

INTRODUZIONE AL TEMA

C. CESTELLI GUIDI

Ordinario f.r. di Tecnica delle Costruzioni
Facoltà di Architettura
Università di Roma - "La Sapienza"

Mi è gradito aprire i lavori di questo simposio sulla "precompressione parziale" in questo ambiente di colleghi che ci sono particolarmente vicini. Su questa moderna tecnologia che, sfuggendo alle rigorose reti del c.a.p., si va affermando in tutti i Paesi, non solo per i suoi vantaggi economici, bensì anche per i suoi pregi di più idonea risposta alle esigenze di particolari opere.

Desidero ricordare anzitutto che è dell'A.I.C.A.P. il merito di avere favorito in Italia, già da tempo, lo sviluppo degli studi sulla precompressione parziale ed a questo proposito citerò la promozione da parte dell'A.N.I.C.A.P., che precedette l'A.I.C.A.P., di prove coordinate svolte da alcuni Istituti Universitari, i cui risultati vennero presentati al Convegno A.N.I.C.A.P. di Venezia del 1963.

L'argomento "precompressione parziale" venne ripreso e trattato ampiamente nelle giornate A.I.C.A.P. di Ravenna del 1981. In tali congressi, ai quali parteciparono docenti universitari, professionisti, industriali, venne puntualizzato, anche sulla scorta delle notizie pervenute dai Congressi svolti all'estero, lo stato dell'arte di questo nuovo aspetto del c.a.p.

Quale è l'attuale situazione in Italia della relativa normativa?

Ne tratterà il prof. Radogna, ma anticipo che per il calcolo alle tensioni ammissibili vige ancora la primitiva stesura delle norme ministeriali nella quale per il c.a.p. vengono ammessi lievi sforzi di trazione nel conglomerato.

Per il calcolo agli stati limite, invece, una vera precompressione parziale viene tacitamente prevista. Nella prossima edizione delle norme italiane di imminente emanazione la precompressione parziale verrà ufficialmente ammessa anche nel metodo delle tensioni ammissibili cosicché, come diremo in seguito, vi comparirà con limitazioni della fessurazione analoghe a quelle per il c.a..

Tale liberalizzazione è conseguente alla conoscenza degli apporti tecnico-scientifici che hanno evidenziato come la precompressione parziale porti a realizzare strutture di caratteristiche in molti casi preferibili a quelle del c.a.p. integrale e naturalmente del c.a..

Ciò anche a tutto vantaggio della durabilità delle opere e ve ne parlerà il prof. Mola, in particolare di alcune opere in c.a.p. integrale che, in assenza di sovraccarico, hanno il conglomerato sottoposto ad elevati sforzi di precompressione. E' il caso ad es. dei ponti a travata per i quali i fenomeni lenti di fluage del conglomerato influenzano sfavorevolmente, tanto più nella giovane età del conglomerato, l'assetto deformato delle strutture.

La precompressione parziale presenta aspetti favorevoli anche per le strutture iperstatiche nelle quali la riduzione della forza di precompressione per la presenza della armatura mista attenua il sorgere delle "sollecitazioni parassite" non sempre chiaramente individuabili e dominabili. Ne deriva una minore richiesta di avvicinamento dei cavi al tracciato concordante a tutto vantaggio della sicurezza allo stato limite ultimo che vuole sfruttare al massimo braccio delle forze interne.

Come viene misurata la precompressione parziale?

Le norme ACI definiscono parzialmente precompressa una sezione di un elemen-

to cementizio in cui sia presente una associazione di acciaio preteso ed acciaio non preteso, che concorrono ambedue alla formazione del momento ultimo.

Nessun riferimento viene fatto alle condizioni di esercizio. Il grado di precompressione è espresso dalla formula

$$PPR \text{ (Partial Prestressing Ratio)} = \frac{M_{up}}{M_u}$$

ossia dal rapporto del momento ultimo offerto dalle armature pretese al momento ultimo totale, il che corrisponde al rapporto delle percentuali meccaniche delle armature salvo i diversi bracci delle forze interne nella flessione.

Con tale definizione dell'ACI secondo la normativa italiana, che come già detto prevede di tener conto nel calcolo a rottura anche dell'acciaio aggiunto, le sezioni del c.a.p. normale figurerebbero sempre parzialmente precomprese sia pure in modo limitato.

L'altra definizione del grado di precompressione che ci è più familiare, riporta invece il momento di decompressione della sezione al momento di esercizio e cioè

$$\alpha = \frac{M_d}{M_e}$$

ossia esprime il limite della decompressione in rapporto alla condizione di esercizio.

Va riconosciuto che il primo modo definisce univocamente le caratteristiche della sezione in quanto è espresso dai dati geometrici e meccanici della sezione così da non dare incertezza di interpretazione. La seconda definizione invece, non è univoca perchè legata ad una condizione di esercizio ed il suo valore può essere diverso per una stessa sezione. Essa però descrive meglio il comportamento effettivo della struttura in servizio.

Definito il grado di precompressione viene da domandarsi a quale valore corrisponda il minor costo della struttura. Questo risulta dal confronto dei prezzi dei due acciai basato su una analisi realistica che tenga conto anche della maggior spesa delle modalità esecutive per la applicazione della precompressione.

Leonhardt, che è stato fin dall'inizio un fautore della precompressione parziale, trova che stimando il costo dell'acciaio preteso triplo di quello ordinario, il massimo economico, adottando la seconda definizione per il grado di precompressione, si verificherebbe per gradi di precompressione di 0,45 per sezioni rettilinee e 0,6 per sezioni a T.

Ed infatti, da un controllo dei ponti costruiti in precompressione parziale, si vede che il grado di precompressione riferito alla condizione più gravosa di esercizio si aggira fra 0,4 e 0,6.

Dopo aver ricordato alcuni particolari aspetti della precompressione parziale ritengo di interesse tracciare un quadro della sua evoluzione storica nell'ambito del CEB e della FIP. E' noto che il CEB, fin dall'inizio della sua attività, ha affrontato procedimenti di calcolo a rottura del c.a. pervenendo al metodo di progettazione degli stati limite per cui allo stato limite ultimo si affiancano vari stati limite di esercizio.

Storicamente va ricordato che nel 1962 il CEB e la FIP concordavano la creazione di un apposito Comitato Misto di studio e ricerca per la estensione del metodo degli Stati Limite alle strutture in c.a.p.

Dopo otto anni di assiduo lavoro, svolto da questo Comitato Misto, attraverso numerosi gruppi di studio, nel 1970 venne presentato al Congresso della FIP di Praga un documento conclusivo.

Mi limito qui a ricordarne un aspetto particolarmente significativo. Nella stesura comparivano quattro classi di verifica della sezione inflessa che, in sostanza, nell'ambito degli stati limite, possono essere interpretate come quattro distinti stati limite di esercizio, rappresentativi di un diverso grado di precompressione e quindi di rischio di fessurazione.

Osservando la tabella (figura 1) si vede che delle due classi estreme: la I e la IV, la I definisce lo stato di precompressione parziale e quindi una fessura

CLASSI DI VERIFICA
FIP-CEB 1970

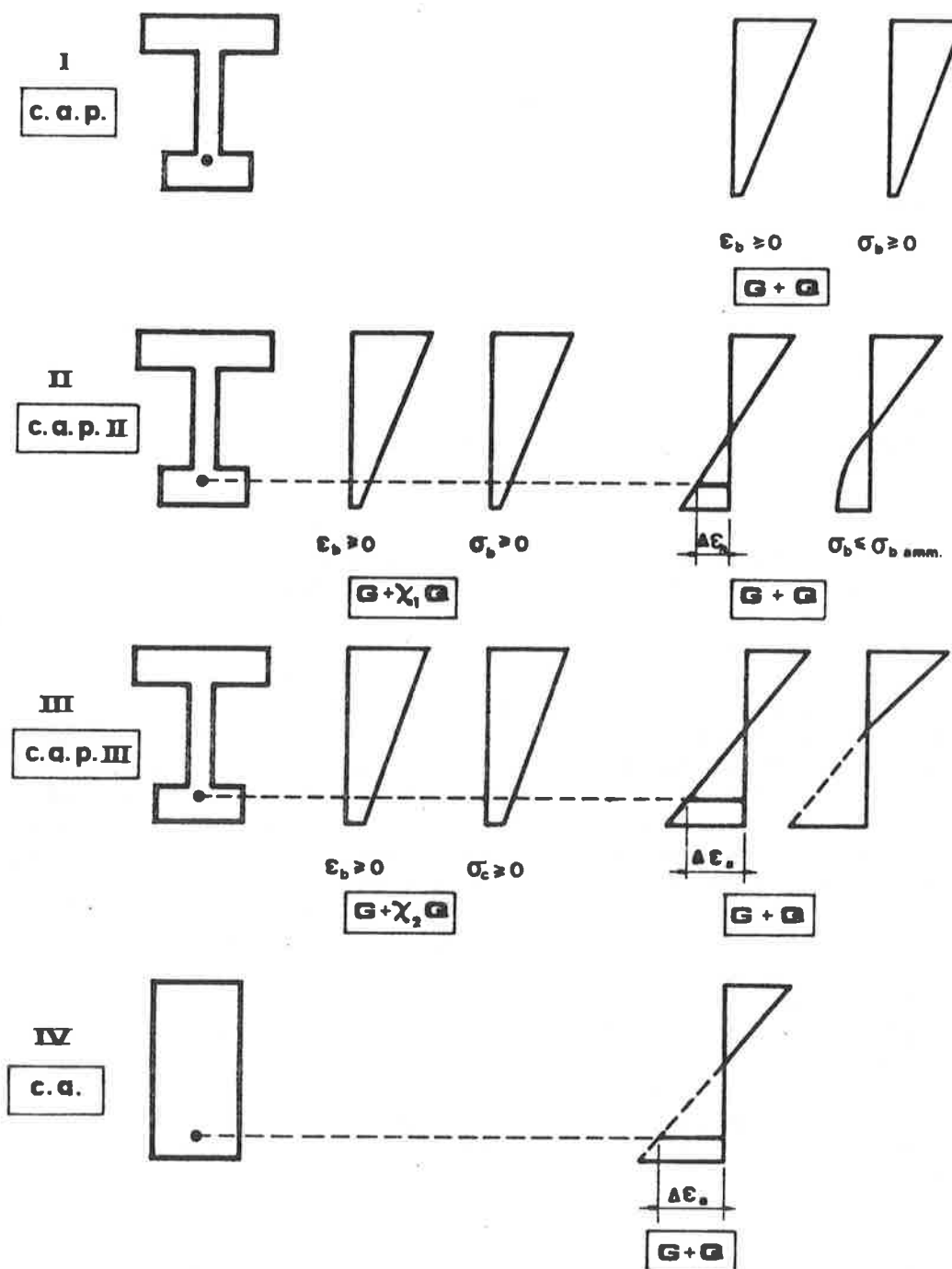


Fig. 1

zione probabile, anzi certa.

Le due classi intermedie: la II e la III riguardano ambedue stati di precompressione parziale, ma si differenziano per i rispettivi stati limite di fessurazione.

La II, ossia la prima delle intermedie, pone un limite alle σ_e ed alla deformazione della armatura tali da escludere il rischio della fessurazione.

La III invece, prevede la possibilità di formazione di fessure, ma ne limita la

ampiezza ed è la vera precompressione parziale.

Per ambedue le classi II e III è prevista la precompressione integrale per le azioni permanenti incrementate di una frazione del sovraccarico.

Nella IV classe, che comprende il c.a., viene ugualmente limitato il rischio di fessurazione come nella III.

Quindi apparentemente le classi III e IV avrebbero lo stesso rischio per la fessurazione mentre va riconosciuto che in realtà l'acciaio preteso è maggiormente soggetto a fenomeni corrosivi.

La III classe presenta poi, rispetto alla II, il rischio di fenomeni di fatica degli acciai, e ve ne parlerà il prof. Calzona. Peraltro con opportuno dosaggio della precompressione il fenomeno non è preoccupante in quanto sono i carichi frequenti che possono indurre fatica ma essi vivono, sia pure parzialmente, al riparo della decompressione. E neppure saranno temibili i carichi più gravosi, perchè essendo rari, non producono fenomeni di fatica.

Va osservato, riguardo alle classi II e III che, contrariamente a quanto potrebbe apparire a prima vista, non è possibile prevedere per la stessa sezione e per condizione di carico diversa il rispetto delle classi II e III. Infatti ammettere la classe III esclude la sopravvivenza della classe II poichè, una volta prodottasi la fessurazione del conglomerato, non è più possibile ripristinare la sua integrità e quindi non ha più senso parlare della classe II.

Questa chiara suddivisione delle 4 classi scompare nella successiva edizione del Model Code del 1978, pur restando sostanzialmente presente nella sua essenza. Come vi mostrerà il prof. Marro.

Certamente vi influì il fattore psicologico, che presentare in un determinato ordine le 4 classi potesse dare l'impressione di una graduatoria delle relative qualità tecnologiche cosicchè il c.a., pur di gloriosi trascorsi, appariva all'ultimo posto.

La prossima edizione delle norme italiane sul c.a. e c.a.p., come già detto, aprendo la porta alla effettiva precompressione parziale anche nel metodo delle tensioni ammissibili, prevederà per la condizione di massimo sovraccarico la classe III e richiederà il rispetto della classe I, ossia di precompressione integrale, per la azione permanente prudentialmente incrementata, come preciserà il prof. Radogna.

Resta peraltro nella normativa italiana il vincolo della classe II già imposta per il cemento armato precompresso corrente, ossia il vincolo della σ_c di minimo rischio di fessurazione che, come detto, è in effetti anche essa una precompressione parziale benchè non sia mai stata definita come tale.

In Italia sono state realizzate da molto tempo notevoli opere di precompressione parziale che potrebbero essere attribuite alla classe III, non rispettose della allora vigente normativa italiana e fra queste citerò il viadotto di Corso Francia in Roma del 1956 progettato da P.L.Nervi e la struttura costituita da una piegata in c.a. a copertura della grande sala del CNR in Roma, opere che si sono comportate egregiamente nel tempo.

Altro aspetto positivo, non indifferente, è che la precompressione parziale appare particolarmente vantaggiosa nelle zone sismiche ove il c.a.p. viene guardato con una certa diffidenza per la minore duttilità flessionale delle strutture, rispetto a quelle in c.a.

La fig. 2 confronta i diagrammi elastoplastici per il c.a.p. integrale, per il

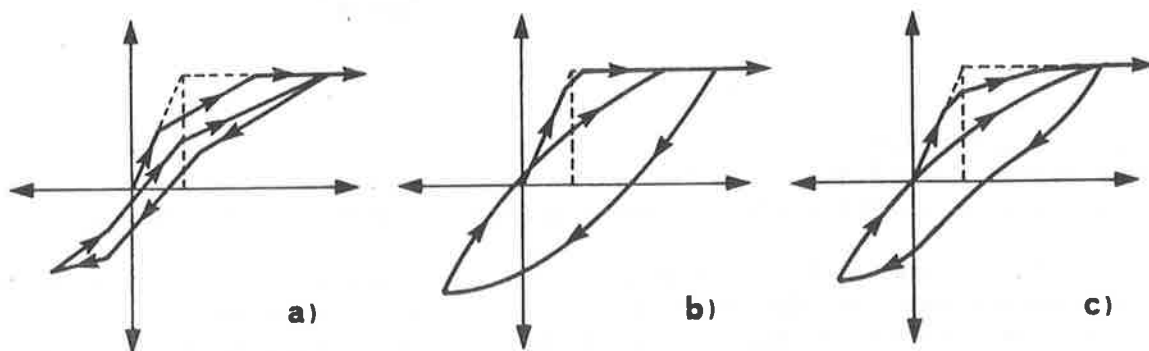


Fig. 2

c.a.p. parziale e per il c.a.. Da essa si vede che, grazie alla presenza di armature ordinarie, nella precompressione parziale si consegue una maggiore duttilità che non nel c.a.p., con maggiore dissipazione di energia cinetica. Sull'argomento vi intratterrà il prof. Menegotto.

Infine va rilevato che la precompressione è un utile strumento di intervento nel rinforzo e riparazione di strutture di qualsiasi materiale ed in particolare di c.a. che così risultano parzialmente precomprese.

L'intervento viene realizzato mediante la applicazione di cavi pretesi, esterni alla struttura cementizia, che possono restare come tali, previa protezione dalla ossidazione, ovvero essere collegati e quindi resi solidali, durante il loro percorso, alla struttura cementizia con appositi getti integrativi.

Per il più appropriato tracciato dei cavi basti pensare al sistema di forze equivalenti alla precompressione (fig. 3) che mostra come adottando opportune cur-

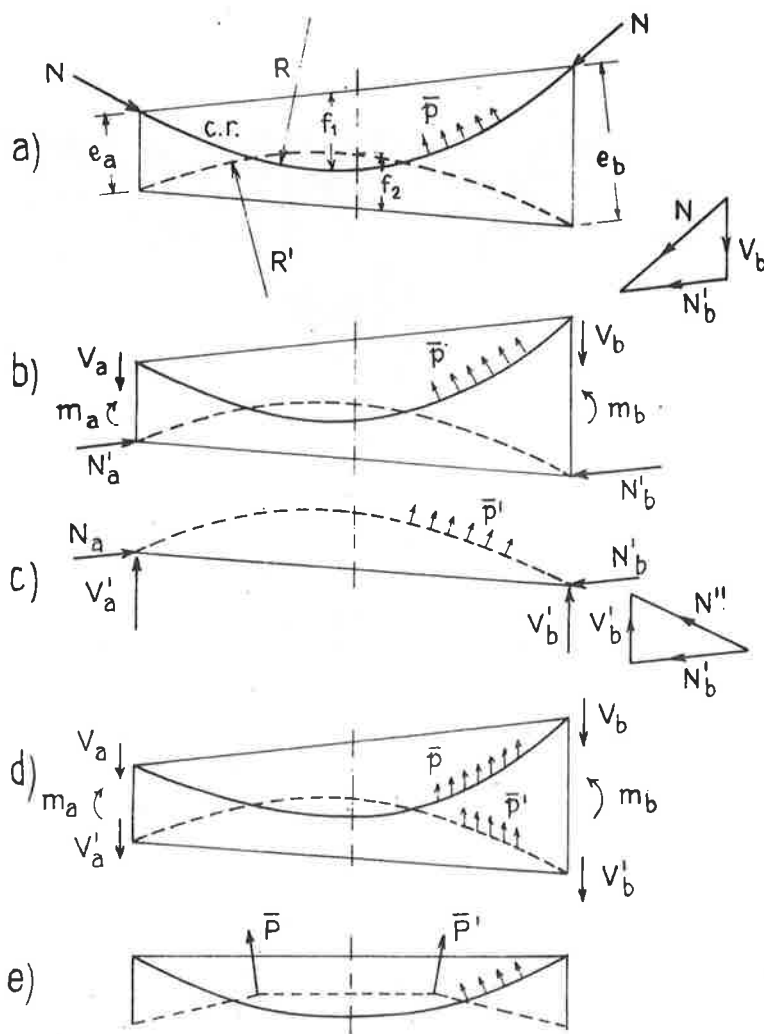


Fig. 3

vature dei cavi rispetto alla curvatura dell'asse della trave si applica il sistema di forze necessario ad ottenere l'effetto voluto.

Ve ne parlerà il prof. Mele e mi limito a citare due esempi: il rinforzo di un complesso di travi di un solaio di un edificio (fig. 4) e quello del ponte del

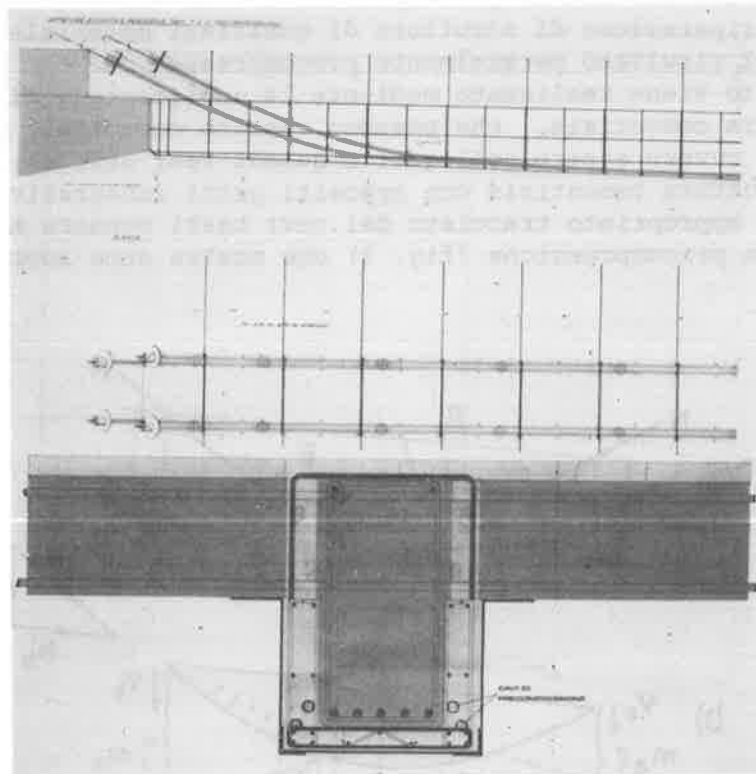


Fig. 4

Grillo sul Tevere (figg.5-6), presso Roma, a travate Gerber in c.a. che doveva essere trasformato da ponte di II a ponte di I categoria.

In entrambi i casi, i cavi sono stati applicati lateralmente alle nervature ed il tutto reso solidale mediante getto di solette laterali alle travate realizzando così la monoliticità.

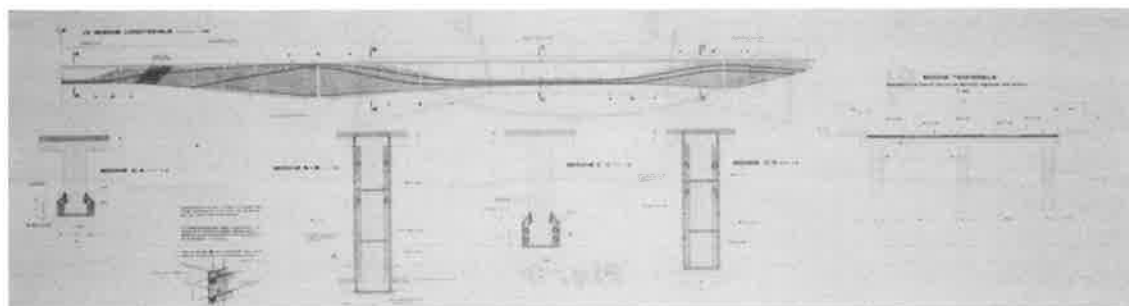


Fig.5

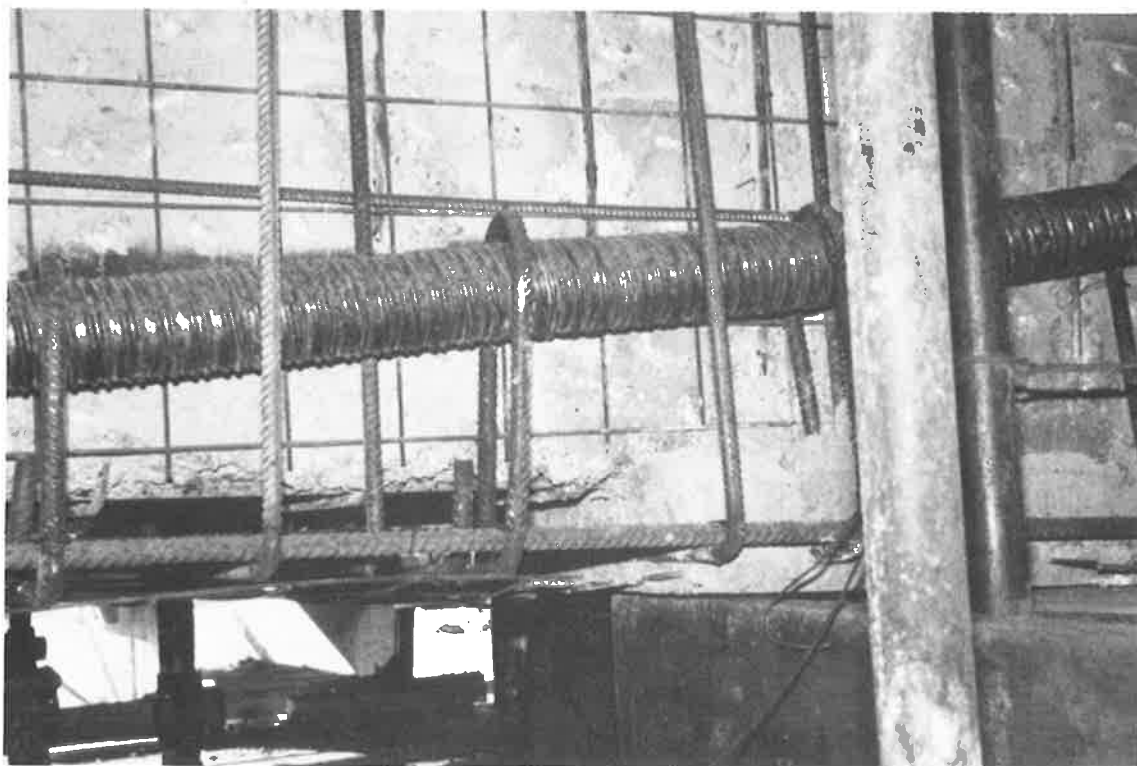


Fig. 6

PROSPETTIVE DELLA PRECOMPRESSIONE PARZIALE NELLA NORMATIVA ITALIANA

E. F. RADOGNA

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni
Facoltà d'Ingegneria
Università di Roma "La Sapienza"

PREMESSA

In occasione delle Giornate A.I.C.A.P. di Ravenna 1981 il prof. Cestelli Guidi, nella sua qualità di relatore generale del Tema "Precompressione parziale. Studi e Ricerche", al termine di un'ampia ed esauriente rassegna dello stato dell'arte e dei contributi scientifici presentati al Convegno, preso atto delle positive caratteristiche di tale sistema costruttivo, formulava l'auspicio che la normativa italiana sapesse adeguarsi, anche in questo settore, allo sviluppo della tecnologia.

