

# Studi e realizzazioni nel campo delle strutture parzialmente precomprese

*Prof. Ing. Franco Levi*

Il problema della precompressione parziale delle strutture in conglomerato cementizio armato è attualmente all'ordine del giorno. In effetti l'idea di un impiego limitato della precompressione non è affatto nuova: essa era già contemplata nei primissimi brevetti sul cemento armato precompresso all'inizio del secolo, e, a più riprese, vari studiosi e costruttori ne hanno proposto l'impiego nel corso degli ultimi venticinque anni. Ma, in un primo tempo, le seducentissime proprietà del cemento armato integralmente precompresso hanno come soffocato le interessanti possibilità tecniche ed economiche della precompressione limitata, forse perché i vantaggi relativi erano meno appariscenti e richiedevano, per essere opportunamente sfruttati, una più approfondita conoscenza del comportamento statico dell'associazione ferro-calcestruzzo. Fra i promotori e studiosi della precompressione parziale o limitata o mista (sulla questione del vocabolario ritorneremo fra un momento) ricorderemo fra gli altri gli austriaci Emperger e Ables, i tedeschi Zerna e Ruhle e, in Italia, gli ingg. Noli e Marioni. Non credo però di andare errato nell'affermare che gli studi e le proposte di questi e di altri precursori non hanno avuto in campo applicativo sviluppi adeguati al loro interesse teorico ed applicativo. In tal senso si può quindi parlare di una recente « riscoperta » della precompressione parziale. Riscoperta che giustifica l'iniziativa del Presidente della ANICAP di promuovere un convegno sull'argomento.

Incaricato di effettuare una sintesi delle memorie presentate all'attuale Convegno, io avevo in un primo tempo accolto ben volentieri l'invito in quanto mi si offriva l'occasione di aggiornare le mie nozioni su un tema di cui avevo già studiato, molti anni addietro, alcuni aspetti. Non prevedevo però una difficoltà: che cioè l'appello dell'ANICAP suscitasse un così vivo interesse da richiamare un numero notevole di comunicazioni la cui mole avrebbe sottoposto il relatore generale ad una fatica non lieve. Ne d'altra parte potevo immaginare che il Convegno di Venezia inducesse vari Laboratori ad impostare appositi cicli di esperienze, i cui risultati mi sarebbero stati comunicati a mano a mano del loro con-

seguimento, quasi fino al momento di entrare nella sala delle riunioni. Ciò spiega il carattere un po' affrettato e non perfettamente ordinato del Rapporto che mi accingo a svolgere. Sin d'ora prego Autori e Partecipanti di volerne scusare l'imperfezione. Non vi è dubbio peraltro che le successive discussioni potranno aiutare a chiarire i punti sui quali io non riuscirò a fornire una trattazione completamente soddisfacente.

Prima d'entrare nel vivo del mio rapporto, credo peraltro utile soffermarmi ancora un momento su un aspetto preliminare del problema che stiamo esaminando: quello della terminologia. Il programma del convegno suddivide le « strutture parzialmente precomprese » in due categorie: quelle che comportano l'aggiunta di armature non pretese, quelle che sono formate unendo fra loro elementi strutturali variamente presollecitati. Abbiamo visto peraltro, nei brevissimi cenni storici fatti all'inizio, che nella bibliografia specializzata vengono usati, per designare le strutture dei due tipi, termini assai disparati quali: travi miste, travi parzialmente precomprese, strutture a precompressione limitata. Nel redigere il mio rapporto, ho quindi dovuto in un primo luogo effettuare una scelta fra le varie terminologie. Seguendo le mie personali preferenze, ho adottato le seguenti definizioni che chiamerò: « strutture a funzionamento misto » quelle che comportano l'impiego simultaneo di acciai tesi e di acciai non tesi; « strutture parzialmente precomprese » quelle che associano degli elementi precompressi con degli elementi non precompressi (o comunque che uniscono fra loro degli elementi variamente presollecitati). Si intende però che la mia scelta non ha nulla di impegnativo e che io sarò lieto di accogliere i suggerimenti che, in materia, potranno scaturire dai lavori del Convegno (\*).

(\*) Il Convegno ha portato al seguente accordo sulla terminologia: verranno denominate « strutture a sezione mista » le strutture formate dall'unione di elementi variamente presollecitati; « strutture ad armatura mista » le strutture che comportano armature metalliche tese e non tese. Tale convenzione è stata adottata nei successivi paragrafi.



## Tema A

### STRUTTURE AD ARMATURA MISTA

Su questo tema sono pervenute sei memorie: una di carattere teorico dell'ing. Giorgio Macchi sullo studio delle condizioni di fessurazione; cinque di carattere sperimentale: Brozzu e Bortolotti; Castelli Guidi e Radogna; Levi; Pizzetti; Greco, Giliberti, Mele.

Poiché le varie memorie non sono state distribuite ai congressisti, ho creduto opportuno includere nel mio rapporto un riassunto del loro contenuto, al quale farò seguire un commento sui risultati conseguiti dagli Autori. Nei commenti cercherò sempre di mettere in luce le nozioni che si possono ricavare dalle singole comunicazioni nei riguardi dei più importanti aspetti del comportamento statico delle strutture miste: fessurazione, rottura, deformazione, se del caso comportamento a fatica, effetto delle deformazioni lente. Così facendo non farò altro che uniformarmi alla prassi ormai largamente diffusa di analizzare le condizioni di sicurezza degli elementi resistenti nei riguardi di tutti gli « stati limite » che possono comportare la messa fuori servizio della costruzione. E' questo il concetto al quale si ispirano infatti i più moderni regolamenti sulle costruzioni cementizie armate, primo fra tutti il compendio di « Recommendations Pratiques » del Comitato Europeo del Cemento Armato, al quale peraltro vari Autori si riferiscono esplicitamente nei lavori che stiamo esaminando.

**G. MACCHI: Fessurazione delle strutture precomprese e parzialmente precomprese (con la nuova terminologia bisognerebbe dire e « ad armatura mista »).**

L'ing. Macchi osserva in primo luogo che l'impiego sistematico delle travi miste richiede la conoscenza del loro comportamento a fessurazione. Riferendosi ai risultati di un suo precedente studio sperimentale, egli nota che sembrano ormai accertati i seguenti punti: a) l'aggiunta nelle travi precomprese di armatura addizionale non tesa non influisce sul valore del carico pel quale compaiono le prime fessure capillari (tale affermazione coincide con le conclusioni enunciate a suo tempo da Abeles e da Zerna per le travi nelle quali non si debba tener conto della redistribuzione degli sforzi interni dati dalle deformazioni lente), b) la presenza di armature non tese riduce sostanzialmente gli intervalli fra le fessure e l'ampiezza delle lesioni. Donde l'opportunità di istituire uno studio teorico della fessurazione che, mettendo chiaramente in luce l'effetto dei vari parametri in gioco, consenta di sfruttare adeguatamente tale interessante proprietà.

Per risolvere il problema posto, l'ing. Macchi parte dalla cosiddetta « teoria di sintesi » della fessurazione formulata dal C.E.B., di cui tuttavia trasforma le formule conclusive, relative al valore dell'intervallo minimo fra le fessure e all'apertura delle fessure. Mediante una raffigurazione molto ingegnosa del fenomeno, egli riesce infatti a dimostrare che nelle travi in cemento armato ordinario semplicemente inflesse « la distanza minima fra due fessure adiacenti è definita dal fatto che a tale distanza da una delle fessure la risultante di aderenza eguaglia la risultante di compressione nella sezione fessurata sotto l'azione del momento di fessurazione ». Lo stesso procedimento, applicato alle travi precomprese o miste, gli consente di mettere in evidenza che per tali strutture il suddetto intervallo è « definito dal fatto che

a tale distanza da una delle fessure la risultante di aderenza eguaglia la risultante di compressione nella sezione fessurata (sotto l'azione del momento di fessurazione) diminuita del valore della precompressione ». Si ha dunque

$$\Delta l_{\min} = \frac{C - N}{p \cdot \tau_d}$$

Poiché peraltro la determinazione della risultante di compressione  $C$  nella sezione parzializzata precompressa o mista si riconduce facilmente ad un usuale problema di pressoflessione, il metodo risolve completamente il quesito. Noto infatti il valore di  $\Delta l_{\min}$ , è facile calcolare l'apertura massima teorica, che è pari all'allungamento dell'acciaio nell'intervallo  $\Delta l_{\max} = 2\Delta l_{\min}$ , facendo ricorso ai risultati noti della teoria classica della fessurazione.

Pur avvertendo che la verifica sperimentale della formula proposta è resa incerta dalla mancanza di nozioni precise sui valori dei parametri in gioco (in particolare dei coefficienti di aderenza), l'ing. Macchi istituisce un interessante confronto fra teoria ed esperienza riferendosi agli intervalli di fessurazione rilevati nelle già citate esperienze su travi precomprese miste. Malgrado l'imprecisione data dall'intervento della differenza  $C - N$ , i cui due termini sono dello stesso ordine di grandezza, i risultati sono qualitativamente soddisfacenti. Essi mostrano in particolare che l'aderenza della guaina che avvolge l'armatura pretesa è molto modesta.

Nelle considerazioni conclusive l'ing. Macchi controlla a mezzo della sua formula una proposta di verifica semplificata delle condizioni di fessurazione delle travi miste da me avanzata in una memoria che analizzeremo in seguito. La discussione di tale argomento verrà ripresa quando esamineremo la memoria di cui trattasi. Riasumiamo invece brevemente alcuni concetti di carattere generale formulati dal Macchi: a) Egli sottolinea in primo luogo la necessità di preoccuparsi del comportamento a fatica delle travi miste in quanto l'oscillazione della tensione nell'acciaio preteso può, in queste strutture, superare il limite di resistenza a fatica ondulata dell'acciaio. b) Per quanto riguarda il comportamento a rottura, egli afferma peraltro che la verifica relativa non presenta difficoltà. E' questo l'unico punto sul quale non concordiamo completamente con il contenuto della memoria di cui trattasi in quanto, come vedremo, tale aspetto del comportamento delle travi miste sembra dar luogo in taluni casi a qualche singolarità.

Quanto da noi riportato nei precedenti paragrafi contiene già implicitamente il nostro commento al lavoro dell'ing. Macchi. Crediamo comunque opportuno confermare che, a nostro avviso, tale comunicazione costituisce un valido contributo allo studio della fessurazione delle travi miste. Sulla base delle formule proposte, sarà infatti possibile formulare precisi programmi di controlli sperimentali ed impostare su basi sicure le verifiche statiche esatte o approssimate di questo importante aspetto del comportamento.

**M. BROZZU - L. BORTOLOTTI: Sul comportamento delle travi in c.a.p. con armatura passiva - Indagine sperimentale con l'ausilio di modelli.**

Gli Autori, ispirandosi ai concetti enunciatati da Abeles, hanno istituito una vasta indagine sperimentale sul comportamento statico delle travi ad armatura mista.



Per accelerare le esperienze, per diminuirne il costo e per poter disporre di un numero di dati tale da consentire un controllo statistico, la ricerca è stata condotta su modelli a scala 1/5 il cui indurimento veniva accelerato mediante immersione in acqua calda a 24 ore dal getto. Si sono così potuti sperimentare ben 20 travetti in soli 45 giorni. I travetti presentavano sezione a T con altezza pari a 9 cm, ala larga 8 cm e spessa circa 3 cm, anima di 2,5 cm. L'armatura pretesa, costituita da un cavetto rettilineo inserito in una guaina di plastica, aveva una sezione compresa fra 5 e 7 mm<sup>2</sup>. L'armatura aggiunta inferiore, formata da fili lisci di diametro compreso fra 0,8 e 2,5 mm, aveva una sezione variabile fra 1 e 17 mm<sup>2</sup>. Gli acciai fino a  $\phi = 2$  mm presentavano un tasso di snervamento piuttosto basso (fra 23 e 30 Kg/mm<sup>2</sup>), quelli da  $\phi = 2.5$  mm erano invece del tipo duro. La prova di flessione era eseguita su semplice appoggio con applicazione di due carichi simmetricamente disposti rispetto alla mezzzeria. La memoria riporta dettagliatamente l'andamento carichi-frecce per ciascun travetto, nonché i valori dei carichi di fessurazione e dei carichi di rottura osservati.

Per interpretare il comportamento a rottura, Brozzu e Bertolotti fanno uso di una formula semplificata proposta da Abeles nella quale la forma del diagramma di compressione nella sezione di rottura viene assimilata ad un rettangolo con altezza pari alla resistenza a rottura del conglomerato, ed in cui si fa intervenire per i due acciai, teso e non teso, la resistenza a rottura. In proposito vorremmo osservare che la formula di Abeles era stata proposta per travi con armatura pretesa resa aderente al conglomerato ed armatura passiva in acciaio duro ad alto limite elastico. Poiché, nel caso in esame, tali due condizioni non sono soddisfatte, riteniamo che il confronto presentato non sia molto significativo. Da notare però che, mentre le obiezioni che precedono farebbero prevedere una sopravvalutazione del momento di rottura retorico, il confronto condotto dagli Autori denota in quasi tutti i casi un supero del momento di rottura sperimentale rispetto ai dati di calcolo. A nostro avviso tale risultato si spiega per l'intervento di una elevata « iperresistenza » dell'armatura passiva. E' noto infatti che nelle travi in cemento armato debolmente armate con armature ad elevata aderenza si osserva un notevole innalzamento della resistenza a rottura rispetto alle previsioni teoriche. Ora, nel caso in esame, l'aderenza dei fili di piccolissimo diametro è certamente molto forte, e, d'altra parte, le percentuali di armatura passiva inferiore variano fra il 0,14% e il 2,3%. Assai significativa invece l'ottima concordanza fra teoria ed esperienza in materia di carichi di fessurazione.

Nelle loro conclusioni, Brozzu e Bertolotti ritengono sufficientemente provata la possibilità di eseguire prove del tipo in esame operando su modelli. A nostro avviso tale affermazione può essere accettata a condizione che nella preparazione dei travetti di prova sia tenuta presente la necessità di riprodurre con esattezza tutti gli aspetti della associazione ferro-calcestruzzo che esercitano una influenza determinante sulle varie fasi del comportamento. Fra queste citiamo: la forma del diagramma di deformazione dei due tipi di armatura, le condizioni di aderenza, l'andamento delle deformazioni lente del conglomerato. In tal senso crediamo dovrebbero orientarsi gli sviluppi futuri della ricerca di cui trattasi. Condividiamo invece pienamente le considera-

zioni svolte dagli Autori circa l'interesse della aggiunta di una armatura passiva per evitare la « fragilità » delle strutture e per migliorare il comportamento a fessurazione delle travi.

#### C. CESTELLI GUIDI - E. F. RADOGNA: **Contributo teorico sperimentale allo studio della precompressione parziale.**

La memoria di cui trattasi esamina il problema delle travi ad armatura mista da vari punti di vista: aspetto teorico, considerazioni economiche, interpretazione di dati sperimentali. Raffrontando il rapporto fra i costi dei due tipi di acciaio ed il rapporto dei loro limiti elastici, gli Autori giungono alla conclusione che vi è convenienza a combinare armature dei due tipi se l'armatura non tesa presenta un tasso di snervamento elevato (ricordiamo in proposito che Abeles consigliava infatti di usare acciaio da precompresso). Alla stessa conclusione essi giungono in base a considerazioni teoriche attinenti all'evoluzione dello sforzo nelle armature al crescere del momento esterno. In pratica, i migliori risultati si ottengono quando gli acciai non tesi giungono al loro limite di resistenza unitamente agli acciai tesi. Gli Autori osservano quindi che, se tale condizione si trova soddisfatta, le strutture ad armatura mista offrono piene garanzie di stabilità, purché naturalmente se ne studi accuratamente il comportamento a fessurazione. Essi indicano quindi i campi nei quali l'impiego di tale tipo di strutture sembra particolarmente interessante: le opere che devono poter sopportare sovraccarichi eccezionali; le strutture che richiedono rinforzi locali, quali gli appoggi intermedi delle travi continue o i solai incastrati; le membrature in cui convenga affidare all'acciaio non teso l'assorbimento del peso proprio, all'acciaio teso l'assorbimento del sovraccarico.

La ricerca sperimentale, di cui la memoria presenta i primi risultati, si riferisce a cinque travi a doppio T simmetrico alte 40 cm, larghe 25 cm con ali di 6-10 cm, anima di 8 cm. L'armatura ordinaria inferiore, del tipo CS ad aderenza migliorata varia da 4  $\phi$  6 (trave I) a 4  $\phi$  6, 8  $\phi$  12 (trave V). L'armatura tesa da 12  $\phi$  5 a zero. Si passa dunque gradualmente da una trave precompressa ordinaria ad una trave in cemento armato classica. Le prove di flessione sono state eseguite sulla luce di 4 m con due carichi concentrati simmetrici distanti fra loro 1 m.

Tralasciamo per brevità di analizzare le interessanti osservazioni svolte dagli Autori sulla forma dei diagrammi carichi-frecce. Notiamo soltanto che, in accordo con altri sperimentatori, essi mettono in evidenza l'incertezza della determinazione sperimentale della prima fessura visibile. Molto precisi invece i rilievi sullo sviluppo successivo della fessurazione il quale tuttavia, nel caso in esame, sembra aver risentito l'influenza della presenza delle staffe nel tratto soggetto a momento costante. Interessante peraltro la constatazione che, scaricando le quattro travi precomprese dopo raggiunto uno stadio di completa fessurazione, le lesioni si sono richiuse perfettamente. Nella successiva applicazione del carico si è notato, come si poteva prevedere, che l'inizio delle grandi deformazioni coincideva col raggiungimento dello snervamento dell'armatura tesa; snervamento che è tuttavia stato ritardato dalla precompressione cui tale armatura si trovava sottoposta. Infine la



rottura è avvenuta per strappo dell'acciaio nella trave semplicemente precompressa, per schiacciamento del calcestruzzo nelle altre travi.

Nell'impossibilità di analizzare compiutamente la vastissima raccolta di dati sperimentali presentati, ci soffermeremo soltanto sugli aspetti del comportamento che interessano lo studio delle condizioni di sicurezza.

Ampiezza delle lesioni. I diagrammi delle ampiezze delle lesioni in funzione dei carichi applicati hanno, come vuole la teoria, un andamento lineare. Si trova peraltro che tale andamento presenta uno spigolo segnato, seguito da un allargamento rapido delle fessure, quando l'acciaio non teso si snerva. A parità di tasso di lavoro nell'acciaio non teso, l'ampiezza delle lesioni, sia media che massima, risulta tanto minore quanto maggiore è la percentuale di armatura passiva. Molto soddisfacente il confronto fra momenti di decompressione sperimentali e teorici, come pure l'analogo raffronto riguardante i momenti di fessurazione.

