.007 ; \gamma_s = 1.934$

Per tutti i tre materiali la verifica con il procedimento che utilizza il collettivo delle sollecitazioni fornisce sostanzialmente delle valutazioni positive, per un'ampia fascia di valori della probabilità di rottura per fatica. Solo il conglomerato, limitata-

mente al caso di $P = 0.01$ viene dichiarato non sicuro.

Si può vedere inoltre come il coefficiente di sicurezza del conglomerato sia più sensibile al valore della probabilità di rottura di quello dell'acciaio da precompresso.

Per quanto riguarda la soletta superiore, si è ripetuto il procedimento, valutando il numero medio di cicli per la durata del processo pari a 10 anni, trovando circa 300 milioni di cicli.

Nel costruire il collettivo nominale delle sollecitazioni, seguendo il criterio adottato per la sezione di mezzeria, si è notato una forte sensibilità dei risultati al valore del frattile del carico assunto nel calcolo. Questa differenza può essere ricondotta al fatto che la soletta è sottoposta ad una flessione alternata che ha valore medio quasi nullo.

Questa sensibilità è chiaramente evidenziata dalla tabella seguente, per i frattili 0.70, 0.80 e 0.95.

P	γ_c			γ_s		
	fr.0.70	fr.0.80	fr.0.95	fr.0.70	fr.0.80	fr.0.95
0.01	0.689	0.429	0.220	-	-	-
0.02	0.845	0.526	0.270	-	-	-
0.05	1.127	0.701	0.360	-	-	-
0.50	2.441	1.519	0.780	1.596	0.993	0.510

Pur con le riserve dovute alle incertezze sul frattile da assumere nel calcolo, il comportamento della soletta appare sensibilmente meno favorevole di quello della trave principale a cassone rispetto alla fatica.

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE.

Le verifiche eseguite con il criterio tradizionale del limite di fatica a 2×10^6 cicli hanno mostrato che la sezione di mezzeria, realizzata in c.a. parzialmente precompresso con armatura mista e con differenti gradi di precompressione, viene a trovarsi sempre in condizioni soddisfacenti, quando si debba rispettare anche la limitazione della ampiezza delle lesioni di 0.10 mm.

Per quanto riguarda la soletta superiore che trasversalmente risulta di c.a. ordinario, si sono trovati dei gradi di sicurezza adeguati.

Le verifiche eseguite rispetto alla resistenza a fatica, utilizzando dei collettivi delle sollecitazioni nominali, hanno confermato che la sezione di mezzeria si trova sempre in buone condizioni, per rapporto a tutti e tre i materiali costitutivi, mentre, per quanto riguarda la soletta, si sono avute valutazioni meno soddisfacenti sia per il calcestruzzo che per l'acciaio ordinario.

Dato il carattere essenzialmente orientativo di questi primi risultati, essi possono essere interpretati nel senso che gli elementi più leggeri e rigidi dell'impalcato sono naturalmente più predisposti a subire danneggiamenti per fatica, sia per quanto riguarda l'acciaio, che il calcestruzzo, ma solo dopo la determinazione sperimentale dei collettivi delle sollecitazioni o delle tensioni sarà possibile disporre di valutazioni definitive.

Un ulteriore incoraggiamento a procedere verso la determinazione dei collettivi delle sollecitazioni deriva dalla possibilità di razionalizzare gli interventi di manutenzione sui ponti, prevedendoli secondo un programma temporale sin dalla fase di progetto, in base alla durata a termine, per quei materiali che non hanno asintoto nella curva S-N.