Oggi questo auspicio sta divenendo realtà. L'A.I.C.A.P., per il tramite del suo Presidente, ha inoltrato alla apposita Commissione per l'aggiornamento delle norme tecniche del Ministero dei Lavori Pubblici una proposta per inserire esplicitamente la precompressione parziale nella normativa, in occasione del prossimo aggiornamento biennale. Ricordo in proposito che l'aggiornamento periodico della normativa tecnica è regolato dall'art. 21 della legge 5 novembre 1971 n. 1086 nel modo seguente: "Il Ministro dei Lavori Pubblici, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ed il Consiglio Nazionale delle Ricerche, emanerà ogni biennio le norme tecniche alle quali dovranno uniformarsi le costruzioni di cui alla presente legge".

Attualmente l'iter procedurale è in corso. Con la presente relazione mi propongo di riferire sul lavoro istruttorio preliminare alla elaborazione della proposta dell'A.I.C.A.P., sui punti salienti di tale proposta e di formulare alcune considerazioni su possibili linee di sviluppo della proposta stessa.

2. ESAME DELLE NORMATIVE NAZIONALI ESTERE E DELLE RACCOMANDAZIONI INTERNAZIONALI, CHE PREVEDONO L'IMPIEGO DELLA PRECOMPRESSIONE PARZIALE

Detto esame si è basato prevalentemente su quattro fonti d'informazione:

- i risultati dell'inchiesta internazionale, promossa dall'Associazione Internazionale Ponti e Grandi strutture, pubblicata nel 1979 (1) dal Prof. Bachmann del Politecnico di Zurigo;
- le comunicazioni sulle normative nazionali presentate al Simposio sulla precompressione parziale, organizzato dalla FIP e dal Gruppo Rumeno per la Precompressione a Bucarest nel 1980 (2);
- la documentazione su normative straniere esistenti nell'archivio dell'A.I.C.A.P.;
- la documentazione sulle normative estere, raccolta nella traduzioni del Beton Kalender.

Da tale esame è possibile, prima di tutto, rilevare che l'introduzione della precompressione parziale nelle normative costituisce un processo che è iniziato negli anni '60 e che è andato progressivamente estendendosi.

I documenti normativi, definitivi o provvisori, e le raccomandazioni internazionali si sono succeduti nel seguente ordine cronologico:

1962	Unione Sovietica SNIIP II - C.1-62	
1963	Repubblica Democratica Tedesca	TGL 11422
1968	Svizzera	SIA 162
1969	Svezia	SBN-S25:21
1970	II edizione delle Raccomandazioni Internazionali CEB/FIP	
1972	Inghilterra	CP-110
1973	Australia	
	Finlandia	
	Francia	
	Ungheria	
1974	Austria	ÖNORM B 4250 (ÖNORM B 4252/1975)
1976	Nuova Zelanda	
	Romania	
1977	Olanda	

Inoltre va segnalato che in Danimarca, come risulta da una comunicazione del Prof. ROSTAM e dell'Ing. PEDERSEN al Simposio FIP 1980, a partire dalla metà degli anni '50, la maggioranza delle strutture in precompresso, e specialmente i ponti, sono stati progettati secondo i criteri della precompressione parziale.

Analoghe realizzazioni sono state documentate in Belgio, dall'ing. Chaikes nel 1966 (3), ed in Giappone nel 1968 (4).

In secondo luogo va osservato che sul comportamento delle opere in servizio è stato espresso ripetutamente un giudizio positivo. E' significativo in proposito il rapporto presentato dal Prof. Leonhardt al Simposio FIP 1980.

In terzo luogo, per quanto riguarda l'esame comparativo delle norme tecniche esistenti, si segnala quanto ha scritto il Prof. Bachmann nella conclusione della inchiesta internazionale.

"I risultati dell'inchiesta mostrano notevoli differenze esistenti fra i vari codici nazionali nel loro approccio al calcolo delle costruzioni in precompresso.

Ciò può essere attribuito in piccola parte alle differenze fra i coefficienti di sicurezza e le proprietà dei materiali, utilizzati nei calcoli. Le principali ragioni delle differenze riscontrate nei calcoli sono due:

- la precompressione parziale (calcestruzzo teso fessurato) è stata introdotta soltanto da pochi anni nelle norme tecniche di alcuni Paesi. La maggior parte dei codici prevedono prevalentemente la precompressione totale o la precompressione limitata;
- nei codici nei quali la precompressione parziale è stata introdotta, le regole per il progetto variano considerevolmente".

A chiarimento e completamento di tale affermazione si osserva che le principali differenze si riscontrano nella definizione della combinazione dei carichi per la quale si richiede la precompressione della sezione e della combinazione dei carichi per la quale si effettua il controllo delle ampiezze delle lesioni.

A sua volta il problema della definizione delle combinazioni dei carichi e la loro classificazione in "rare", "frequenti", "quasi-permanenti" deriva dalla non uniformità esistente fra le norme dei diversi Paesi in materia di carichi e, ancora, nell'ambito di un dato Paese, sulla incompletezza della descrizione statistica dei carichi.

In generale si prescrivono carichi "nominali" ai quali si suole attribuire convenzionalmente, il carattere di carichi caratteristici (frattili 95% delle corrispondenti leggi di densità di probabilità), quando si adotta il metodo semi-probabilistico.

A questo punto un richiamo particolare va fatto alla 2ª edizione delle Raccomandazioni Internazionali CEB/FIP 1970, perchè sono ben documentate e perchè rappresentano un modello di normativa che ha il merito di considerare organicamente tutto il campo compreso fra il cemento armato normale e la precompressione integrale.

grale.

Il concetto ispiratore può essere sintetizzato, per quanto riguarda le condizioni di servizio e la fessurazione in particolare:

- a) esistono diversi gradi di protezione richiesti nei confronti della fessurazione in base alle esigenze di funzionalità e di durabilità delle costruzioni;
- b) i gradi di protezione nei confronti della fessurazione sono rappresentati dalla sicurezza rispetto a 3 stati limite:

- di decompressione
- di formazione delle lesioni
- di apertura delle lesioni

- c) le verifiche di sicurezza rispetto a ciascuno dei suddetti stati limite sono e seguite utilizzando combinazioni dei carichi differenti, da scegliere in base al grado di protezione richiesto;

- d) le possibili combinazioni dei carichi, da prendere in considerazione per le verifiche nelle condizioni di servizio, sono tre:

- rare (poco frequenti) $1.OG_{medio} + 1.OF_{1k} + \sum_{i=1}^n \psi_{1i} F_{ik}$
- frequenti $1.OG_{medio} + \psi_1 F_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} F_{ik}$
- quasi permanenti $1.OG_{medio} + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} F_{ik}$

A seconda degli accoppiamenti fra i 3 "stati limite" e le tre combinazioni dei carichi, per le strutture precomprese vengono definite tre classi di comportamento mentre per quelle di cemento armato normale è sufficiente una sola.

I classe: decompressione + combinazione rara

II classe: formazione lesioni + combinazione rara
decompressione + carichi frequenti

III classe: decompressione + carichi quasi permanenti
ampiezza lesioni + carichi frequenti

Per il cemento armato normale (IV classe) è previsto:

- Ampiezza lesioni + carichi frequenti

L'inquadramento è senz'altro soddisfacente dal punto di vista logico. Sul piano pratico si incontrano però difficoltà, che derivano sostanzialmente dal fatto che le norme sui carichi, redatte spesso da organismi diversi da quelli che si occupano delle norme sulle costruzioni, non consentono la identificazione dei carichi in base alla loro frequenza di realizzazione durante l'intero intervallo di tempo assegnato alla vita di servizio della costruzione.

Fino a che si opera nella Classe I (precompressione integrale) o nella Classe II (precompressione limitata) le difficoltà sono modeste, perchè in entrambi i casi le verifiche più rilevanti sono quelle per le quali sono necessari le combinazioni rare, nelle quali i carichi variabili compaiono con i valori caratteristici, sostituiti dai valori nominali, che sono quelli massimi.

Quando però si opera nella IV Classe, che corrisponde al caso del cemento armato tradizionale, la verifica delle ampiezze delle lesioni richiede la presa in considerazione dei carichi frequenti e non di quelli rari, ciò che dà luogo a perplessità, a meno di non decidere di adottare la combinazione rara, di determinazione sicura, al posto della combinazione frequente.

Nel caso della Classe III, quella della precompressione parziale, le perplessità crescono, perchè si dovrebbero utilizzare due diverse combinazioni

- carichi frequenti
- carichi quasi-permanenti

Ciò premesso, dalla precedente disamina emerge che una normativa tecnica, che tratti della precompressione parziale, deve prendere esplicitamente in considerazione cinque punti:

- (I) - definire con precisione il sistema costruttivo; per esempio: ad armatura mista tutta aderente, oppure con cavi non aderenti (un-bonded) ed armatura ordinaria aderente, oppure con sola armatura aderente ad alto limite elastico, in parte pre-tesa ed in parte non-pretesa
- (II) - definire la combinazione dei carichi da associare alla verifica della decompressione: per esempio: soltanto i carichi permanenti, oppure i carichi permanenti + una certa frazione del carico accidentale, ecc.
- (III) - stabilire il criterio per il controllo dell'ampiezza delle lesioni: per es. limitando l'incremento di tensione nelle armature ordinarie, che si realizza nel passaggio della sollecitazione dal momento di decompressione al momento massimo, a 1500 kg/cm^2 , oppure utilizzando una certa formula per il calcolo delle lesioni ed assegnando una ampiezza limite, per esempio 0,1 millimetri, sempre con esplicito riferimento ad una data combinazione dei carichi, per esempio la combinazione rara, $M_g + M_q$, oppure quella da considerarsi frequente, per es.

$$M_g + 0.7 M_q$$

- (IV) - ricordare che le verifiche in servizio della fessurazione e delle deformazioni esigono la valutazione della diminuzione nel tempo della risultante delle tensioni nell'acciaio dei cavi, con particolare riguardo alla situazione a tempo infinito;
- (V) - dare prescrizioni sui particolari costruttivi di specifico interesse per la precompressione parziale, per esempio, nel caso di armature miste aderenti, disporre le armature di acciaio normale più lontane dall'asse neutro della pressione eccentrica, rispetto alle armature della presollecitazione.

3. LA PROPOSTA DELL'A.I.C.A.P. SULLA PRECOMPRESSIONE PARZIALE

La proposta dell'A.I.C.A.P. si è articolata in tre parti:

- la prima parte, relativa alle motivazioni che hanno condotto a maturare il convincimento di formulare la proposta stessa;
- la seconda parte, contenente la elencazione degli argomenti da inserire nel testo delle norme esistenti, per rendere possibile il progetto e la esecuzione di opere in cemento armato parzialmente precompresso, nonché la illustrazione dei criteri da adottare per eseguire le verifiche;
- la terza parte, con la precisa individuazione dei punti della normativa vigente, in corrispondenza dei quali è ravvisata l'opportunità o la necessità di inserire clausole specifiche per la precompressione parziale.

Non mi soffermo sulla prima parte (motivazioni a favore della precompressione parziale), ormai a tutte ben note ed anche brevemente riassunte nel paragrafo precedente, e passo direttamente alla seconda parte, quella delle nuove proposte.

Alla luce delle considerazioni finali del paragrafo precedente, intese a definire i punti essenziali ed irrinunciabili, necessari per qualificare in modo operativo una normativa sulla precompressione parziale,

- per quanto riguarda il sistema costruttivo, si è preso in considerazione, per ora, soltanto il sistema con armature miste aderenti, barre di acciaio ad adherenza migliorata e cavi scorrevoli in guaine, da iniettare in un secondo tempo.
- per quanto riguarda la combinazione dei carichi da associare alla decompressione si è ritenuto opportuno fornire una limitazione inferiore alla condizione quasi permanente. Dato il carattere innovativo della proposta, si sono prefigurate due soluzioni:

- A) Assumere per la verifica alla decompressione un valore non minore del maggiore dei due seguenti valori

$$1,10 M_g$$

$$0.50 (M_g + M_q)$$

oppure:

B) assumere per la verifica a decompressione un valore non minore di

$$M_g + 0.10 M_q$$

Nella fig. 1 sono rappresentate le tre limitazioni proposte in modo da rendere agevole il confronto fra le due soluzioni.

- per quanto riguarda l'ampiezza delle lesioni, si è ritenuto opportuno presentare un criterio cautelativo ed al tempo stesso la immediata comprensione; si è quindi adottato il criterio delle norme svizzere, che limita la escursione delle tensioni dell'acciaio ordinario dalla decompressione al carico massimo di servizio (combinazione rara) al valore di 1500 kg/cm^2 .

E' facile rendersi conto che a tale valore corrispondono ampiezze di circa 0,10 - 0,15 millimetri. La severità della disposizione sta però nel riferire la verifica alla combinazione rara. Questo atteggiamento limitativo è puramente transitorio e legato alle incertezze sulla valutazione della combinazione frequente.

- per quanto riguarda la verifica a fatica, si è osservato che il criterio precedente di limitare la variazione di tensione nella armatura ordinaria in fase di parzializzazione a 1500 kg/cm^2 soddisfa, automaticamente, la sicurezza alla fatica. Infatti la variazione di tensione ammissibile a fatica per acciai ad aderenza migliorata può essere assunta, in mancanza di dati sperimentali, pari appunto a 1500 kg/cm^2 , secondo il M.C.78. Ancora una volta si pone il problema della combinazione dei carichi, che dovrebbe essere eseguita con carichi ripetuti un gran numero di volte e, quindi, che rientrano nella categoria dei carichi frequenti. Adottando la prescrizione di prima, che riferisce la verifica ai carichi rari (massimi, nominali) la sicurezza a fatica è, come si è detto, automaticamente garantita;
- per quanto riguarda la valutazione della risultante della precompressione ai fini delle verifiche in servizio, è richiesto di considerare il valore minimo della risultante, a tempo infinito;
- per quanto riguarda le prescrizioni dei particolari costruttivi, si è previsto di disporre le armature ordinarie più lontane dall'asse neutro della pressione eccentrica rispetto ai cavi di post-tensione.

Questa disposizione è la più naturale, perchè anche le armature costruttive ordinarie delle sezioni precomprese integralmente sono disposte agli spigoli e sul perimetro della sezione. E' anche la più logica, perchè sono le armature ordinarie ad aderenza migliorata quelle in grado di controllare l'ampiezza delle lesioni, la cui apertura massima è sulle fibre più lontane dall'asse neutro, quindi le più esterne.

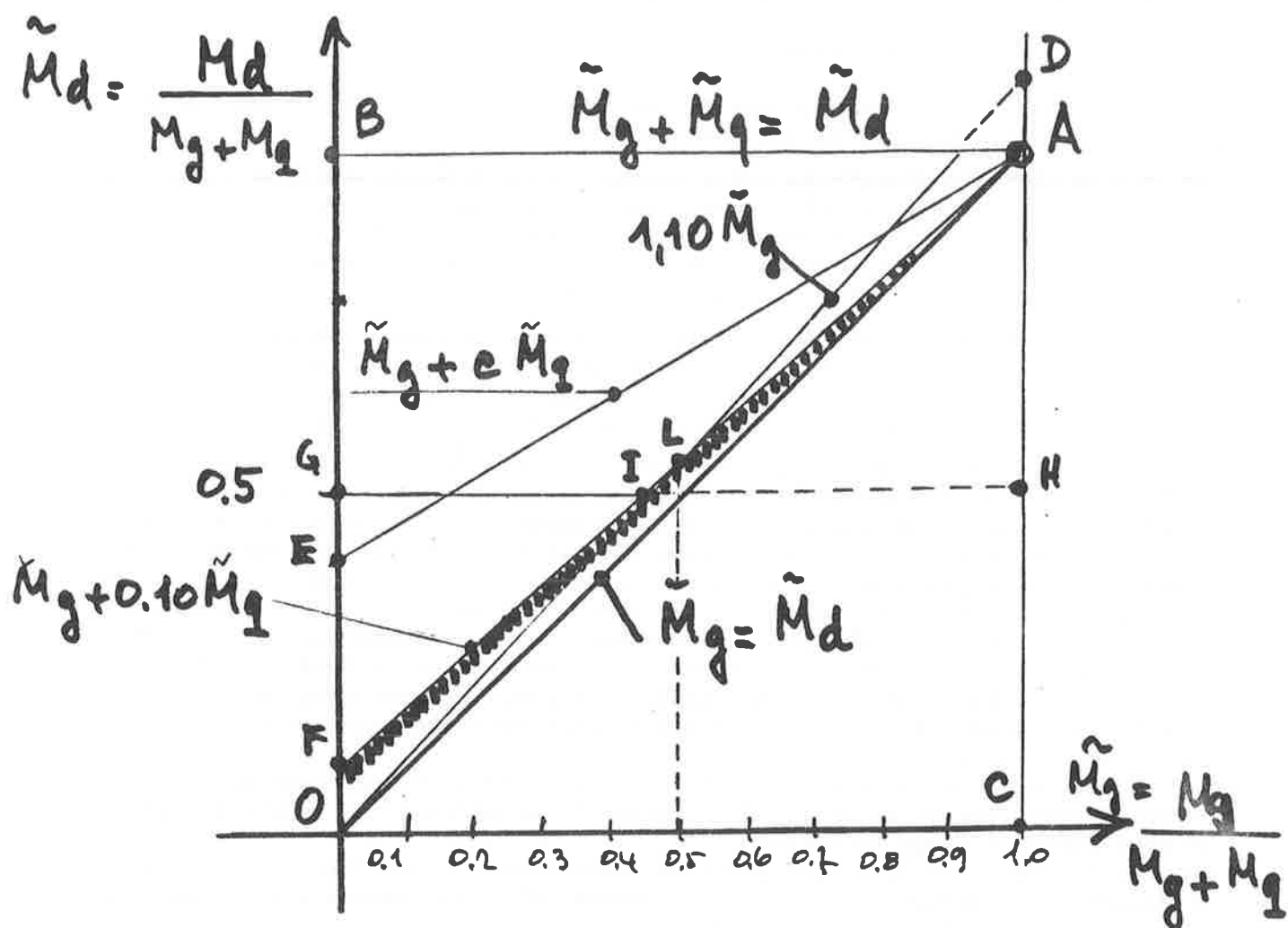
Inoltre le armature ordinarie, che vengono ad essere più esposte all'atmosfera ambiente, attraverso le lesioni di ampiezza maggiore, anche se limitate, sono quelle meno sensibili alla corrosione.

Per quanto riguarda la terza parte della proposta, quella relativa alla concreta individuazione dei punti della normativa vigente, nei quali inserire le disposizioni integrative, concernenti la precompressione parziale, dall'esame preliminare del capitolo 4, relativo alle norme di calcolo secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, è emerso che il testo attuale è naturalmente predisposto ad accogliere la precompressione parziale.

Si sono quindi formulate solo poche integrazioni riguardanti:

- la precisazione sull'impiego dell'armatura mista
- la combinazione di carico da adottare per la verifica alla decompressione;
- il criterio semplificato proposto per il controllo indiretto dell'apertura delle lesioni tramite la limitazione della tensione di trazione nell'armatura ordinaria ad aderenza migliorata, criterio valido anche per la sicurezza alla fatica;
- le modalità sulle disposizioni costruttive delle armature miste.

E' stata anche esaminata la possibilità di inserire le disposizioni della precompressione parziale nel Capitolo 3, relative alle Norme di Calcolo secondo il me



$$\begin{cases} 1.10 M_g \text{ (OD)} \\ 0.5 (M_g + M_q) \text{ (GH)} \end{cases} \quad M_g + 0.10 M_q \text{ (FA)}$$

- Fig. 1 -

todo delle tensioni ammissibili. A prima vista una difficoltà di principio è rappresentata dal punto 3.1.2, che tratta le condizioni di carico e che prescrive una unica condizione di carico per ciascuna verifica, ottenuta cumulando nel modo più sfavorevole le azioni prevedibili sulla costruzione.

Nel metodo agli stati limite, invece, nel punto 4.0.1., a proposito delle azioni di calcolo viene prescritto che le azioni agenti sulla struttura verranno cumulate tra loro nel modo più gravoso secondo tutte le possibili combinazioni, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i loro rispettivi valori caratteristici.

In particolare per gli stati limite di esercizio è prescritto di prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti, applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti riduttivi. La difficoltà risulta però superata, nel testo in vigore, da quanto disposto al punto 3.1.6 il quale, a proposito delle tensioni ammissibili negli acciai in barre ad aderenza migliorata, impone la verifica delle aperture delle fessure per diametri maggiori di 22 mm e sempre per strutture in ambiente aggressivo, rinviando alle apposite disposizioni del punto 4.2.4, che è inserito nel metodo agli stati limite e riguarda, appunto, lo stato limite di fessurazione.

Una volta riconosciuta la possibilità di effettuare le verifiche alla fessurazione con opportune combinazioni di carico, l'inserimento della precompressione parziale nel Capitolo 3 non pone particolari difficoltà, in quanto le verifiche agli stati limite di esercizio - fessurazione e deformazione - si rinvia alle analoghe disposizioni, relative alla precompressione parziale, già previste nel capitolo 4, mentre per la verifica allo stato limite ultimo esiste già il punto 3.2.11 che prescrive la verifica a rottura della sezione per tensioni normali anche nell'ambito del capitolo 3, dedicato al metodo delle tensioni ammissibili.

Si tratta di una verifica che per il cemento armato precompresso è obbligatoria, secondo quanto disposto dal punto 3.2.1, perchè la presenza di stati di coazione trasforma il legame di diretta proporzionalità fra carichi esterni e tensioni in un legame lineare non dallo zero, ciò che preclude l'impiego del metodo delle tensioni ammissibili, come strumento di verifica della sicurezza a rottura.

4. CONSIDERAZIONI SU POSSIBILI LINEE DI SVILUPPO DELLA PROPOSTA

L'obiettivo primario della proposta avanzata dall'A.I.C.A.P. è quello di pervenire all'inserimento della precompressione parziale nella normativa tecnica italiana. A tale scopo si sono adottati criteri cautelativi, senza peraltro escludere che nel corso dell'esame da parte degli organi competenti non possano essere introdotte modifiche che attenuino la severità di qualche disposizione.

Sarebbe anche possibile attuare il controllo delle ampiezze delle lesioni, operando in conformità a quanto già disposto nell'attuale Prospetto 10 del punto 4.2.4.6, che definisce gli accoppiamenti fra combinazioni di carico e stati limite da verificare in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Occorrerebbe però, in via preliminare, precisare come debba essere impiegata la formula per il calcolo della ampiezza delle lesioni, attualmente riportata nelle Istruzioni e valida per le sezioni di cemento armato normale. In particolare occorrerebbe chiarire se e come debbano essere messi in conto i cavi post-tesi inniettati. Su questo problema il Guyon, con riferimento alla formula, analoga, ma più semplice, riportata nella II Edizione delle Raccomandazioni Internazionali CEB/FIP suggeriva di adoperarla anche nel caso della precompressione parziale, tenendo conto soltanto delle armature ordinarie e prescindendo completamente dalla presenza dei cavi.

Se questo criterio fosse accettato dalla normativa, allora la verifica della ampiezza delle lesioni potrebbe essere effettuata, secondo il Prospetto 10 citato, con riferimento al caso delle armature sensibili, quali sono quelle da precompressione: per esse è previsto che l'ampiezza delle lesioni, determinata in corrispondenza della combinazione di azioni frequenti, non debba superare il valore di $w_1 = 0,1 \text{ mm}$.

Per quanto riguarda la verifica allo stato limite ultimo di fatica, essa dovrebbe essere effettuata in base alle prescrizioni già esistenti nei punti 3.2.8.2 per gli acciai da precompresso e 3.1.10 per gli acciai ordinari.

Si osserva, peraltro, che il vincolo imposto alla ampiezza delle lesioni di non superare 0.1 mm obbliga a contenere la variazione della tensione di trazione negli acciai ordinari a valori generalmente compatibili con la sicurezza alla rotura per fatica a 2 milioni di cicli.

5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La proposta di inserire la precompressione parziale nella normativa tecnica ha richiesto e richiede un riesame di una serie di problemi, sulla fessurazione, sulla fatica, sulla ridistribuzione delle tensioni per scorrimento viscoso e per ritiro del conglomerato, sulle combinazioni dei carichi, che riguardano anche il cemento armato normale ed il cemento armato precompresso, con precompressione integrale o limitata.

Ciò non avviene per caso: in effetti la precompressione parziale con armatura mista aderente contiene, come caso generale, tutti i problemi che si incontrano, con importanza diversificata, nel cemento armato ordinario e nel cemento armato precompresso, considerati come casi estremi del sistema costruttivo a tre componenti: calcestruzzo, acciaio ordinario, acciaio da precompresso.

La discussione sulla precompressione parziale porta un beneficio a tutta la normativa, non solo a quella specifica delle costruzioni in cemento armato, normale e precompresso, ma anche a quelle che assegnano le azioni, sia quelle di carattere generale, sia quelle speciali per i ponti stradali e ferroviari, per le zone sismiche, per le riparazioni.

La proposta dell'A.I.C.A.P., che si è andata maturando a partire dalle Giornate di Ravenna attraverso l'esame sistematico della bibliografia specifica e delle normative estere, tende, in sostanza, a mettere in evidenza quanto già implicitamente contenuto nelle vigenti disposizioni in tema di metodo semiprobabilistico agli stati limite. La illustrazione della proposta ha offerto lo spunto per una presentazione dei problemi specifici della precompressione parziale con armatura mista e fornisce, da questo punto di vista, una chiave interpretativa per la lettura critica dei documenti normativi attualmente in uso all'Estero e per quelli che saranno introdotti nel nostro Paese.