Una particolare attenzione merita a nostro avviso la analisi del comportamento a rottura. Dai dati riportati risulta che per tutte le cinque travi il momento sperimentale è equivalente o addirittura superiore al momento teorico calcolato in base al tasso di snervamento dell'armatura passiva e al tasso di rottura dell'acciaio teso. Tale risultato, perfettamente logico per la trave semplicemente precompressa che si è rotta per strappo dell'armatura, sorprende a prima vista per le altre quattro travi nelle quali lo schiacciamento del calcestruzzo ha impedito l'integrale sfruttamento dell'armatura pretesa. Si può quindi presumere che anche in questo caso, come già nelle prove di Brozzu e Bortolotti, le travi abbiano dato luogo ad una certa iperresistenza dell'acciaio passivo. (In questo caso le percentuali di armatura passiva sono abbastanza elevate, in quanto comprese fra il quattro e il sette per mille, ma l'aderenza è molto forte data la sagomatura caratteristica dell'acciaio CS). Una riprova di tale affermazione è data dal comportamento della trave V in cemento armato ordinario la quale, pur con una percentuale di armatura del 9‰, ha denotato un supero del momento sperimentale rispetto al teorico del 3% circa.

Per concludere, osserveremo che le più importanti conclusioni che Cestelli e Radogna hanno ricavato dalla prima parte della loro ricerca sperimentale si possono riassumere come segue.

— Le travi a funzionamento misto possono trovare utile impiego in vari campi. In particolare, quando si disponga di una sicurezza a rottura sovrabbondante, è interessante poter raggiungere in servizio tassi di trazione elevati.

— I migliori risultati economici si hanno impiegando acciai passivi ad alto limite elastico.

— E' possibile formulare previsioni attendibili sul comportamento a fessurazione e rottura di queste strutture.

— Ulteriori studi sono tuttavia necessari per fissare i valori dei coefficienti da usare nei calcoli, in particolare per quanto riguarda la fessurazione.

**F. LEVI - G. PIZZETTI: Prove su travi ad armatura mista eseguite presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Venezia.**

Le esperienze di cui trattasi sono tuttora in corso e le comunicazioni presentate dal sottoscritto e dal prof. Pizzetti costituiscono soltanto dei rapporti preliminari.

La presentazione dei dati ottenuti è stata suddivisa in due parti: mentre infatti la nota che reca la mia firma tenta di ricavare sin d'ora dai primi risultati ottenuti alcune indicazioni di carattere pratico, utili per le applicazioni e per l'impostazione delle ulteriori ricerche, la memoria di Pizzetti contiene una illustrazione dettagliata delle osservazioni effettuate ed istituisce una accurata interpretazione teorica dei dati numerici. Per comodità di esposizione, esamineremo insieme le due comunicazioni.

Premettiamo che la ricerca svolta presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Venezia era stata armonizzata con lo studio sperimentale di Cestelli e Radogna. Mentre infatti questi ultimi facevano variare le percentuali di armatura tesa e non tesa, noi assumevamo quale parametro le condizioni di aderenza dei due acciai. Da notare che le travi di Venezia sono tuttavia di maggiori dimensioni di quelle romane; eccone infatti, brevemente riassunte, le caratteristiche principali. La serie comporta otto travi a T aventi dimensioni esterne 40 x 40 cm, un'ala spessa 8 cm, un'anima spessa 12 cm. La portanza a rottura di tali travi era per circa il 50% assicurata da un cavo da 12  $\phi$  6 preteso al tasso utile di circa 105 kg/mm<sup>2</sup>, per il resto da 7  $\phi$  14 in acciaio non teso. Sei travi erano a cavo iniettato, due a cavo non iniettato. Le prime, suddivise in tre coppie, comportavano rispettivamente armature passive dei tipi liscio, Galtarossa GS e RUMI. Le ultime due avevano un'armatura non tesa di tipo RUMI. Tutti gli acciai non tesi avevano tassi di snervamento compresi fra 47 e 52 kg/mm<sup>2</sup>. L'acciaio duro aveva un limite allo 0,2% di 165 kg/mm<sup>2</sup> un carico di rottura di 178 kg/mm<sup>2</sup>. La resistenza a compressione del calcestruzzo si aggirava sui 550-600 kg/cm<sup>2</sup>. Le travi, di una luce di m 6,80, erano soggette a due carichi concentrati simmetrici applicati ai terzi della luce.

I rapporti si propongono ambedue di interpretare il comportamento delle travi nei riguardi dei tre stati limite statici: fessurazione, rottura, deformazione, ma come si è detto, con intenti diversi: un punto di vista applicativo il primo, un punto di vista più analitico il secondo.

Mentre nel rapporto di Pizzetti il comportamento a fessurazione delle travi viene riscontrato in buon accordo con le previsioni teoriche desunte dalla formula di Macchi, pur con qualche incertezza relativa ai valori dei parametri da introdurre nel calcolo, il mio rapporto propone un metodo approssimato col quale i progettisti possono sin d'ora formulare previsioni attendibili sulla distanza e l'apertura delle lesioni. La semplificazione proposta consiste nel calcolare l'intervallo fra le fessure a mezzo delle formule classiche, valide per travi semplicemente inflesse, trascurando però nel computo delle armature aderenti l'armatura pretesa.

L'apertura delle fessure viene quindi calcolata applicando alla trave supposta non precompressa la differenza fra il momento esterno e il momento necessario per annullare la precompressione.

Non è difficile rendersi conto che il nostro modo di procedere introduce praticamente tre cause di errore. Il fatto di trascurare la presenza della armatura tesa va naturalmente a favore della sicurezza. Invece, nella valutazione del numeratore C-N della formula di Macchi, si vengono ad introdurre due approssimazioni di segno opposto la cui importanza relativa varia da caso a caso. Ovviamente il procedimento di calcolo di cui



trattasi è alquanto grossolano. Se però si tiene conto del carattere aleatorio dei fenomeni di fessurazione e della difficoltà di valutare con precisione i valori dei coefficienti di aderenza da introdurre nelle formule (in particolare per quanto riguarda l'armatura pretesa, per la quale sussiste l'incertezza se considerare l'area della guaina o quella dei fili singoli), si giunge alla conclusione che il metodo può presentare un certo interesse e merita di far oggetto di ulteriori studi. E peraltro ovvio che l'entità percentuale dell'errore è tanto minore quanto più ridotta è la proporzione di armatura pretesa. D'altra parte poiché le esperienze sembrano dimostrare che l'aderenza dell'armatura pretesa a cavo è piuttosto modesta, l'errore che si commette trascurandola nel computo delle armature aderenti non dovrebbe essere molto forte. Confrontando gli intervalli delle lesioni riscontrati sperimentalmente nelle prime prove di Venezia con le previsioni desunte dall'applicazione del metodo approssimato si trovano i seguenti risultati.

	Travi iniettate			Trave non iniet.
	Acciaio RUMI	Acciaio GS	Acciaio liscio	Acciaio RUMI
Intervalli medi sperimentali	6,6 cm	7,5 cm	13 cm	7,5 cm
Intervalli max di calcolo $\Delta l_{max}$	8,4 cm	9,2 cm	14,5 cm	8,4 cm
Intervallo medio di calcolo $\Delta l_m$ ( $\Delta l_m = 0,75 \Delta l_{max}$ )	6,3 cm	6,9 cm	11 cm	6,3 cm

Dalla tabella si desume che, nel caso particolare, il nostro metodo sottovaluta gli intervalli fra le fessure. Altro interessante rilievo: le due travi RUMI con cavo iniettato e non iniettato denotano intervalli quasi eguali. Ciò dimostra che l'apporto di aderenza dell'armatura pretesa a cavo è comunque molto modesto. Il completamento del raffronto fra teoria ed esperienza, in corso a cura del prof. Pizzetti, consentirà di portare un giudizio più attendibile sulle altre approssimazioni introdotte.

Per quanto si riferisce alla rottura, la mia nota mette in evidenza una riduzione di portanza delle travi iniettate dell'ordine del 5% rispetto alle previsioni fondate sull'applicazione degli usuali metodi di calcolo della resistenza a rottura delle travi precomprese. Poiché tali metodi forniscono risultati leggermente cautelativi, si può ammettere che l'abbassamento di resistenza rispetto a quanto si sarebbe logicamente dovuto ottenere si aggiri sul 8-10%. Il fenomeno sembra potersi attribuire a due cause diverse:

a) mancanza delle staffe nel tratto centrale della trave e conseguente svergolamento della soola compresa nell'ultima fase della resistenza;

b) concentrazione della rottura in una sezione provocata dallo snervamento dell'armatura ordinaria e conseguente limitazione delle possibilità di sfruttamento dell'acciaio duro.

I dati a disposizione non consentono tuttavia di valutare l'importanza relativa delle due cause.

Per la trave non iniettata la riduzione di portanza rispetto alle previsioni è logicamente più forte. Ma la entità dell'abbassamento di resistenza è confrontabile a quella che si riscontra nelle travi precomprese usuali.

E' invece importante rilevare che sul comportamento a rottura la variabile « aderenza » da noi assunta a base del programma sperimentale non sembra aver esplicitato un effetto significativo.

Nel concludere la nostra analisi sommaria dei primi dati ottenuti, crediamo utile sottolineare l'importanza d'istituire ulteriori studi atti a stabilire se effettivamente la presenza di una forte percentuale di armatura ordinaria comporta una riduzione della resistenza a rottura delle travi ad armatura mista.

Un breve cenno infine alle osservazioni relative alle deformazioni delle travi. In primo luogo le nostre esperienze hanno chiaramente dimostrato che se si pone quale limite del « funzionamento in servizio » il raggiungimento di lesioni di una apertura di 2-3/10 di millimetro, la deformabilità totale della trave risulta notevole. In certi casi potrà quindi accadere che le possibilità di utilizzazione delle travi ad armatura mista siano limitate dalla deformabilità. Tale eventualità sarà anche più frequente in presenza di carichi dinamici. Inoltre talvolta potrà accadere che le capacità di sfruttamento siano ulteriormente ridotte dalla considerazione della resistenza a fatica ondulata dell'acciaio preteso.

Interessante peraltro notare che una valutazione attendibile della deformabilità delle travi qui esaminate in regime di fessurazione si può avere applicando la formula proposta dal Comitato Europeo del Cemento Armato per le travi in cemento armato ordinario. Tale confronto verrà integrato dal prof. Pizzetti utilizzando un recente aggiornamento delle formule di cui trattasi.

Come già per le note precedentemente esaminate, riassumiamo le più interessanti conclusioni scaturite dalle esperienze eseguite a Venezia:

a) in linea generale sembra possibile, entro certi limiti, conseguire una interessante raffigurazione del comportamento delle travi miste considerandole come la sovrapposizione di una trave in c.a. ordinario e di una trave precompressa;

b) sembra accertato che l'aggiunta dell'armatura passiva offre al progettista un interessante mezzo per influire sul comportamento a fessurazione;

c) sin d'ora è possibile introdurre le travi a funzionamento misto nella pratica applicativa, sia pure con talune precauzioni;

d) in taluni casi le possibilità di sfruttamento delle travi miste potranno trovarsi limitate da considerazioni attinenti alla deformabilità e al comportamento a fatica.

C. GRECO - A. GILBERTI - G. MELE: **Esperienze su due gruppi sei travetti - Programma di prove.**

Gli Autori presentano un interessante programma sperimentale che si può considerare in un certo senso complementare di quello realizzato da Cestelli e Radogna. Essi si propongono infatti di studiare il comportamento di due serie di 6 travetti precompressi a fili aderenti con rapporto variabile delle sezioni di acciaio armonico e di acciaio passivo. Agli estremi della serie so-



no previsti un travetto armato soltanto con acciaio preteso, un travetto armato solo con acciaio passivo. I risultati dovrebbero consentire di rispondere ad alcuni dei quesiti da noi formulati nei precedenti paragrafi: influenza dell'acciaio preteso a forte aderenza sul comportamento a fessurazione; effetto della presenza di una elevata percentuale di acciaio non teso sulla resistenza a rottura. Poiché, come si è visto, l'interpretazione di taluni risultati sperimentali è resa incerta dall'impossibilità di valutare con esattezza il contributo alla resistenza dato da ciascun tipo di acciaio, ci permettiamo di suggerire che per alcuni dei travetti della serie, in particolare quelli comprendenti percentuali intermedie dei due tipi di armatura, vengano realizzati, a fianco del travetto misto, supposto armato con una sezione di acciaio passivo  $A_p$ , una sezione di acciaio teso  $A_t$ , due travetti di eguale sezione armati, l'uno con la sola armatura  $A_p$ , l'altro con la sola armatura  $A_t$ . Non vi è dubbio infatti che il confronto dei risultati ottenuti nelle tre prove dovrebbe facilitare in larga misura l'interpretazione del comportamento delle travi miste. Sarebbe inoltre interessante completare la serie di travi prevedendone alcune nelle quali l'armatura pretesa sia posta nelle immediate vicinanze del lembo teso.

#### *Conclusioni sulle travi ad armatura mista*

Le Note presentate all'attuale Convegno recano indubbiamente un importante contributo alla conoscenza del comportamento delle travi ad armatura mista ed alla determinazione del loro campo di utilizzazione. Rimangono tuttavia alcuni punti oscuri sui quali si dovrà ancora discutere e lavorare in campo sperimentale e teorico. Per concludere sarà dunque opportuno fare il punto della situazione.

#### *Nozioni teoriche e sperimentali*

Sappiamo ormai in modo sicuro che le travi ad armatura mista presentano un comportamento ottimo nei riguardi della fessurazione e della rottura ed inoltre che, dopo soppressione del carico, esse ritrovano la loro integrità dando luogo alla chiusura delle lesioni. Per la fessurazione disponiamo inoltre di una teoria che offre lo stesso grado di attendibilità di quella in uso per il cemento armato ordinario. Non disponiamo però di nozioni sufficienti sui valori dei coefficienti di aderenza delle armature pretese a cavo. Meno sicure le nostre conoscenze in materia di resistenza a rottura. In questo campo bisognerà studiare con cura le proprietà delle travi «intermedie» e stabilire a partire da quale percentuale di armatura passiva si deve tener conto di una eventuale limitazione della possibilità di sfruttamento dell'acciaio teso.

#### *Delimitazione del campo di utilizzazione*

I campi di elezione per l'impiego delle travi ad armatura mista sembrano potersi definire come segue:

— Travi che dispongono di una resistenza a rottura sovrabbondante.

— Travi realizzate in due tempi nelle quali interessi o di far assorbire il peso proprio dell'armatura passiva tendendo quindi in opera i cavi di acciaio duro, o, al

contrario, tendere tutti i cavi nella prima fase, affidando il sovraccarico all'armatura passiva.

— Travi iperstatiche dove si debbano assorbire localmente delle punte di momento.

— Travi che devono essere capaci di sopportare una volta tanto dei carichi di natura eccezionale.

— Travi che non debbano risultare «fragili».

#### *Problemi da risolvere*

Oltre alla determinazione dei coefficienti di aderenza e allo studio della resistenza a rottura, si dovranno analizzare i seguenti aspetti del comportamento:

- influenza delle deformazioni lente;
- entità delle deformazioni ammissibili;
- resistenza a fatica.

### **Tema B**

#### **TRAVI A SEZIONE MISTA**

Su questo tema sono pervenute cinque memorie: due di carattere teorico dell'ing. G. Croci riguardanti il problema del proporzionamento, una teorico-sperimentale redatta dal sottoscritto in collaborazione con l'ing. Corona; una di natura descrittiva di Turazza e Gallo, infine una comunicazione della R.D.B. nella quale vengono discussi vari risultati sperimentali.

Anche in questo campo faremo seguire, ad un sunto del contenuto delle memorie, una breve discussione delle proposte e delle conclusioni formulate dagli Autori.

#### **G. CROCI: Metodo per la progettazione di sezioni miste presollecitate (2 note).**

Quando mesi fa l'Autore delle due Note in esame aveva redatto una memoria recante un ingegnoso metodo di dimensionamento delle sezioni in c.a. interamente precomprese, gli era stato fatto rilevare che, nella pratica applicativa, la maggior parte delle travi precomprese vengono unite in opera con elementi in c.a. ordinario o diversamente presollecitati. Così pure gli era stato obiettato che il suo procedimento non teneva conto delle esigenze della resistenza a rottura.

Le due note attuali sembrano precisamente rispondere alle precedenti obiezioni in quanto esse tendono proprio a colmare le lacune che limitavano le possibilità di utilizzazione del primo studio.

La nota I mostra come i grafici allestiti per consentire un rapido proporzionamento delle strutture interamente precomprese possano usarsi, sia pure con qualche approssimazione, per progettare travi nelle quali il getto delle due solette, superiore e inferiore, e il tiro dei cavi siano eseguiti in più fasi. Riassunte brevemente le modalità di impiego del grafico fondamentale, l'Autore propone di procedere come segue quando l'esecuzione della trave avvenga in più fasi. In un primo tempo si fissano le caratteristiche di una sezione fittizia, gettata in un unico tempo, la quale in presenza del momento massimo, dia luogo allo stesso diagramma delle tensioni cui si trova soggetta la sezione mista cercata nell'ultima fase del proporzionamento. Imponendo l'eguaglianza delle aree dei diagrammi rappre-



sentativi del prodotto tensione-larghezza, si determina quindi la larghezza di soletta superiore da gettare nella prima fase. Vengono allora considerate varie soluzioni per la ripartizione dello sforzo di precompressione fra le due fasi e se ne analizzano le conseguenze. Si passa quindi alla determinazione della frazione di soletta inferiore da gettare nelle due fasi.

Il procedimento è indubbiamente molto ingegnoso e suscettibile di facilitare in modo sostanziale il compito di un progettista ben addestrato all'impiego dei grafici. Vorremmo tuttavia chiedere all'ing. Croci di illustrare le modalità di utilizzazione del metodo nel caso molto frequente in cui la larghezza della soletta da gettare nella seconda fase costituisce un dato del problema (è il caso degli impalcati da ponte e di molte costruzioni industriali), mentre risulta immutabile (per ovvie ragioni di semplicità esecutiva la larghezza della soletta inferiore).

La seconda nota si propone di determinare la minima larghezza dell'anima e il tracciato più conveniente dei cavi in una struttura analoga a quella esaminata nella prima nota: nella quale cioè getto delle due solette e tiro dei cavi possono avvenire in fasi successive. Il punto di partenza è una sezione già dimensionata a flessione. Il metodo estende ai problemi in esame la nozione di « curve limiti » proposta da Guyon per le travi interamente precomprese. Tali curve limiti sono definite come luoghi geometrici delle posizioni estreme del centro di pressione cui corrisponde il raggiungimento di una data condizione statica. Nel contempo si definiscono due angoli limiti, superiore e inferiore, cui corrisponde il raggiungimento del valore ammissibile delle trazioni oblique. Fra le condizioni statiche prese in esame per il tracciamento delle curve limiti, il Croci annovera non solo le tensioni ai lembi, ma anche la rottura, la fessurazione, il margine di avvertimento. Nel caso delle strutture realizzate di più fasi, viene indicato come la determinazione delle curve limiti relative alle ultime fasi possa essere conglobata nella determinazione delle curve relative alle prime fasi mediante alcuni accorgimenti.