BIBLIOGRAFIA

1. ABELES P.W. Fatigue tests on partially prestressed concrete, IV Congress I.A.B.S.E. (Cambridge). Final Report pp.463-467, 1952.
2. MC CALL J.T. Probability of fatigue failure of plain concrete, A.C.I. Journal, Aug. 1958, pp.233-254.
3. FREUDENTHAL A.M. Prediction of fatigue failure, Journal of Applied physics, Vol.31, Dec. 1960, pp.2196-2198.
4. CRANDALL S.H. (Editor) Random vibration, Vol.2. The M.I.T. Press, Cambridge, 1963.
5. WARNER R.F., HULSBOS C.L. Fatigue properties of prestressing strand, P.C.I. Journal, Feb. 1966, pp. 32-52.
6. BOLOTIN V.V. Statistical methods in structural mechanics. Holden-Day, 1969.
7. AUTORI VARI Lebensdaueranalyse bei unregelmässig schwankender Beanspruchung (random load fatigue). Atti del Kolloquium 22 April 1969. Institut für Festigkeit der Deutschen Forschungs und Versuchsanstalt für Luft und Raumfahrt e.V., Mülheim/Ruhr. Fortschr. Ber. VDI-Z Reihe 5 Nr.7 .
8. BAUS R. Fatigue and breakdown of class III structures, Proc. of the Sixth Congress of the F.I.P., Prague, 1970, pp. 36-53.
9. MAC GREGOR J.G., JHAMB I.C., NUTTAL N. Fatigue strenght of hot rolled deformed reinforcing bars, A.C.I. Journal, March 1971, pp. 169-179.
10. GIUFFRE' A. Analisi probabilistica della resistenza a fatica di una trave in cemento armato precompresso, A.I.C.A.-A.N.I.C.A.P., Convegno 1971, Trieste, 1971, pp. 273-286.
11. PAPOULIS A. Probabilità, variabili aleatorie e processi stocastici, Boringhieri, Torino, 1973.
12. RADOGNA E.F. Stato limite di rottura per fatica di travi di cemento armato parzialmente precompresso: considerazioni teoriche ed indagini sperimentali. Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, Università degli Studi di Roma, Pubbl. N. II-148, Roma, 1974.
13. ANG A.H. S. Bases of the reliability approach to structural / fatigue, Proc. of the 2nd ICOSSAR, Munich, 1977, pp. 97-114.
14. RADOGNA E.F., MATERAZZI A.L. Considerazioni critiche sul problema della sicurezza alla fatica di travi in c.a. parzialmente precompresso, A.I.C.A.P., Seminario sulla precompressione parziale, L'Aquila, 1984.
15. SMITH I.F.C., HIRT M.A. Fatigue design concepts, IABSE Surveys S-29/84, Nov. 1984, pp. 57-72.

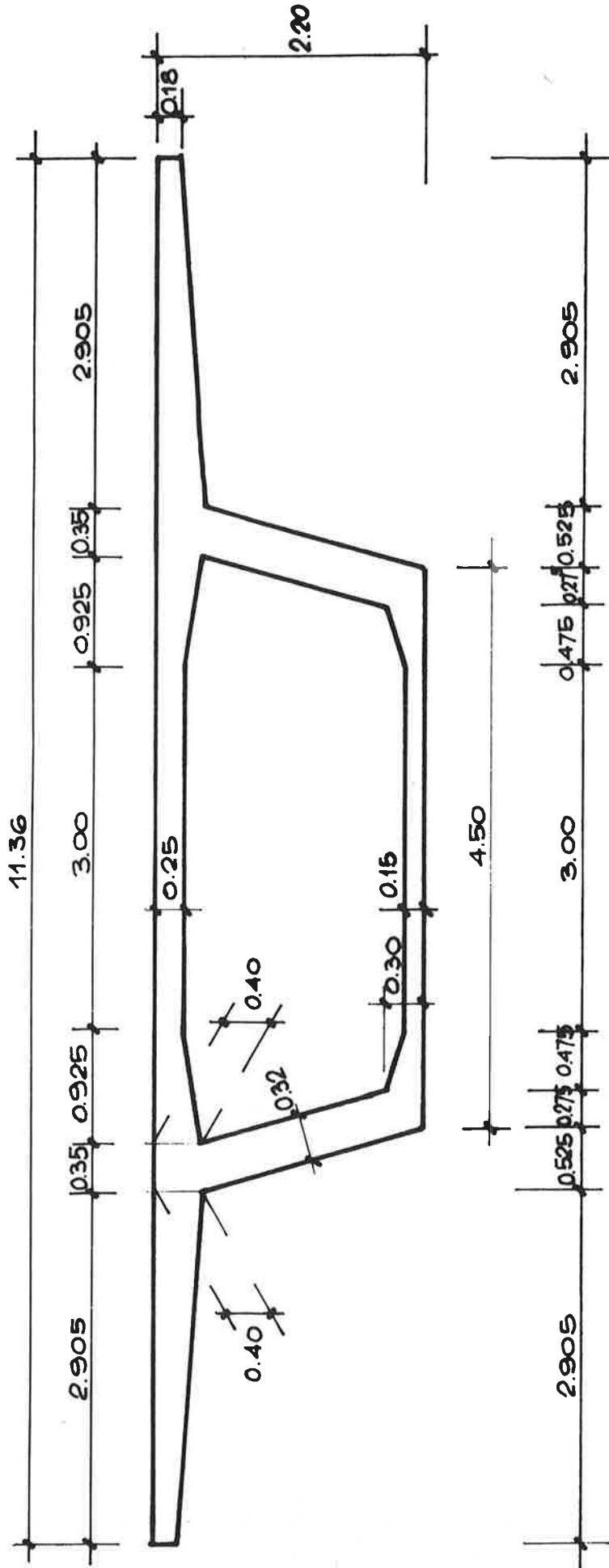


Fig. 3 - Sezione trasversale dell'impalcato in mezzeria.