BIBLIOGRAFIA

- (1) H. BACHMANN - Partial prestressing on concrete structures - IABSE Surveys S-11/79
- (2) FIP - Groupe Roumain de la précontrainte. Symposium sur la précontrainte partielle et l'exécution des travaux en béton précontraint et armé 14-19/9/1980 - Proceedings: Part 1
- (3) S. CHAIKES - Le béton partiellement précontraint. Etude théorique, essais et réalisations. Annales des Travaux Publics de Belgique n. 2- 1966
- (4) H. YOKOMICHI - Prestressed reinforced Concrete system. VIII Congress IABSE New York, September 9-14, 1968. Final report p. 901.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO DELLA PRECOMPRESSIONE
PARZIALE NEL QUADRO DEL MODEL CODE 78

P. MARRO

Ordinario di Scienza delle Costruzioni
Politecnico di Torino

P. G. DEBERNARDI

Incaricato stabilizzato
di Sperimentazione su Materiali e
Strutture
Politecnico di Torino

1. LE STRUTTURE PARZIALMENTE PRECOMPRESSE NELLA FASE DI ESERCIZIO

Le strutture parzialmente precomprese sono caratterizzate dalla presenza di armature ad alto limite elastico messe in tensione per realizzare la precompressione di altre armature, ordinarie e dello stesso tipo delle precedenti, ma non pretese. Entrambe le armature contribuiscono a resistere alle azioni esterne.

Il comportamento di queste strutture differisce da quello delle due tipologie estreme, precompresso integrale e cemento armato ordinario, in misura maggiore o minore a seconda del grado di precompressione realizzato. Ma al di là delle similitudini più o meno sfumate o accentuate, il comportamento del precompresso parziale presenta caratteristiche peculiari che devono essere messe in luce per una progettazione corretta. A questo fine proponiamo l'esame della figura 1. In essa sono riportati i diagrammi momento flettente - rotazioni relativi a quattro elementi di trave, geometricamente identici fra loro ma differenziati nelle armature, come segue:

- n. 1: elemento totalmente precompresso, ossia progettato alla Freyssinet con l'intendimento che i lembi estremi della sezione risultino compressi in qualunque situazione di esercizio. Questo elemento teoricamente può risultare dotato esclusivamente di acciaio ad alto limite elastico messo in tensione preventiva;
- n. 4: elemento in cemento armato ordinario, ossia realizzato con barre di acciaio a durezza naturale;
- n. 2 e n. 3 : elementi con armature dei due tipi: nel primo prevalgono le armature messe in tensione, nel secondo le armature non tese. In definitiva si tratta di due gradi di precompressione parziale.

L'esame della figura 1 mette in evidenza quanto segue:

Fessurazione

L'elemento in cemento armato è generalmente fessurato già in presenza del solo peso proprio. L'elemento in cemento armato a precompressione totale risulta non fessurato sotto i carichi di esercizio più elevati (corrispondenti, con la terminologia del Model Code, alle combinazioni di azioni rare).

Dei due elementi parzialmente precompressi uno denota la fessurazione al di sotto del livello dei carichi permanenti e quasi permanenti ($G + \sum \psi_2 Q_k$); l'altro, al di sopra. In entrambi i casi della fessurazione interessa la fase di esercizio. Questo aspetto suggerisce le seguenti osservazioni per gli elementi parzialmente

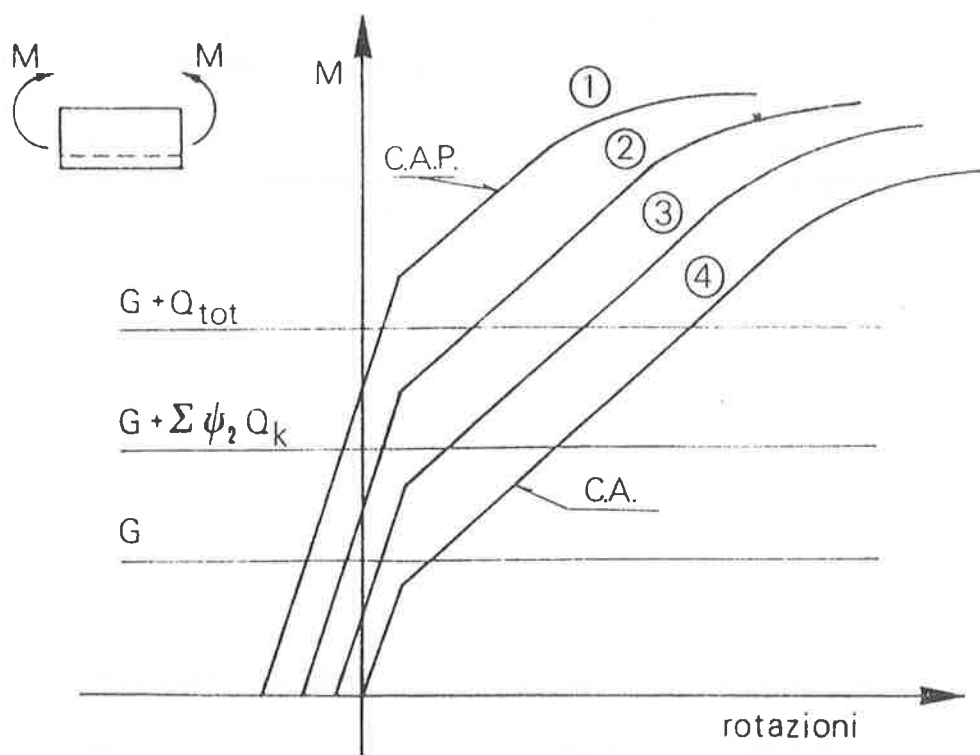


Fig. 1

precompressi:

- a) le variazioni dei carichi di esercizio inducono sensibili oscillazioni di tensione nelle sezioni fessurate. Il fenomeno interessa gli acciai di entrambi i tipi, ma è più importante per gli acciai ad alto limite elastico in rapporto alla resistenza a fatica.
- b) la descrizione dello stato di tensione e di deformazione in esercizio risulta assai complessa per due motivi. In primo luogo, a differenza di quanto avviene nel c.a. ordinario, la profondità delle fessure dipende dall'entità del momento flettente. In secondo luogo le deformazioni di fluage e soprattutto quelle di ritiro del conglomerato influiscono sullo stato di tensione e di deformazione in due modi:
 - direttamente, promuovendo variazioni di tensione nelle armature di precompressione, come accade nel c.a.p. integrale;
 - indirettamente, in quanto l'evoluzione delle deformazioni imposte al calcestruzzo è contrastata dalla presenza delle armature aderenti pretese e non pretese e ne scaturisce uno stato di coazione. Questo fenomeno, che si verifica anche nel cemento armato ordinario, ha conseguenze importanti sia sulla fessurazione che sulla deformazione.

Formazione delle fessure

Lo stato di coazione sopra menzionato incide già nella fase di costruzione in presenza del solo peso proprio della precompressione perchè determina l'insorgere di trazioni al lembo della trave dove sono collocate le armature. Ne segue una riduzione della resistenza a trazione apparente e quindi del momento di fessurazione.

Curvature

Sempre con riferimento ai diagrammi della figura n. 1, tracciati nell'ipotesi di applicazione rapida dei carichi, si rileva che gli elementi parzialmente precom

pressi denotano, nelle condizioni di carico quasi permanenti ($G + \sum \psi_2 Q_k$), valori assoluti delle curvature minori di quelli che si verificano col cemento armato ordinario o col cemento armato ordinario o col cemento armato precompresso. Ne segue che con l'intervento del fluage, che nel tempo esalta le curvature, nel caso della precompressione parziale non si riscontrano vistose controfrecce a scarico, come accade in molte opere in c.a.p. integrale con precompressione spinta. Sarà ovviamente compito del progettista, se il caso lo richiede, dosare la precompressione per ottenere configurazioni deformate accettabili. Questo aspetto è particolarmente importante nella costruzione dei ponti. E' anche possibile influire positivamente sulle frecce in esercizio riducendone l'entità rispetto a quelle del cemento armato ordinario.

Sempre nell'ottica di regolare la deformabilità dell'opera, con opportune combinazioni dei due tipi di armatura si potranno conseguire altri vantaggi, quali ad esempio:

- ridurre al minimo le iperstatiche di precompressione nei casi di travi continue
- conferire duttilità adeguata in vista di cospicue ridistribuzioni dei momenti allo stato limite ultimo e per l'impiego in zone sismiche.

Altri aspetti del c.a.p. parziale

Al di là delle considerazioni specifiche riportate, si può osservare, da un punto di vista generale, che una struttura (ad esempio un ponte) organizzata con una combinazione di armature pretese e di armature passive ben distribuite ai lembi è in grado di affrontare effetti termici differenziali in modo ben più efficace di quanto possa fare una struttura in c.a.p. totale. Infatti una fessura accidentale, nel primo caso viene frenata e limitata dalle armature passive; nel secondo caso, la mancanza di armature passive consente alla fessura di progredire con inevitabili conseguenze sull'estetica e sulla durabilità.

2. INQUADRAMENTO DELLA PRECOMPRESSIONE PARZIALE NEL MODEL CODE

Preliminarmente va detto che la denominazione "precompressione parziale" non pure figura nel Model Code il quale ammette implicitamente che, per rispettare le esigenze relative ai diversi stati limite, si possano usare indistintamente armature tese o armature non tese.

Per quanto riguarda lo stato limite ultimo senza addentrarci nel problema, perchè non è di nostra pertinenza, diremo semplicemente che il procedimento di calcolo a flessione è formalmente lo stesso qualunque sia la proporzione di acciaio ordinario o di acciaio teso, con la riserva che, se l'armatura è costituita tutta di acciaio ad alto limite elastico, una certa quota, peraltro non precisabile, dovrà esser messa in tensione al fine di evitare che fessure di ampiezza eccessiva, provocate dalla grande deformabilità elastica delle armature non tese, possa portare a una rottura prematura per eccessiva riduzione della zona compressa e per dislocazione della trave.

Per quanto attiene agli stati limite di esercizio, la filosofia del Model Code in tema di precompressione parziale si fonda essenzialmente sulle soglie di accettazione della fessurazione (criteri esigenziali), formulate in vista della durabilità e che sono riportate nella tabella 15.1.

La tabella in questione, che comporta tre "gruppi di esigenze", è proposta come base per la stipulazione dei contratti; questi possono tuttavia far riferimento ad altri criteri quali l'aspetto estetico e la resistenza al fuoco. Tale impostazione si fonda essenzialmente sul concetto di graduare le esigenze a seconda delle varie combinazioni di carico; rare, frequenti, quasi permanenti, in armonia con la concezione probabilistica della sicurezza.

Per quanto concerne la precompressione parziale, la parte sinistra della tabella si riferisce alle armature pretese che sono sensibili alla corrosione, la parte destra riguarda le armature ordinarie.

Un secondo aspetto della precompressione parziale in esercizio si configura,

Group	Ambient conditions of exposure	Combinations of actions *	Sensitivity of the reinforcement to corrosion			
			highly sensitive to corrosion		slightly sensitive to corrosion	
			Limit state	w_k	Limit state	w_k
a	mild	frequent	Cracking	$\leq w_2$	Cracking	$\leq w_3$
		quasi-permanent	Decompression or Cracking	$\leq w_1$		
b	moderate	frequent	Cracking	$\leq w_1$	Cracking	$\leq w_2$
		quasi-permanent	Decompression			
c	severe	rare	Cracking or formation of cracks	$\leq w_1$	Cracking	$\leq w_2$ or
		frequent	Decompression			$\leq w_1$

*See 6.4.3.2; the indirect actions should be taken into account in accordance with 15.1.2.

Table 15.1. Durability requirements

nell'ambito del Model Code, nel paragrafo relativo alla deformazione nel quale tuttavia non vengono formulate imposizioni o soglie di accettazione.

Qui nel seguito esamineremo in dettaglio i criteri e i metodi che il CEB indica per il soddisfacimento dei due stati limite e vedremo in quale modo ed entro quali limiti tali metodi si possono applicare direttamente alle strutture parzialmente precomprese.

Successivamente riferiremo su procedimenti analitici e su metodi semplificati per il calcolo della fessurazione e delle curvature fondati su leggi costitutive dei materiali e sulle ipotesi di comportamento contenute nel Model Code.

2.1 Fessurazione

Il paragrafo 15 del Model Code fornisce, in commento, il metodo di calcolo delle aperture delle fessure che viene qui discusso per quanto riguarda la possibilità di applicazione alla precompressione parziale.

La teoria della fessurazione del Model Code si riassume nelle tre formule seguenti:

L'apertura media delle fessure, w_m , è data in funzione della distanza media tra le fessure s_{rm} e dell'allungamento medio ϵ_{sm} che si verifica sulla predetta distanza, dall'espressione:

$$w_m = s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} \quad (1)$$

I termini che figurano al secondo membro si esprimono nella forma:

$$s_{rm} = 2(c + \frac{s}{10}) + k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r} \quad (2)$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (3)$$

(o)

con la condizione che ϵ_{sm} risulti in ogni caso non minore di $0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$.

Queste formule sono state spesso criticate a causa della loro complicazione che sembra sproporzionata a fronte della precisione dei dati di base, e perchè esse danno l'impressione di poter descrivere, mediante un'espressione analitica dettagliata, un fenomeno essenzialmente disperso. Si deve tuttavia riconoscere a loro il merito di tener conto di tutti i parametri significativi e di costituire, almeno, un valido riferimento per l'istituzione di formule semplificate applicabili entro confini ben definiti.

L'utilizzazione delle formule (2) e (3) per le travi parzialmente precomprese pone tuttavia un certo numero di problemi.

Preliminarmente va precisato che in esse si fa riferimento alle caratteristiche geometriche e meccaniche e agli stati di tensione e di deformazione della sezione fessurata. Come si è visto in precedenza, l'evoluzione delle condizioni di sollecitazione e la permanenza dei carichi nel tempo modificano con continuità sia le deformazioni che le tensioni. Ne segue che il calcolo deve essere necessariamente riferito a condizioni di carico definite ad un istante prefissato.

Si fa peraltro notare che la costante che figura dinanzi al primo termine dell'espressione di s_{rm} , che è di origine sperimentale, tiene conto dell'effetto "salto di tensione" che si verifica quando compare la fessura. Ora, nelle travi parzialmente precomprese questo fenomeno è generalmente molto meno marcato che nelle travi in c.a. ordinario che sono state prese in considerazione per stabilire il valore due che compare nella formula. Incertezze maggiori riguardano i parametri k_2 e ρ_r i cui valori dipendono in parte dalla posizione dell'asse neutro che, nelle travi parzialmente precomprese, varia in funzione della sollecitazione esterna e del tempo; inoltre, nella definizione di ρ_r non si può tener conto della sezione di acciaio attivo se non nel caso in cui la sua aderenza sia diretta. Infine, una difficoltà supplementare riguarda il calcolo di σ_{sr} che risente di tutte le incertezze relative

(o) Le notazioni riportate sono:

- c : ricoprimento delle armature
- s : distanza fra gli assi delle barre
- ϕ : diametro delle barre
- k_1 : coefficiente di aderenza
- k_2 : coefficiente che dipende dalla forma del diagramma delle tensioni
- ρ_r : rapporto fra l'area dell'armatura e la sezione efficace A_{cef} del conglomerato
- A_{cef} : area della sezione di calcestruzzo nella quale l'armatura influenza la fessurazione
- A_s : area dell'acciaio aderente in A_{cef}
- σ_s : tensione dell'acciaio nella fessura
- σ_{sr} : tensione dell'acciaio, in sezione fessurata, calcolata sotto l'azione della sollecitazione che porta il calcestruzzo al raggiungimento della sua resistenza a trazione media f_{ctm}
- β_1 : $1/2,5 k_1$
- β_2 : coefficiente che tiene conto della durata di applicazione dei carichi o della ripetizione degli stessi

alla valutazione della resistenza a trazione e degli effetti del ritiro e del fluage in presenza di una percentuale elevata di acciaio passivo (ed anche da eventuali stati di coazione di origine termica).

In definitiva, crediamo di poter affermare che la formulazione del Model Code inquadri in modo sufficientemente chiaro e completo lo stato di fessurazione anche per le strutture parzialmente precomprese, pur riconoscendo che alcuni problemi dovranno ancora essere approfonditi mediante studi teorici e sperimentali.

2.2 Deformazione

Per questo stato limite il Model Code segnala che il calcolo delle deformazioni in servizio può risultare necessario per:

- assicurare l'utilizzazione prevista delle strutture
- evitare danni agli elementi non strutturali portati
- stabilire l'entità delle controfrecce di costruzione

senza peraltro indicare soglie di accettazione, ma demandando i valori limite agli accordi contrattuali fra il costruttore ed il cliente. Ciò premesso, il Model Code enuncia i principi del calcolo delle inflessioni fondato sulla doppia integrazione delle curvature, espresse queste al tempo t come somma della curvatura elastica, di quella dovuta al fluage e di quella data dal ritiro, secondo l'espressione:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_t = \left(\frac{1}{r}\right)_e + \left(\frac{1}{r}\right)_{cc} + \left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$$

ove ciascuno dei tre termini è da calcolarsi con riferimento allo stato I o allo stato II. Nel precisare che le espressioni relative allo stato I valgono là dove non viene superata la resistenza $f_{ctk0,05}$, mentre quelle relative allo stato II valgono per le restanti parti della struttura, il Model Code prescrive di tener conto, nello stato II, dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso compreso fra le fessure (tension stiffening).

L'applicazione pratica dei principi enunciati presenta difficoltà notevoli per lo stato II già per il c.a. ordinario, e ancora maggiori per il precompresso parziale per i seguenti motivi:

- lo stato di deformazione e lo stato di tensione in un tratto di trave soggetto a momento e a sforzo normale costanti e in cui siano presenti fessure si presentano "ondulati", come indica la Figura 2. Ne segue che la curvatura media dovuta ai carichi (M.C., formula 16.2)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_e = \frac{|\epsilon_{cm}| + \epsilon_{sm}}{d} \quad (4)$$

risente delle incertezze relative ad ϵ_{cm} (deformazione media della fibra estrema di calcestruzzo), per la cui valutazione il Model Code non fornisce alcuna indicazione.

ϵ_{sm} invece è dato dall'espressione (3) senza la condizione che debba risultare maggiore di $0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$.

- all'incertezza su ϵ_{cm} si aggiunge quella relativa alle curvature di fluage e ritiro che dipendono dalla posizione dell'asse neutro. Tali termini sono molto importanti nel caso della precompressione parziale,
- infine, la presenza dei cavidi precompressione costituisce un altro elemento di incertezza poichè questi, da un lato subiscono l'effetto del ritiro e del fluage e dall'altro influiscono sul regime statico della sezione col loro rilassamento.

Per risolvere queste difficoltà non viene in soccorso neppure il Manuale "Deformazione" (Bollettino 158) poichè i diagrammi e gli abachi ivi contenuti per il calcolo delle curvature sono applicabili solo al cemento armato inflesso e non possono essere estrapolati alla precompressione parziale. A nostro avviso, per tradurre in termini operativi i principi formulati dal Model Code per il calcolo delle curvature, è necessario distinguere due casi:

- effetto dell'applicazione di carichi quasi permanenti e della precompressione in presenza di ritiro e fluage (lunga durata)
- effetto dell'applicazione di carichi istantanei.

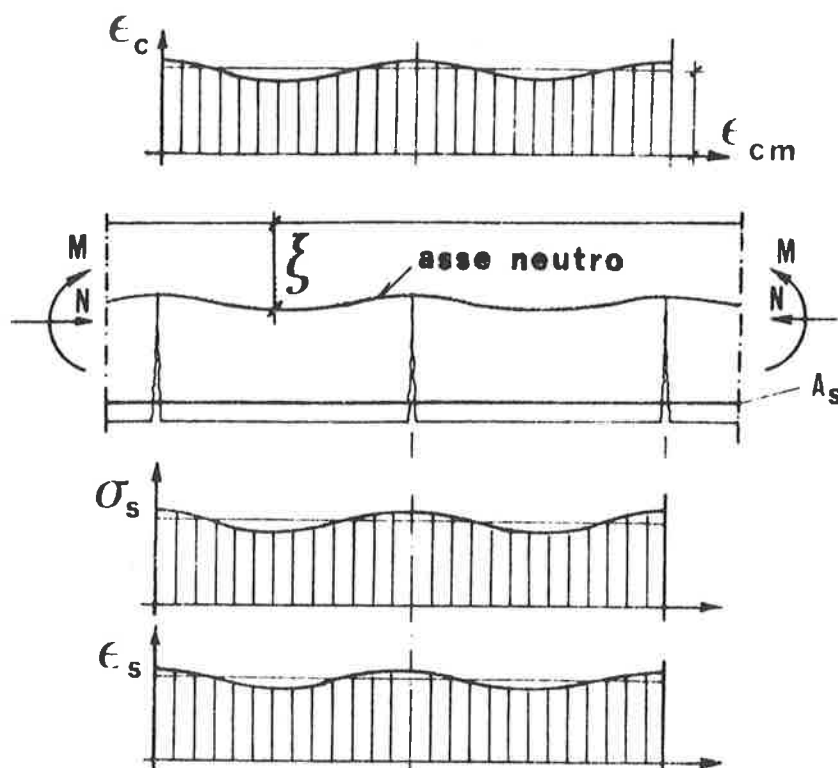


Fig. 2

Per ciascuno di essi occorre determinare i valori medi delle curvature imponendo le condizioni di equilibrio e di congruenza a tronchi di trave.

Tale procedimento generale, unitamente ad altri semplificati, sarà presentato al paragrafo 3.

Tornando al Model Code, questo riconosce esplicitamente la difficoltà del calcolo e ammette che fra i valori delle inflessioni calcolate e quelli reali possano sussistere differenze anche dell'ordine del 30%, in più o in meno, imputabili, da un lato alla dispersione delle caratteristiche dei materiali, alle condizioni ambientali, alla storia dei carichi precedenti, e dall'altra alle grandi incertezze che comporta la fase di fessurazione raggiunta in molti tratti delle travi parzialmente precomprese in esercizio.

Per ovviare a queste inevitabili difficoltà il Model Code fornisce alcuni suggerimenti per la limitazione delle frecce, quali:

- contenere la snellezza delle travi
- disporre vincoli sovrabbondanti
- realizzare calcestruzzi compatti, sottoporli ad adeguati trattamenti di "curing", ritardare per quanto possibile l'applicazione dei carichi per limitare le deformazioni viscosi.
- disporre armature nelle zone compresse e sovradimensionare le armature ordinarie tese
- infine, disporre una precompressione, seppur lieve, al fine di ridurre le parti fessurate delle travi, ciò che costituisce in pratica un incoraggiamento della precompressione parziale.

3. FORMULAZIONE ANALITICA DEL COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO (TENSIONI E DEFORMAZIONI NELLA SEZIONE E DEFORMAZIONE MEDIA PER AZIONI DI LUNGA DURATA)

Nell'ambito degli stati limite di esercizio, i fenomeni reologici del calcestruzzo e il rilassamento dell'acciaio hanno un ruolo fondamentale e la configura-

zione al generico istante t , sia dello stato di tensione che di deformazione, dipende dalla storia della struttura. Il calcolo non può pertanto prescindere dalla reale successione dei tempi di applicazione delle deformazioni impresse e dei carichi. A questo proposito si possono individuare due fasi fondamentali:

- azioni di lunga durata, per le quali è necessario prendere in conto gli effetti reologici sull'iperstaticità interna della sezione e, se la struttura è iperstatica, anche nei riguardi dei vincoli esterni;
- variazioni istantanee di sollecitazione conseguenti ad incrementi delle azioni.

Quest'ultimo aspetto, che è particolarmente semplice in sezioni interamente reagenti, si complica quando la sezione si fessura ed è già sede di stati di coazione conseguenti ad effetti reologici.

Nel seguito, facendo riferimento alle leggi costitutive formulate dal Model Code, si sviluppa lo studio del comportamento strutturale nelle due fasi tipiche precedentemente descritte. La loro combinazione permette di seguire la vita della opera in tutte le sue fasi.

3.1 Leggi costitutive secondo il Model Code CEB-FIP

Si indica con $E_c(t_0)$ il modulo elastico del calcestruzzo all'istante iniziale t_0 e con E_{c28} quello a 28 giorni dal getto. La funzione fluage del calcestruzzo è definita dalla relazione

$$\phi = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \quad (5)$$

(M.C. eq. ϕ [e.3]) ove $\phi(t, t_0)$ è il coefficiente di fluage (M.C. eq. [e.4]). Il ritiro $\epsilon_{sh}(t, t_0)$ (M.C. eq. [e.7]) è considerato indipendente dallo stato di tensione. Applicando il principio di sovrapposizione e l'ipotesi di linearità, la deformazione nel calcestruzzo si esprime sotto la forma semplificata del metodo AAEM (Age Adjusted Effective Modulus) al quale noi ricorremo sistematicamente nel seguito del quadro di una impostazione approssimata:

$$\epsilon(t) = \epsilon(t_0) + \frac{\sigma(t_0)}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) + [\sigma(t) - \sigma(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] + \epsilon_{sh}(t, t_0)$$

(M.C. eq [e.13])

(6)

ove $\chi(t, t_0)$ rappresenta un coefficiente di invecchiamento determinato in funzione di ϕ , dello spessore fittizio e degli istanti t_0 e t .

Con $\Delta\sigma_r(t, t_0)$ si indica la caduta per rilassamento dell'acciaio da precompressione nell'intervallo considerato.