La brevità del tempo a disposizione non mi ha consentito di tentare una applicazione del procedimento ad un esempio concreto. Non sono quindi in grado di portare un giudizio documentato sull'utilità pratica del metodo proposto. Non posso nascondere però che, a prima vista, la serie delle operazioni grafico-analitiche proposte mi è sembrata piuttosto gravosa. Temo inoltre che difficilmente un progettista che non sia chiamato ad impiegare il procedimento con grande frequenza possa tener a mente tutti gli accorgimenti e tutti gli artifici necessari per un impiego utile del metodo. Sarò però ben lieto se l'Autore potrà smentire questa mia impressione in sede di discussione.

**G. CORONA - F. LEVI: Funzionamento in parallelo di elementi in c.a. precompresso e di elementi in c.a. normale.**

La memoria si propone d'interpretare il comportamento a fessurazione di un nuovo tipo di solaio a sezione mista comparso recentemente sul mercato. Tale solaio è formato da pannelli prefabbricati comprendenti un travetto a T rovescio precompresso unito a due file di blocchi in laterizio la cui giunzione in opera è

realizzata mediante interposizione di un travetto in cemento armato ordinario. Si realizza così un solaio misto che comporta una alternanza di travetti precompressi e di travetti in cemento armato ordinario i quali devono funzionare « in parallelo » in presenza del momento flettente esterno.

Poiché una estesa serie di prove destinate ad accertare il comportamento statico della struttura di cui trattasi aveva messo in evidenza una resistenza a fessurazione superiore alle previsioni, venne istituita una indagine atta a chiarire le cause del fenomeno.

La spiegazione proposta è stata la seguente: quando le prime fessure compaiono nel travetto non precompresso, l'acciaio ordinario si trova isolato dal calcestruzzo circostante solo in corrispondenza delle fessure. Nelle zone intermedie sussiste invece una collaborazione fra acciaio e calcestruzzo che riduce la deformabilità dell'armatura. Dal punto di vista quantitativo, si può peraltro commisurare la deformabilità del travetto non precompresso, nel tratto compreso fra due fessure, al tasso medio di lavoro della armatura passiva, il quale sarà sempre inferiore al tasso raggiunto nella sezione fessurata. Eguagliando allora la deformazione di due travetti affiancati, precompresso e non precompresso, ne risulta una relazione fra tasso medio di lavoro dell'armatura non tesa e sollecitazione al lembo del travetto precompresso. Quando quest'ultima eguaglia la resistenza a trazione, la formula reca il valore del tasso medio di lavoro dell'armatura passiva da prendere in conto nel calcolo del momento di fessurazione. Per quanto si è detto, tale calcolo mostra che, al momento della fessurazione del travetto precompresso, il tasso di lavoro della armatura passiva raggiunge localmente valori più elevati di quelli dati da un calcolo fondato sulla classica ipotesi della parzializzazione degli elementi cementizi tesi.

La nota reca un esteso confronto fra risultati sperimentali e previsioni teoriche fondate sul ragionamento soprariportato. Nello studio, i calcoli di fessurazione sono condotti secondo la teoria di Brice. In tutti i casi il momento di fessurazione calcolato, pur risultando nettamente superiore a quello fornito dal metodo classico, risulta ancora inferiore al valore sperimentale. Inoltre la legge di variazione dell'incremento di resistenza a fessurazione in funzione dei dati del problema è in accordo con le previsioni teoriche.

Nei riguardi del comportamento a rottura, il rapporto non esprime parere definitivo e si limita ad osservare che la capacità portante dei solai del tipo in esame non si discosta molto dalle previsioni fondate sulle usuali formule empiriche. Qualche lieve scarto per difetto sembra dipendere da un gran numero di fattori quali: proprietà meccaniche degli acciai, (forma del diagramma, condizioni di aderenza), caratteristiche dei solai (proporzione della portanza assicurata dai due tipi di travetti, condizioni di collegamento trasversale) sui quali le esperienze sin qui condotte non consentono di formulare un giudizio definitivo.

**G. TURAZZA - P. GALLO: Procedimenti costruttivi moderni nella realizzazione degli impalcati da ponte.**

Gli Autori illustrano e commentano un sistema di prefabbricazione integrale degli impalcati da ponte che ha dato luogo di recente a numerose ed interessanti



applicazioni. Gli aspetti essenziali del metodo costruttivo sono:

- impiego di prefabbricati di considerevole mole;
- uso quasi esclusivo della precompressione a fili aderenti;
- utilizzazione di un nuovo sistema di collegamenti in opera.

Con particolare riferimento ad un classico impalcato di 32 m di luce, la memoria descrive gli elementi strutturali più importanti. Le travi sono « a fili aderenti rialzati ». La soletta è realizzata con grandi lastre continue che interessano l'intera sede stradale; la larghezza delle lastre è funzione della potenzialità dei mezzi d'opera. L'impiego di tali lastre riduce il numero dei giunti e dei getti in opera e consente l'impiego, anche per questi elementi, della precompressione a fili aderenti. I trasversi infine, prefabbricati a conci, sono privi di ferri sporgenti e vengono precompressi fra le travi, prima della posa delle solette, a mezzo di cavi scorrevoli.

Gli Autori descrivono quindi dettagliatamente l'originale sistema di giunzione adottato per collegare travi e solette. Esso è caratterizzato dalla creazione nella soletta, in corrispondenza delle travi, di vani svasati entro i quali vengono infilati dei ferri furiuscenti dalla trave. Previa integrazione dei giunti con armature sussidiarie, i fori vengono riempiti con calcestruzzo ad alta resistenza. Poiché i vani interessano soltanto una limitata frazione della soletta, la loro presenza non impedisce alle lastre di conservare la loro continuità al disopra delle travi. Inoltre, secondo gli Autori, forma e dimensione dei vani facilitano la diffusione degli sforzi di precompressione.

La verifica statica dei collegamenti, di cui la nota presenta un esempio, è analoga a quella di una chiodatura. Particolari accorgimenti vengono adottati alle estremità degli impalcati dove si è ritenuto opportuno ridurre l'indebolimento della soletta. Viene peraltro indicato l'ordine di grandezza degli effetti differenziali di ritiro e flange che la prefabbricazione di tutti gli elementi associati riduce a valori modesti.

E' evidente la grande praticità del sistema proposto. Purtroppo, a prima vista, qualche dubbio potrebbe sorgere sull'efficacia dei collegamenti e della collaborazione travi-trasversi. Ma questi punti saranno certamente chiariti dalle esperienze al vero che sono attualmente in corso di allestimento presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Napoli.

#### Società R.D.B.: Solai parzialmente precompressi - Risultati sperimentali.

Questa comunicazione reca alcune interessanti osservazioni su vari aspetti del comportamento dei solai a sezione mista sui quali una utile discussione potrà svolgersi durante il convegno. Sulla base di numerose prove eseguite su solai armati con travetti precompressi a T rovescio con interposizione di blocchi forati in laterizio, la memoria enuncia le seguenti conclusioni.

##### 1 - Resistenza a trazione del calcestruzzo

La resistenza a trazione del calcestruzzo ricavata dalla differenza fra i momenti di fessurazione e rifles-

surazione sperimentali

$$\sigma_{te} = \frac{M_f - M_{rif}}{w_l}$$

varia da un minimo di 63 kg/cm<sup>2</sup> ad un massimo di 77 kg/cm<sup>2</sup> per cui può essere valutata prudenzialmente pari a 1/10 della resistenza cubica del calcestruzzo dei travetti che nei casi in esame era di 610 kg/cm<sup>2</sup>.

##### 2 - Cadute di tensione

La tensione di precompressione esistente nei travetti, coincidente con la tensione di rifessurazione.

$$\sigma_{rif} = \frac{M_{rif}}{w_l}$$

denuncia una perdita di precompressione variabile dal 26 al 27% della tensione iniziale teorica di precompressione senza presentare sensibili differenze fra i risultati ottenuti su travetti con 230 giorni di stagionatura e travetti con 150 giorni di stagionatura.

##### 3 - Momenti di rottura positivi

Anche nelle fasi più avanzate del carico, si è rilevata la perfetta solidarietà dei vari elementi costituenti il solaio e l'uniformità di comportamento, agli effetti della resistenza a compressione, dei blocchi in laterizio e delle nervature in conglomerato. Il momento di rottura sperimentale supera sistematicamente di oltre il 10% il momento di rottura teorico calcolato con la formula:

$$M_{rt} = A_f \cdot \sigma_{fr} \left( h - 0,50 \frac{A_f \cdot \sigma_{fr}}{b \cdot \sigma_w} \right)$$

in cui:

$A_f$  = area dell'armatura metallica contenuta nei travetti

$\sigma_{fr}$  = carico di rottura dell'acciaio

$b$  = larghezza totale della zona compressa (nervature + blocchi)

$\sigma_w$  = carico di rottura medio del conglomerato-laterizio assunto pari a 250 kg/cm<sup>2</sup>.

##### 4 - Momenti negativi

Le prove hanno messo in evidenza la scarsa collaborazione agli effetti della resistenza a compressione della parte inferiore dei blocchi in laterizio dovuta essenzialmente alla discontinuità fra l'uno e l'altro blocco non intestati con malta di cemento come nella parte superiore, per cui si ritiene giustificata l'ipotesi di considerare reagente a compressione i soli travetti in conglomerato.

Il momento di rottura sperimentale risulta sistematicamente superiore a quello teorico calcolato con la formula:

$$M_{rt} = A_f \cdot \sigma_e \left( h - 0,50 \frac{A_f \cdot \sigma_e}{b \cdot \sigma_{ell}} \right)$$



in cui:

$A_r$  = area del ferro

$\sigma_c$  = carico di snervamento

$h$  = altezza utile

$b$  = larghezza della suola inferiore dei travetti.

$\sigma_{cm}$  = resistenza cilindrica del calcestruzzo diminuita della tensione di precompressione esistente al lembo inferiore dei travetti.

Su tali risultati riteniamo di poter formulare le seguenti osservazioni.

a) *Funzionamento dei solai a sezione mista in presenza di momenti positivi*

Molti regolamenti esteri, fra cui quello russo, consentono di far collaborare alla resistenza il calcestruzzo teso della zona gettata in opera quando esso si trovi protetto su una faccia da un elemento precompresso ancora integro. Il tasso limite di trazione ammesso supera i 50 kg/cm<sup>2</sup>. Si ammette infatti che la presenza del calcestruzzo integro impedisca la localizzazione delle fessure e consenta al conglomerato teso di continuare a resistere a trazione sia pure in regime di microfessurazione. Sarebbe opportuno che, anche in Italia, il problema venisse sistematicamente studiato in campo sperimentale onde accertare i limiti di validità dell'ipotesi di cui trattasi, tenendo conto fra l'altro degli sforzi secondari indotti dalle deformazioni lente.

Tali considerazioni assumono particolare importanza pratica in quanto esse possono influenzare in modo decisivo i risultati di calcoli destinati ad interpretare il comportamento delle strutture in esame in fase di servizio. La collaborazione della zona tesa del calcestruzzo gettato in opera modifica infatti in larga misura le caratteristiche geometriche della sezione. Trascurandola si possono quindi commettere errori non lievi. Ad esempio, nel caso dei solai R.D.B., se si tiene conto della collaborazione del conglomerato teso, si aumenta notevolmente il modulo resistente inferiore, donde risulta una sostanziale riduzione della resistenza a trazione ed un aumento delle cadute di tensione rispetto ai valori esposti nella memoria testé analizzata. Si comprende quindi l'importanza di uno studio attento del fenomeno di cui trattasi.

A prima vista le considerazioni che precedono sembrano condurre a conclusioni pessimistiche nei riguardi del comportamento a fessurazione dei solai a sezione mista. Tenendo conto della collaborazione della zona tesa i valori della precompressione residua e della resistenza a trazione desunti per via sperimentale risultano infatti più bassi. Per ricondurre il problema nei suoi giusti termini occorre tuttavia tener conto che, nelle travi a sezione mista, come già nelle travi ad ar-

matura mista, si può benissimo ammettere la presenza di sforzi di trazione anche abbastanza elevati sia ai lembi della sezione precompressa, sia nella zona intermedia del calcestruzzo gettato in opera, senza che si verifichino fessurazioni dannose. A nostro avviso tali considerazioni ci dovrebbero incitare a ricercare metodi di calcolo delle strutture a sezione mista più aderenti alla realtà fisica: da un lato non si dovrà sopravvalutare la resistenza a trazione e sottovalutare le cadute, dall'altra si dovranno evitare metodi di verifica inutilmente restrittivi. Operando in tal modo si dovrebbe poter giungere ad una migliore utilizzazione di questi elementi strutturali che presentano indubbiamente delle caratteristiche di notevole interesse pratico.

b) *Resistenza ai momenti negativi*

Il metodo proposto dalla R.D.B. per la verifica a rottura concorda con i principi di calcolo enunciati dal Comitato misto FIP-CEB che sta studiando un regolamento internazionale del c.a. precompresso e sembra pertanto assai logico.

Per concludere, in materia di strutture a sezione mista, vorremmo notare che nessuna delle memorie presentate affronta l'importante problema del calcolo, esatto o approssimato, degli effetti delle deformazioni lente del calcestruzzo. E' questo un argomento importante sul quale ci sembra opportuno richiamare l'attenzione degli studiosi.

Pur essendo ben consapevole di aver abusato della pazienza dei miei ascoltatori, io vorrei ancora essere autorizzato a far seguire alla trattazione essenzialmente tecnica sin qui svolta, una considerazione di carattere generale. Molto spesso in Italia si lamenta la mancanza di coordinamento fra Centri di studio che lavorano sugli stessi argomenti. Ora, l'attuale Convegno, organizzato dall'ANICAP, dimostra che, anche nel nostro Paese, il coordinamento fra ricercatori è perfettamente realizzabile. E' bastata infatti l'enunciazione di un tema di discussione veramente attuale per indurre vari Istituti a sviluppare una serie di ricerche sperimentali e teoriche fra loro complementari che hanno condotto in pochi mesi a risultati nuovi ed interessanti. I frutti di tale lavoro coordinato non tarderanno peraltro a manifestarsi anche in campo internazionale in quanto le discussioni che sugli stessi argomenti si svolgeranno qui a Venezia nei prossimi giorni, troveranno i rappresentanti dell'ANICAP particolarmente preparati.

Mi sia dunque consentito di concludere il mio discorso con l'auspicio che l'incoraggiante esempio del Convegno di Venezia venga tenuto ben presente in avvenire per consentire al nostro Paese di mantenersi degno della rinomanza di cui gode in materia di ingegneria civile.



# Fessurazione delle strutture precomprese e parzialmente precomprese

Dott. Ing. Giorgio Macchi

## SOMMARIO

*Viene presa in esame la determinazione teorica della distanza e dell'ampiezza delle fessure in travi prismatiche precomprese e parzialmente precomprese e, partendo da una nuova espressione della distanza fra le fessure nel c.a. ordinario, ottenuta in base alle formule della teoria classica, si estende il risultato alle strutture precomprese e parzialmente precomprese.*

*Viene indicato il metodo di applicazione pratica e si giunge ad una formula determinatrice della larghezza massima delle fessure.*

*Segue una serie di dati sperimentali di confronto e alcune considerazioni e deduzioni pratiche che derivano da quanto esposto.*

## 1) INTRODUZIONE (\*)

Il problema delle strutture parzialmente precomprese (dotate di armature addizionali non pretese) è strettamente legato alla conoscenza del comportamento di tali strutture in fase di fessurazione.

Rinunciando infatti al concetto di sezione interamente compressa, i criteri di dimensionamento a carico di servizio non possono che avere come oggetto la garanzia che l'ampiezza delle fessure non superi certi limiti ritenuti ammissibili per la struttura considerata e per le sue condizioni di esposizione agli agenti atmosferici. Viene in tal modo ad adottarsi un criterio di dimensionamento analogo a quello ormai universalmente riconosciuto per il cemento armato ordinario, consentendo quindi di colmare il divario finora esistente tra questo ultimo ed il c.a. precompresso; ciò permetterà di realizzare tutta una gamma intermedia di strutture, che in molti casi potranno risultare convenienti.

In una precedente memoria [1] abbiamo riportato le rilevazioni di distanza delle fessure e di resistenza apparente alla fessurazione effettuate su una serie di travi sperimentali precomprese a cavi scorrevoli.

(\*) Nel corso del Convegno le strutture parzialmente precomprese oggetto della presente nota sono state definite: « strutture ad armatura mista ».

Il confronto fra le travi dotate di armatura addizionale e quelle senza tale armatura mostrava sostanzialmente:

- che l'armatura addizionale...
- che tale armatura riduce viceversa fortemente la distanza tra le fessure e quindi la loro ampiezza.
- che un aumento del diametro delle barre aggiunte (rimanendo invariato il loro numero) non sembra dare sensibili vantaggi.

Questi risultati, sostanzialmente prevedibili in base alla conoscenza dei fenomeni della fessurazione nel cemento armato, confermano l'importanza dei criteri sopra esposti e la necessità di fondare il dimensionamento a carico di servizio delle strutture precomprese o parzialmente precomprese su una valutazione della ampiezza delle fessure tenendo conto dei fenomeni di aderenza fra le armature (pretese e addizionali) ed il conglomerato.

Nella presente nota ci si propone dunque di stabilire un metodo di calcolo della distanza e dell'ampiezza delle fessure nelle strutture soggette a precompressione, utilizzando ipotesi e dati già ampiamente discussi e controllati per il caso del c.a. normale.

La stessa esperienza del c.a. normale ci induce tuttavia ad avvertire che i risultati ai quali si perverrà, pur essendo fondati su ipotesi sostanzialmente valide, non si prestano ad un semplice controllo sperimentale per la difficoltà di conoscere, sulla struttura reale, gli effettivi valori dei coefficienti di aderenza e della resistenza a trazione del conglomerato.

Tali risultati potranno tuttavia essere utilizzati per individuare l'effetto dei vari parametri e dedurre semplici regole pratiche di dimensionamento.

## 2) NUOVA ESPRESSIONE DELLA DISTANZA TRA LE FESSURE NEL CEMENTO ARMATO ORDINARIO

E' nota l'espressione della distanza minima tra le fessure ricavata per gli elementi prismatici di cemento armato soggetti a momento costante [2].