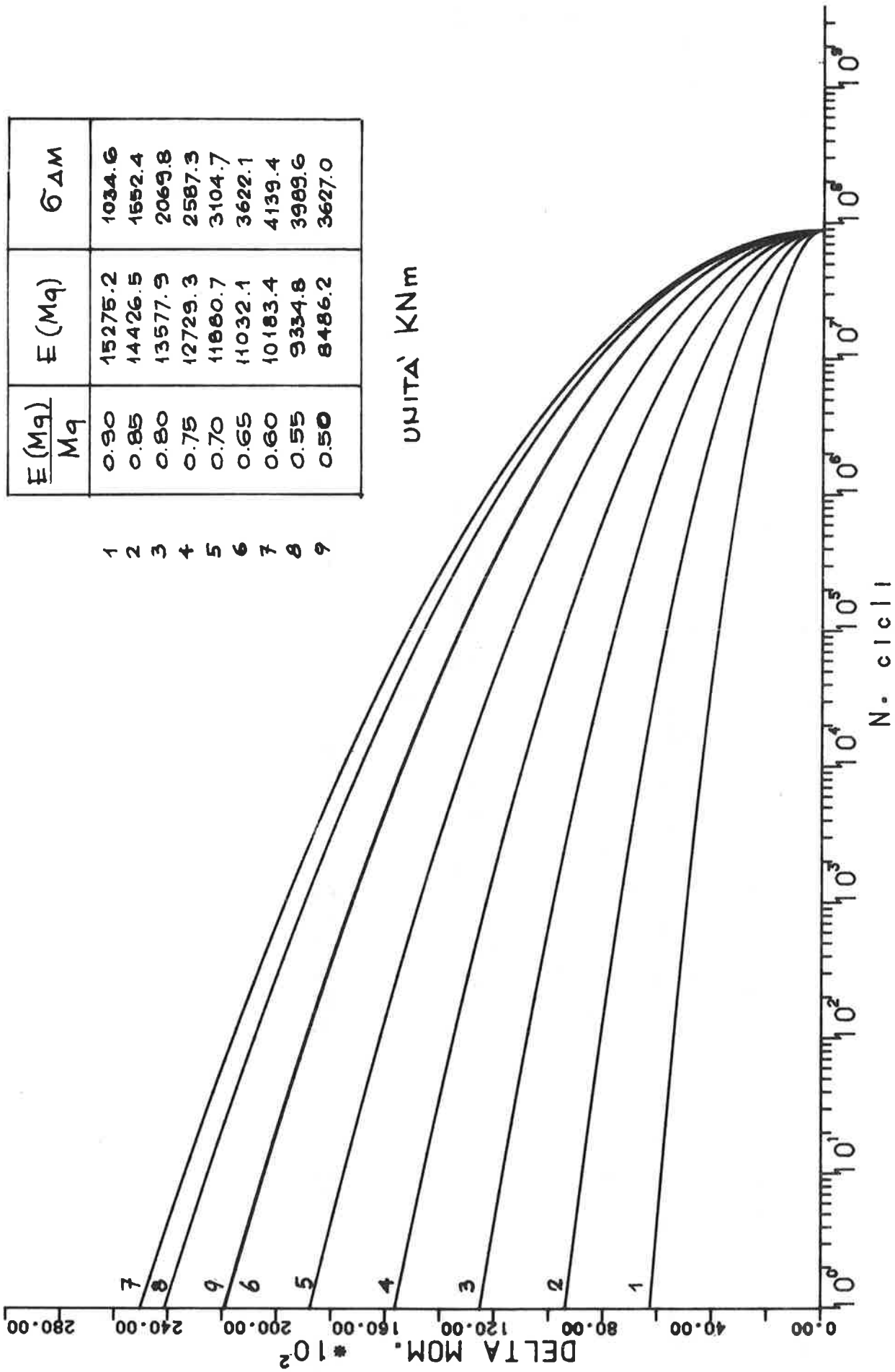


Fig. 4 - Collettivi delle sollecitazioni per una durata del processo di 10 anni.