Nell'ottica del CEB si faranno inoltre le seguenti ipotesi per il comportamento in esercizio:

- lo stato di tensione nel conglomerato reagente è rappresentato da una relazione lineare (o)
- la deformazione è piana sia nel caso di sezione interamente reagente, sia nella sezione fessurata per la parte reagente.

Poiché le verifiche allo stato limite di esercizio: microfessurazione del calcestruzzo compresso, apertura delle fessure, deformazione e fatica dell'armatura di precompressione, sono basate sullo stato di tensione nella sezione fessurata o nella sezione totale se interamente reagente, si sviluppa dapprima tale trattazione.

Con riferimento alla figura 3 si assumono gli assi principali x e y aventi origine nel baricentro della sezione intera omogeneizzata col modulo del calcestruzzo E_{c28} .

Supponendo noto lo stato di tensione e di deformazione all'istante iniziale

(o) Tale ipotesi esclude la presenza di stati di coazione ad andamento non lineare

della fase considerata, si valuta la risposta strutturale rispettivamente per effetto delle azioni di lunga durata e per la variazione di sollecitazione.

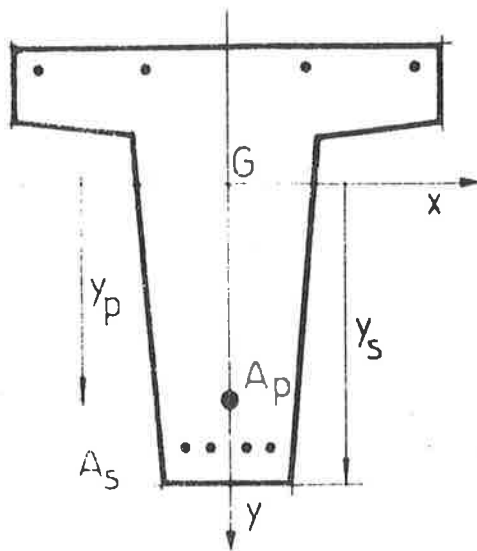


Fig. 3

3.2 Azioni di lunga durata

Con riferimento ad una struttura isostatica, quindi con sollecitazioni costanti nel periodo considerato, lo stato di deformazione al tempo iniziale t_0 sia

$$\varepsilon(t_0) = \lambda_e(t_0) + \mu_e(t_0) y \quad (7)$$

quello al tempo finale t

$$\varepsilon(t) = \lambda_e(t) + \mu_e(t) y \quad (8)$$

ove λ_e è la deformazione assiale e μ_e la curvatura. Lo stato di tensione nel calcestruzzo reagente è rappresentato al tempo iniziale (t_0) dalla relazione

$$\sigma_c(t_0) = \lambda_s(t_0) + \mu_s(t_0) y \quad (9)$$

e al tempo t da

$$\sigma_c(t) = \lambda_s(t) + \mu_s(t) y \quad (10)$$

La tensione dell'armatura ordinaria al tempo t è valutata a partire dalla tensione $\sigma_s(t_0)$ nota, si ha:

$$\sigma_s(t) = \sigma_s(t_0) + E_s \left\{ \lambda_e(t) - \lambda_e(t_0) + [\mu_e(t) - \mu_e(t_0)] y_s \right\} \quad (11)$$

mentre la tensione nei cavi di precompressione risulta:

$$\sigma_p(t) = \sigma_p(t_0) + E_s \left\{ \lambda_e(t) - \lambda_e(t_0) + [\mu_e(t) - \mu_e(t_0)] y_p \right\} - \Delta \sigma_r(t, t_0) \quad (12)$$

Ove $\Delta \sigma_r(t, t_0)$ è la caduta di tensione per rilassamento nell'intervallo $t - t_0$.

Indicando con $\Delta \sigma = \sigma(t) - \sigma(t_0)$ le variazioni di tensione nell'intervallo di tempo t, t_0 si impongono le condizioni di equilibrio

$$\int \Delta \sigma \, dA = 0 \quad (13)$$

$$\int \Delta \sigma y \, dA = 0 \quad (14)$$

ove gli integrali sono estesi alle aree reagenti,

Sostituendo le (9), (10), (11) e (12) nelle (13) e (14) e indicando con A_{si} le aree delle armature ordinarie (i varia da 1 a m) e di precompressione (i varia da m+1 a n) poste ai livelli y_{si} si ha per l'equazione di risultante (14):

$$\begin{aligned} & \int_{\bar{A}(t)} [\lambda_s(t) + \mu_s(t) y] \, d\bar{A}(t) - \int_{\bar{A}(t_0)} [\lambda_s(t_0) + \mu_s(t_0) y] \, d\bar{A}(t_0) + \\ & + \sum_{i=1}^n E_s A_{si} \left\{ \lambda_e(t) - \lambda_e(t_0) + [\mu_e(t) - \mu_e(t_0)] y_{si} \right\} - \sum_{i=m+1}^n A_{si} \Delta \sigma_{ri}(t, t_0) = 0 \end{aligned} \quad (15)$$

e per l'equazione di momento (15):

$$\begin{aligned} & \int_{\bar{A}(t)} [\lambda_s(t) + \mu_s(t) y] y \, d\bar{A}(t) - \int_{\bar{A}(t_0)} [\lambda_s(t_0) + \mu_s(t_0) y] y \, d\bar{A}(t_0) + \\ & + \sum_{i=1}^n E_s A_{si} \left\{ \lambda_e(t) - \lambda_e(t_0) + [\mu_e(t) - \mu_e(t_0)] y_{si} \right\} y_{si} - \sum_{i=m+1}^n A_{si} \Delta \sigma_{ri}(t, t_0) y_{si} = 0 \end{aligned} \quad (16)$$

ove sono indicate con $\bar{A}(t_0)$ e $\bar{A}(t)$ rispettivamente le aree conglomerato reagente agli istanti t_0 e t .

Sostituendo ora le (7), (8), (9), (10) nella (6) si ha per lo stato di deformazione:

$$\begin{aligned} \lambda_e(t) + \mu_e(t) y &= \lambda_e(t_0) + \mu_e(t_0) y + \frac{1}{E_{c28}} [\lambda_s(t_0) + \mu_s(t_0) y] \varphi(t, t_0) + \\ & + \left\{ \lambda_s(t) - \lambda_s(t_0) + [\mu_s(t) - \mu_s(t_0)] y \right\} \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] + \varepsilon_{sh}(t, t_0) \end{aligned} \quad (17)$$

Si indica ora con $\bar{S}(t_0)$ e $\bar{S}(t)$ i momenti statici e con $\bar{J}(t_0)$ e $\bar{J}(t)$ i momenti d'inertzia rispetto all'asse x delle aree di calcestruzzo reagente $\bar{A}(t_0)$ e $\bar{A}(t)$.
Posto ancora

$$f = \frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \quad (18)$$

e tenuto conto della (17) si ha

$$\left\{ \begin{aligned} & \lambda_s(t) \bar{A}(t) + \mu_s(t) \bar{S}(t) - \lambda_s(t_0) \bar{A}(t_0) - \mu_s(t_0) \bar{S}(t_0) + E_s \sum_{i=1}^n A_{si} \left\{ [\lambda_s(t_0) + \mu_s(t_0) \gamma_{si}] \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} + \right. \\ & \left. + [\lambda_s(t) + \mu_s(t) \gamma_{si} - \lambda_s(t_0) - \mu_s(t_0) \gamma_{si}] f + \varepsilon_{sh}(t, t_0) \right\} - \sum_{i=m+1}^n A_{si} \Delta \sigma_{ri}(t, t_0) = 0 \end{aligned} \right. \quad (19)$$

$$\left\{ \begin{aligned} & \lambda_s(t) \bar{S}(t) + \mu_s(t) \bar{J}(t) - \lambda_s(t_0) \bar{S}(t_0) - \mu_s(t_0) \bar{J}(t_0) + E_s \sum_{i=1}^n A_{si} \left\{ [\lambda_s(t_0) + \mu_s(t_0) \gamma_{si}] \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} + \right. \\ & \left. + [\lambda_s(t) + \mu_s(t) \gamma_{si} - \lambda_s(t_0) - \mu_s(t_0) \gamma_{si}] f + \varepsilon_{sh}(t, t_0) \right\} \gamma_{si} - \sum_{i=m+1}^n A_{si} \gamma_{si} \Delta \sigma_{ri}(t, t_0) = 0 \end{aligned} \right. \quad (20)$$

Indicando con

$$\begin{aligned} \tilde{A}(t) &= \bar{A}(t) + E_s f \sum_{i=1}^n A_{si} \\ \tilde{S}(t) &= \bar{S}(t) + E_s f \sum_{i=1}^n A_{si} \gamma_{si} \\ \tilde{J}(t) &= \bar{J}(t) + E_s f \sum_{i=1}^n A_{si} \gamma_{si}^2 \end{aligned} \quad (21)$$

e con

$$\begin{aligned} C_1 &= \lambda_s(t_0) \bar{A}(t_0) + \mu_s(t_0) \bar{S}(t_0) - E_s \sum_{i=1}^n A_{si} \left\{ [\lambda_s(t_0) + \mu_s(t_0) \gamma_{si}] \left[\frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} - f \right] + \right. \\ & \left. + \varepsilon_{sh}(t, t_0) \right\} + \sum_{i=m+1}^n A_{si} \Delta \sigma_{ri}(t, t_0) \end{aligned} \quad (22)$$

$$\begin{aligned} C_2 &= \lambda_s(t_0) \bar{S}(t_0) + \mu_s(t_0) \bar{J}(t_0) - E_s \sum_{i=1}^n A_{si} \gamma_{si} \left\{ [\lambda_s(t_0) + \mu_s(t_0) \gamma_{si}] \left[\frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} - f \right] + \right. \\ & \left. + \varepsilon_{sh}(t, t_0) \right\} + \sum_{i=m+1}^n A_{si} \gamma_{si} \Delta \sigma_{ri}(t, t_0) \end{aligned}$$

le equazioni (19) e (20) possono scriversi nella seguente forma

$$\begin{cases} \lambda_s(t) \tilde{A}(t) + \mu_s(t) \tilde{S}(t) = C_1 \\ \lambda_s(t) \tilde{S}(t) + \mu_s(t) \tilde{J}(t) = C_2 \end{cases} \quad (23)$$

Le grandezze $\tilde{A}(t)$, $\tilde{S}(t)$, e $\tilde{J}(t)$ sono funzioni rispettivamente di $\bar{A}(t)$, $\bar{S}(t)$ e $\bar{J}(t)$ che dipendono dalla posizione dell'asse neutro all'istante t che ha equazione:

$$\gamma_n(t) = - \frac{\lambda_s(t)}{\mu_s(t)} \quad (24)$$

Il sistema (23) è pertanto costituito da due equazioni implicite nelle incognite $\lambda_s(t)$ e $\mu_s(t)$. La soluzione può facilmente essere ottenuta per via numerica istituendo un procedimento iterativo che assuma quale variabile di riferimento la posizione dell'asse neutro $\gamma_n(t)$.

Assunto un valore di tentativo $\gamma_n(t)$ se ne deducono le caratteristiche $\tilde{A}(t)$, $\tilde{S}(t)$ e $\tilde{J}(t)$ e dal sistema (23) si deducono le $\lambda_s(t)$ e $\mu_s(t)$ corrispondenti, da cui si ha un valore di $\gamma_n(t)$ che si confronta col valore ipotizzato e ciò fino a convergenza.

La soluzione ottenuta definisce lo stato di tensione nel conglomerato all'istante finale t . I parametri che individuano lo stato di deformazione della sezione si calcolano, sulla base dell'equazione (17) mediante le relazioni

$$\lambda_e(t) = \lambda_e(t_0) + \lambda_s(t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} + [\lambda_s(t) - \lambda_s(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] + \epsilon_{sh}(t, t_0) \quad (25)$$

$$\mu_e(t) = \mu_e(t_0) + \mu_s(t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} + [\mu_s(t) - \mu_s(t_0)] \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] \quad (26)$$

Le tensioni nelle armature ordinarie di precompressione si ottengono dalle relazioni (11) e (12).

Per sezioni interamente reagenti, sia nella fase iniziale che in quella finale, il problema è particolarmente semplice e non richiede l'impostazione di un procedimento iterativo poichè le caratteristiche $\tilde{A}$, $\tilde{S}$, $\tilde{J}$ sono calcolate per l'intera sezione e nel sistema 24 tutti i coefficienti sono noti.

Il fenomeno fisico è caratterizzato da una ridistribuzione delle tensioni dovuta all'iperstaticità interna della sezione. Si ha in generale una tendenza alla migrazione degli sforzi dal conglomerato all'armatura, ciò che comporta uno spostamento dell'asse neutro delle tensioni e di quello delle deformazioni i quali, per la presenza di deformazioni impresse, non coincidono.

In particolare per sezione fessurata si osserva un abbassamento dell'asse neutro e quindi una estensione dell'area reagente.

La presenza dell'armatura ordinaria ha, in questa ridistribuzione, un ruolo fondamentale. Essa riduce le perdite di tensione nei cavi; in sezione fessurata tale caduta può essere nulla o addirittura comportare un incremento di tensione; in sezione interamente reagente diminuisce la tensione di compressione all'intradosso, ciò che può provocare una considerevole diminuzione del momento di decompressione e di fessurazione.

La presenza dell'armatura ordinaria ha inoltre una notevole influenza sulla deformazione contribuendo in modo importante a ridurre la curvatura.

Da quanto sopra, risulta che i fenomeni reologici esercitano una funzione sostanziale sul comportamento in esercizio delle strutture parzialmente precomprese. Data tuttavia la relativa difficoltà del procedimento testè esposto è utile disporre di un procedimento semplificato. Particolarmente vantaggioso quello basato sull'artificio dell'Effective Modulus che il Model Code al paragrafo 2.3.1.3 denomina "metodo del modulo della deformazione totale".

Esso consiste nell'assumere un modulo elastico costante pari a E_{c28} ; il calcolo della deformazione elastica e di quella dovuta al fluage si effettua prendendo in conto un modulo fittizio

$$E_c = E_{c28} / [1 + \varphi(t, t_0)] \quad (27)$$

La presa in conto del ritiro avviene tramite un artificio che consiste nello applicare una forza fittizia di trazione N_{sh} , pari a $(A_s + A_p) E_s \cdot \epsilon_{sh}$ all'intera sezione in corrispondenza del baricentro dell'armatura. Il calcolo condotto col modulo E_c dato dalla formula 28 fornisce le tensioni nel conglomerato per effetto concomitante di ritiro e fluage; la tensione nelle armature metalliche si ottiene sommando al valore trovato col calcolo precedente, la quantità $E_s \cdot \epsilon_{sh}$.

Il calcolo sin qui condotto tiene conto degli effetti delle azioni permanenti e quasi-permanenti ai quali vanno sommati quelli delle tensioni variabili di breve durata.

L'argomento è trattato nel successivo paragrafo.

3.3 Variazioni istantanee di sollecitazione

All'istante t avvengono le variazioni di sollecitazione: sforzo normale N e momento M . Indicando con t' l'istante successivo all'applicazione, si avrà per lo stato di deformazione della sezione

$$\epsilon(t') = \lambda_e(t') + \mu_e(t') \gamma \quad (28)$$

e per la tensione nel calcestruzzo reagente

$$\sigma_c(t') = \lambda_s(t') + \mu_s(t') \gamma \quad (29)$$

La variazione di tensione nelle armature (ordinarie e di precompressione) è data da

$$\Delta \sigma_{si} = \frac{E_s}{E_c(t)} \left\{ \lambda_s(t') - \lambda_s(t) + [\mu_s(t') - \mu_s(t)] \gamma_{si} \right\} \quad (30)$$

Le condizioni di equilibrio recano

$$\int \Delta \sigma \, dA = \Delta N \quad (31)$$

$$\int \Delta \sigma_y dA = \Delta M \quad (32)$$

ove gli integrali sono estesi alle aree reagenti. Indicando con $\bar{A}(t)$ e $\bar{A}(t')$ le aree reagenti di conglomerato prima e dopo la variazione di sollecitazione dalle (13) e (32) si ha:

$$\int_{\bar{A}(t')} [\lambda_s(t') + \mu_s(t') \gamma] d\bar{A}(t') - \int_{\bar{A}(t)} [\lambda_s(t) + \mu_s(t) \gamma] d\bar{A}(t) + \sum_{i=1}^n \Delta \sigma_{si} A_{si} = \Delta N \quad (33)$$

$$\int_{\bar{A}(t')} [\lambda_s(t') + \mu_s(t') \gamma] \gamma d\bar{A}(t') - \int_{\bar{A}(t)} [\lambda_s(t) + \mu_s(t) \gamma] \gamma d\bar{A}(t) + \sum_{i=1}^n \Delta \sigma_{si} A_{si} \gamma_{si} = \Delta M \quad (34)$$

Indicando ora con $A(t')$ e $A(t)$, $S(t')$ e $S(t)$, $J(t')$ e $J(t)$ rispettivamente le aree, momenti statici e d'inerzia rispetto ad x delle aree reagenti omogeneizzati al modulo del calcestruzzo all'istante considerato, si ottiene dalle (13) e (34):

$$\begin{cases} \lambda_s(t') A(t') + \mu_s(t') S(t') = K_1 \\ \lambda_s(t') S(t') + \mu_s(t') J(t') = K_2 \end{cases} \quad (35)$$

ove

$$\begin{aligned} K_1 &= \Delta N + \lambda_s(t) A(t) + \mu_s(t) S(t) \\ K_2 &= \Delta M + \lambda_s(t) S(t) + \mu_s(t) J(t) \end{aligned} \quad (36)$$

Le relazioni (35) sono formalmente identiche alle (23) e costituiscono un sistema di equazioni implicite nelle incognite $\lambda_s(t')$ e $\mu_s(t')$ legate alla posizione dell'asse neutro dalla relazione

$$\gamma_n(t') = - \frac{\lambda_s(t')}{\mu_s(t')} \quad (37)$$

La soluzione del sistema si effettua con lo stesso procedimento descritto precedentemente.

Le componenti della deformazione piana, definita dalla relazione (28) risultano

$$\begin{aligned}\lambda_e(t') &= \lambda_e(t) + \frac{1}{E_c(t)} [\lambda_s(t') - \lambda_s(t)] \\ \mu_e(t') &= \mu_e(t) + \frac{1}{E_c(t)} [\mu_s(t') - \mu_s(t)]\end{aligned}\quad (38)$$

Il calcolo ha validità generale ed è applicabile sia alla sezione interamente reagente (caso banale) che alla sezione fessurata; in particolare il procedimento vale anche per sezione inizialmente interamente reagente e successivamente fessurata in seguito alla variazione di sollecitazione.

I due procedimenti iterativi per le azioni di lunga durata e per le variazioni applicati alle varie fasi della vita della struttura portano alla determinazione degli stati di tensione e di deformazione.

Nel caso della sezione fessurata essi consentono di effettuare un calcolo dell'apertura della fessura applicando le formule del M.C. CEB-FIP.

3.4 Calcolo delle frecce

Come indica il M.C. (16.2.2) le frecce si ottengono per doppia integrazione della curvatura $\frac{1}{r}$ lungo l'elemento. La difficoltà principale consiste appunto nel valutare la curvatura all'istante generico tenendo conto della storia delle azioni agenti, dei fenomeni di fluage e di ritiro e della presenza o meno di fessure.

Mentre per sezioni interamente reagenti il calcolo della curvatura è semplice e coincide col valore di $\mu_e(t)$ calcolato al paragrafo 3 sia per le azioni di lunga durata che per le variazioni istantanee di sollecitazione, per gli elementi fessurati occorre tener conto della disuniformità del fenomeno lungo l'asse.

In accordo ancora col M.C. (16.2.2.1) si considera la curvatura media nello stato fessurato secondo la relazione (4).

La necessità di riferirsi alla deformazione media è dovuta all'andamento oscillante lungo l'asse della trave della deformazione del bordo compresso, della posizione dell'asse neutro, della tensione nell'armatura a causa della presenza di fessure localizzate e delle zone intermedie ove si esercita l'effetto di tension stiffening.

E' quindi logico esprimere l'equilibrio e la congruenza delle deformazioni per i valori medi delle tensioni e delle deformazioni nell'ipotesi di una variazione lineare delle tensioni medie nel conglomerato reagente e di planeità della deformazione della sezione media.

Il procedimento può svolgersi con metodi analoghi a quelli adottati nel paragrafo 3 per la determinazione dei parametri λ_{sm} , μ_{sm} che individuano lo stato di tensione medio nel calcestruzzo ai quali bisogna aggiungere un'altra incognita costituita dalla risultante R_{sm} delle trazioni nel corrente teso.

In pratica per studiare gli effetti di azioni di lunga durata o di variazioni della sollecitazione si scrivono delle equazioni di equilibrio analoghe rispettivamente alle eq. 13, 14 ed alle 31 e 32. Tenendo conto delle condizioni di congruenza si giunge ad un sistema di tre equazioni implicite nelle tre incognite la cui soluzione si ottiene per via iterativa.

Per questa via si determinano i parametri medi della deformazione ed in particolare quello della curvatura.

Anche in questo caso le complicazioni analitiche e operative non sono indifferenti e il metodo è piuttosto da ritenersi come riferimento per metodi approssimati.

E' tuttavia possibile istituire un procedimento semplificato per quanto riguarda il calcolo dell'effetto delle azioni di lunga durata. Il metodo costituisce una modifica di quello dell'Effective Modulus e potrebbe denominarsi "Metodo dei moduli corretti". Esso comporta le seguenti operazioni.

La deformazione istantanea e quella dovuta al fluage si valutano mediante un calcolo elastico assumendo un modulo corretto del calcestruzzo

$$E_{c,corr} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (40)$$

e un modulo corretto dell'acciaio

$$E_{s,corr} = \frac{\sigma_s}{\epsilon_{sm}} \quad (41)$$

dato dal rapporto tra la tensione nelle armature (ordinarie) in corrispondenza della fessura e la deformazione media ϵ_{sm} data dalla (3).

Per valutare l'effetto del ritiro si opera sulla sezione reagente, calcolata sopra, attribuendo al calcestruzzo il modulo, secondo AAEM,

$$E'_{c,corr} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0)} \quad (42)$$

e all'acciaio il modulo $E_{s,corr}$. Lo sforzo fittizio applicato al baricentro delle armature, analogamente a quanto sopra esposto nel par. 3, risulta in questo caso

$$N_{sh} = [A'_s E_s + A_s E_{s,corr}] \epsilon_{sh} \quad (43)$$

essendo A'_s le armature che si trovano in zona di calcestruzzo compresso, A_s quelle in zona tesa. Con tali ipotesi, il calcolo elastico fornisce la curvatura media dell'elemento fessurato soggetto ad azioni di lunga durata.

Un procedimento approssimato che consenta di valutare in modo semplice l'effetto delle variazioni di sollecitazione non è ancora noto.

4. CONCLUSIONI

A titolo conclusivo vorremmo rilevare in primo luogo che i metodi di calcolo proposti per lo studio dello stato di tensione e di deformazione nella sezione e per il calcolo delle frecce non sono applicabili soltanto alle travi parzialmente precomprese, ma valgono anche per il precompresso integrale e il cemento armato ordinario, sia pure nel quadro dei limiti di validità delle approssimazioni adottate.

I risultati teorici ottenuti andranno naturalmente controllati per via sperimentale. Ulteriori studi dovrebbero tendere all'istituzione di altre semplificazioni, in particolare per quanto attiene all'effetto delle azioni di breve durata. E' tuttavia importante segnalare che eventuali aggiornamenti delle formule sperimentali di base ed in particolare della legge di "tension-stiffening" non inficierebbero l'applicabilità dei metodi proposti influenzando soltanto sui dettagli del processo analitico.

BIBLIOGRAFIA

- (1) - CEB-FIP, "Code Modèle CEB-FIP pour les structures en béton" - Avril 1978
- (2) - LEVI (F.), PIZZETTI (G.) - "Fluage, plasticité, précontrainte", Ed. Dunod. Paris, 1951.

- (3) - DEBERNARDI (P.G.) - "Evoluzione dello stato di tensione entro solidi prismatici precompressi a sezioni miste". L'Industria Italiana del Cemento, gennaio 1972
- (4) - BAZANT (Z.P.) - "Prediction of concrete creep effects using age adjusted effective modulus method" - Journal of the American Concrete Institute, 1972
- (5) - NAPOLI (P.) - "Sintesi critica dei metodi approssimati per il calcolo degli effetti strutturali della viscoelasticità del calcestruzzo" - L'Industria Italiana del Cemento, dicembre 1976
- (6) - BRANSON (D.E.) - "Deformation of concrete structure" - Ed. Mc Graw-Hill International Book Company, 1977
- (7) - FAVRE (R.), KOPRNA (M.), RADOJICIC (A.) - "Effects différents. Fissuration et déformations des structures en béton" - Ed. Georgi Saint Saphorin, Suisse, 1980
- (8) - MAYER (H.) - "Die Berechnung der Durchbiegung von Stahlbeton-bauteilen" - Heft 194, Berlin, 1967
- (9) - CEB - "I. Calcul des flèches. II. Deformability of Concrete Structures" - Bulletin d'Information, n. 90 avril 1973
- (10) - BIRKENMAIER (M.) - "Berechnung von Verbundkonstruktionen aus Beton und Stahl" - Zurich, 1969
- (11) - CHIORINO (M.A.) ed al. - "Time dependent behaviour of concrete", CEB, Bulletin d'Information, n. 94, août 1975
- (12) - CEB - Manuel de calcul "Effets structuraux du fluage et des déformations différées" - Bulletin d'information, n. 136, juillet 1980.
- (13) - WEI-WEN (YU) et WINTER (G.) - "Instantaneous and long-time deflection of reinforced concrete beams under working loads" - ACI-Journal, July 1960.
- (14) - MOENAERT (P.) et PFEFFERMANN (O.) - "Essai sur les éléments en béton armé soumis à une sollicitation de longue durée. Université libre de Bruxelles, 1965
- (15) - DEBERNARDI (P.G.) - Analisi dei metodi approssimati per il calcolo delle variazioni di tensione in sezioni precomprese" - L'Industria Italiana del Cemento, 1972
- (16) - BERTERO (M.), DEBERNARDI (P.G.) - Raffronto tra i più recenti metodi di calcolo in tema di reologia del calcestruzzo" - Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Torino, 1974
- (17) - CEB - Cracking and deformation - Bulletin d'information, n. 143, Lausanne, 1981
- (18) - LEONHARDT (F.) - "Verifiche della funzionalità delle costruzioni in c.a. e c.a.p. Fessurazioni, deformazioni, momenti". Vol. IV. Edizioni Tecniche E.T., Maggio 1978
- (19) - DEBERNARDI (P.G.) - "La deformazione differita delle strutture in c.a. soggette a fessurazione; considerazione sui metodi approssimati di calcolo" - L'Industria Italiana del Cemento, n. 7/8, 1983.
- (20) - PERISIC (Z.) et ALENDAR (V.) - Effects of non prestressed reinforcement on prestress losses and serviceability limit-states of prestressed members. Waterloo symposium, July 1983
- (21) - DEBERNARDI (P.G.) - Analyse systématique de la courbure instantanées et à long terme des pièces en béton armé. Annales de l'I.T.B.T.P., n. 419, 1983
- (22) - DEBERNARDI (P.G.) - La méthode des modules corrigés pour l'évaluation de la courbure des éléments en béton armé. Annales de l'I.T.B.T.P. (en cours d'impression).