Tale espressione viene usualmente ricavata con la ipotesi che il braccio di leva sia costante nella sezione



integrata e nella sezione fessurata e con i seguenti passaggi analitici:

- espressione della differenza tra la tensione dello acciaio nella fessura e fuori fessura, pari alla risultante di aderenza divisa per la sezione dell'armatura;
- espressione della medesima differenza ricavata esprimendo che la risultante di trazione dovuta al momento esterno è equilibrata, nella fessura, dal solo acciaio, mentre nella sezione generica è equilibrata parzialmente dal calcestruzzo teso;
- deduzione della tensione di trazione nel conglomerato al lembo di una sezione generica, mediante uguaglianza delle due espressioni ricavate.
- deduzione della distanza minima fra le fessure come distanza alla quale tale tensione di trazione uguaglia la resistenza a trazione del conglomerato.

Per la tensione di aderenza  $\tau_d$  ammetteremo per semplicità l'ipotesi di BRICE (costanza lungo la superficie di aderenza, e inversione di segno nel punto medio fra due fessure adiacenti). Per calcolare invece la tensione generica  $\sigma_b$  nel conglomerato al lembo teso introdurremo le seguenti considerazioni. Prendiamo in esame la sezione generica di ascissa  $x$  del prisma compreso fra 2 fessure adiacenti. Considereremo di questo prisma la sola parte di conglomerato, e le sollecitazioni alle quali è sottoposto: azione di compressione trasmessa dal prisma adiacente nella sezione fessurata, forze di trazione trasmesse attraverso la superficie di contatto con l'armatura tesa (queste sono le sole forze applicate, nell'ipotesi fatta di prisma soggetto a momento costante e quindi anche in assenza di forze direttamente applicate nella zona considerata).

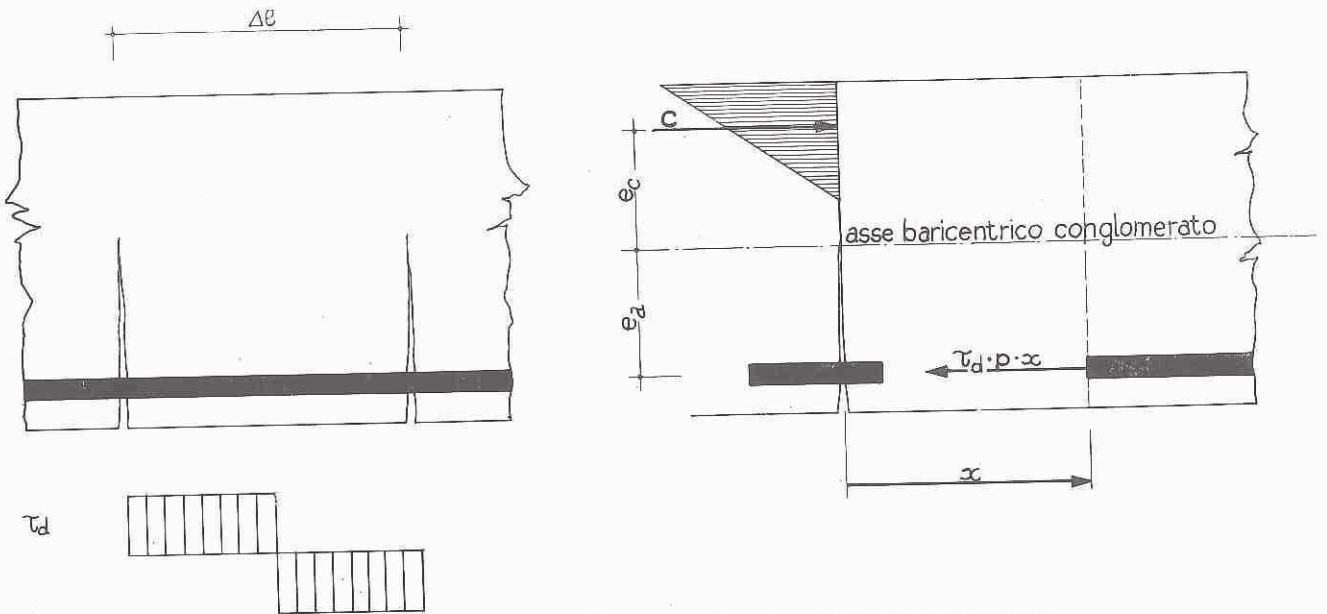


FIG. 1 - Ipotesi di aderenza. Forze agenti sul prisma di conglomerato.

Agli scopi che ci siamo proposti risulta utile ricavare la medesima espressione della distanza fra le fessure con un procedimento lievemente diverso, che ci consentirà di darne una interessante interpretazione.

Ci serviremo nella dimostrazione delle notazioni del Comité Européen du Béton:

- $\sigma_b$  = tensione generica nel conglomerato al lembo teso
- $\sigma_{br}$  = resistenza a trazione del conglomerato
- $W$  = modulo resistente inferiore della sezione integra (\*)
- $A$  = area della sezione integra
- $p$  = perimetro totale dell'armatura tesa
- $\tau_d$  = tensione unitaria di aderenza
- $z$  = braccio di leva della coppia resistente nella sezione fessurata (calcolabile con le usuali ipotesi della sezione parzializzata).

(\*) Le semplificazioni che si introducono nel calcolo presuppongono che si possa trascurare la differenza tra le caratteristiche geometriche  $A$  e  $W$  per la sezione di solo conglomerato e quelle che tengono conto della sezione dell'armatura amplificata in ragione del rapporto tra i moduli elastici dell'acciaio e del conglomerato; questa semplificazione sembra ammissibile nei riguardi dell'approssimazione che ci si può attendere da questo genere di calcoli (vedi note successive).

Quando al lembo teso si raggiunge la resistenza a trazione del conglomerato (sotto il momento di fessurazione  $M_f = \sigma_{br} \cdot W$ ) e si forma la prima fessura, le 2 forze di cui si è parlato hanno i seguenti valori (figura 1):

— risultante di compressione  $C$  nella fessura calcolabile con la teoria della sezione parzializzata:

$$C = \frac{M_f}{z} = \frac{\sigma_{br} \cdot W}{z}$$

— risultante di aderenza nella sezione di ascissa  $x$ :  $\tau_d p x$ .

Introdurremo ora l'ipotesi fondamentale della presente trattazione, ammetteremo cioè che le tensioni nei vari punti del prisma di conglomerato soggetto a tali forze esterne siano ottenibili con sufficiente approssimazione mediante le usuali formule della teoria di De Saint-Venant (\*).

(\*) L'approssimazione così ottenuta è d'altronde facilmente verificabile nei casi pratici valendosi dei risultati fotoelastici sistematicamente ottenuti per forze applicate alle estremità di prismi, risultati riportati in manuali quali [3].



La tensione cercata, tensione nel conglomerato al lembo inferiore della sezione di ascissa  $x$ , vale (positive le trazioni):

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{br} \cdot W}{z} \left( -\frac{1}{A} + \frac{e_c}{W} \right) + p \tau_d x \left( \frac{1}{A} + \frac{e_a}{W} \right)$$

Ricercheremo ora la distanza minima  $\Delta l$  tra le fessure adiacenti come quel particolare valore di  $x$  per il quale  $\sigma_b = \sigma_{br}$  e cioè si raggiungerà nuovamente la resistenza a trazione del conglomerato:

$$\Delta l_{min} = \frac{\frac{\sigma_{br} \cdot W}{z} \left( \frac{1}{A} + \frac{z}{W} - \frac{e_c}{W} \right)}{p \tau_d \left( \frac{1}{A} + \frac{e_a}{W} \right)}$$

ma ricordando che:

$$z - e_c = e_a$$

si ottiene:

$$(1) \quad \Delta l_{min} = \frac{\sigma_{br} \cdot W}{z p \tau_d} = \frac{C}{p \tau_d};$$

mettendo questa equazione sotto la forma:

$$\Delta l_{min} \cdot p \tau_d = C$$

possiamo affermare che la distanza  $\Delta l_{min}$  minima tra due fessure adiacenti è definita dal fatto che a tale distanza da una delle fessure la risultante di aderenza uguaglia la risultante di compressione nella sezione fessurata sotto l'azione del momento di fessurazione.

Osservando poi che la risultante di compressione  $C$  è uguale alla risultante di trazione nell'armatura tesa in corrispondenza della fessura, la proprietà enunciata è dimostrabile con semplici considerazioni; infatti:

— la tensione nel conglomerato è nulla nella sezione fessurata ed aumenta, causa l'aderenza, allontanandosi da essa; alla distanza  $x$  alla quale la risultante di aderenza uguaglia la risultante  $C$  di trazione nell'armatura tesa nella sezione fessurata, armatura e conglomerato non si trasmettono sforzi mutui (\*) e tutto avviene come nella sezione integra prima di ogni fessurazione; ma poiché il momento esterno è il momento di fessurazione  $M_f$ , la  $\sigma_b$  al lembo inferiore è uguale alla resistenza a trazione  $\sigma_{br}$  e deve quindi prodursi una nuova fessura.

Ricorderemo ancora che la distanza massima tra 2 fessure è pari a  $2 \Delta l_{min}$ , poiché esistendo 2 fessure a una distanza di poco inferiore a tale valore vengono a mancare le condizioni per la formazione di una nuova fessura.

### 3) DISTANZA TRA LE FESSURE NELLE STRUTTURE PRECOMPRESSE E PARZIALMENTE PRECOMPRESSE

Lo stesso procedimento seguito per le strutture in c.a. ordinario, vale a dire la considerazione della risultante di compressione  $C$  e della forza di aderenza come

(\*) In realtà si trasmettono gli sforzi assorbiti dall'acciaio nella sezione elastica omogeneizzata; questa differenza dà la misura dell'approssimazione della proposizione enunciata. Nei casi usuali l'approssimazione conduce a una sopravvalutazione dell'ordine del 10% della distanza (quindi anche della larghezza) delle fessure. Si potrà tuttavia ottenere il valore corretto deducendo al numeratore della formula (1) lo sforzo assorbito dall'acciaio in sezione omogeneizzata.

forze esterne, ci consente di determinare la distanza fra le fessure nelle strutture prismatiche in c.a. precompresso o parzialmente precompresso, soggette esse pure ad un momento esterno costante.

Sotto l'effetto del momento esterno di fessurazione  $M_f$  si raggiunge al lembo teso la resistenza a trazione

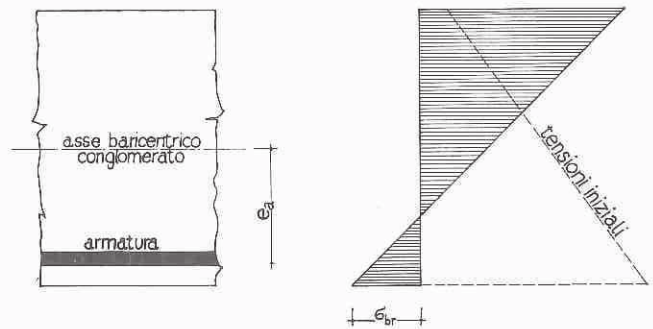


Fig. 2 - Strutture precomprese: tensioni unitarie all'atto della fessurazione.

del conglomerato  $\sigma_{br}$  (figura 2); si ha quindi  $\sigma_b = \sigma_{br}$ . Nella sezione agiscono:

- lo sforzo normale  $N$  di precompressione
- il momento  $M = M_f - N \cdot e_a$  (essendo  $e_a$  l'eccentricità dell'armatura pretesa).

Per quanto precede, la tensione sul conglomerato al lembo teso della sezione nella situazione immediatamente precedente alla fessurazione vale:

$$(2) \quad \sigma_b = \sigma_{br} = -\frac{N}{A} - \frac{N \cdot e_a}{W} + \frac{M_f}{W} = -N \left( \frac{1}{A} + \frac{e_a}{W} \right) + \frac{M_f}{W}$$

Proponiamoci ora di determinare la tensione al lembo teso di una sezione generica alla distanza  $x$  dalla prima fessura. Come nel caso precedente del c.a. ordinario, calcoleremo tale tensione con la teoria di De

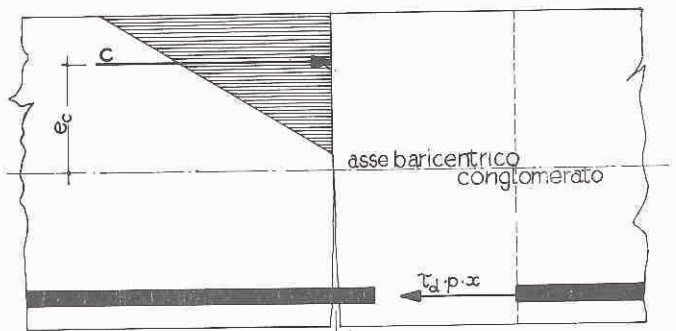


Fig. 3 - Strutture precomprese: forze agenti sul prisma di conglomerato.

Saint-Venant, considerando agenti sul prisma di conglomerato (fig. 3) le seguenti forze:

- risultante di compressione  $C$  nella sezione fessurata (supposta nota con la sua eccentricità  $e_c$ ).
- risultante di aderenza  $\tau_d p x$  tra la fessura e la sezione  $x$  e dovuta sia all'armatura pretesa sia all'eventuale armatura addizionale non pretesa (supposte per semplicità con il baricentro coincidente).

$$\sigma_b = C \left( -\frac{1}{A} + \frac{e_c}{W} \right) + p \tau_d x \left( \frac{1}{A} + \frac{e_a}{W} \right)$$



Ricercheremo ora la distanza minima  $\Delta l$  tra le fessure come quel particolare valore di  $x$  per cui si raggiungerà nuovamente la resistenza a trazione del conglomerato ( $\sigma_b = \sigma_{br}$ ):

$$\Delta l_{\min} = \frac{\sigma_{br} + C \left( \frac{1}{A} - \frac{e_c}{W} \right)}{\phi \tau_d \left( \frac{1}{A} + \frac{e_a}{W} \right)}$$

E sostituendo l'espressione di  $\sigma_{br}$  trovata in (2);

$$\Delta l_{\min} = \frac{-N \left( \frac{1}{A} + \frac{e_a}{W} \right) + \frac{M_f}{W} + C \left( \frac{1}{A} + \frac{e_c}{W} \right)}{\phi \tau_d \left( \frac{1}{A} + \frac{e_a}{W} \right)}$$

Osservando infine che:

$$M_f = C z \quad \text{e che:}$$

$$z - e_c = e_a \quad \text{si ottiene:}$$

$$(3) \quad \Delta l_{\min} = \frac{C - N}{\phi \tau_d}$$

Analogamente a quanto fatto nel paragrafo precedente, mettendo l'equazione sotto la forma:

$$\Delta l_{\min} \cdot \phi \cdot \tau_d = C - N$$

possiamo affermare che la distanza  $\Delta l_{\min}$  minima tra due fessure adiacenti è definita dal fatto che a tale distanza da una delle fessure la risultante di aderenza uguaglia la risultante di compressione nella sezione fessurata (sotto l'azione del momento di fessurazione) diminuita dal valore della precompressione. Questa proprietà è del tutto analoga a quella enunciata per il c.a. ordinario. Infatti, nella fessura la risultante  $T$  di trazione è uguale alla risultante di compressione  $C$ .

Allontanandosi dalla fessura, una parte di tale forza viene trasmessa al conglomerato, grazie all'aderenza, in misura crescente; alla distanza  $x$  dalla fessura la tensione totale nell'armatura vale:

$$C - p \tau_d x$$

Alla distanza  $x$  per la quale:

$$C - p \tau_d x = N$$

la tensione totale nell'armatura è uguale alla pretesione; non vi è dunque trasmissione di sforzi al contorno tra armatura e conglomerato (\*); la configurazione è dunque la stessa che si aveva alla formazione della

(\*) In realtà, prima della formazione della fessura, sul perimetro dell'armatura pretesa sono trasmessi gli sforzi corrispondenti all'aumento di tensione prodotto nell'armatura (grazie all'aderenza) dalla decompressione e successiva trazione del conglomerato; sul perimetro dell'armatura addizionale sono trasmessi gli sforzi corrispondenti alla tensione prodotta dall'aderenza con il conglomerato teso.

Questa differenza dà ancora la misura delle approssimazioni introdotte.

Si può tuttavia ridurre l'errore (che conduce d'altronde ad una piccola sopravvalutazione della distanza  $\Delta l$ ) introducendo nei calcoli i valori della pretesione  $N$  definiti nella nota successiva al paragrafo 4.

Si potrà poi ottenere il valore corretto di  $\Delta l$  deducendo al numeratore della formula (3) l'aumento di sforzo nell'armatura (pretesa e addizionale) in sezione omogeneizzata tra il momento di decompressione e quello di fessurazione. Questa correzione sarà generalmente necessaria per le travi con sola armatura pretesa (e disposta molto vicino al bordo teso) e nei casi di piccola percentuale di armatura addizionale.

prima fessura (la trazione al bordo teso è uguale alla resistenza a trazione del conglomerato); una nuova fessura deve quindi formarsi.

Il denominatore della (3) potrà essere costituito da una sommatoria nel caso che ai diversi componenti della armatura (pretesa ed addizionale) corrispondano valori diversi della tensione  $\tau_d$  di aderenza.

#### 4) DETERMINAZIONE DELL'ASSE NEUTRO E DELLA RISULTANTE $C$ DI COMPRESSIONE NELLA SEZIONE PARZIALIZZATA DI STRUTTURE IN C.A. PRECOMPRESSO O PARZIALMENTE PRECOMPRESSO

L'applicazione pratica della (3) presuppone la conoscenza della risultante  $C$  di compressione nella sezione parzializzata. Per permettere tale determinazione ricaveremo l'equazione che definisce la posizione dell'asse neutro sotto l'azione del momento esterno di fessurazione  $M_f$ , tenendo conto della presenza della precompressione e dell'armatura addizionale. Per ragioni di semplicità limiteremo la trattazione al caso di sezione rettangolare (o sezione a T con asse neutro interno alla suola di compressione), supponendo inoltre che l'armatura pretesa e l'armatura addizionale non pretesa possano considerarsi avere il medesimo baricentro.

Faremo ancora l'ipotesi attendibile che sia l'acciaio che il conglomerato si mantengano elastici fino alle sollecitazioni unitarie considerate nei calcoli di fessurazione; indicheremo con  $m$  il rapporto dei moduli elastici.

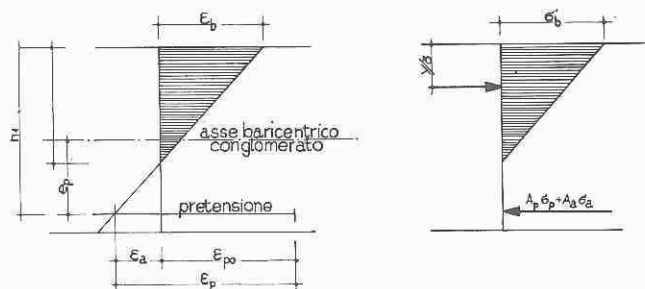


Fig. 4 - Strutture precomprese: deformazioni unitarie e tensioni unitarie in sezione fessurata.

Introdurremo inoltre le notazioni (figura 4):

- $A_p$  = sezione di armatura pretesa;
- $A_d$  = sezione di armatura addizionale non pretesa;
- $\sigma_p$  = tensione nell'armatura pretesa;
- $\sigma_a$  = tensione nell'armatura addizionale;
- $\sigma_{p0}$  = pretesione (\*);
- $b$  = larghezza della sezione;

(\*) I valori  $\sigma_{p0}$  ed  $N$  della pretesione sono precisamente:

— per le strutture a fili aderenti: i valori residui della pretesione tenuto conto delle perdite di tensione nel tempo ma non diminuiti della caduta conseguente all'accorciamento elastico del conglomerato (infatti alla tensione effettiva nell'acciaio occorrerebbe aggiungere l'incremento di tensione conseguente alla decompressione del conglomerato all'altezza dell'armatura);

— per le strutture a cavo: i valori residui della pretesione tenuto conto delle perdite di tensione nel tempo e delle cadute per accorciamento elastico del conglomerato (se i cavi sono molteplici e non viene effettuata una ritaratura della tensione) incrementati della tensione conseguente alla decompressione del conglomerato all'altezza dell'armatura.



$y$  = distanza dell'asse neutro dal bordo compresso;  
 $h_1$  = altezza utile della sezione;  
 $N$  = risultante della pretensione residua all'atto della prova;  
 $M$  = momento flettente esterno.

Esprimendo l'equilibrio delle forze parallele all'asse:

$$b\sigma_b \frac{y}{2} = A_p \sigma_{p0} + A_a \sigma_a$$

e l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane:

$$\sigma_p = \sigma_{p0} + m\sigma_b \frac{h_1 - y}{y}$$

$$\sigma_a = m\sigma_b \frac{h_1 - y}{y}$$

si ottiene:

$$(4) \quad b\sigma_b \frac{y}{2} = A_p \sigma_{p0} + m(A_p + A_a) \sigma_b \frac{h_1 - y}{y}$$

Esprimendo l'equilibrio al momento flettente esterno  $M$ :

$$b\sigma_b \frac{y}{2} \left( h_1 - \frac{y}{3} \right) = M$$

si ottiene:

$$\sigma_b = \frac{M}{b \frac{y}{2} \left( h_1 - \frac{y}{3} \right)}$$

e sostituendo questo valore nella (4) e ricordando che

$$A_p \cdot \sigma_{p0} = N = \text{pretensione totale:}$$

$$N = \frac{M}{b \frac{y}{2} \left( h_1 - \frac{y}{2} \right)} \left[ b \frac{y}{2} - m(A_p + A_a) \frac{h_1 - y}{y} \right]$$

si ottiene l'equazione che definisce la posizione dell'asse neutro per la sezione rettangolare sotto l'azione esterna del momento  $M$ :

$$(5) \quad \frac{b}{6} Ny^3 + \frac{b}{2} (M - Nh_1) y^2 + Mm(A_p + A_a) y - Mm(A_p + A_a) h_1 = 0.$$

E' immediato riconoscere in questa equazione di 3° grado la stessa equazione determinatrice dell'asse neutro per una sezione rettangolare di c.a. ordinario soggetta allo sforzo normale  $N$  (precompressione) ed al momento  $(M - N \cdot e_p)$  risultante del momento esterno  $M$  e del momento  $(-N \cdot e_p)$  della precompressione.

Il calcolo si riduce dunque ad un usuale calcolo di pressoflessione di una sezione in c.a. ordinario, mettendo in conto come armatura tesa sia l'armatura pretesa  $A_p$  sia l'armatura addizionale non pretesa  $A_a$ .

Per quanto riguarda il nostro caso particolare, vale a dire la determinazione della risultante di compressione  $C$  da introdurre nella espressione (3) della distanza tra le fessure, ricorderemo che il valore del momento esterno  $M$  da introdurre nei calcoli è quello del momento di fessurazione  $M_f$ .

## 5) LARGHEZZA DELLE FESSURE

L'espressione (3), con l'ausilio dell'equazione (5), ci fornisce il valore della distanza minima tra le fessure. Il calcolo può essere completato con la valutazione

della larghezza massima  $w_{max}$  delle fessure, oggetto ultimo della presente ricerca in quanto elemento fondamentale di valutazione delle condizioni della struttura sotto carico di servizio.

Adattando al nostro caso risultati già noti, calcoleremo la larghezza massima delle fessure  $w_{max}$  come pari all'allungamento dell'acciaio tra una fessura e la successiva.

Trascureremo con ciò gli effetti di temperatura, ritiro e deformazione elastica del conglomerato.

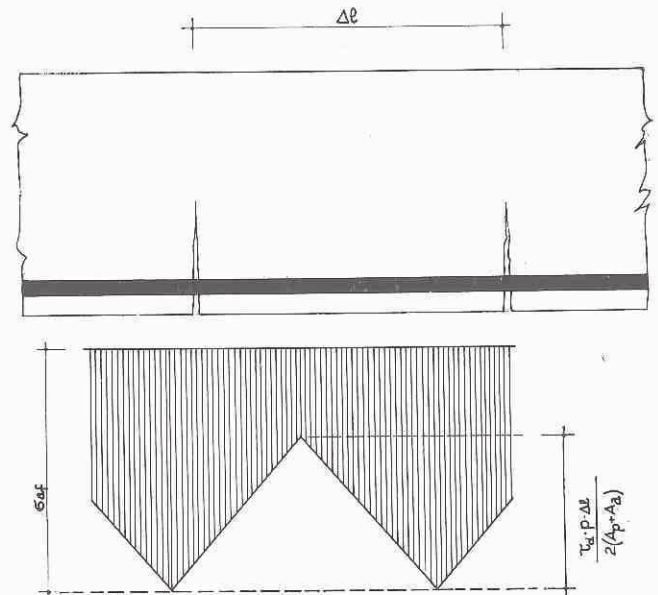


FIG. 5 - Calcolo della larghezza delle fessure: tensioni nell'armatura nella struttura fessurata.

Ci varremo ancora dell'ipotesi di Brice per l'aderenza, ed introdurremo la distanza massima  $\Delta l_{max}$  tra le fessure, che potremo considerare pari a 2 volte la distanza minima. L'allungamento dell'acciaio è dato dalla differenza tra il valore che avrebbe se l'armatura fosse libera e la deformazione che compete alle forze di aderenza (fig. 5):

$$(6) \quad \left\{ \begin{aligned} w_{max} &= \frac{\sigma_{af} \cdot \Delta l_{max}}{E_a} - \frac{\tau_d \cdot p \cdot \Delta l_{max}^2}{4(A_p + A_a) E_a} \\ w_{max} &= \frac{\Delta l_{max}}{E_a} \left[ \sigma_{af} - \frac{\tau_d \cdot p \cdot \Delta l_{max}}{4(A_p + A_a)} \right] \end{aligned} \right.$$

$\sigma_{af}$  = tensione dell'armatura addizionale nella fessura = incremento della tensione dell'armatura pretesa nella fessura;

$E_a$  = modulo elastico dell'acciaio.

Nel caso frequente che ai diversi componenti dell'armatura (pretesa ed addizionale) competano diversi valori della tensione  $\tau_d$  di aderenza, il 2° termine della espressione (6) si scinderà nella sommatoria di altrettanti termini.

## 6) CONFRONTI CON I DATI SPERIMENTALI

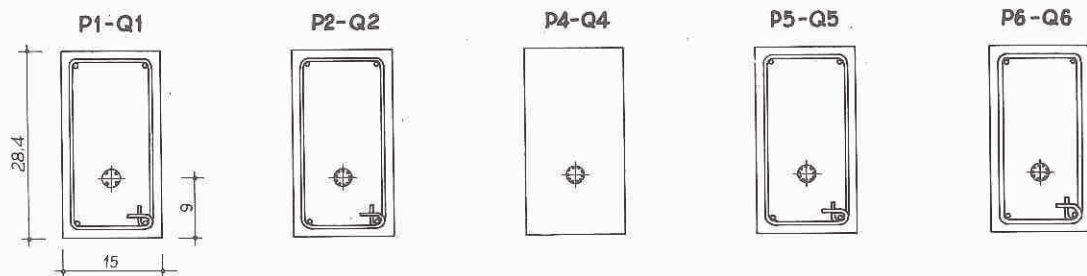
Si è già avvertito che gli sviluppi teorici contenuti nella presente nota non si prestano a facili conferme sperimentali, soprattutto per la difficoltà di prevedere gli effettivi valori della tensione di aderenza  $\tau_a$ . Utiliz-



zeremo dunque una serie di rilevazioni (da noi stessi effettuate su travi sperimentali precomprese a cavi scorrevoli) per dedurne, valendoci delle espressioni sopra ricavate, i relativi valori della tensione di aderenza.

Le caratteristiche principali delle travi sperimentate (nel corso di una ricerca sulla relazione momenti-rotazioni all'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Torino) sono le seguenti (fig. 6):

- sezione rettangolare 15×28,4 cm;
- luce = m 2,80;
- conglomerato di resistenza media 400 Kg/cm<sup>2</sup>;
- acciaio preteso  $\phi$  5 mm in un solo cavo rettilineo contenuto in guaina  $\phi$  28 mm di lamierino lucido e liscio;
- precompressione variabile (cavi di 4  $\phi$  5 e di 10  $\phi$  5);



CAVO	4 $\phi$ 5 mm.	10 $\phi$ 5 mm.	10 $\phi$ 5 mm.	10 $\phi$ 5 mm.	10 $\phi$ 5 mm.
GUAINA	$\phi$ 28 mm.	$\phi$ 28 mm.	$\phi$ 28 mm.	$\phi$ 28 mm.	$\phi$ 28 mm.
ARMATURA ADDIZIONALE	2 $\phi$ 5 mm.	2 $\phi$ 5 mm.	—	2 $\phi$ 5 mm.	2 $\phi$ 8 mm.
STAFFE	$\phi$ 5 mm/15 cm.	$\phi$ 5 mm/15 cm.	—	$\phi$ 3 mm/15 cm.	$\phi$ 8 mm/10 cm.

FIG. 6 - Caratteristiche delle travi sperimentate.

- armatura addizionale variabile di acciaio liscio;
- travi P provate con carico concentrato, travi Q provate con 4 carichi concentrati (fig. 7).

Escluderemo dal confronto le travi delle serie 7-8-9, per la loro lunghezza insufficiente e la curvatura data al cavo.

Escluderemo le travi della serie 3 per la posizione eccezionale del cavo e la sua distanza dall'armatura addizionale.

Considereremo invece le travi P (provate con un solo carico concentrato) che, pur non presentando una zona a momento costante e non essendo dunque a rigore trattabili con la teoria sopra esposta, ci consentono di ampliare il nostro confronto. Ricordiamo inoltre che le formule sviluppate presuppongono per semplicità che armatura pretesa e armatura addizionale abbiano lo stesso baricentro, condizione non rispettata nel caso delle esperienze che esamineremo.

Nella tabella che segue vengono calcolati i valori delle tensioni  $\tau_d$  di aderenza in base all'equazione (5) e alla formula (3).

Il momento di fessurazione  $M_f$  è sperimentale.

La distanza minima  $\Delta l_{\min}$  tra le fessure è ottenuta dividendo per 1,5 il valore medio rilevato sperimentalmente.

Come perimetro aderente si considera quello della guaina del cavo aumentato del perimetro dell'armatura addizionale.

I risultati sono soddisfacenti, tenendo conto del fatto che le rilevazioni sono state effettuate su di un numero minimo di fessure, e che la variazione teoricamente possibile della distanza  $\Delta l$  tra  $\Delta l_{\min}$  e  $2 \Delta l_{\min}$  comporta una variabilità da 1 a 2 del valore di  $\tau_d$ .

Confrontando infatti le travi P1 e Q1 con le analoghe P2-Q2-P5-Q5 che hanno una precompressione doppia, constatiamo una minima differenza nei valori ottenuti per  $\tau_d$  (medie: 21,9 e 18,9). La serie 4-2-5-6 rappresenta un aumento dell'armatura addizionale (nulla in P4-Q4, pari a 2  $\phi$  5 in P2-Q2-P5-Q5, pari a 2  $\phi$  8 in P6-Q6). I valori di  $\tau_d$  sono dello stesso ordine negli ultimi 3

gruppi (mediamente 18 Kg/cm<sup>2</sup>) mentre risultano sensibilmente inferiori per le travi senza armatura addizionale (9 Kg/cm<sup>2</sup>).

Risulterebbe dunque che l'aderenza unitaria è notevolmente migliore per le barre aggiunte che non per la guaina del cavo, in lamierino lucido. Questo interessante risultato ci sembra dovuto al fatto che, mentre il ritiro del conglomerato conglobante le barre ha un effetto di pressione radiale sulle barre stesse, al contrario il ritiro della malta iniettata nel cavo esercita un'azione di distacco della malta stessa dalla superficie interna della guaina.

Il risultato potrebbe però essere dovuto in parte anche all'assenza di staffe nelle travi 4.

E' interessante osservare che valori dell'ordine di 10 Kg/cm<sup>2</sup> sono stati trovati per analoghe guaine anche in esperienze di strappamento effettuate all'Otto-Graf-Institut di Stuttgart e dalle Ferrovie Tedesche [4].

## 7) DEDUZIONI PRATICHE

Le espressioni (3), (5), (6) che abbiamo ricavato risolvono teoricamente il problema del dimensionamento delle strutture parzialmente precomprese, purché siano noti i valori delle caratteristiche di aderenza sia per



le armature aggiuntive che per le guaine dei cavi di precompressione o le armature pretese aderenti. Si potrà procedere nel modo seguente.

Prescelto un rapporto tra armatura pretesa ed armatura aggiuntiva (con criteri economici o di opportunità pratica) si potranno determinare le sezioni  $A_p$  e  $A_a$  delle due armature con il criterio di sicurezza alla rottura.

Si procederà poi al controllo delle condizioni a carico di servizio calcolando successivamente il momento di fessurazione, la posizione dell'asse neutro, la distanza e l'apertura delle fessure. La struttura progettata sarà soddisfacente se l'apertura massima delle fessure sarà inferiore ai valori ammessi tenendo conto del tipo di

necessarie sia prove di strappamento sia prove di fessurazione su travi, avendo cura di esaminare l'effetto della posizione reciproca delle armature e dell'avvolgimento da parte del conglomerato, come pure l'effetto della staffatura.

Nel corso di queste ricerche occorrerà tener presente l'analisi da noi qui sopra svolta, in modo da poter interpretare correttamente l'effetto dei vari parametri e ricavare i valori delle tensioni di aderenza a partire dalle esperienze su travi. Agli effetti tuttavia di una utilizzazione pratica da parte dei costruttori sarà opportuno ricavare dalle espressoini (3) e (6) delle formule semplificate, analogamente a quanto fatto per il c.a. ordinario.

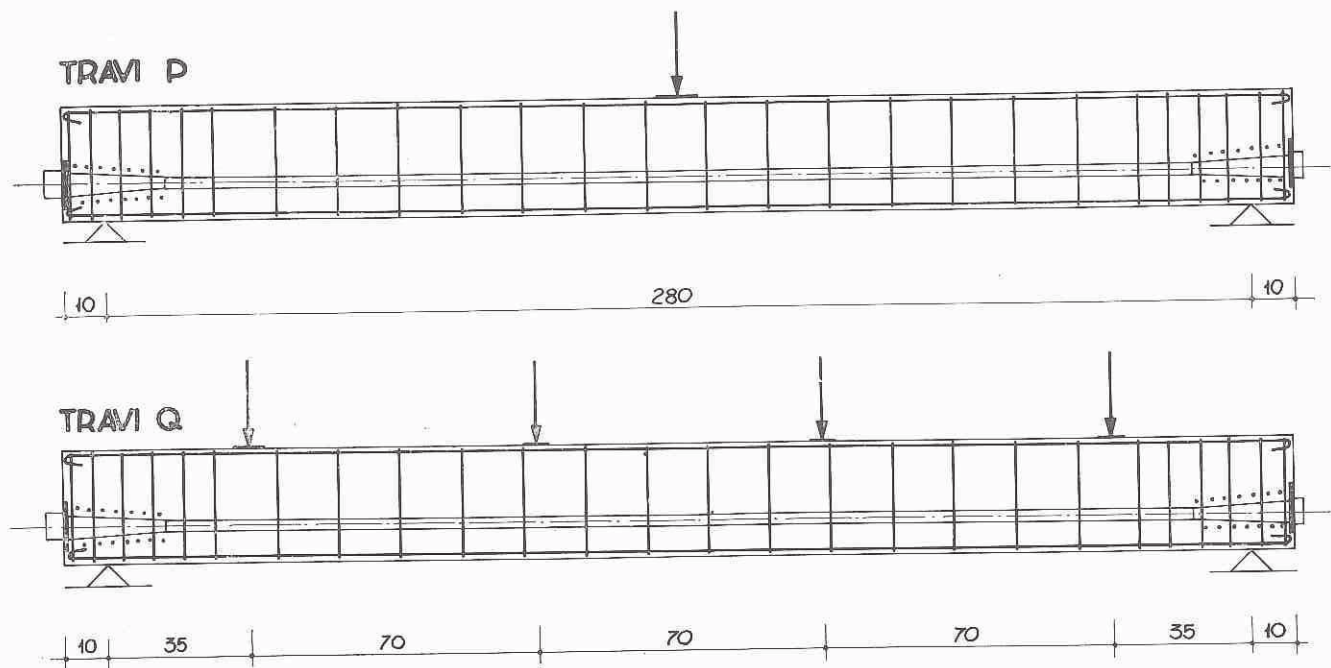


Fig. 7 - Condizioni di prova delle travi sperimentali.

struttura e delle condizioni di esposizione agli agenti atmosferici. Si potrà p. es. ammettere (Raccomandazioni del C.E.B. per il cemento armato):

- strutture interne in atmosfera normale: 0,3 mm.
- strutture interne in atmosfera umida e strutture esterne esposte alle intemperie: 0,2 mm
- strutture esposte ad atmosfere aggressive: 0,1 mm

Se tali condizioni non dovessero risultare soddisfatte basterà in generale per soddisfarle procedere ad un miglioramento delle caratteristiche di aderenza, adottando p. es. armature nervate, o barre di minor diametro, ripartire l'armatura pretesa in un maggior numero di cavi, adottare guaine di tipo più scabro; e ciò nei limiti in cui tali provvedimenti risultino più economici che un aumento dell'armatura.