- (23) - DEBERNARDI (P.G.) - Sovrapposizione degli effetti di azioni istantanee e permanenti nelle sezioni in cemento armato fessurato - Atti dell'Accademia delle Scienze di Torino - giugno 1984.
- (24) - BRUGGELING (A.S.G.) - "Le défi du béton précontraint partiel" - Annales I.T.B.T.P. n. 416 - 1983
- (25) - BACHMANN (H.) "From Full to Partial Prestressing" - Concrete International October 1983
- (26) - LACROIX (R.) "La précontrainte partielle: Pourquoi? Comment?" Décembre 1983
- (27) - COHN (M.Z.) "Some problems of Partial Prestressing" - Nato Arw - Paris June 1984
- (28) - BRANSON (E.), SHAIKH (F.) "Deflution of partially prestressed members" - Nato Arw-Paris June 1984
- (29) - LAMBOTTE (H.) - VAN NIEUWENBURG (D.) "Long-term behaviour of partially prestressed beams" Nato Arw-Paris June 1984
- (30) - LEVI (F.) "Problems de la précontrainte partielle" Nato Arw-Paris June 1984
- (31) - NAAMAN (A.E.) and SIRIAKSORN (A.) "Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams". Part 1 (Analytic Formulation), ACI Journal, vol. 24 n. 2 (March-April 1979); Part 2 (Parametric Study), PCI Journal, vol. 24, n. 3 (May-June 1979).
- (32) - BENNET (E.W.) - "Design of Partially Prestressed Concrete with Reference to the CEB-FIP Model Code". FIP Symposium, Bucarest (Sept. 1980) Proceedings Part 1
- (33) - DEBERNARDI (P.G.) "General Analysis of R.C., P.P.C., P.C. Beams behaviour at the serviceability limit state" in corso di stampa.

F. MOLA

Associato di Progetti di Strutture
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano

1) Introduzione

La tecnologia della precompressione parziale e le sue possibilità applicative costituiscono attualmente uno dei temi di maggiore interesse e dibattito per gli studiosi ed i progettisti delle strutture in cemento armato. Sebbene l'idea della precompressione parziale sia nata in epoche ormai remote, come attestano i lavori iniziali di Emperger /1/ e Abeles/2/,/3/, la sistematizzazione di tale concetto e le procedure atte a definire e ad indagare il comportamento delle strutture parzialmente precomprese hanno richiesto tempi piuttosto lunghi e ciò è peraltro testimoniato dal fatto che l'attuale normativa nazionale non contempli nella sua formulazione alle tensioni ammissibili questa tecnologia e la consideri in una forma implicita nella sua formulazione agli stati limite.

Nell'ultimo quindicennio, a datare dal 1970, allorchè le Raccomandazioni FIP/CEB, /4/, stabilirono le quattro classi di verifica delle sezioni inflesse in cemento armato, la terza delle quali si riferiva specificatamente alle strutture parzialmente precomprese, vi è stato un susseguirsi sempre più serrato di lavori dedicati all'argomento, sia di carattere teorico che sperimentale, e ciò soprattutto negli Stati Uniti, ove la precompressione parziale è stata recepita a livello normativo già da tempo e molte realizzazioni sono state felicemente portate a termine. Anche in campo europeo molte normative contemplano questa tecnologia ed indicano le procedure per la misura della sicurezza delle strutture parzialmente precomprese, in particolare l'argomento è trattato, seppur in maniera non del tutto soddisfacente nel Codice Modello FIP/CEB,/5/.

Le conoscenze che si sono venute accumulando hanno portato alla nascita di interpretazioni sempre più raffinate del comportamento di strutture parzialmente precomprese, supportate da estese campagne di indagini sperimentali e di simulazioni numeriche dalle quali sono emersi originali procedimenti di analisi e di verifica delle sezioni e degli elementi strutturali. Tali moderni orientamenti sono stati discussi nei convegni internazionali /6/,/7/,/8/, i quali hanno permesso di consolidare alcuni concetti basilari e di tracciare le linee di maggior interesse lungo le qua_

li si svilupperà la ricerca negli anni futuri.

Dal punto di vista applicativo, la precompressione parziale, consentendo la fessurazione sotto particolari combinazioni di azioni, permette di realizzare strutture che hanno caratteristiche intermedie fra quelle in cemento armato ordinario, per le quali la fessurazione costituisce una normale ipotesi di lavoro e quelle integralmente precomprese, per le quali la fessurazione è invece assente. In tal modo mediante una accorta graduazione della precompressione è possibile assommare nelle strutture parzialmente precomprese i pregi delle strutture integralmente precomprese e di quelle in cemento armato ordinario, eliminandone spesso i difetti.

In particolare mediante la precompressione parziale è possibile ridurre fortemente, fino ad eliminarle quasi del tutto le deformazioni di segno negativo che si manifestano nel tempo per effetto della viscosità nelle strutture integralmente precomprese, nonché nelle strutture iperstatiche, in virtù della ammessa fessurazione, possono ridursi le reazioni dei vincoli e le conseguenti sollecitazioni prodotte da tracciati di precompressione non concordanti. Inoltre le strutture parzialmente precomprese permettono di controllare in modo più efficace il fenomeno fessurativo rispetto a quanto avviene per le strutture in cemento armato ordinario e di poter disporre di una maggiore duttilità, con più elevata dissipazione di energia allo stato limite ultimo rispetto alle strutture integralmente precomprese. Un aspetto negativo può essere costituito dalla minore affidabilità nei riguardi dei fenomeni di fatica. Infatti, nelle strutture integralmente precomprese, ove la fessurazione è assente, le escursioni tensionali nelle armature metalliche sono alquanto modeste essendo la sezione interamente reagente. Viceversa, nelle strutture parzialmente precomprese, una volta superato il limite di decompressione, le escursioni tensionali nelle armature risultano più elevate, superiori anche a quelle che si hanno nelle strutture in cemento armato ordinario, poichè i quantitativi di armatura sono minori. Nondimeno, una accorta progettazione, che permetta ad esempio di mantenere le sezioni al riparo della fessurazione sotto le azioni di tipo frequente che sono quelle che con il loro grande numero di ripetizioni possono innescare fenomeni di fatica, consentendo la fessurazione sotto le azioni di tipo raro, caratterizzate da un ben più basso numero di ripetizioni, può praticamente eliminare i rischi conseguenti al raggiungimento dello stato limite di fatica per gli acciai di armatura.

La corretta progettazione delle strutture parzialmente precomprese, oltre alla individuazione degli stati limite sia di esercizio che ultimi che interessano pri

mariamente tali strutture, richiede anche la conoscenza di algoritmi e procedure di calcolo che permettano analisi affidabili del loro comportamento.

Per quanto riguarda l'analisi in esercizio, nella fase non fessurata il comportamento delle strutture parzialmente precomprese è del tutto analogo a quello delle strutture integralmente precomprese. Quando la sezione entra in regime fessurato, il comportamento è sensibilmente differente da quello delle strutture integralmente precomprese o in cemento armato ordinario. E' proprio in questa fase che risulta necessario mettere a punto tecniche di analisi ed algoritmi di calcolo che sappiano cogliere con chiarezza ed in maniera esauriente ed unitaria il comportamento delle strutture sia sotto azioni di breve che di lunga durata.

Allo stato limite ultimo, caratterizzato da elevate deformazioni nei materiali, l'analisi delle strutture parzialmente precomprese o integralmente precomprese diviene del tutto analoga essendo entrambe le strutture in fase di avanzata fessurazione. Tale analisi è peraltro basata su procedure identiche a quelle utilizzabili per le strutture in cemento armato ordinario, purchè nella determinazione dello stato di deformazione delle armature pretese si consideri la deformazione loro impressa in fase di precompressione.

Sulla base di queste considerazioni e tenuto conto del carattere intermedio del comportamento delle strutture parzialmente precomprese è possibile da un lato classificare tali strutture al variare del grado di precompressione e dall'altro mettere a punto tecniche di analisi che contemplino quali casi limite quelli relativi alle strutture integralmente precomprese e in cemento armato ordinario.

2) Classificazione delle strutture parzialmente precomprese

Una struttura può definirsi parzialmente precompressa se nelle sue sezioni trasversali sussistono armature ad alta resistenza preventivamente messe in tensione ed è progettata in modo che si possano manifestare fessurazioni in esercizio sotto le azioni variabili.

Nelle sezioni trasversali, oltre all'armatura di pretensione sono in generale presenti armature non pretese che possono essere di tipo ordinario o ad alta resistenza. Tali armature possono rendersi necessarie per ridurre lo stato fessurativo in esercizio o per garantire la voluta capacità portante allo stato limite ultimo.

Il grado di precompressione impresso alla sezione può definirsi in differenti modi

ed è misurato dai valori che assumono parametri significativi che sintetizzano il comportamento della sezione stessa. I parametri attualmente impiegati per definire il livello di precompressione di una sezione sono il rapporto di precompressione parziale (γ), l'indice di precompressione (i_p), il grado di precompressione (λ), rispettivamente forniti dalle espressioni, /9/, /10/:

$$\gamma = \frac{A_{ps} f_{ps} (d_{ps} - c)}{A_{ps} f_{ps} (d_{ps} - c) + A_s f_{ys} (d_s - c)} \quad (1)$$

$$i_p = \frac{A_{ps} f_{psy}}{A_{ps} f_{psy} + A_s f_{ys}} \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{M_D}{(M_G + M_Q)} \quad (3)$$

essendo rispettivamente:

A_{ps}, A_s le aree di armatura pretesa ed ordinaria;

f_{ps} la tensione nella armatura pretesa allo stato limite ultimo;

f_{psy} la tensione nell'armatura pretesa allo 0,2% di deformazione residua;

f_{ys} la tensione di snervamento dell'acciaio ordinario;

d_{ps}, d_s la distanza delle armature pretese ed ordinarie rispetto al lembo superiore della sezione;

c la distanza del baricentro delle compressioni rispetto al lembo superiore della sezione;

M_D, M_G, M_Q , i momenti di decompressione, delle azioni permanenti e di quelle variabili.

I valori dei parametri così definiti variano fra lo zero e l'unità. Precisamente, in corrispondenza allo zero, la sezione è in cemento armato ordinario, mentre il valore unitario è raggiunto per le sezioni integralmente precomprese. Una formulazione più articolata, basata sui valori che contemporaneamente possono assumere i parametri γ , λ , $\bar{\omega}$, di cui l'ultimo dato dall'espressione:

$$\bar{\omega} = \frac{(A_{ps} f_{ps} + A_s f_{ys} - A'_s f'_{ys})}{(b d f_c)} \quad (4)$$

è riportata in /11/, ma ai fini pratici è sufficiente in genere la definizione che fa capo ad uno dei tre parametri γ, i_p, λ .

L'analisi delle strutture parzialmente precomprese deve essere effettuata sia per gli stati limite di esercizio che per quelli ultimi. Per quanto riguarda gli stati limite ultimi occorre controllare che sia garantito uno specificato livello di resistenza ultima, nonché, se le circostanze lo richiedono, che sia assicurata una idonea duttilità della sezione. Per gli elementi snelli, soggetti a sollecitazioni

ni di secondo ordine può essere richiesto un livello di precompressione tale da far sì che la crisi della struttura non avvenga per il raggiungimento della divergenza dell'equilibrio (stato limite di instabilità), bensì per il raggiungimento della capacità portante ultima nella sezione più sollecitata. Relativamente agli stati limite di esercizio le verifiche riguardano i livelli tensionali nel calcestruzzo sotto l'applicazione delle azioni con i loro valori di esercizio, onde evitare fenomeni di microfessurazione nel calcestruzzo compresso; la valutazione dell'oscillazione dello stato tensionale nelle armature sia pretese che ordinarie, la quale deve essere opportunamente limitata per garantire la sicurezza contro i fenomeni di fatica; la determinazione della spaziatura e dell'apertura delle lesioni che deve essere mantenuta sotto i livelli ammissibili fissati dalle normative; il calcolo degli spostamenti sotto azioni di breve e lunga durata e delle variazioni di tali spostamenti sotto l'alternanza delle azioni variabili.

Per potere procedere alle valutazioni sopra elencate è necessario disporre di tecniche di analisi che siano in grado di interpretare in maniera affidabile il comportamento delle sezioni parzialmente precomprese nelle tre fasi in cui tale comportamento si articola e precisamente la prima fase, caratterizzata da un comportamento lineare dei materiali e dall'assenza di fessurazioni, la seconda fase, ove si manifesta la fessurazione e le leggi costitutive dei materiali permangono lineari ed infine la terza fase che si estende fino allo stato limite ultimo, ove cessa la linearità di comportamento dei materiali.

A tale scopo nel prosieguo vengono analizzate e discusse tecniche di indagine appropriate, ricorrendo ad una formulazione unitaria del problema, basata sulla determinazione dei due parametri che definiscono lo stato di deformazione della sezione. Operando in questo modo le equazioni che governano il problema sia per gli stati limite di esercizio che per quelli ultimi hanno identica struttura, con evidente beneficio per la discussione e la affermazione delle proprietà fondamentali dei risultati che conseguono alla loro risoluzione.

3) Analisi della sezione non fessurata

3.1 Azioni di tipo istantaneo

La determinazione dello stato di tensione e di deformazione nelle sezioni parzialmente precomprese non fessurate è del tutto analoga a quella delle sezioni integralmente precomprese. Nondimeno, allo scopo di seguire una metodologia unitaria

di trattazione, è conveniente utilizzare anche in questa fase la medesima procedura che si utilizza per le sezioni fessurate.

Con riferimento alla fig.1, in presenza del momento flettente M e nell'ipotesi di comportamento elastico dei materiali si hanno le seguenti relazioni esprimenti

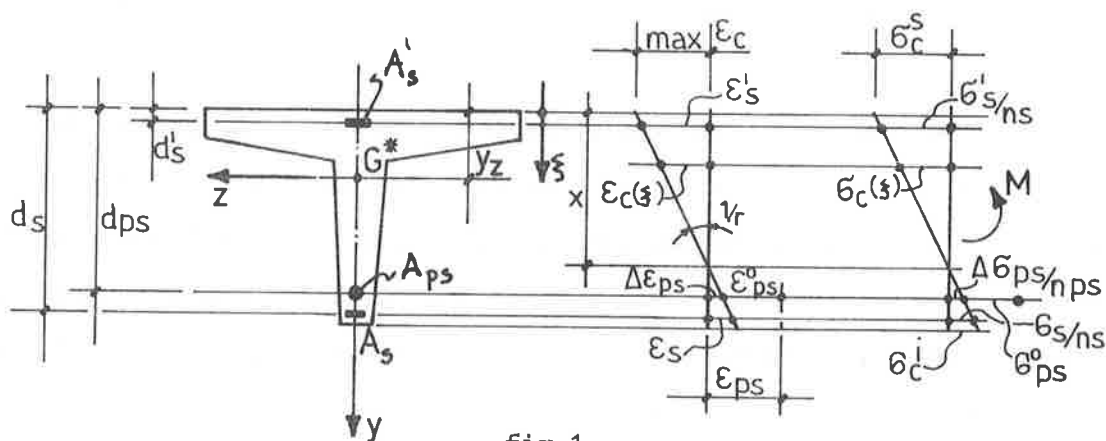


fig.1

la linearità delle deformazioni longitudinali e lo stato tensionale della sezione:

$$\varepsilon_c(\xi) = (1/r)(x-\xi)$$

$$\varepsilon'_s = (1/r)(x-d'_s)$$

$$\varepsilon_s = (1/r)(x-d_s) \quad (5)$$

$$\Delta\varepsilon_{ps} = (1/r)(x-d_{ps})$$

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{ps}^0 + \Delta\varepsilon_{ps}$$

$$\sigma_c(\xi) = E_c \varepsilon_c(\xi)$$

$$\sigma'_s = E_s \varepsilon'_s$$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (6)$$

$$\Delta\sigma_{ps} = E_{ps} \Delta\varepsilon_{ps}$$

$$\sigma_{ps} = E_{ps} (\varepsilon_{ps}^0 + \Delta\varepsilon_{ps})$$

avendo indicato con $1/r$ la curvatura della sezione e con G^* il baricentro della sezione omogeneizzata a calcestruzzo.

Posto $n_s = E_s/E_c$, $n_{ps} = E_{ps}/E_c$, le equazioni di equilibrio della sezione si scrivono:

$$\begin{aligned}
E_C (1/r) \left\{ \int_{A_C} (x-\xi) dA_C + n_S (A'_S (x-d'_S) + A_S (x-d_S)) + n_{ps} A_{ps} (x-d_{ps}) \right\} &= N_O \\
E_C (1/r) \left\{ \int_{A_C} (x-\xi) (y_Z - \xi) dA_C + n_S (A'_S (x-d'_S) (y_Z - d'_S) + A_S (x-d_S) (y_Z - d_S)) + n_{ps} A_{ps} (x-d_{ps}) \cdot \right. \\
\left. (y_Z - d_{ps}) \right\} &= M + M_O
\end{aligned} \tag{7}$$

essendosi posto:

$$\begin{aligned}
N_O &= -\epsilon^O_{ps} E_{ps} A_{ps} \\
M_O &= N_O (y_Z - d_{ps})
\end{aligned} \tag{8}$$

Indicando rispettivamente con $\bar{S}_x^*$, $\bar{J}_{xz}^*$ il momento statico rispetto all'asse neutro x e quello centrifugo rispetto agli assi x e z della sezione omogeneizzata a calcestruzzo, le (7) divengono:

$$\begin{aligned}
E_C (1/r) \bar{S}_x^* &= N_O \\
E_C (1/r) \bar{J}_{xz}^* &= M + M_O
\end{aligned} \tag{9}$$

dalle quali, posto

$$\tilde{e} = (M + M_O) / N_O \tag{10}$$

si ricava immediatamente

$$\begin{aligned}
\bar{J}_{xz}^* / \bar{S}_x^* &= \tilde{e} \\
1/r &= N_O / (E_C \bar{S}_x^*)
\end{aligned} \tag{11}$$

La prima delle (11) fornisce la posizione dell'asse neutro, mentre la seconda permette di ricavare la curvatura. Inseriti i valori delle incognite così determinate nelle (5) e (6), si ottengono le deformazioni e le tensioni nei materiali.

Si osservi che la soluzione delle (11), in virtù dell'ipotesi di elasticità lineare è unica, cosicchè la prima delle (11) risulta sempre un'equazione di primo grado in x di banale soluzione.

Infatti, dai concetti elementari di geometria delle masse, risulta:

$$\begin{aligned}
\bar{J}_{xz}^* &= \bar{J}_{zz}^* + \bar{S}_z^* (x - y_Z) \\
\bar{S}_x^* &= \bar{S}_z^* + (x - y_Z) \bar{A}^*
\end{aligned} \tag{12}$$

ed essendo l'asse z baricentrico della sezione omogeneizzata si ottiene $\bar{S}_z^* = 0$,

cosicchè dalle (12) scende immediatamente:

$$\bar{J}_{xz}^* / \bar{S}_x^* = \bar{J}_{zz}^* / (\bar{A}^* (x - y_z)) \quad (13)$$

Dal confronto fra le (11) e la (13), per x si ricava la semplice espressione:

$$x = y_z + \bar{J}_{zz}^* / (\bar{A}^* \bar{\epsilon}) \quad (14)$$

3.2) Azioni di lunga durata

Le deformazioni viscosi del calcestruzzo danno luogo a sensibili variazioni dello stato di tensione e deformazione nella fase non fessurata. E' pertanto necessario risolvere il problema ricorrendo a formulazioni rigorose, sia scegliendo funzioni di viscosità che descrivano il comportamento differito del calcestruzzo in maniera affidabile, sia utilizzando algoritmi numerici raffinati per la risoluzione delle equazioni integrali che governano il problema.

L'analisi in fase elasto-viscosa lineare di sezioni in cemento armato precomprese in assenza di fessurazione è stata affrontata nella sua generalità nei lavori /12/, /13/, /14/, ove adottando un originale procedimento risolutivo si giunge a soluzioni rigorose di semplice maneggio. A tale scopo, come indicato nella fig.2, è conveniente assumere quali incognite la deformazione $\psi_1(t)$ della fibra posta sul baricentro della sezione omogeneizzata con modulo $E_c(t_0)$ e la curvatura $\psi_2(t)$ della sezione.

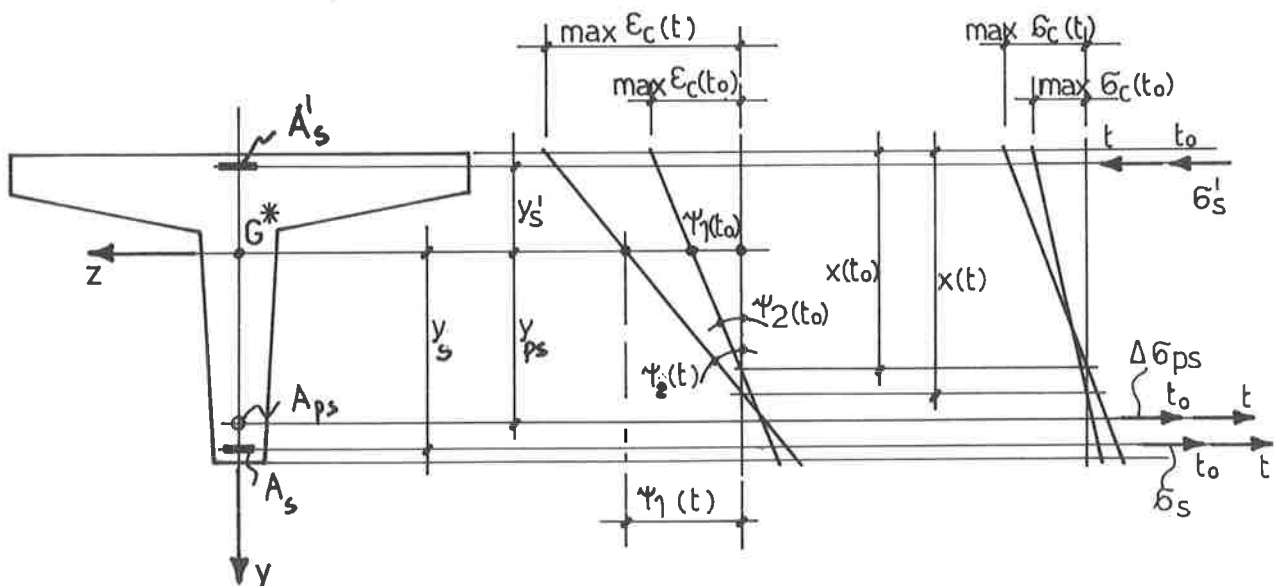


fig.2

Dalla legge delle sezioni piane si ricava:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_c(t, y) &= \psi_1(t) - \psi_2(t)y \\
 \varepsilon'_s(t) &= \psi_1(t) - \psi_2(t)y'_s \\
 \varepsilon_s(t) &= \psi_1(t) - \psi_2(t)y_s \\
 \varepsilon_{ps}(t) &= \psi_1(t) - \psi_2(t)y_{ps} + \varepsilon_{ps}^0
 \end{aligned}
 \tag{15}$$

e le tensioni corrispondenti risultano

$$\begin{aligned}
 \sigma_c(t, y) &= \int_0^t d\varepsilon_c(t', y) r(t, t') \\
 \sigma'_s(t) &= E_s \varepsilon'_s(t) \\
 \sigma_s(t) &= E_s \varepsilon_s(t) \\
 \sigma_{ps}(t) &= E_{ps} \varepsilon_{ps}(t)
 \end{aligned}
 \tag{16}$$

essendo $r(t, t')$ la funzione di rilassamento del calcestruzzo.

Mediante le (15), (16), tutte le incognite risultano espresse mediante le due funzioni $\psi_1(t)$, $\psi_2(t)$, per la cui determinazione sono disponibili le equazioni di equilibrio della sezione. Imponendo l'equilibrio, come mostrato in /13/, si ottiene un sistema di due equazioni integrali la cui soluzione in forma matriciale si scrive:

$$\underline{\psi}(t) = \underline{\underline{K}} \underline{\underline{R}}(t, t_0) \underline{\underline{K}}^{-1} (\underline{\psi}^{(M)} + \underline{\psi}^{(N_0, M_0)})
 \tag{17}$$

essendo $\underline{\psi}(t)$ il vettore colonna contenente le incognite $\psi_1(t)$ e $\psi_2(t)$, $\underline{\underline{K}}$, $\underline{\underline{R}}$ matrici numeriche di ordine due, $\underline{\psi}^{(M)}$, $\underline{\psi}^{(N_0, M_0)}$ il vettore delle deformazioni iniziali prodotte dal momento esterno M e dalle azioni di precompressione N_0, M_0 ed $\underline{\underline{R}}(t, t_0)$ la matrice delle funzioni di rilassamento ridotte, dipendenti oltrechè dalle caratteristiche viscosse del calcestruzzo dal quantitativo di armatura e dalla sua dislocazione all'interno della sezione.