Come abbiamo già osservato, tuttavia, l'applicazione delle formule ricavate presuppone la conoscenza delle caratteristiche di aderenza per ciascun tipo di armatura (pretesa e aggiuntiva). Occorrerà dunque effettuare una ricerca sperimentale sistematica di tali caratteristiche, particolarmente per quanto riguarda i cavi in guaina, e la vasta esperienza di tali studi fatti per il cemento armato ordinario ci insegna che saranno

Tali semplificazioni non dovrebbero presentarsi difficili, una volta disponibile un sufficiente materiale sperimentale, poiché potrebbero in pratica limitarsi alla definizione di un'unica incognita: il diametro massimo da adottarsi per l'armatura aggiuntiva, in funzione delle caratteristiche adottate per gli altri elementi della struttura.

A tale proposito, ci sembra di notevole interesse un semplicissimo metodo di dimensionamento che viene proposto dal Levi a questo medesimo Convegno (in base a risultati di esperienze); cercheremo qui di giustificarlo in base alla teoria sopra svolta. Tale metodo consiste nel considerare il momento ammissibile di servizio come somma di 2 termini:

- 1) il momento che annulla la precompressione al lembo teso;
- 2) il momento ammissibile per la sezione di conglomerato considerata armata con la sola armatura aggiuntiva e studiata con gli usuali criteri del c.a. ordinario.

Il metodo, che consiste essenzialmente nel trascurare sia l'incremento di tensione che avviene nell'armatura pretesa una volta annullato l'effetto della precompressione



sione sia la forza di aderenza che sulla superficie di tale armatura si sviluppa, potrà essere ritenuto cautelativo se, a parità di momento di servizio, ci condurrà a prevedere un'apertura delle fessure uguale o superiore a quella calcolabile con le formule (3) e (6).

Ciò in effetti avviene. Il metodo ci conduce infatti anzitutto a prevedere una distanza  $\Delta l$  tra le fessure maggiore di quella reale: nella formula (3) il numeratore rimane sostanzialmente invariato (ad eccezione dei casi di forti percentuali di armatura pretesa) mentre il denominatore viene sensibilmente diminuito dal trascurare la forza di aderenza dell'armatura pretesa. La larghezza  $w$  delle fessure (formula [6]) viene dunque sopravvalutata per 2 ragioni:

tura pretesa aderente presentante notevoli caratteristiche di aderenza.

In tali casi riteniamo che si debba tener conto in modo più preciso dei parametri realmente in gioco e considerare il momento di servizio come somma:

1) del momento che annulla la precompressione al lembo teso;

2) dell'incremento di momento calcolato tenendo conto dell'effettivo braccio di leva (funzione della precompressione e determinabile con la (5)) e di un tasso di lavoro unico dell'armatura addizionale e di quella pretesa (funzione delle caratteristiche di aderenza dell'una e dell'altra e determinabile con (3) e (6)).

TABELLA I

Trave	$A_p$ cm <sup>2</sup>	$N$ Kg	$M_T$ Kgcm	$h_1$ cm	$A_a$ cm <sup>2</sup>	$C-N$ Kg	$C = \frac{Mf}{h \cdot \frac{y}{3}}$ Kg	$y$ cm	$\Delta l$ medio sperim. cm	$\frac{\Delta l_{\min}}{\Delta l}$ $\frac{1,5}{\text{cm}}$	$\frac{p \cdot \tau_d = C-N}{\Delta l_{\min}}$ Kg/cm	$p$ cm	$\tau_d$ Kg cm <sup>2</sup>
P1	0,78	7600	192000	19	0,4	3600	11200	5,7	20	13,3	271	12	22,6
Q1	0,78	7600	196000	19	0,4	3800	11400	5,6	22,5	15	254	12	21,2
P4	1,96	19200	304000	18	—	1800	21000	10,6	28	18,7	96	8,8	10,9
Q4	1,96	19200	308000	19	—	1300	20500	12,0	35	23,3	56	8,8	6,4
P2	1,96	19200	346000	19	0,4	3000	22200	10,1	19	12,7	236	12	19,7
Q2	1,96	19200	322000	19	0,4	2000	21200	11,4	15	10	200	12	16,7
P5	1,96	19200	360000	19,5	0,4	3200	22400	10,2	15	10	320	12	26,7
Q5	1,96	19200	322000	19	0,4	2000	21200	11,4	20	13,3	150	12	12,5
P6	1,96	19200	360000	19,5	1,0	3400	22600	10,9	18	12	284	14	20,3
Q6	1,96	19200	322000	19,5	1,0	1900	21100	12,6	17	11,3	168	14	12,0

— per la maggior tensione  $\sigma_{af}$  supposta nell'armatura addizionale;

— per la maggior distanza  $\Delta l$  supposta tra le fessure (un incremento di  $\Delta l$  provoca un aumento di  $w$  anche senza che sia trascurata  $A_b$  e sopravvalutata  $\sigma_{af}$ , malgrado l'aumento del termine negativo dovuto all'aderenza).

Il metodo risulta dunque cautelativo, e presenta il vantaggio di fondarsi sulle sole qualità di aderenza della ordinaria armatura per c.a., qualità già sufficientemente note. C'è tuttavia da chiedersi se le capacità portanti delle strutture non vengano in tal modo eccessivamente sottovalutate.

In effetti, se la percentuale di armatura addizionale è elevata, e se l'armatura pretesa è concentrata in pochi grossi cavi dotati di scarsa aderenza, il metodo può dare risultati assai vicini alla realtà. Riteniamo invece che esso sia eccessivamente cautelativo nel caso che l'armatura addizionale costituisca una modesta percentuale dell'armatura totale, come pure nei casi di arma-

Poiché la presente nota ha intendimenti pratici e propone criteri di dimensionamento per le strutture parzialmente precomprese, ci sentiamo in dovere di sottolineare che l'argomento da noi affrontato della fessurazione a carico di servizio non costituisce che uno dei problemi da affrontare.

Come abbiamo già detto, occorre parallelamente effettuare una verifica della sicurezza a rottura. A questo riguardo, mentre la verifica statica si presenta molto semplice, riteniamo che particolare attenzione debba essere rivolta allo studio della resistenza a fatica; infatti, mentre nelle ordinarie strutture precomprese l'escursione della tensione nell'acciaio preteso sotto l'effetto di sovraccarichi è di solito inferiore a 10 Kg/mm<sup>2</sup>, tale escursione cresce notevolmente nelle strutture con armatura addizionale non pretesa, e tanto più quanto maggiore è il rapporto tra quest'ultima e l'armatura pretesa.

Qualora per esempio le sezioni dei due tipi di armatura fossero uguali (ciò che corrisponderebbe in pratica



ad un contributo di circa il 25% da parte dell'armatura addizionale) e si volesse sfruttare l'armatura addizionale al tasso di 2000 Kg/cm<sup>2</sup>, l'escursione di tensione nell'acciaio preteso si avvicinerebbe a 30 Kg/mm<sup>2</sup>, che è l'ordinario limite di resistenza alla fatica degli acciai da precompresso attualmente in commercio.

Pur limitandoci per il momento a questa semplice considerazione, riteniamo che lo studio della resistenza alla fatica sia essenziale per lo sviluppo delle strutture parzialmente precomprese dotate di armatura addizionale e che almeno in un primo tempo tali strutture

dovranno limitarsi a percentuali modeste di armatura addizionale.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] G. MACCHI: *Sulla fessurazione delle travi precomprese a cavi scorrevoli*, F.I.P., Roma 1962.
- [2] *Comité Européen du Béton*. Bulletin n. 12.
- [3] Y. GUYON: *Béton Précontraint*, Eyrolles, Paris.
- [4] F. LEONHARDT: *Spannbeton für die Praxis*, 2<sup>a</sup> Ed., pagg. 196-202.



# Sul comportamento statico delle travi in c.a.p. con armatura passiva. Indagine con l'ausilio di modelli

Prof. Ing. Mario Brozzu — Dott. Ing. Lionello Bortolotti

## SOMMARIO

*Allo scopo di ridurre la durata e il costo di un programma di esperienze impostato per lo studio del comportamento statico delle travi in c.a.p. contenenti anche armature non pretese, si è messa a punto una tecnica sperimentale che, operando su modelli in piccola scala e facendo ricorso alla stagionatura accelerata degli stessi, permette una soddisfacente soluzione del problema. L'attendibilità dei risultati è garantita dal confronto con la teoria e con risultati di esperienze note su elementi in scala reale; e l'esame dei risultati stessi mette in rilievo la convenienza statica ed economica delle strutture con armatura passiva nei confronti di quelle a precompressione totale.*

## 1) PREMESSA

Le strutture in cemento armato parzialmente precomprese, e particolarmente quelle contenenti — oltre l'armatura di precompressione — anche armature aggiunte non pretese, rappresentano un tema particolarmente suggestivo per la possibilità da esse offerte di soluzioni interessanti tanto dal punto di vista della sicurezza che da quello economico. Tuttavia i vantaggi offerti da queste strutture non sempre possono venire completamente messi in evidenza con verifiche semplicemente analitiche; per lo meno si può avere qualche dubbio sulle conclusioni a cui tali verifiche portano, specialmente nei confronti del grado di sicurezza a rottura, essendo il comportamento delle strutture in esame sensibilmente diverso da quello delle membrature totalmente precomprese. E' ben noto infatti che per queste ultime il comportamento statico segue, con notevole approssimazione e fino alla immediata prossimità del collasso, le leggi della elasticità; mentre non avviene altrettanto per le strutture in cemento armato ordinario a causa specialmente dell'ampiezza e del numero delle lesioni che si producono prima di arrivare alla rottura. Perciò la letteratura tecnica sul cemento armato ordi-

nario presenta una serie abbondante di contributi e proposte che mirano ad interpretare più o meno felicemente il comportamento di queste strutture oltre la fase più strettamente elastica; mentre non si sente affatto questa necessità per la strutture in cemento armato precompresso. Ed è logico invece attendersi che le ossature a precompressione parziale presentino un comportamento intermedio; e che per esse quindi i risultati teorici — per lo meno quelli dei calcoli a rottura — debbano venire sottoposti ad opportuno controllo e confronto coi dati sperimentali.

Considerazioni di questo genere appaiono quindi essere state ben presenti fino dalle prime proposte di strutture a precompressione parziale. Accurate e vaste esperienze risalgono infatti ad Abeles [1-2], cioè all'Autore primo di tali proposte in forma organica e coerente; e nuove, sempre più vaste ricerche sperimentali dovranno accompagnare ogni successivo sviluppo di queste moderne realizzazioni.

E' però ben noto agli sperimentatori che l'esecuzione — a cui, almeno per quanto è a nostra conoscenza, si è finora esclusivamente ricorso — di esperienze portate fino a rottura su strutture in scala reale porta a dover sottostare ad un certo numero di non trascurabili inconvenienti. Il primo di essi è dato dalle dimensioni stesse delle strutture da provare, che risultano spesso incombranti e pesanti, e richiedono potenti attrezzature per l'applicazione e il contrasto dei carichi, specie in campo dinamico. Ma, per le strutture realizzate in calcestruzzo, un secondo, e forse più grave, difetto è costituito dal lungo periodo richiesto dal calcestruzzo stesso per giungere ad adeguata stagionatura; per cui si richiede una lunga durata delle prove, o il pericolo di scarti anche elevati fra il comportamento di differenti campioni, se si cerca di provarli a breve tempo dal getto. Infine gli inconvenienti suddetti si traducono forzatamente in serio aggravio economico; che può risultare trascurabile per i Laboratori industriali, ma che pesa spesso in modo decisivo sui piani degli Istituti universitari: per cui si incontrano, purtroppo assai spesso, memorie che cercano di giungere a risultati generali



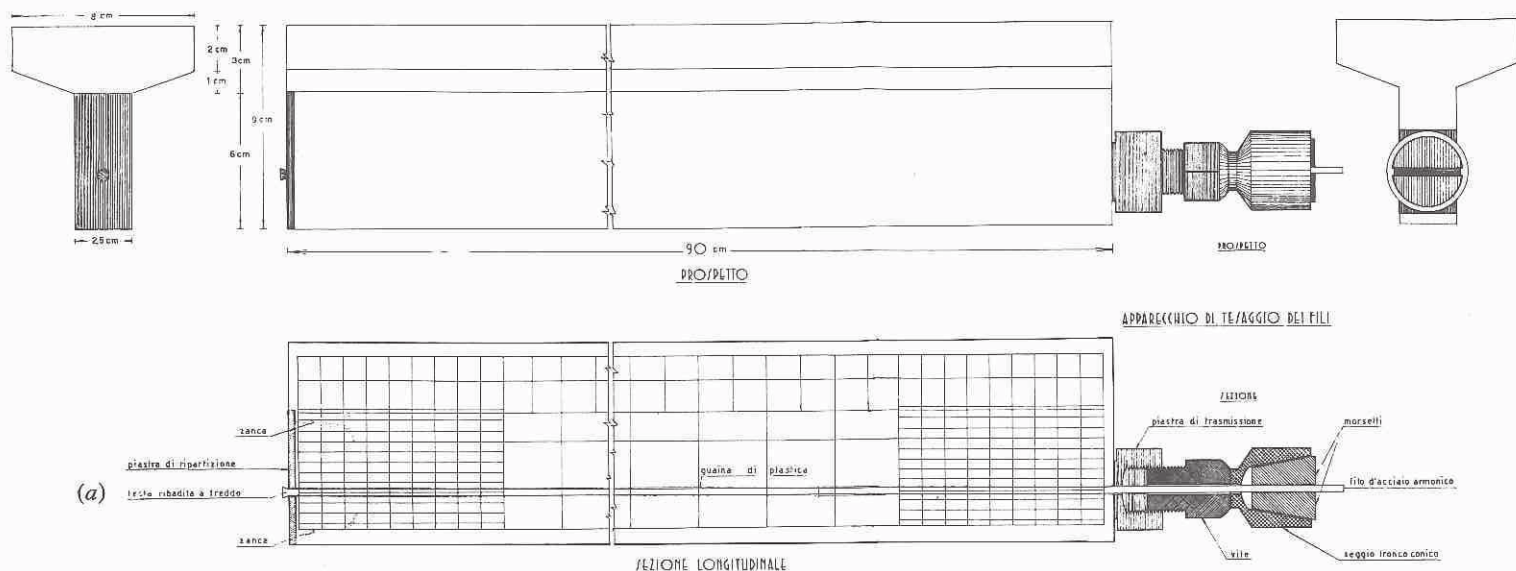


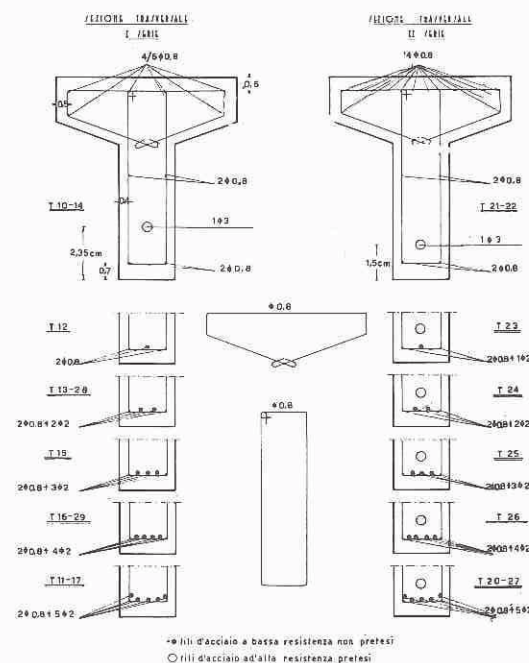
Fig. 1 a-b Modello di trave in conglomerato cementizio precompresso - Sezione a'T

sfruttando i dati desunti dalla sperimentazione di pochissime strutture, col pericolo pressoché inevitabile di conclusioni avventate o di inammissibili estrapolazioni.

A tutti questi inconvenienti abbiamo cercato di ovviare ricorrendo ad una tecnica sperimentale già collaudata presso l'Istituto di Scienza delle costruzioni di Cagliari in occasione di una ricerca recentemente effettuata sul comportamento statico e dinamico dei solai in laterizio armato [3]. Siamo ricorsi cioè ad esperienze su modelli in scala alquanto ridotta (ossia a travetti di dimensioni dell'ordine del metro) gettati con calcestruzzo a piccoli elementi di composizione accuratamente studiata e stagionata artificialmente in acqua calda dopo 24 ore dal getto. Quest'ultimo provvedimento, oltre a permettere una riduzione sostanziale del tempo totale richiesto da ogni travetto prima della prova, presenta poi la preziosa caratteristica di fissare, per così dire, la proprietà del calcestruzzo indipendentemente, entro limiti piuttosto larghi, dal tempo [4]; per cui è possibile la confezione in serie contemporanea di più travetti senza pratica limitazione delle singole date di prova.

Così operando è possibile moltiplicare le esperienze, provvedendo immediatamente alle varianti che i primi risultati potrebbero consigliare; e risulta non proibitiva anche l'esecuzione di prove in numero tale da permettere una elaborazione statistica dei dati, quale è ormai richiesta dalle odierne vedute in campo di utilizzazione dell'esperienza in genere.

Nel nostro caso ci siamo — per una serie di motivi indipendenti dalla nostra volontà — limitati a complessivi 32 travetti. E ci pare non inutile far presente che tutto il ciclo sperimentale si è concluso nel giro di 50 giorni, con una spesa praticamente trascurabile. La durata del ciclo stesso avrebbe inoltre consentito la sperimentazione di un numero alquanto più elevato di travetti, se si avesse avuto a disposizione — invece di una sola — un numero adeguato di forme metalliche per i getti.



(b)

## 2) DESCRIZIONE DEI TRAVETTI E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I travetti sperimentati — riferiti in scala 1:5 ad un ideale prototipo — furono tutti confezionati di eguale lunghezza (90 cm) e armati con un filo di acciaio armonico, scorrevole entro una guaina di plastica annegata nel getto, oltre alla armatura passiva.

Una prima serie di esperienze è stata condotta su travetti di sezione rettangolare, portati a rottura per flessione. Verificandosi tuttavia per questi la rottura per compressione del conglomerato cementizio prima di quella dell'armatura metallica, e venendo così a mancare la possibilità di confronto fra travetti confezionati con differente percentuale di armatura passiva, nel ciclo definitivo di esperienze si ricorse ad una sezione a T con l'ala superiore compressa.

L'armatura di compressione era costituita, come già si è detto, da un unico filo di acciaio disposto con asse



rettilineo. Una delle estremità del filo veniva ribattuta a freddo su una piastra di acciaio solidale con una delle estremità del travetto; l'altro estremo del filo veniva bloccato tra due morsetti a cuneo; e il filo stesso poteva venire messo in tensione mediante un manicotto filettato.

Oltre l'armatura di precompressione era previsto nel travetto un'armatura longitudinale passiva e una oppor-

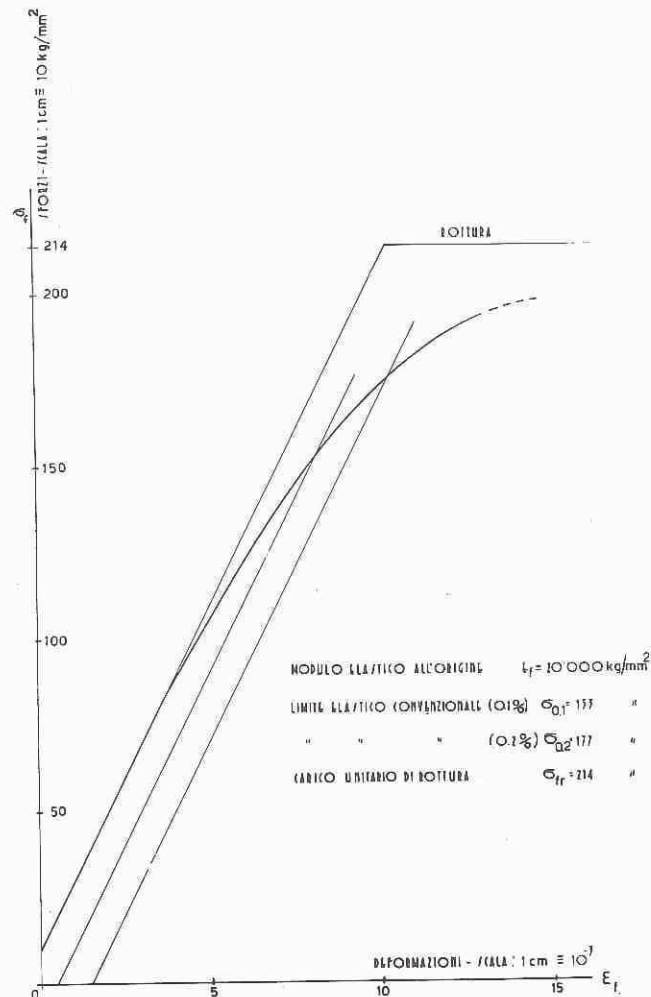


Fig. 2. - Prova di trazione: diagramma sforzi-deformazioni (filo da 2.5 mm.).

tuna staffatura. La fig. 1 fornisce i dati di assieme e i particolari dei travetti stessi, mentre le figg. 2, 3 e 4 riportano le caratteristiche meccaniche dell'acciaio armonico di precompressione (1).

La gabbia dell'armatura passiva (fig. 5) e la guaina contenente il filo di precompressione venivano sistemate

(1) Per l'armatura passiva si adottò acciaio dolce avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

$\emptyset$	sforzo di snervamento	sforzo di rottura
0,8 mm	30 Kg/mm <sup>2</sup>	41 Kg/mm <sup>2</sup>
0,8	30	40
2	23	38
2,5	—	64

entro una forma metallica (fig. 6) per il getto del conglomerato. Date le piccole dimensioni dei travetti, quest'ultimo era piuttosto analogo ad una malta cementizia, confezionata con 2 parti in peso di sabbia silicea del litorale di Geremeas, una parte di cemento a.r. tipo 730 e 11-12% di acqua. Tale dosaggio, prescelto dopo numerosi tentativi, assicurò getti compatti e resistenza elevata. Durante la confezione il getto era opportunamente vibrato.

La fig. 7 riporta la composizione granulometrica della sabbia impiegata; da ogni getto venivano prelevati provini cubici da sperimentare a compressione, mentre vennero eseguite in alcuni casi esperienze complementari per la determinazione del modulo elastico (fig. 8) e della resistenza a trazione « brasiliana ». Le tabelle di fig. 9 riportano i risultati di tali prove.

### 3) CONDOTTA DELLE PROVE E RISULTATI OTTENUTI

Come si è già accennato, i travetti, dopo la confezione, venivano mantenuti, per circa 20 ore, in locale a temperatura ambiente ed elevato grado di umidità relativa; poi venivano disarmati e sottoposti a stagionatura accelerata in acqua a 70° C per circa otto ore.

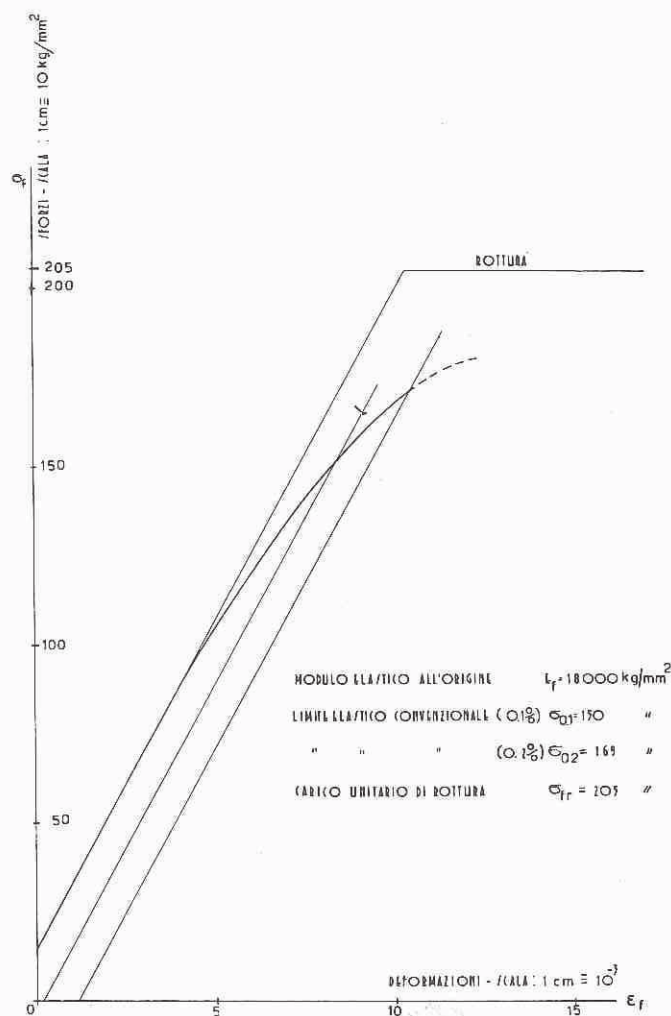


Fig. 3. - Prova di trazione: diagramma sforzi-deformazioni (filo da 3 mm - 1ª matassa).



Pochi minuti prima della prova si procedeva alla messa in tiro dell'armatura di precompressione; il travetto quindi veniva disposto sul banco di flessione adattato ad una macchina universale Metro-com da 5 t.

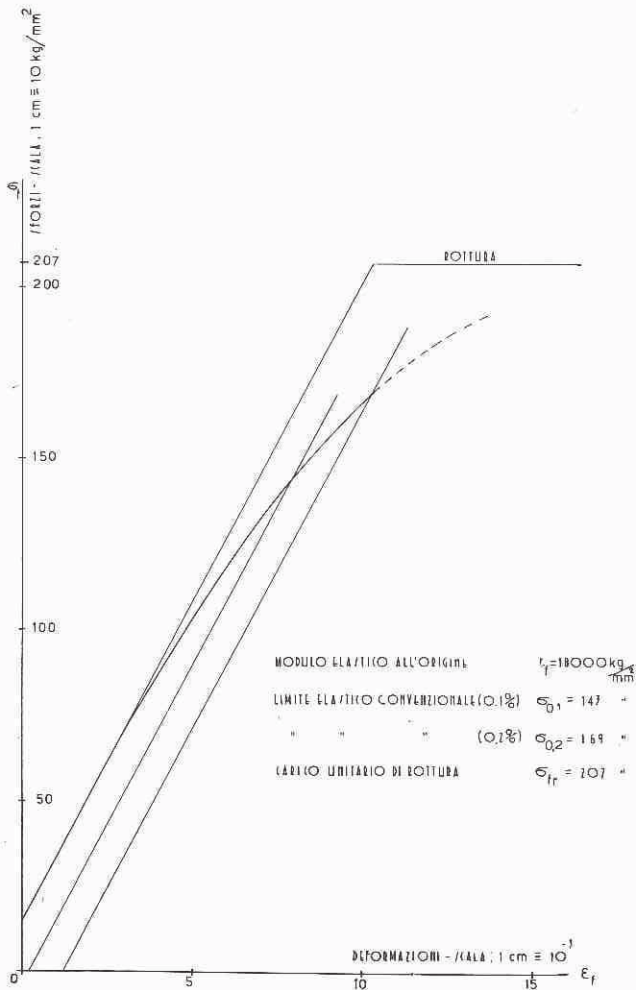


Fig. 4. - Prova di trazione: diagramma sforzi-deformazioni (filo da 3 mm. 2<sup>a</sup> matassa).

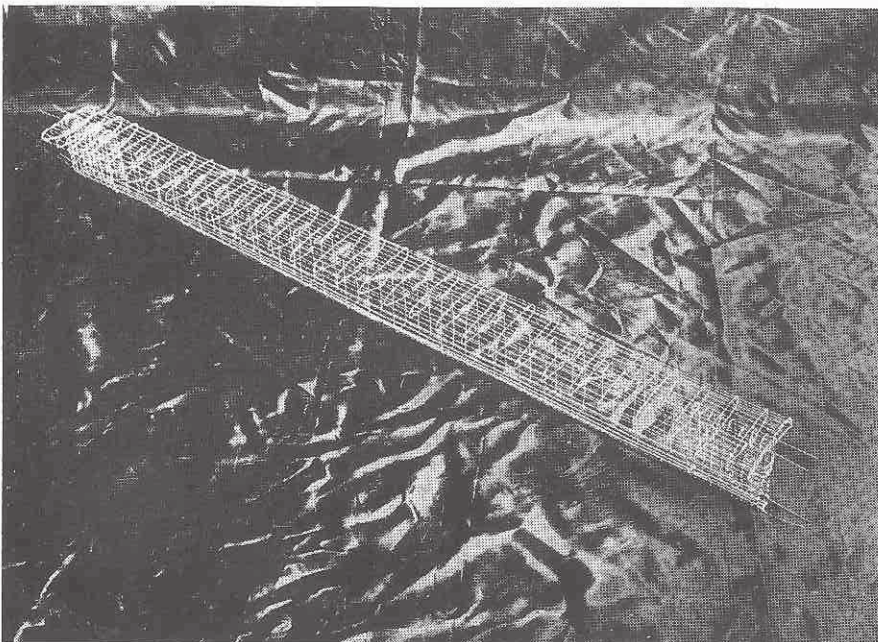


Fig. 5. - La guaina contenente l'armatura passiva e il filo di precompressione.

(fig. 10) in modo da assicurare un tratto centrale sottoposto a flessione costante. Il carico veniva fatto salire gradualmente fino a rottura; durante la prova veniva rilevata la freccia in mezzeria e preso nota del carico di comparizione di lesione macroscopiche.

Le tabelle delle figure 11, 12, 13 riportano i risultati principali di ciascuna prova; le fig. 14-15 mostrano i travetti dopo la rottura. Si nota subito dalle fotografie citate che al crescere percentuale dell'armatura passiva si riduce nettamente l'ampiezza delle lesioni in corrispondenza della rottura.

Una seconda serie di travetti (aventi caratteristiche geometriche ed elastiche uguali a quelli corrispondenti della precedente serie) sono stati da noi sottoposti a prove dopo avere tesato i cavi di precompressione con una forza di tesatura inferiore, in modo da simulare una sensibile caduta di tensione.

I risultati relativi sono riportati nella tabella 16 nella quale è stato indicato il valore, in corrispondenza del quale, per ogni travetto, si sono verificate le prime lesioni capillari e le prime lesioni macroscopiche.

#### 4) CONTROLLO ANALITICO DEI RISULTATI

Ciascun tipo di travetto sperimentato è stato oggetto di verifica analitica condotta secondo lo schema proposto da Abeles [2].

Si è così proceduto al calcolo, nei diversi casi, del momento di fessurazione del conglomerato tesato (a cui corrisponde, nel nostro schema di carico, un valore  $P_{fess}$  del carico applicato), del momento di rottura  $M_r$  e del carico  $P_r$  relativo.

Per quest'ultima verifica si ha, con le notazioni di fig. 17:

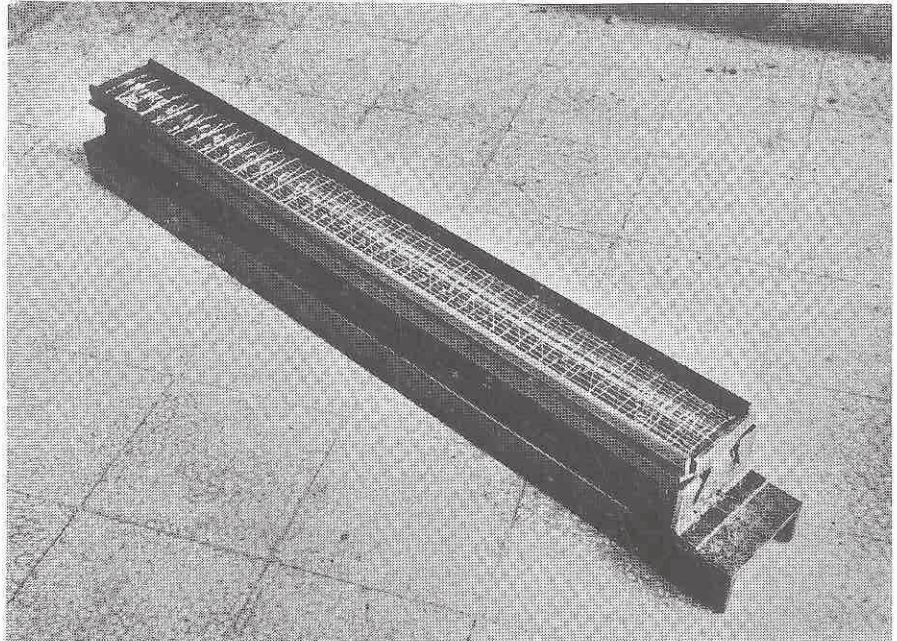
$$M_r = T_r \left( h - \frac{x}{2} \right) + \sum_1^n T_{ri} \left( h_i - \frac{x}{2} \right).$$

Ma, per l'equilibrio alla traslazione, si avrà:

$$bx \sigma_{cr} = \omega_f \sigma_{fr} + \sum_1^n \omega_{fi} \sigma_{fri}$$



Fig. 6. - L'armatura posta nella cassaforma metallica.



in cui sono:

- $\sigma_{cr}$  sforzo di rottura a compressione del conglomerato;
- $\sigma_{fr}$  sforzo di rottura dell'acciaio di precompressione, di sezione  $\omega_f$ ;
- $\sigma_{fri}$  sforzo di rottura della barra  $i$ -esima di armatura passiva, di sezione  $\omega_{fi}$ .

Ponendo ora:

$$\bar{\omega} = \omega_f + \sum_1^n \omega_{fi} \frac{\sigma_{fri}}{\sigma_{fr}}$$

si ottiene:

$$\frac{\alpha}{2} = \frac{\sigma_{fr} \bar{\omega}}{2b \sigma_{cr}} = \alpha$$

e quindi:

$$M_R = T_R(h_i - \alpha) + \sum_1^n T_{ri}(h_i - \alpha)$$

I risultati del calcolo sono riportati nelle tabelle di fig. 16-18, mentre i diagrammi della fig. 19 li pongono a confronto coi risultati sperimentali. Come si vede, l'accordo è abbastanza buono, sia pure con lieve scarto in più a favore dell'esperienza.

#### 5) VANTAGGI STATICI ED ECONOMICI DELL'ADOZIONE DI ARMATURA PASSIVA

Come si può notare dai risultati delle esperienze, al buon comportamento sotto carico dimostrato dai travetti di ogni tipo, si può aggiungere il caratteristico aumentare — mediante — del divario fra l'inizio della microfessurazione (denunciato dalla perdita di

linearità del diagramma carico/frecce) e l'apparire di evidenti lesioni, corrispondentemente all'incremento percentuale dell'armatura passiva. In altre parole, la presenza dell'armatura passiva tende a ridurre l'ampiezza delle lesioni sotto carico.

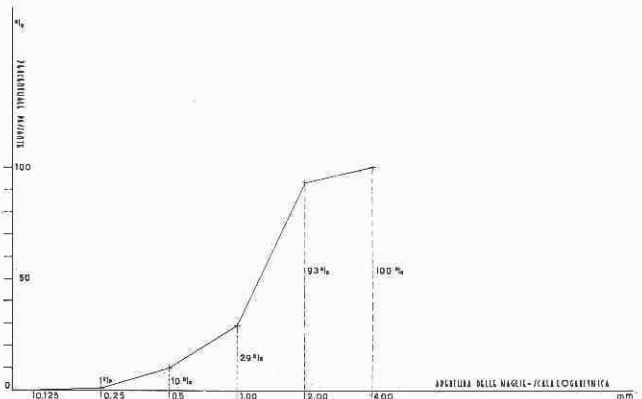


Fig. 7. - Curva granulometrica - sabbia di Geremeas.

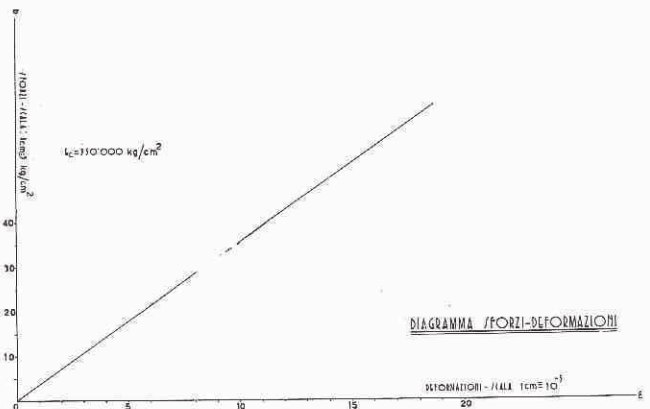


Fig. 8. - Prova per la determinazione del modulo elastico del conglomerato: diagramma sforzi-deformazioni (dosaggio II).



COMPOSIZIONE DEL CONGLOMERATO				PROVINI CUBICI		
Travetto N.	Sabbia (parti in peso)	Cemento (parti in peso)	Acqua (%)	N.	Resistenza a compressione media (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza a trazione media (kg/cm <sup>2</sup> )
10	2	1	12	4	625	30
11	2	1	12	4	600	—
12	2	1	12	4	635	—
13	2	1	11	4	780	—
14	2	1	11	4	700	—
15	2	1	11	4	715	—
16	2	1	11	4	695	—
17	2	1	11	4	685	—
18	2	1	11	4	605	—
19	2	1	11	4	720	—
20	2	1	11	4	700	—
21	2	1	11	4	655	—
22	2	1	11	4	720	—
23	2	1	11	4	740	—
24	2	1	11	8	700	36
25	2	1	11	4	710	—
26	2	1	11	4	690	—
27	2	1	11	4	700	—
28	2	1	11	4	680	—
29	2	1	11	4	615	—

Fig. 9. - Composizione del conglomerato dei vari travetti con le rispettive resistenze medie.