Si hanno le relazioni:

$$\begin{aligned}
 k_{11} &= k_{22} = 1 \\
 k_{12} &= \bar{J}_{zz}^* (\omega_2 - 1 + \bar{J}_{zz}^{(c)} / \bar{J}_{zz}^*) / S_z^{(c)} \\
 k_{21} &= \bar{A}^* (\omega_1 - 1 + \bar{A}^{(c)} / \bar{A}^*) / S_z^{(c)}
 \end{aligned}
 \tag{18}$$

$$\Omega_{12} = \Omega_{21} = 0$$

$$\Omega_{11} = 1/\omega_1 \quad (19)$$

$$\Omega_{22} = 1/\omega_2$$

$$\omega_1, \omega_2 = 1/2 (2 - J_{zz}^{(c)} \bar{J}_{zz}^* - A^{(c)} / \bar{A}^* + ((A^{(c)} / \bar{A}^* - J_{zz}^{(c)} \bar{J}_{zz}^*)^2 + 4 (S_z^{(c)})^2)^{0,5}) \quad (20)$$

$$R_{12} = R_{21} = 0$$

$$R_{11} = 1 - r_1^*(t, t_0) / E_c(t_0) \quad (21)$$

$$R_{22} = 1 - r_2^*(t, t_0) / E_c(t_0)$$

$$\psi_1^{(M)} = 0$$

$$\psi_2^{(M)} = -M / (E_c(t_0) \bar{J}_{zz}^*)$$

$$\psi_1^{(N, M)} = N_0 / (E_c(t_0) \bar{A}^*) \quad (22)$$

$$\psi_2^{(N, M)} = -M_0 / (E_c(t_0) \bar{J}_{zz}^*)$$

essendo $J_{zz}^{(c)}, S_z^{(c)}, A^{(c)}$ rispettivamente momento d'inerzia e momento statico rispetto all'asse z e l'area della sola sezione di calcestruzzo.

Per quanto riguarda le funzioni di rilassamento ridotte r_1^*, r_2^* , esse si ottengono risolvendo le due equazioni integrali:

$$1 = \int_0^t (1/E_c(t_0)) (1 + (\omega_i / (1 - \omega_i)) (1 + \phi(t, t') E_c(t) / E_c(t'))) (\partial r_i^*(t', t_0) / \partial t') dt' \quad (23)$$

(i=1,2)

oppure, adottando la forma algebrica della legge costitutiva elasto-viscosa proposta in /15/, ricorrendo alle semplici relazioni approssimate:

$$r_i^*(t, t_0) = (1 - \omega_i) (1 - \phi(t, t_0) \omega_i (1 - \chi(t, t_0))) / (1 + \omega_i \phi(t, t_0) \chi(t, t_0)) E_c(t_0) \quad (24)$$

ove con una ulteriore semplificazione può assumersi $\chi(t, t_0) = 0,8$.

Nella fig.3,a,b,c, sono riportate al variare di ω e del coefficiente finale di viscosità $\phi(\infty, 7)$ le funzioni $r^*(t, t_0)$ con $t_0 = 7$ giorni, dedotte dal modello di

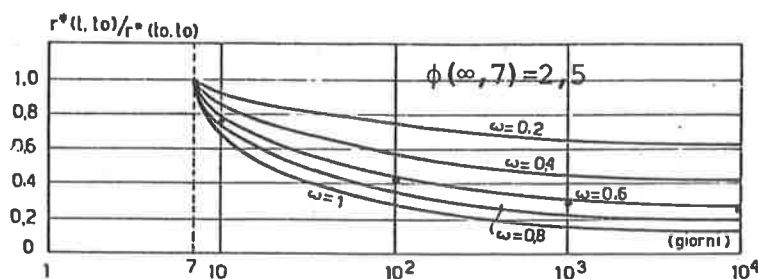


fig.3a

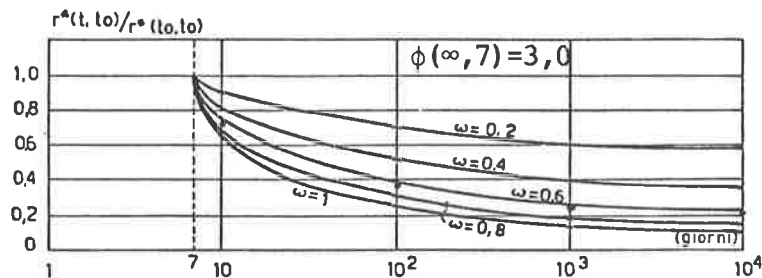


fig.3b

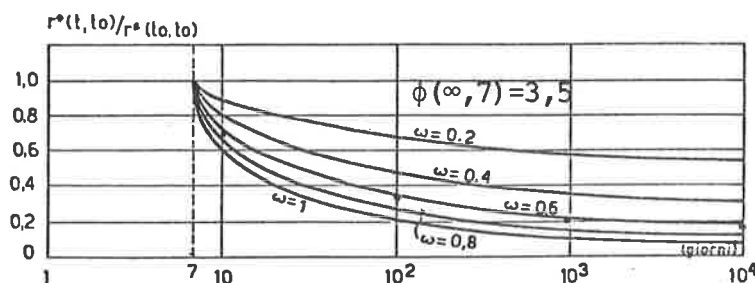


fig.3c

viscosità ACI,/16/. Vi è peraltro da osservare che numerose valutazioni numeriche,/17/,/18/, hanno mostrato che la formulazione approssimata (24) si rivela del tutto valida ai fini pratici, essendo gli errori contenuti in qualche unità per cento. Sulla base di questa considerazione l'analisi basata sulla (17) e sulla (24) può essere adottata con piena affidabilità per la valutazione dello stato di tensione e deformazione a lungo termine delle sezioni parzialmente precomprese nella fase non fessurata.

4) Analisi della sezione fessurata

4.1 Calcolo del momento di fessurazione

La fessurazione delle fibre tese di calcestruzzo ha luogo quando la sollecitazione di flessione raggiunge il valore M_{cr} in corrispondenza al quale si manifesta la rottura della fibra tesa di calcestruzzo più sollecitata. La situazione di crisi di tale fibra può essere individuata in due maniere differenti, dipendenti dal modello di comportamento assunto per descrivere il calcestruzzo teso.

Precisamente, se si fa riferimento ad un comportamento elastico-fragile, la situazione di crisi coincide con il raggiungimento della tensione di rottura per trazione ($-f_{ctu}$) del calcestruzzo, mentre se si adotta una modellazione che tenga

conto della plasticità del calcestruzzo teso, la fessurazione si manifesta allorchè la deformazione di allungamento risulta superiore a quella ultima ($-\epsilon_{ctu}$). Se si adotta il modello elastico-fragile, la situazione di crisi in termini tensionali è rappresentata in fig.4, ove, tenendo conto delle (10), (11), (14), (5), (6), la tensione nel calcestruzzo si scrive:

$$\sigma_c(\xi) = N_o / \bar{A}^* + (M + M_o) (y_z - \xi) / \bar{J}_{zz}^* \quad (25)$$

e la condizione di crisi, posto $e = d_{ps} - y_z$ e tenendo conto della seconda delle (8) fornisce quindi la relazione:

$$f_{ctu} = N_o / \bar{A}^* + (M_{cr} - N_o e) (y_z - h) / \bar{J}_{zz}^* \quad (26)$$

E poichè si ha:

$$\bar{J}_{zz}^* / (y_z - h) = -\bar{W}_i^*, \text{ dalla (26) si ricava:}$$

$$M_{cr} = N_o \bar{W}_i^* / \bar{A}^* + N_o e - f_{ctu} \bar{W}_i^* \quad (27)$$

Ricordando che il rapporto $\bar{W}_i^* / \bar{A}^*$ rappresenta l'eccentricità del punto di nocciolo superiore $\bar{e}_{ns}^*$ rispetto all'asse baricentrico z, per il momento di fessurazione può dedursi l'espressione definitiva:

$$M_{cr} = N_o (\bar{e}_{ns}^* + e) - f_{ctu} \bar{W}_i^* \quad (28)$$

Se si considera la plasticità del calcestruzzo la condizione di crisi è rappresentata in fig.5, ove la deformazione ultima ϵ_{ctu} può essere posta nella forma $\epsilon_{ctu} = \beta \epsilon_{ctu}^o$, essendo ϵ_{ctu}^o l'allungamento a rottura per il calcestruzzo disarmato ($\epsilon_{ctu}^o = 0,15/10^3$) e β un coefficiente maggiore dell'unità che tiene conto della aumentata plasticità del calcestruzzo per la presenza delle armature metalliche. Con armature di piccolo diametro e ben diffuse nella massa di calcestruzzo teso può assumersi $\beta = 2$ raddoppiando così la deformazione del calcestruzzo senza armature. Per quanto riguarda la distribuzione delle tensioni di trazione nella zona tesa di calcestruzzo, essa dipende dalla forma del legame $(\sigma - \epsilon)_c$ utilizzato, tuttavia non si commette grave errore se si adotta una distribuzione costante di

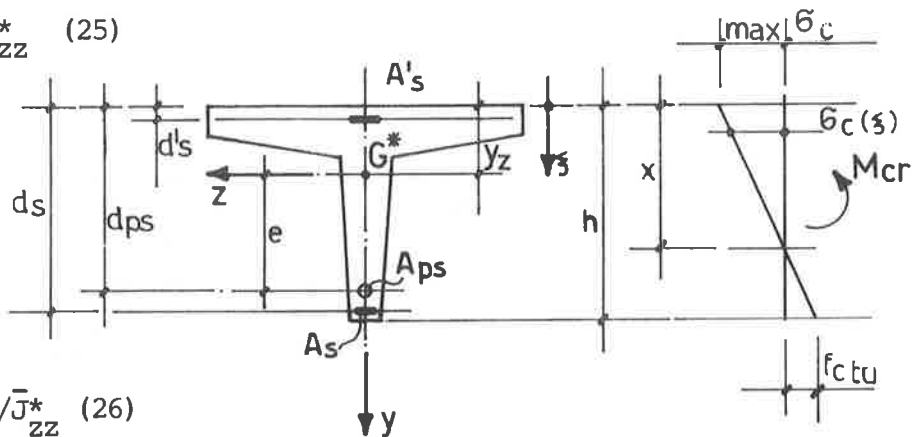


fig.4

Con riferimento alla fig.5, ove l'asse z è ancora baricentrico della intera sezione omogeneizzata a calcestruzzo possono scriversi le relazioni:

E le equazioni di equilibrio forniscono:

avendo posto:

- 67 -

Indicando rispettivamente con S_x^* , J_{xz}^* il momento statico rispetto all'asse x e quello centrifugo rispetto agli assi x e z della sezione formata dal calcestruzzo compresso e dagli acciai di armatura, le (31) assumono la forma:

$$E_c (1/r) S_x^* = N_o + N_c(x) \quad (32)$$

$$E_c (1/r) J_{xz}^* = M_{cr} + M_o + M_c(x)$$

ovvero, ricordando che per la condizione di crisi deve risultare $1/r = -\epsilon_{ctu}/x$, posto $f_{ctu}^* = E_c \epsilon_{ctu}$, le (32) forniscono:

$$x = -S_x^* f_{ctu}^* / (N_o + N_c(x)) \quad (33)$$

$$M_{cr} = -f_{ctu}^* J_{xz}^* / x - M_o - M_c(x)$$

Si osservi che in questo caso, ove per il calcestruzzo non vale più una legge costitutiva lineare la soluzione della prima delle (33) non è più unica e la determinazione dell'asse neutro risulta tanto più laboriosa quanto più è complessa la geometria della sezione. Ad esempio per le sezioni rettangolari si ha:

$$\int_0^{h-x} (h-x-\xi) dA_c = \int_0^{h-x} (h-x-\xi) b d\xi = b(h-x)^2/2 \quad (34)$$

$$N_c(x) = -2bxf_{ctu}/3$$

che sostituite nella prima delle (33) danno luogo alla seguente equazione di secondo grado per la determinazione dell'asse neutro:

$$x^2 b (-2f_{ctu}^* / (3f_{ctu}^*) + 1/2) - x (n_s (A_s' + A_s) + n_{ps} A_{ps} + b h - N_o / f_{ctu}^*) + (n_s (A_s' d'' + A_s d'') + n_{ps} A_{ps} d'' + b h^2 / 2) = 0 \quad (35)$$

4.2 Calcolo delle tensioni e deformazioni sotto azioni di breve durata

L'analisi tensionale in fase fessurata deve essere condotta ipotizzando che il calcestruzzo teso non collabori alla resistenza, come usualmente si ammette per le sezioni in cemento armato ordinario. Viceversa, una valutazione accurata dello stato di deformazione richiederebbe di considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le lesioni. Tale effetto è attualmente ben noto per i tiranti in cemento armato ordinario e i legami sforzi-deformazioni tipici di tali elementi possono essere estesi anche ad elementi inflessi. In presenza di solle-

citazioni di pressoflessione o di coazioni impresse alle armature non sono attualmente disponibili leggi costitutive sufficientemente comprovate per descrivere l'allungamento medio dell'acciaio fra due lesioni contigue, cosicchè è preferibile ricorrere a formulazioni empiriche per il calcolo delle deformazioni, basate sui risultati di prove sperimentali, /19/, /20/. Vi è peraltro da osservare che sotto azioni ripetute il contributo irrigidente del calcestruzzo si riduce sensibilmente già per azioni di tipo istantaneo, mentre sotto azioni di lunga durata tale riduzione è ancor più cospicua poichè l'acciaio teso, sovraccaricandosi nel tempo in conseguenza delle deformazioni differite del calcestruzzo è sottoposto ad una tensione crescente che rende sempre meno influente la presenza del calcestruzzo teso. Per questa ragione, agendo a favore di sicurezza, il calcolo dello stato deformativo può essere ragionevolmente effettuato trascurando il contributo irrigidente del calcestruzzo, rendendo più spedita la trattazione che può essere condotta unitariamente sia per il calcolo dello stato tensionale che di quello deformativo.

A tale scopo, in presenza del momento flettente $M > M_{cr}$, in accordo a quanto indicato in fig.6, valgono le relazioni:

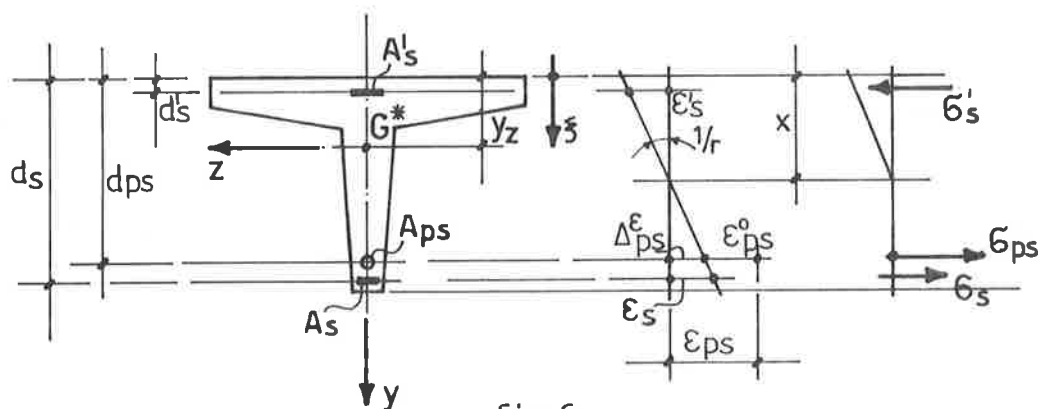


fig.6

$$\epsilon_c(\xi) = (1/r)(x - \xi)$$

$$\epsilon'_s = (1/r)(x - d'_s)$$

$$\epsilon_s = (1/r)(x - d_s)$$

$$\Delta\epsilon_{ps} = (1/r)(x - d_{ps})$$

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_{ps}^o + \Delta\epsilon_{ps}$$

(36)

$$\begin{aligned}
\sigma_c(\xi) &= E_c \varepsilon_c(\xi) & (0 < \xi < x) \\
\sigma'_s &= E_s \varepsilon'_s \\
\sigma_s &= E_s \varepsilon_s \\
\sigma_{ps} &= E_{ps} (\varepsilon_{ps}^0 + \Delta \varepsilon_{ps})
\end{aligned} \tag{37}$$

e le equazioni di equilibrio forniscono:

$$\begin{aligned}
E_c (1/r) S_x^* &= N_o \\
E_c (1/r) J_{xz}^* &= M + M_o
\end{aligned} \tag{38}$$

ove N_o ed M_o sono ancora dati dalle (8) e S_x^*, J_{xz}^* sono il momento statico rispetto all'asse x e quello centrifugo rispetto agli assi x e z della sezione reagente formata dal calcestruzzo compresso e dalle armature il tutto omogeneizzato a calcestruzzo.

Ricordando la (10), dalle (38) si ricava:

$$\begin{aligned}
J_{xz}^* / S_x^* &= \tilde{e} \\
1/r = N_o / (E_c S_x^*) &= (M + M_o) / (E_c \tilde{e} S_x^*)
\end{aligned} \tag{39}$$

Dalle (39) si osserva che la posizione dell'asse neutro dipende dallo stato di sollecitazione, in particolare essa varia al variare di M. Il legame fra il momento (M) e la curvatura (1/r) non è quindi lineare e tende asintoticamente alla retta che rappresenta la relazione (M-1/r) per le sezioni inflesse in cemento armato ordinario.

Infatti, quando M diventa infinitamente grande, dovendo $\tilde{e}$ tendere all'infinito, per la prima delle (39) deve aversi $S_x^* = 0$, ovvero l'asse neutro diviene baricentrico della sezione reagente. In tal caso si ha $J_{xz}^* = J_{xx}^*$ e non si ha più dipendenza della caratteristica geometrica J_{xx}^* dallo stato di sollecitazione.

La seconda delle (38), per $M \rightarrow \infty$ fornisce la relazione:

$$1/r = M / (E_c J_{xx}^*) \tag{40}$$

rappresentante appunto la relazione (M-1/r) per una sezione inflessa in cemento armato.

L'andamento qualitativo dei diagrammi $(M-1/r)$ è riportato in fig.7 al variare di N_0 . Tali diagrammi sono costituiti da un tratto rettilineo per $0 < M < M_{cr}$ la cui pendenza è rappresentata dalla rigidità flessionale $(E_c \bar{J}_{zz}^*)$ della sezione interamente reagente e da un tratto curvo avente asintoto la retta (40), caratterizzata dalla pendenza $(E_c \bar{J}_{xx}^*)$ della sezione inflessa parzializzata.

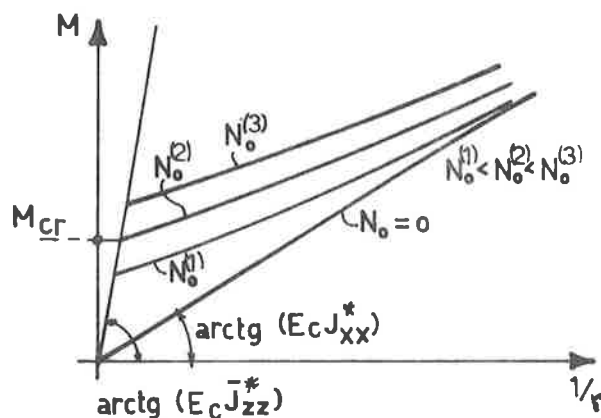


fig.7

4.3 Calcolo delle tensioni e deformazioni sotto azioni di lunga durata

La considerazione delle deformazioni viscosi del calcestruzzo compresso, utilizzando una legge costitutiva viscoelastica di tipo integrale conduce ad una formulazione molto laboriosa del problema e ad un algoritmo risolutivo iterativo di notevole complessità, come mostrato in /21/ relativamente alle sezioni in cemento armato. Nondimeno, le deformazioni viscosi nelle sezioni fessurate hanno effetti molto più contenuti che non in quelle interamente reagenti, cosicché si può, senza commettere errori di pratica importanza, utilizzare la formulazione algebrica della legge di viscosità nelle due forme consigliate dal CEB, facenti capo ai metodi AAEFM(Age Adjusted Effective Modulus Method) ed EMM(Effective Modulus Method). Facendo ricorso a queste trattazioni, il legame sforzi-deformazioni nel calcestruzzo al tempo t , sotto una tensione variabile $\sigma(t)$ si scrive:

$$\sigma_c(t) = E_c'(t, t_0) \varepsilon_c(t) - (E_c'(t, t_0) / E_c''(t, t_0)) \sigma_c(t_0) \quad (41)$$

essendo:

$$\begin{aligned} E_c'(t, t_0) &= E_c(t_0) / (1 + \chi(t, t_0) \phi(t, t_0)) \\ E_c''(t, t_0) &= E_c(t_0) / (\phi(t, t_0) (1 - \chi(t, t_0))) \end{aligned} \quad (42)$$

ove con noto significato dei simboli si è indicato con $\phi(t, t_0)$ il coefficiente di viscosità e con $\chi(t, t_0)$ il coefficiente di correzione del modulo per effetto dell'età del calcestruzzo.

Tale coefficiente ha espressione:

$$\chi(t, t_0) = E(t_0) / (E(t_0) - r(t, t_0)) - 1 / \phi(t, t_0) \quad (43)$$

nel metodo AAEMM,

$$\chi(t, t_0) = 1 \quad (44)$$

nel metodo EMM.

In presenza di deformazioni viscosi la deformazione e la tensione negli acciai, aventi comportamento elastico, crescono nel tempo, mentre crescono le deformazioni nel calcestruzzo compresso e diminuiscono le relative tensioni, cosicchè per ragioni di equilibrio si estende nel tempo la zona compressa di calcestruzzo e l'asse neutro si disloca più in basso. Come è riportato in fig.8, esiste pertanto nella sezione una zona compresa fra le posizioni $x(t_0)$ e $x(t)$ dell'asse neutro al tempo iniziale e a quello generico nella quale le fibre hanno tensioni iniziali nulle e vanno via via caricandosi di tensioni di compressione al progredire dell'asse neutro verso il basso.

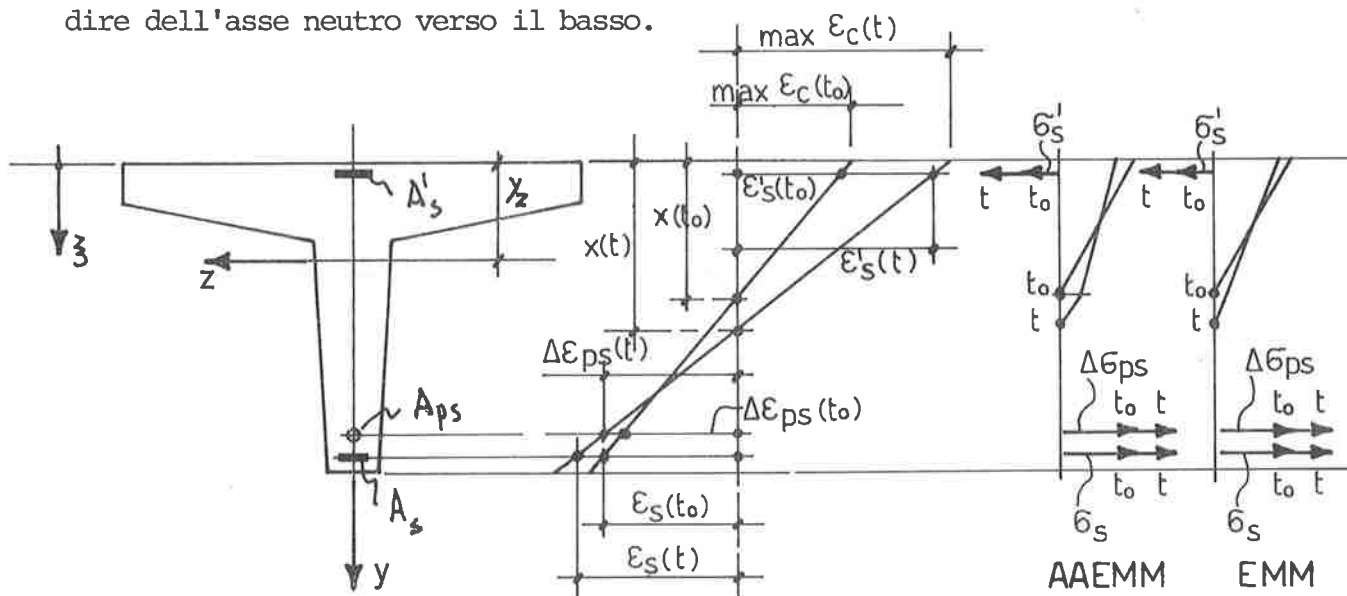


fig.8

Ne consegue che se si utilizza la formulazione del metodo AAEMM l'andamento delle tensioni nel calcestruzzo compresso è bilineare, con pendenza meno accentuata per $\xi \leq x(t_0)$, in quanto in questa zona si ha $\sigma_c(t_0) \neq 0$. Se invece si adotta il metodo EMM l'andamento delle tensioni è lineare poichè si ha $1/E''(t, t_0) = 0$ essendo $\chi(t, t_0) = 1$.

Utilizzando il metodo AAEMM risultano le seguenti relazioni per le tensioni:

$$\sigma_c(t, \xi) = E'_c(t, t_0) (1/r(t)) (x(t) - \xi) - E'_c(t, t_0) \sigma_c(t_0) / E''_c(t, t_0) \quad (0 \leq \xi \leq x(t_0))$$

$$\sigma_c(t, \xi) = E'_c(t, t_0) (1/r(t)) (x(t) - \xi) \quad (x(t_0) \leq \xi \leq x(t))$$

$$\sigma'_s(t) = E_s (1/r(t)) (x(t) - d'_s) \quad (45)$$

$$\sigma_s(t) = E_s (1/r(t)) (x(t) - d_s)$$

$$\sigma_{ps} = E_{ps} (\epsilon_{ps}^0 + (1/r(t)) (x(t) - d_{ps}))$$

Quanto ora scritto ha validità se si trascura la deformazione di ritiro del calcestruzzo. In caso contrario, in virtù di tale deformazione non vi è più coincidenza fra l'asse neutro della deformazione e quello della tensione ed il problema diviene molto più complesso e richiede una procedura risolutiva di tipo iterativo, quale ad esempio quella mostrata in dettaglio in /22/.

Le equazioni di equilibrio si scrivono brevemente:

$$\int_{A_c} \sigma_c dA_c + \sum_s \sigma_s A_s + \sum_{ps} \sigma_{ps} A_{ps} = 0 \quad (46)$$

$$\int_{A_c} \sigma_c (y_z - \xi) dA_c + \sum_s \sigma_s A_s (y_z - d_s) + \sum_{ps} \sigma_{ps} A_{ps} (y_z - d_{ps}) = M$$

ed introducendo in esse le (45) si ottiene:

$$E'_c(t, t_0) S'_x (1/r(t)) = N_o + N_\phi(t, t_0) \quad (47)$$

$$E'_c(t, t_0) J'_{xz} (1/r(t)) = M_o + M_\phi(t, t_0)$$

essendo S'_x, J'_{xz} il momento statico rispetto ad $x(t)$ e quello centrifugo rispetto ad $x(t)$ e z della sezione reagente omogeneizzata con modulo $E'_c(t, t_0)$; N_o, M_o sono ancora dati dalle (8) mentre $N_\phi(t, t_0), M_\phi(t, t_0)$ che rappresentano gli equivalenti statici dello stato di coazione prodotto dalla viscosità hanno espressione:

$$N_\phi(t, t_0) = \int_{x(t_0)}^{x(t)} E'_c(t, t_0) \sigma_c(t_0, \xi) / E''_c(t, t_0) dA_c \quad (48)$$

$$M_\phi(t, t_0) = \int_{x(t_0)}^{x(t)} E'_c(t, t_0) \sigma_c(t_0, \xi) / E''_c(t, t_0) (y_z - \xi) dA_c$$

Posto infine:

$$\tilde{\epsilon} = (M_o + M_\phi(t, t_0)) / (N_o + N_\phi(t, t_0)) \quad (49)$$

per le (47) l'equazione determinatrice dell'asse neutro e della curvatura si scrivono:

$$J'_{xz} / S'_x = \tilde{e} \quad (50)$$

$$(1/r(t)) = (N_o + N_\phi(t, t_o)) / (E'_c(t, t_o) \tilde{e} S'_x)$$

Adottando il metodo EMM, risulta $M_\phi(t, t_o) = N_\phi(t, t_o) = 0$, cosicchè si ha brevemente:

$$J'_{xz} / S'_x = \tilde{e} \quad (51)$$

$$(1/r(t)) = N_o / (E'_c(t, t_o) \tilde{e} S'_x)$$

ove nella prima delle (42), per il calcolo di $E'_c(t, t_o)$ si ponga $\chi=1$.

La determinazione dello stato tensionale e deformazionale a lungo termine può dunque condursi in maniera semplice, utilizzando tecniche risolutive analoghe a quelle impiegate per l'analisi sotto azioni di breve durata. In particolare, se si adotta il metodo AAEMM è sufficiente utilizzare ancora le (39), variando il modulo elastico del calcestruzzo dal valore E_c al valore $E'_c(t, t_o)$ fornito dalla prima delle (42) e risolvere le (39) in presenza oltre che della sollecitazione esterna M di quella di precompressione (N_o, M_o) e della sollecitazione $(N_\phi(t, t_o), M_\phi(t, t_o))$ prodotta dalle deformazioni di origine viscosa. Impiegando il metodo EMM la soluzione può ancora farsi discendere dalle (35), ove si utilizzi il modulo $E'_c(t, t_o)$ calcolato per $\chi=1$ e nello stato di sollecitazione compaia solo la componente esterna M e quella di precompressione (N_o, M_o) .

4.4 Calcolo dell'apertura delle lesioni

La valutazione della spaziatura e dell'ampiezza delle lesioni riveste particolare importanza per le sezioni parzialmente precomprese, in quanto gli acciai da precompressione sono molto sensibili alla corrosione, il che obbliga a mantenere entro limiti piuttosto ristretti i valori di ampiezza di fessurazione che rappresentano la resistenza della sezione nei confronti dello stato limite di fessurazione e a calcolare in maniera affidabile l'apertura delle lesioni che rappresenta la sollecitazione applicata.

A tale scopo, possono essere utilizzate le indicazioni riportate in /5/, opportunamente modificate per tener conto dello stato di coazione impresso alle armature di precompressione.

In particolare l'ampiezza media delle lesioni può essere calcolata mediante la formula:

$$w_{sm} = s_{rm} \varepsilon_{sm} \quad (53)$$

essendo s_{rm} la spaziatura fra le lesioni ed ε_{sm} l'allungamento medio dell'acciaio fra due lesioni contigue. Per s_{rm} può assumersi l'espressione:

$$s_{rm} = 2(c+s/10) + K_1 K_2 \phi / \rho_r \quad (54)$$

essendo c lo spessore di ricoprimento, s la distanza fra le barre di armatura, ϕ il diametro delle stesse, ρ_r il rapporto geometrico di armatura riferito alla area di calcestruzzo direttamente interessata alla fessurazione.

Per le costanti K_1, K_2 si pone:

$K_1 = 0,4$ per armature ad aderenza migliorata,

$K_1 = 0,8$ per barre tonde lisce;

$K_2 = 0,125$ in presenza di diagramma di tensioni di tipo triangolare,

$K_2 = 0,250$ nel caso di trazione pura,

$K_2 = 0,25(\varepsilon_{\max} + \varepsilon_{\min}) / (2\varepsilon_{\max})$ nel caso di trazione eccentrica.

Il calcolo dell'allungamento medio dell'acciaio può farsi mediante la relazione:

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) (1 - \beta_1 \beta_2 \sigma_{s,cr}^2 / \sigma_s^2) \geq 0,4 \sigma_s / E_s \quad (55)$$

essendo $\sigma_{s,cr}$ la tensione nell'acciaio calcolata a sezione parzializzata in corrispondenza al valore M_{cr} del momento di fessurazione, σ_s la analoga in presenza del momento $M > M_{cr}$. In base alla loro definizione le tensioni $\sigma_{s,cr}$ e σ_s si calcolano pertanto mediante la terza delle (37) dopo avere risolto le (39) la prima volta per $M = M_{cr}$ e la seconda per l'assegnato valore di M , ottenendo così il diagramma di fig.9.

I coefficienti β_1 e β_2 che compaiono nella (55) dipendono dal tipo di armatura, (β_1) e dalle modalità di applicazione del carico (β_2). In particolare si pone:

$\beta_1 = 1$ per armature ad alta aderenza

$\beta_1 = 0,5$ per barre tonde lisce

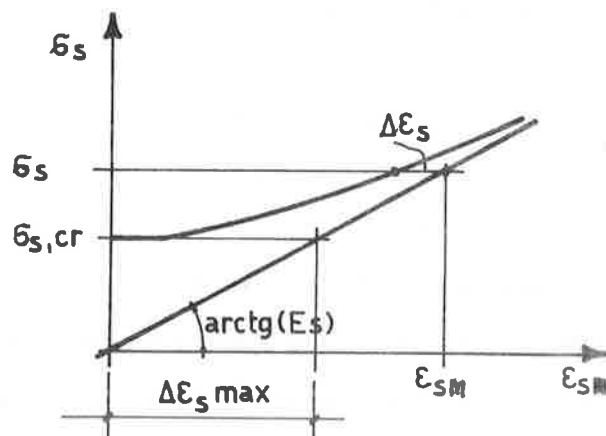


fig.9

Quanto ora detto vale soltanto per l'armatura ordinaria ma può essere applicato in prima approssimazione anche all'armatura di precompressione, sostituendo alle tensioni $\sigma_{s,cr}$ e σ_s gli incrementi di tensione $\Delta\sigma_{s,cr}$ e $\Delta\sigma_s$ che si hanno nella armatura di precompressione nell'ipotesi di sezione parzializzata sotto l'azione dei momenti M_{cr} ed M .

Si deve però osservare che la prevenzione della fessurazione nelle sezioni parzialmente precomprese è affidata da un lato alla coazione impressa alle armature di precompressione e dall'altro alle armature non pretese che, essendo dislocate in genere più in basso, per prime si oppongono al fenomeno fessurativo attraverso il meccanismo descritto dalla legge sforzi deformazioni (55).

Per questa ragione, nelle (55) possono in via cautelativa essere prese in considerazione le sole armature ordinarie.

5) Analisi allo stato limite ultimo per tensioni normali

5.1 Premessa

L'analisi del comportamento allo stato limite ultimo delle sezioni parzialmente precomprese viene condotta con procedure che sostanzialmente non differiscono da quelle adottate per le sezioni in cemento armato ordinario, purchè nel calcolo degli allungamenti dell'armatura di pretensione che si manifestano allo stato limite ultimo si tenga conto della deformazione impressa a tale armatura all'atto di applicazione della precompressione.

Per potere procedere alla misura della sicurezza delle sezioni parzialmente precomprese allo stato limite ultimo per tensioni normali è sufficiente determinare il diagramma di interazione (N,M) e, qualora alla sezione sia applicata la sola sollecitazione di flessione, individuare l'intersezione del diagramma (N,M) con l'asse verticale M, la cui ordinata fornisce il momento ultimo della sezione. Lo stato di deformazione è invece individuabile mediante i diagrammi che correlano il momento M alla curvatura $1/r$ ed alla forza normale N, la cui conoscenza è di fondamentale importanza quando lo stato tensionale dell'elemento strutturale è influenzato dalla sua deformabilità, come avviene per gli elementi snelli.

Attraverso la conoscenza del solo diagramma (M- $1/r$ -N) è infatti possibile in via sufficientemente approssimata procedere all'analisi dello stato limite di elementi snelli isostatici individuandone la capacità portante ultima nonchè

l'entità degli spostamenti e degli incrementi della sollecitazione flessionale, (effetti del secondo ordine) che si manifestano in tale situazione.

Le leggi costitutive da assumere per i materiali sono di tipo non lineare e precisamente, basandosi su quanto esposto in /5/ per il calcestruzzo può assumersi la legge parabolica-rettangolare, per l'acciaio ordinario la legge bilatera e per l'acciaio ad alta resistenza una legge costituita da un primo tratto lineare e successivamente da una curva di V^0 grado nella tensione.

Con i limiti di deformazione indicati nelle fig.10a,b, risultano le seguenti espressioni per i legami costitutivi ed i rispettivi moduli secanti:

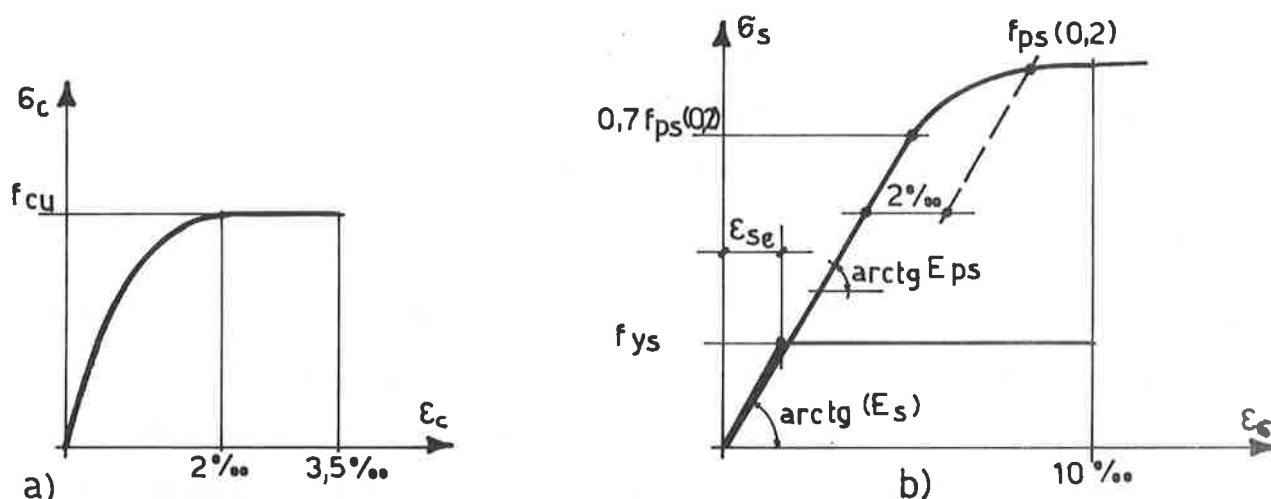


fig.10

- calcestruzzo

$$\sigma_c = f_{cu} \left(\epsilon_c - 250 \epsilon_c^2 \right) 10^3$$

$$E_{sec}^{(c)} = f_{cu} (1 - 250 \epsilon_c) 10^3, \quad 0 \leq \epsilon_c \leq 0,002$$

(56)

$$\sigma_c = f_{cu}$$

$$E_{sec}^{(c)} = f_{cu} / \epsilon_c \quad 0,002 \leq \epsilon_c \leq 0,0035$$

- acciaio ordinario

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s$$

$$E_{sec}^{(s)} = E_s \quad 0 \leq \epsilon_s \leq f_{ys} / E_s$$

(57)

$$\sigma_s = f_{ys}$$

$$E_{sec}^{(s)} = f_{ys} / \epsilon_s \quad f_{ys} / E_s \leq \epsilon_s \leq 0,01$$

- acciaio ad alta resistenza

$$\sigma_{ps} = E_{ps} \epsilon_{ps}$$

$$E_{sec}^{(ps)} = E_{ps}$$

$$0 < \epsilon_s < 0,7 f_{ps}^{(0,2)} / E_{ps} \quad (58)$$

$$\epsilon_{ps} = \sigma_{ps} / E_{ps} + 0,823 (\sigma_{ps} / f_{ps}^{(0,2)} - 0,7)^5$$

$$E_{sec}^{(ps)} = \sigma_{ps} / \epsilon_{ps}$$

$$0,7 f_{ps}^{(0,2)} / E_{ps} < \epsilon_s$$

Si osservi che la legge dell'acciaio ad alta resistenza nella zona curva è di tipo implicito rispetto alla tensione e ciò comporta qualche difficoltà operativa nella valutazione sia della resistenza che della deformabilità allo stato limite ultimo, poichè in genere si fissano le deformazioni e si ricavano le sollecitazioni corrispondenti. Questo fatto richiede l'inversione della (58) che, data la sua forma deve essere condotta per via iterativa.

5.2. Tracciamento dei diagrammi di interazione (N,M)

Con riferimento alla fig.11 ed ai campi di rottura della sezione ivi rappresentati, si individuino con i due parametri ψ_1 e ψ_2 costituenti rispettivamente la deformazione baricentrica della sezione e la sua curvatura, il generico stato di deformazione allo stato limite ultimo, caratterizzato dal passaggio per il punto A o per il punto B di fig.11.

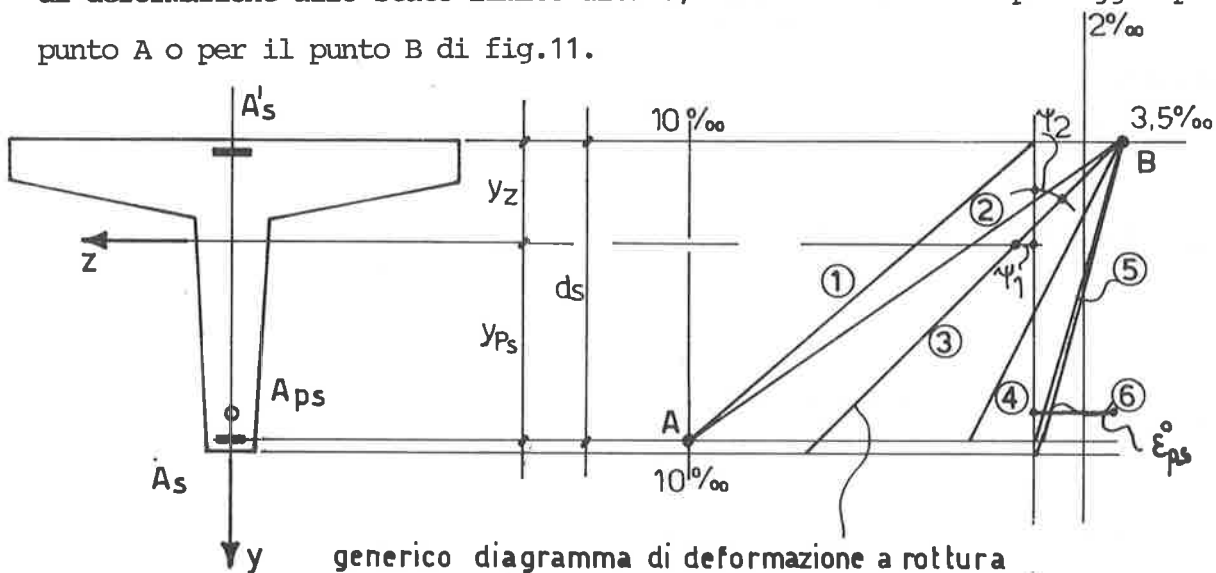


fig.11

Impiegando per le leggi costitutive la formulazione secante possono scriversi le relazioni:

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \psi_1 - \psi_2 Y \\ \sigma_c(y) &= E_{\text{sec}}^{(c)}(\varepsilon_c) \varepsilon_c \\ \sigma_s^{(k)} &= E_{\text{sec}}^{(k)}(\varepsilon_s^{(k)}) \varepsilon_s^{(k)}\end{aligned}\quad (59)$$

e le equazioni di equilibrio assumono la forma:

$$\begin{aligned}\psi_1 \left(\int_{A_c} E_{\text{sec}}^{(c)}(\varepsilon_c) dA_c + \sum_{k=1}^3 E_{\text{sec}}^{(k)}(\varepsilon_s^{(k)}) A_s^{(k)} \right) - \psi_2 \left(\int_{A_c} E_{\text{sec}}^{(c)}(\varepsilon_c) y dA_c + \right. \\ \left. + \sum_{k=1}^3 E_{\text{sec}}^{(k)}(\varepsilon_s^{(k)}) y^{(k)} A_s^{(k)} \right) = N\end{aligned}\quad (60)$$

$$\begin{aligned}-\psi_1 \left(\int_{A_c} E_{\text{sec}}^{(c)}(\varepsilon_c) y dA_c + \sum_{k=1}^3 E_{\text{sec}}^{(k)}(\varepsilon_s^{(k)}) y^{(k)} A_s^{(k)} \right) + \psi_2 \left(\int_{A_c} E_{\text{sec}}^{(c)}(\varepsilon_c) y^2 dA_c + \right. \\ \left. + \sum_{k=1}^3 E_{\text{sec}}^{(k)}(\varepsilon_s^{(k)}) y^{2(k)} A_s^{(k)} \right) = M\end{aligned}$$

ove l'indice k assume i valori 1,2,3 rispettivamente per l'acciaio ordinario compresso, per l'acciaio ordinario teso e per quello ad alta resistenza.

Essendo ψ_1 e ψ_2 assegnati, il primo membro delle (60) in virtù delle (59) contiene grandezze note che permettono di calcolare immediatamente i valori ultimi di N ed M . Le uniche difficoltà pratiche consistono nel calcolo degli integrali a primo membro delle (60) e nell'inversione della legge (58).

Per il calcolo degli integrali può procedersi convenientemente per via numerica o in via approssimata applicando alla zona compressa di calcestruzzo un diagramma rettangolare di tensioni di valore f_{cu} esteso ad una altezza $0,8x$, (ipotesi di stress block rettangolare), mentre per la valutazione di σ_{ps} è necessario risolvere la terza delle (58) per tentativi. Si osservi infine che lo stato di deformazione definito dai parametri ψ_1 e ψ_2 è quello che si manifesta nella sezione quando gli acciai ed il calcestruzzo sono fra loro congruenti. Per tale motivo lo stato di deformazione totale da introdurre nella terza delle (59) per l'acciaio ad alta resistenza ($k=3$) è quello fornito dalla prima delle (59) incrementato della deformazione impressa ε_{ps}^0 .

5.3 Calcolo del momento ultimo M_u

La valutazione del momento ultimo M_u per flessione semplice ($N=0$) deve essere fatta determinando il diagramma di deformazione che ha la caratteristica di passare per uno o entrambi i punti che definiscono le deformazioni ultime dei materiali e che da luogo ad uno stato tensionale a risultante nulla.

Con riferimento alla fig.12 possono pertanto verificarsi le due situazioni di crisi lato acciaio (campo 2) o crisi lato calcestruzzo (campi 3,4).

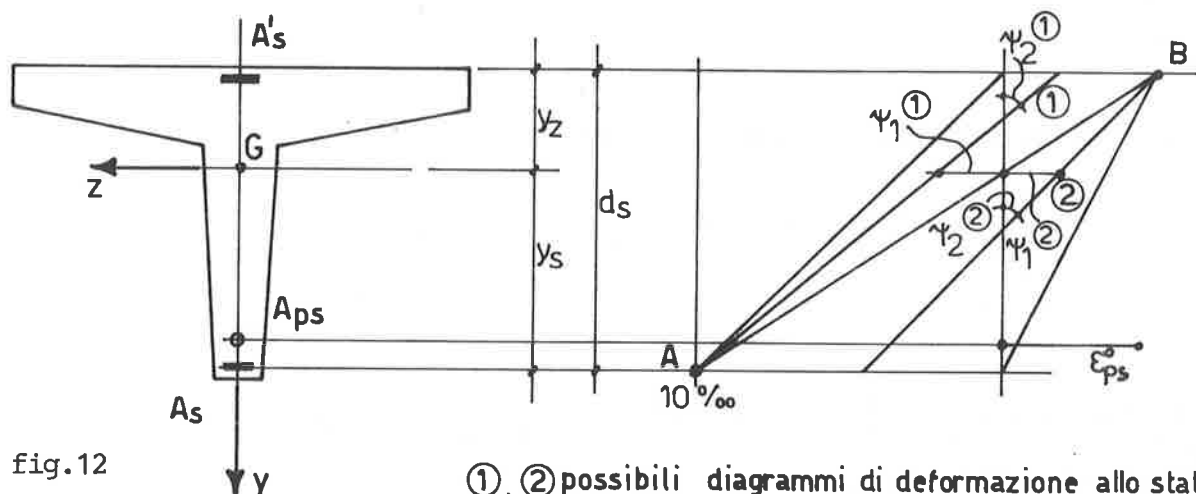


fig.12

①, ② possibili diagrammi di deformazione allo stato ultimo

Nel primo caso, dovendo il diagramma di deformazioni passare per il punto A vale la relazione:

$$\psi_1 - \psi_2 y_s = -0,01 \quad (61)$$

da cui per ψ_2 risulta l'espressione:

$$\psi_2 = (\psi_1 + 0,01) / y_s \quad (62)$$

che deve soddisfare alla disequaglianza:

$$0,01/d_s \leq \psi_2 \leq 0,0135/d_s \quad (63)$$

per l'ammessa ipotesi di essere all'interno del campo 2.

Nel secondo caso, il diagramma di deformazioni passa per il punto B cosicchè si ha:

$$\psi_1 - \psi_2 y_z = 0,0035 \quad (64)$$

ovvero:

$$\psi_2 = (-0,0035 + \psi_1) / y_z \quad (65)$$

con le limitazioni:

$$0,0135/d_s \leq \psi_2 \leq 0,0035/d_s \quad (66)$$

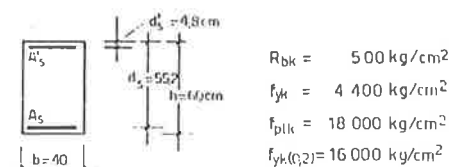
In entrambi i casi, in virtù della (62) o della (65), la curvatura ψ_2 risulta funzione di ψ_1 che può essere determinata iterativamente dalla prima delle (60) scritta per $N=0$. Introdotto il valore trovato di ψ_1 nella seconda delle (60) si ottiene direttamente M_u .

I risultati che si ottengono dalla applicazione sistematica delle (60) sono riportati in fig.13, tratta da /23/, ove sono tracciati i diagrammi di interazione in forma adimensionale a parità di armatura metallica per una sezione rettangolare avente armatura ordinaria oppure ad alta resistenza con differenti livelli di pre-tensione.

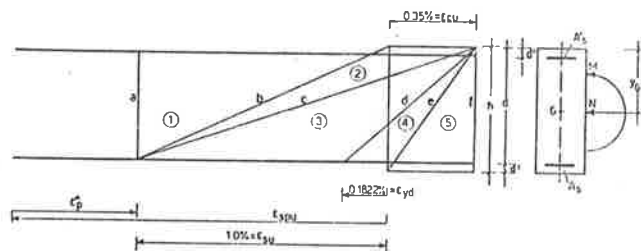
Essendo la resistenza ultima dell'acciaio ad alta resistenza nettamente più elevata di quella dell'acciaio ordinario, le prestazioni della sezione precompressa sono più elevate di quella ad armatura ordinaria in corrispondenza a bassi valori della forza normale, ove nella situazione di crisi l'allungamento dell'acciaio è alquanto elevato.