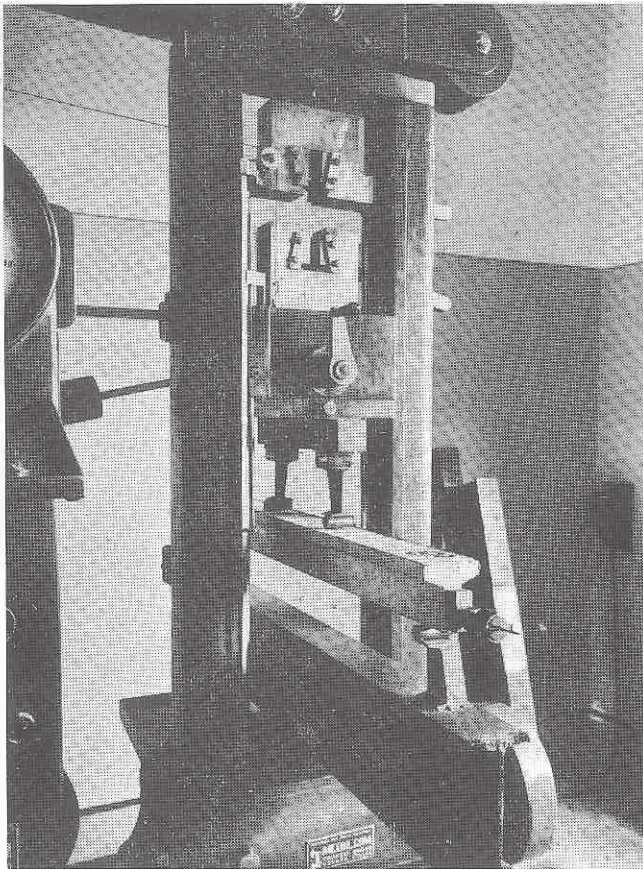


Fig. 10. - Apparecchiatura di prova.

Inoltre la presenza di armatura passiva fa sì che, anche nella eventualità di cadute sensibili di tensione del cavo di precompressione, (20-25%) non si verifichino lesioni visibili in corrispondenza di carichi di entità inferiore a quelli sotto cui si verificherebbero le lesioni in assenza di cadute sensibili di tensione (pur senza poter evitare l'insorgere, in corrispondenza di carichi di entità ridotta, di lesioni capillari). Quindi il coefficiente reale di sicurezza della struttura alla fessurazione non viene ridotto a causa di una caduta eccezionale di tensione dell'ordine del 20-25%; ed anche in questo caso il rapporto tra il carico sotto il quale si verificano le prime lesioni apprezzabili e quello teorico di fessurazione cresce con l'aumentare della percentuale di armatura passiva.

Dai dati sperimentali tuttavia non può derivarsi direttamente un confronto di efficienza fra elementi totalmente precompressi e altri provvisti di armatura passiva. Occorre cioè riportare, in certo modo, i due tipi di strutture a parità di condizioni.

A tale scopo si sono presi in esame tre tipi fra quelli sperimentati; cioè il travetto n. 21 (dotato di forte armatura passiva superiore, il n. 11 (con elevata percentuale di armatura passiva in basso) e il n. 20 (previsto con notevoli armature passive ai due lembi). Considerati questi travetti si è istituito un confronto economico fra il loro costo e quello di travetti totalmente precompressi; previsti questi ultimi delle stesse dimensioni e realizzati con armatura metallica pretesa tale da portare — effettuando la verifica secondo il vigente Regolamento

italiano per le strutture in c.a.p. — allo stesso carico esterno di rottura di quello ottenuto sperimentalmente sui travetti dotati di armatura passiva. In detta analisi si è attribuito all'acciaio da utilizzarsi per l'armatura passiva un costo unitario pari alla terza parte di quello dell'acciaio da precompressione.

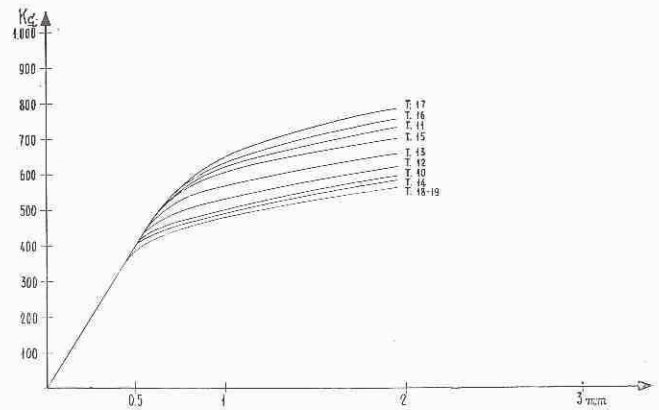


Fig. 11.

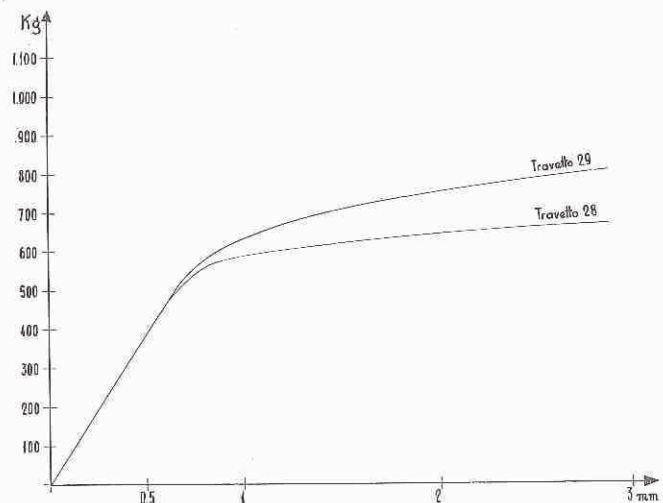


Fig. 12.

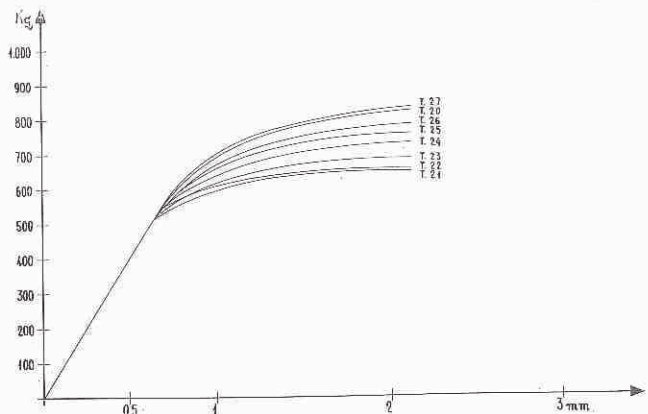


Fig. 13.

Figg. 11-12-13. - Diagrammi rappresentativi dei risultati relativi alla freccia ed al carico di rottura per ciascuna prova.



Fig. 14.

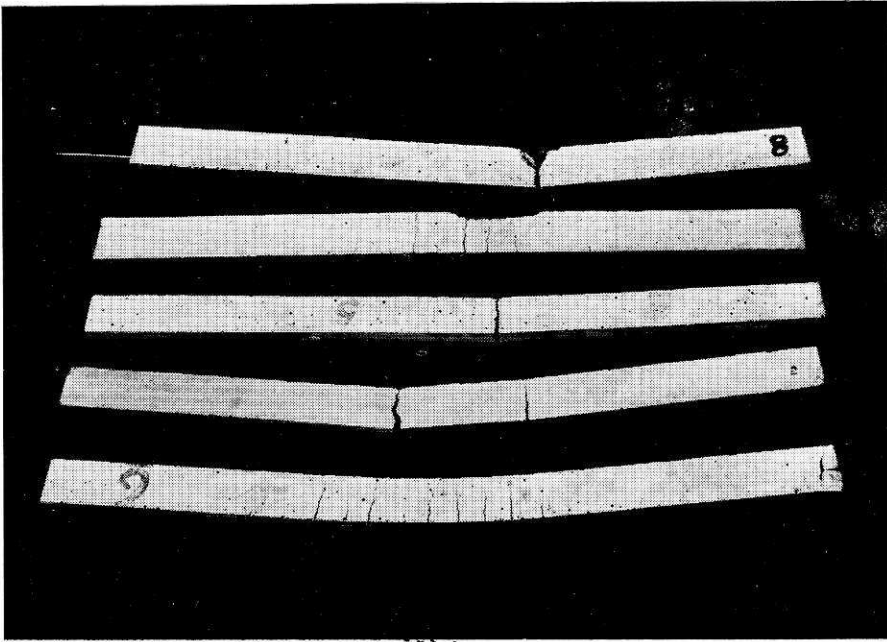
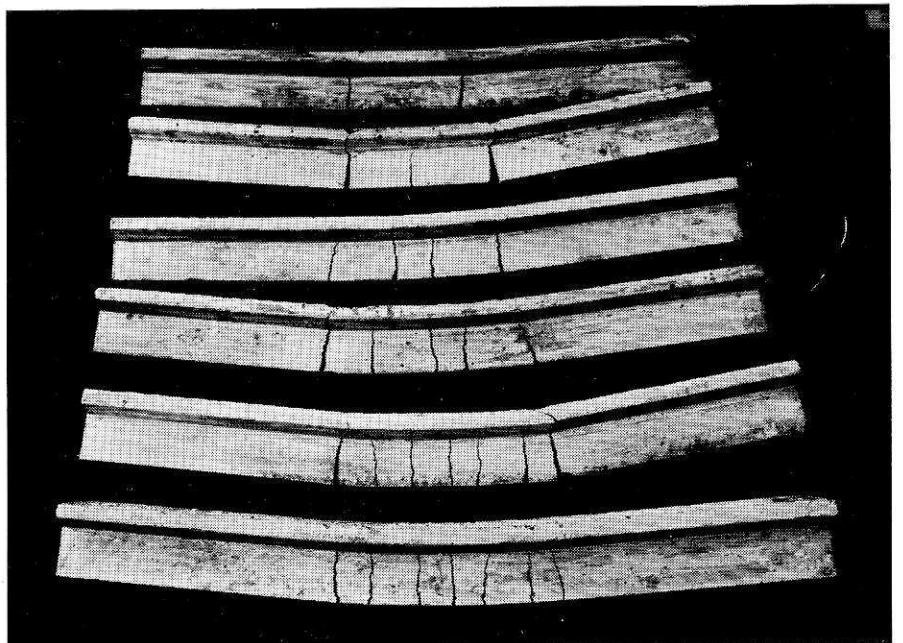


Fig. 15.



Figg. 14-15. - I vari travetti dopo la rottura.



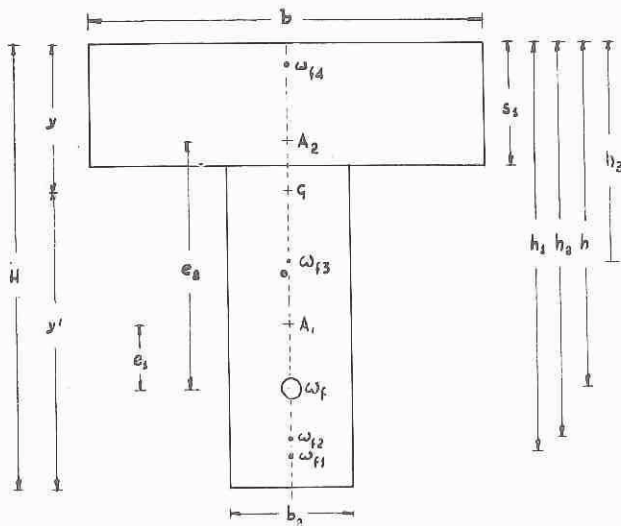


Fig. 17. - Sezione trasversale con diagramma degli sforzi di precompressione dei travetti.

I risultati appaiono nella tabella di fig. 20; da essi si può dedurre un minore costo per i travetti realizzati con armatura passiva variabile fra il 20 e il 30% secondo i casi.

## 6) CONCLUSIONE

Considerati i risultati raggiunti, possiamo anzitutto ritenere sufficientemente provata la possibilità e la convenienza dello studio del comportamento statico delle strutture considerate operando su modelli. E questo riteniamo sia il risultato più importante della nostra ricerca.

Per trarre conclusioni sicure di portata generale sul problema specifico affrontato, sarebbero invece necessarie, a nostro parere, esperienze alquanto più estese e numerose di quelle svolte. Abbiamo infatti in programma di proseguirle nei prossimi mesi.

Per trarre conclusioni sicure di portata generale sul problema specifico affrontato, sarebbero invece necessarie, a nostro parere, esperienze alquanto più estese e numerose di quelle svolte. Abbiamo infatti in programma di proseguirle nei prossimi mesi.

Tuttavia ci sembra apparire chiaro, fin d'ora, che una netta economia potrebbe conseguire alla adozione di armature passive nelle travature in cemento armato precompresso, a condizione che per queste strutture vengano permessi sforzi di trazione di entità elevata (analoghi a quelli consentiti nelle membrature di cemento armato ordinario), con l'intesa che essi vengano interamente assorbiti da armature passive.

Una soluzione di questo genere presenterebbe, a nostro parere, vantaggi dal punto di vista della sicurezza non trascurabili, nei confronti delle strutture totalmente precomprese: specialmente nell'evitare casi di rottura « fragile » in caso di azioni dinamiche, o di calo accidentale della precompressione. Mentre prevediamo di dirigere su questi argomenti le nostre prossime indagini,

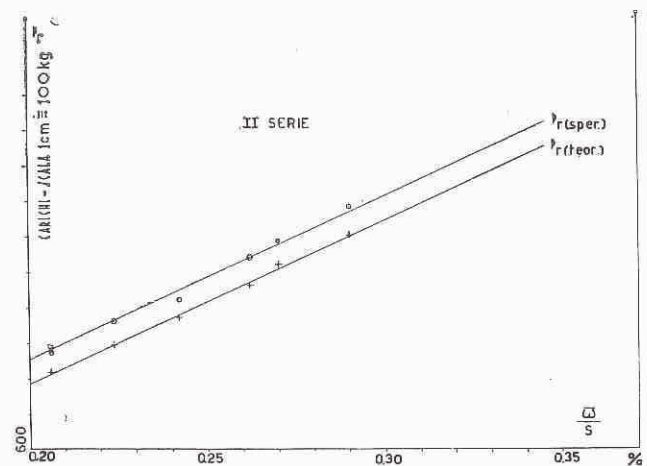
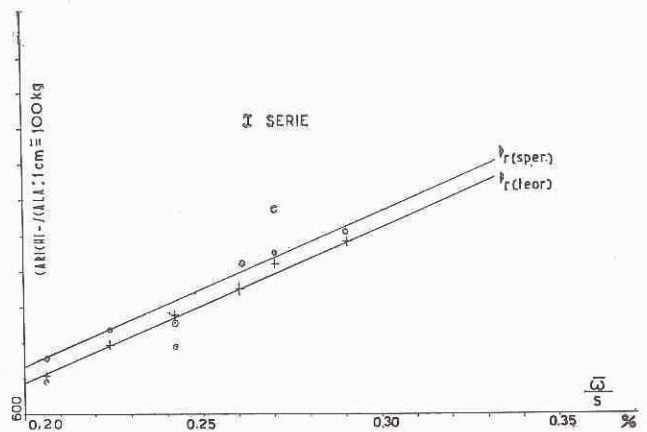
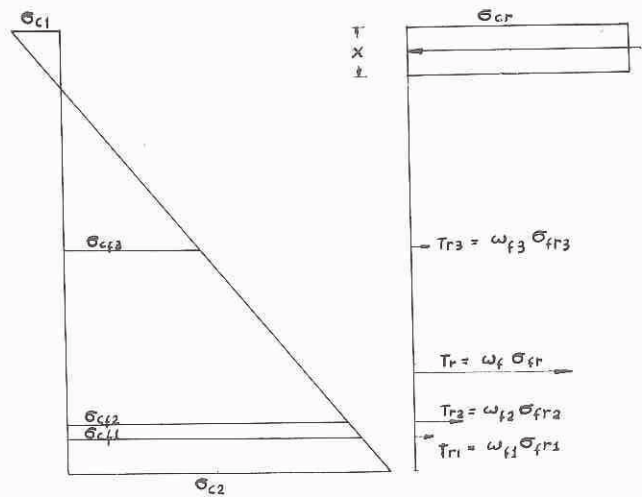


Fig. 19. - Diagrammi carichi di rottura - percentuali di armatura dei travetti con sezione a « T ».

ci auguriamo che altri Sperimentatori affianchino la nostra modesta opera in un campo così promettente di interessanti sviluppi.



Esempio	Tipo	ARMATURE						Costo totale armatura		Rapporto fra i costi $\frac{C}{C'}$	
		Pretese				Non pretese		C	C'		
		$\omega_f$ (mm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{fr}$ (kg/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_f$ (kg/mm <sup>2</sup> )	Coefficiente di costo di acciaio	$\omega'_f$ (mm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{fr}$ (kg/mm <sup>2</sup> )				Coefficiente di costo di acciaio
T 21	Travetto sperimentale senza armatura passiva al lembo inferiore ma con armatura passiva al lembo superiore .....	7,06	207	140	3	9	40	1	—	30,18	1,31
A	Travetto con precompressione totale.....	11,50	207	140	3	5	40	1	39,50	—	
T 20	Travetto sperimentale con armatura passiva al lembo superiore e al lembo inferiore .....	7,06	207	140	3	24,70	40	1	—	45,88	1,26
B	Travetto con precompressione totale.....	17,50	207	140	3	5	40	1	57,50	—	
T 11	Travetto sperimentale con armatura passiva al lembo inferiore.	7,06	205	129	3	20,70	40	1	—	41,88	1,22
	Travetto con precompressione totale.....	15,35	205	129	3	5	40	1	51,08	—	

Fig. 20. - Confronto fra i costi dei travetti con precompressione totale e dei travetti sperimentali con armatura passiva.

#### RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- 1 ABELES P. W.: *Partially Prestressed Concrete Constructions, Built in the Eastern Region of British Railways (1948-52)*. Mém. A.I.P.C. 1952, pp. 1-14.
- 2 ABELES P. W.: *Teilweise vorgespannte Betonkonstruktionen*. Bauingenieur 1958, n. 3, pp. 77-84 e n. 5, pp. 183-190.
- 3 DIAZ G.: *Essais en maquette sur la résistance aux contraintes statiques et dynamiques des planchers en terre cuite et béton armé*. Rend. Symp. RILEM « Ricerche e prove sulle strutture in laterizio », Milano, giugno 1962.
- 4 LEVINE e altri: *High Pressure Steam Curing - A progress report by ACI Committee 716*. Journ. ACI, vol. 15, n. 5 (apr. 1944), pp. 409-4113.