Viceversa, per alti valori di forza normale, le deformazioni dell'acciaio sono limitate e la precompressione crea un aggravio nello stato di compressione del calcestruzzo rendendo le sezione precompressa meno resistente di quella in cemento armato ordinario.

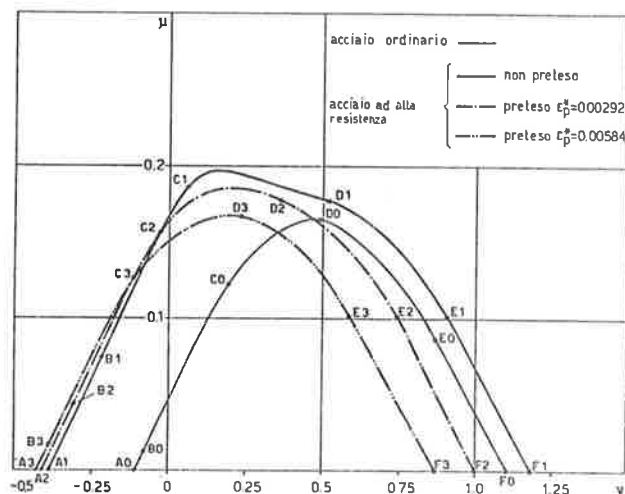
In corrispondenza ad $N=0$ per quantitativi di armatura che interessano nella pratica la crisi avviene sempre con grandi allungamenti dell'acciaio il che rende la sezione precompressa più efficiente di quella ad armatura ordinaria.



Caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale.



Campi di rottura.



Diagrammi di interazione per la sezione di Fig.1 ($A'_s = A_s = 7,35 \text{ cm}^2$).

fig.13

5.4 Tracciamento dei diagrammi M-1/r-N

L'analisi della deformabilità allo stato limite ultimo delle sezioni parzialmente precomprese può farsi ricercando il legame fra il momento (M) e la curvatura (1/r) in presenza di una forza normale N assegnata.

A tale scopo si possono utilizzare ancora le (60), tenendo presente che il valore della forza normale posto a secondo membro della prima delle (60) è a priori prefissato. Si può procedere pertanto secondo quanto mostrato in fig.14, assegnando un valore $\bar{\psi}_2$ alla curvatura e determinando il momento ad esso corrispondente.

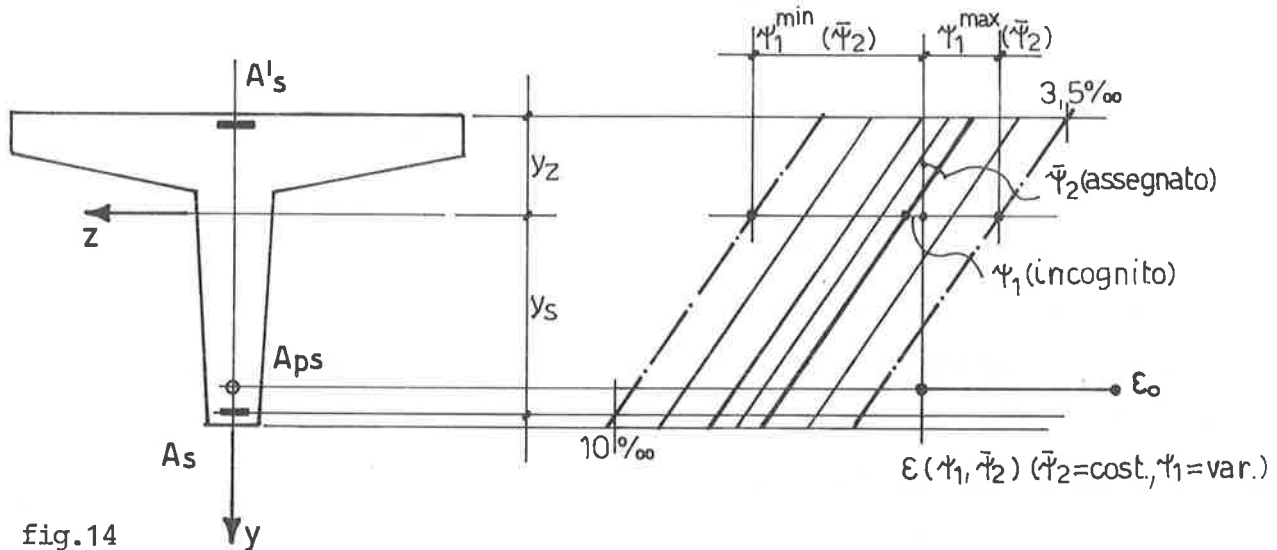


fig.14

A tale scopo si osservi che essendo $\bar{\psi}_2$ noto a priori, la prima delle (60) contiene la sola incognita ψ_1 che può essere determinata iterativamente traslando il diagramma di deformazione parallelamente a se stesso fino a soddisfare tale equazione.

Per il prefissato valore di $\bar{\psi}_2$, il valore dell'incognita ψ_1 va ricercato all'interno dell'intervallo:

$$-0,01 + \bar{\psi}_2 y_{s1} \leq \psi_1 \leq 0,0035 + \bar{\psi}_2 y_z \quad (67)$$

Nella fig.15, /23/, sono riportati alcuni diagrammi per la sezione di fig.13 al variare del tipo di armatura (ordinaria e ad alta resistenza) e dell'entità della precompressione.

Dall'esame dei diagrammi si nota che le sezioni precomprese presentano deformazioni ultime più contenute e risultano pertanto meno duttili di quelle in cemento armato ordinario.

Tale minore duttilità tende peraltro ad annullarsi per alti valori di N e co-

comunque decresce con il diminuire del grado di precompressione.

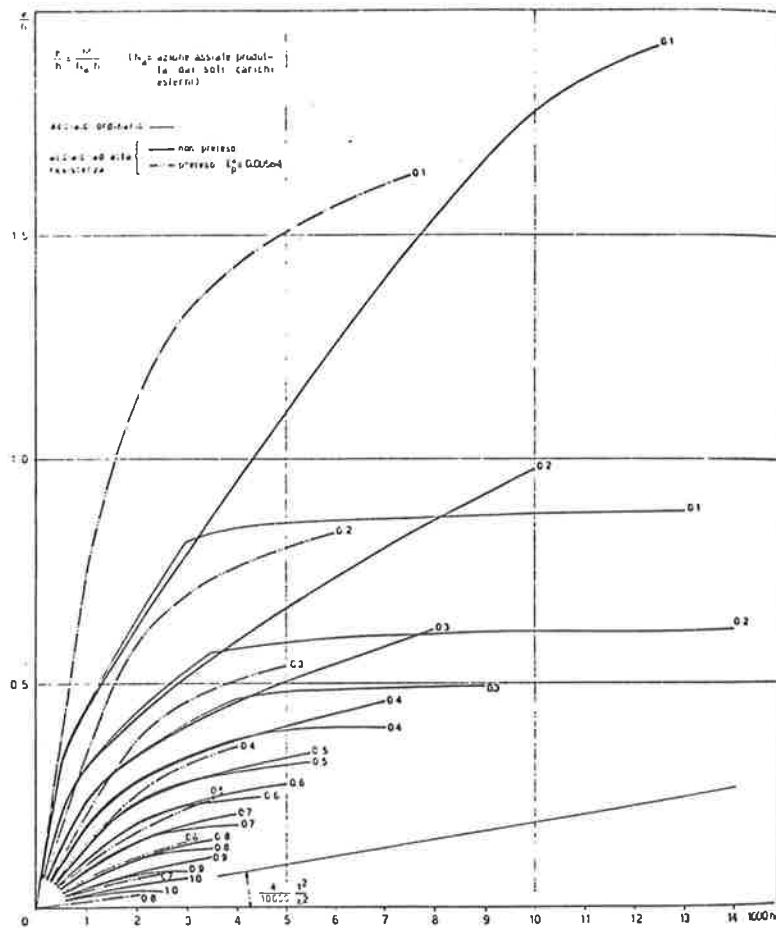


fig.15

I diagrammi $M-1/r-N$ possono impiegarsi per l'analisi allo stato limite di instabilità di elementi snelli precompressi, utilizzando ad esempio il Metodo

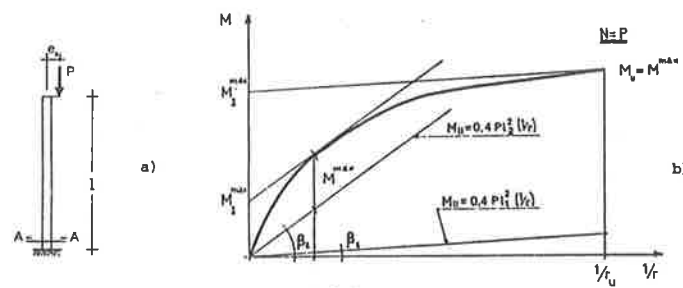


fig.16

della Colonna Modello come mostrato in fig.16.

Possono così tracciarsi i diagrammi di interazione ridotti di fig.17, le cui ordinate rappresentano i massimi momenti di primo ordine che possono essere applicati alla base della colonna.

Anche in questo caso, in presenza di valori bassi della forza normale le presta-

zioni degli elementi precompressi sono più elevate di quelle relative ad elementi

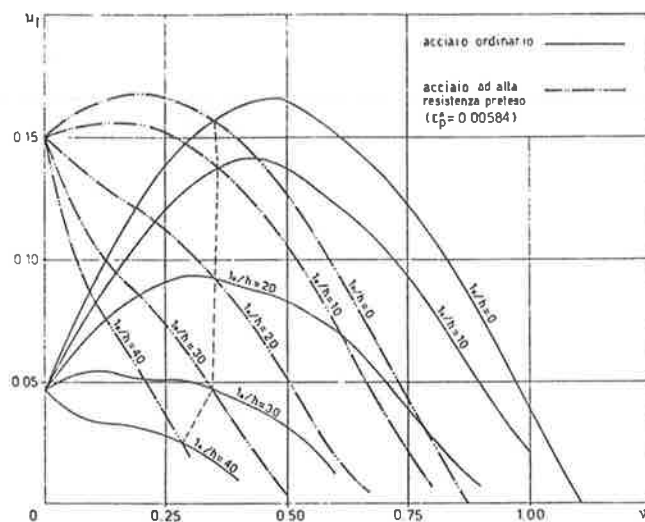


fig.17

con armatura ordinaria.

Queste migliori prestazioni sono peraltro confermate anche dall'analisi dei

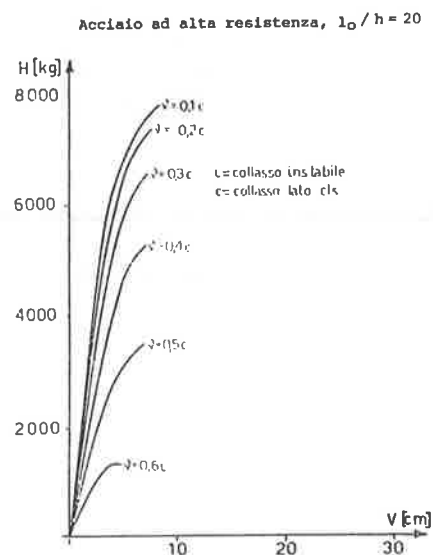
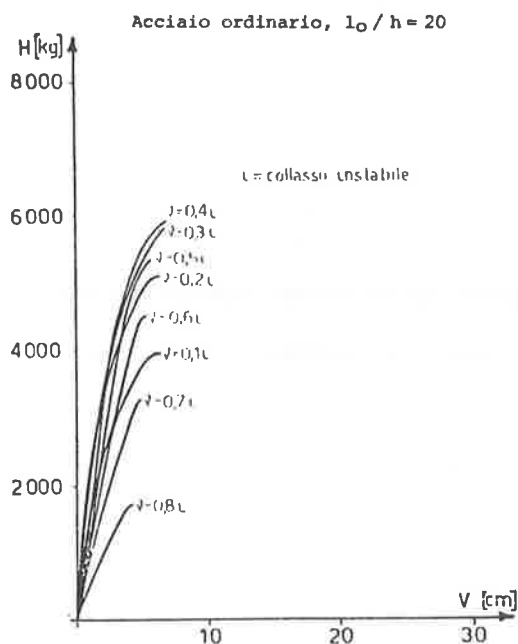


fig.18

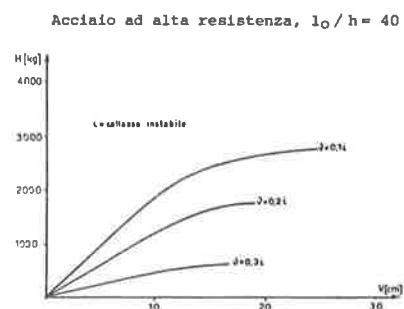
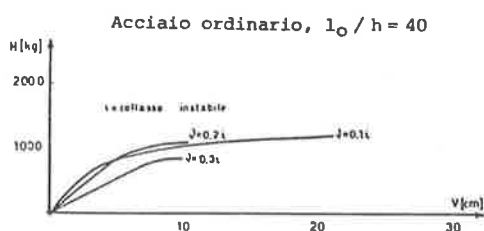


fig.19

diagrammi che forniscono la relazione fra la forza orizzontale H applicata in sommità degli elementi e lo spostamento trasversale v ad essa conseguente al variare della forza normale.

In corrispondenza a due differenti valori di snellezza geometrica tali diagrammi sono riportati nella fig.18 e nella fig.19, entrambe riprese da /23/.

L'effetto vantaggioso della precompressione è in questo caso evidenziato anche dal fatto che per snellezze non troppo elevate la crisi che per elementi ad armatura ordinaria avviene per divergenza dell'equilibrio coincide invece con il raggiungimento della capacità portante ultima della sezione di base per elementi precompressi, attestando una benefica riduzione degli effetti di secondo ordine per questi elementi.

6) Conclusioni

Nella presente memoria si è voluto fornire una visione il più possibile esauriente di quelli che sono i problemi che si incontrano allorchè si debbano effettuare verifiche pratiche sulla affidabilità di strutture parzialmente precomprese sia nella fase di esercizio che allo stato limite ultimo.

Le procedure di analisi seguite hanno condotto a formulazioni unitarie, attraverso le quali nella fase di esercizio in sezione sia non fessurata che fessurata sotto azioni di breve e di lunga durata il problema è ricondotto alla risoluzione di equazioni la cui struttura di base rimane sostanzialmente immutata rendendo le operazioni più facilmente dominabili.

Anche allo stato limite ultimo le formulazioni analitiche atte ad individuare la resistenza o la deformabilità delle sezioni sono fra loro identiche, cambiando solo le tecniche risolutive dalle quali derivano i valori delle incognite che interessano.

Affrontato sotto l'ottica qui affermata la misura della sicurezza delle strutture parzialmente precomprese non richiede un onere computazionale sensibilmente più elevato di quello richiesto per le strutture in cemento armato ordinario o integralmente precomprese e questo fatto, unitamente alla pubblicazione di una normativa che appare ormai improrogabile può contribuire a far sì che si guardi con più interesse e disponibilità operativa a questi tipi di strutture. Certamente molti problemi restano aperti e fra questi, per la loro particolare importanza, si ricordano quelli relativi alla determinazione di affidabili leggi

costitutive per descrivere il comportamento della sezione fessurata sotto la sollecitazione di pressoflessione ed in specie del contributo irrigidente offerto dal calcestruzzo teso, nonché la possibilità di valutare in maniera realistica la ridistribuzione delle sollecitazioni e delle azioni iperstatiche prodotte dalla precompressione in regime non lineare.

Di particolare interesse appare anche l'avanzamento della comprensione degli effetti della precompressione parziale nei riguardi degli elementi snelli, un campo nel quale si possono aprire spunti applicativi di grande rilevanza.

La ricerca su questi problemi e su molti altri che attualmente vede impegnato un gran numero di ricercatori in varie parti del mondo porterà ad una sempre più approfondita conoscenza delle strutture parzialmente precomprese e ad un loro utilizzo sempre più esteso e consapevole nel prossimo futuro.

7) Bibliografia

- /1/ Emperger, F., V., Stahlbeton Mit Vorgespannten Zulagen aus Höherwertigem Stahl, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1939;
- /2/ Abeles, P. W., Fully and Partly Prestressed Reinforced Concrete, ACI Journal Proceedings, Vol. 41, N. 3, Jan. 1945.
- /3/ Abeles, P. W., Partial Prestressing and Possibilities for its Practical Applications, PCI Journal Vol. 4, N. 1, June 1959.
- /4/ FIP/CEB, Recommendations Internationales pour le Calcul et l'Execution des ouvrages en beton, 1970.
- /5/ FIP/CEB, Code Modele pour les Structures en beton, CEB Bulletin d'Information N. 124, 1978.
- /6/ Proceedings of the FIP Symposium, Bucarest, 1980.
- /7/ Cohn, M. Z., Editor, Proceedings of the International Symposium on Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete, Vol. 1, 2, 3, University of Waterloo, Ontario, Canada, July 1983.
- /8/ Proceedings of the Advanced Research Workshop on Partial Prestressing, Sponsored by NATO Scientific Affairs Division, Paris, June 1984.
- /9/ Naaman, A., Siriaksorn, A., Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams, PCI Journal, N. 2, 1979.
- /10/ Thürlimann, B., A case for Partial Prestressing, Structural Concrete Symposium Proceedings, University of Toronto, Canada, May 1971.
- /11/ Cohn, M. Z., Bartlett, M., Nonlinear Flexural Response of Partially Prestressed Concrete Sections, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, Paper N. 168, Oct. 1981.
- /12/ Mola, F., Metodo Generale e Metodo Approssimato per la risoluzione di strutture non omogenee a comportamento elasto-viscoso lineare, Studi e Ricerche, Vol. 1, Italcementi, Bergamo, 1979.
- /13/ Mola, F., Il Metodo delle funzioni di rilassamento ridotte nella risoluzione di strutture elasto-viscose non omogenee a modulo elastico variabile nel tempo, Studi e Ricerche, Vol. 3, Italcementi, Bergamo, 1981.

- /14/Mola,F.,Applicazioni del Metodo delle funzioni di rilassamento ridotte all'analisi di strutture viscoelastiche non omogenee,Studi e Ricerche, Vol.4,Italcementi,Bergamo,1982.
- /15/Bazant,Z.P.,Prediction of Concrete Creep Effects using Age Adjusted Effective Modulus Method, ACI Journal N.4,1972.
- /16/ACI,Committee 209 Prediction of Creep,Shrinkage and Temperature Effects on Concrete Structures,ACI Publication SP27,Detroit,1971.
- /17/Chiorino,M.A.,Koprna,M.,Mola,F.,Napoli,P.,CEB/FIP Manual Structural Effects of Time dependent Behaviour of Concrete,CEB Bulletin d'Information N.142-142 bis,Georgi,St. Saphorin,Suisse,1984.
- /18/Bazant,Z.P.,Najjar,L.T.,Comparison of Approximate Linear Methods for Concrete Creep,ASCE,Struct.Div.,Vol.99,1973.
- /19/Branson,D.E.,Trost,H.,Application of the I Effective Method in Calculating Deflections of Partially Prestressed Members,PCI Journal,N.4,1982.
- /20/Martin,L.D.,A Rational Method for Estimating Camber and Deflections of Precast Prestressed Members,PCI Journal,N.1,1977.
- /21/Gattesco,N.,Mola,F.,Il calcolo delle sezioni fessurate in cemento armato in fase elasto-viscosa lineare,La Prefabbricazione,N.9,Sett.1985.
- /22/Mola,F.,Valutazione dello stato tensionale a lungo termine nelle sezioni in cemento armato integralmente e parzialmente precomprese,Atti delle Giornate AICAP,Riva del Garda,maggio 1985.
- /23/Mola,F.,Malerba,P.G.,Pisani,M.A.,Effetti della precompressione sulla capacità portante di sezioni e di elementi snelli in cemento armato, Studi e Ricerche,Vol.6,Italcementi,Bergamo,1984.

PROBLEMI DI PROGETTAZIONE DELLE SEZIONI PARZIALMENTE PRECOMPRESSE

C. MARIONI

Ingegnere Civile
Libero professionista
Roma

CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

Nel campo delle strutture della più vasta famiglia del cemento armato, le sezioni a precompressione parziale (nel seguito indicheremo per brevità p.parziale) costituiscono senza dubbio l'elemento più complesso ed il terreno di scontro più acceso per gli specialisti del settore.

Quando poi si voglia passare dalle sezioni a p.parziale alle intere strutture a p.parziale si cade nella constatazione quasi banale che in fondo non esistono strutture interamente precomprese nella pratica costruttiva corrente.

In effetti il tentativo di orientare le coazioni impresse artificialmente in maniera da costringere il dominio sollecitante entro il ristretto confine del dominio resistente del calcestruzzo è attualmente risolvibile solo in maniera incompleta.

A titolo di esempio basti osservare le strutture semplicemente appoggiate, precomprese a fili aderenti illustrate in Figg. 1 e 2 o quelle a cavi scorrevoli illustrate in Fig. 3 e 4, per riconoscere come nella vita di una struttura precompressa si possano incontrare stress-paths completamente diversi.

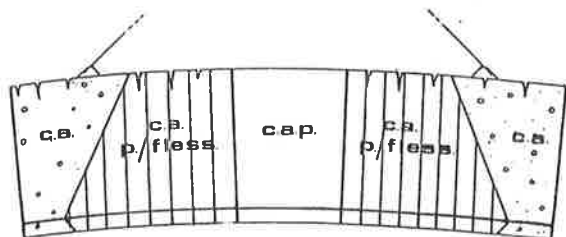


Fig. 1

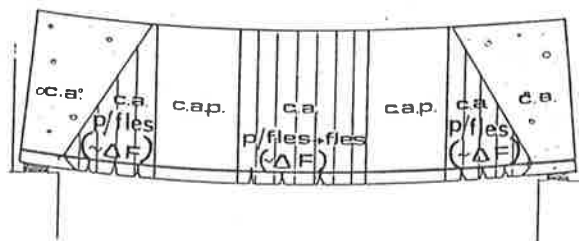


Fig. 2

Zone di stato tensionale per strutture precomprese a fili aderenti

E' evidente che anche con l'adozione di armature di precompressione particolarmente orientate (rettilinee-paraboliche-trasversali), l'esistenza di lesioni in esercizio anche all'interno delle zone definite come precomprese (c.a.p.) può avvenire in ogni caso in corrispondenza delle anime quando le tensioni principali superino la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Non vanno poi dimenticate le sedi di sforzi localizzati, quali le zone di ancoraggio e le zone di appoggio strutturale, nelle quali l'effettiva assenza di lesioni è del tutto impensabile.

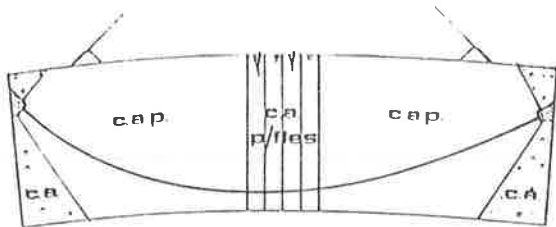


Fig. 3

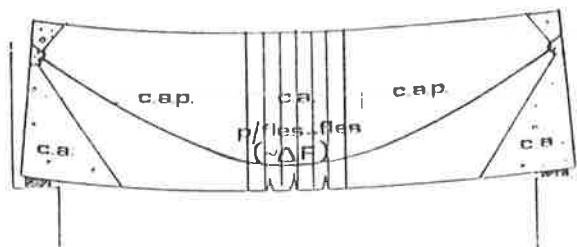


Fig. 4

Zone di stato tensionale per strutture precomprese a cavi scorrevoli

1. L'ASPETTO SCIENTIFICO DEL PROBLEMA

Senza pretendere di abbracciare per intero l'estesa problematica cercheremo di individuare i punti più significativi delle ricerche che interessano la p.p. parziale.

1.1 Resistenza a trazione del calcestruzzo ai lembi della sezione

L'argomento richiede purtroppo un'ulteriore suddivisione, trovandosi a dipendere da diversi effetti per lo più contrastanti, in funzione dell'età del calcestruzzo e del tipo di carichi applicati.

1.1.1 Cenni sulla resistenza a trazione dei calcestruzzi giovani

Nel calcestruzzo giovane è stato rilevato un diffuso stato di microfessurazione dovuto a coazioni naturali sviluppate in maniera eterogenea:

- ritiro e contrazione termica contrastati dall'aumento della resistenza a trazione;
- effetti delle coazioni risultanti a loro volta amplificati dall'aumento del modulo elastico e flemmatizzati dall'insorgere del fluage.

Tale microfessurazione, come è noto, si forma all'interfaccia tra granuli di inerte maggiori e pasta cementizia. Per le strutture precomprese a fili aderenti, comunemente sottoposte a notevoli compressioni iniziali al lembo inferiore allo atto del disarmo si deve pertanto tener conto di una discreta riduzione della resistenza a trazione nel calcestruzzo spesso immaturo.

Oltre a tali fenomeni diffusi nella massa si possono evidenziare macro-lesioni localizzate per ritiro ostacolato dalla cassaforma, ben note ai prefabbricatori e praticamente ineliminabili sulle anime alte di travi a T, in corrispondenza di brusche variazioni di sezione, e ancora in corrispondenza di ampi e sottili solette superiori di elementi nervati (lesioni a spina di pesce).

1.1.2 Esperienze per la determinazione della resistenza a trazione su malte e calcestruzzi adulti

Caricando il calcestruzzo normalmente stagionato di un provino cilindrico ($\varnothing$ 16 cm.) in laboratorio, si ottengono dapprima una serie di cicli semi-elastici, con un completamento spaziale dello stato di microfessurazione attorno ai grani di inerte (Fig. 5); dopodichè la microfessurazione si sviluppa anisotropamente in senso trasversale, dando luogo ad una progressione eccezionalmente rapida delle dilatazioni trasversali (Fig. 6).

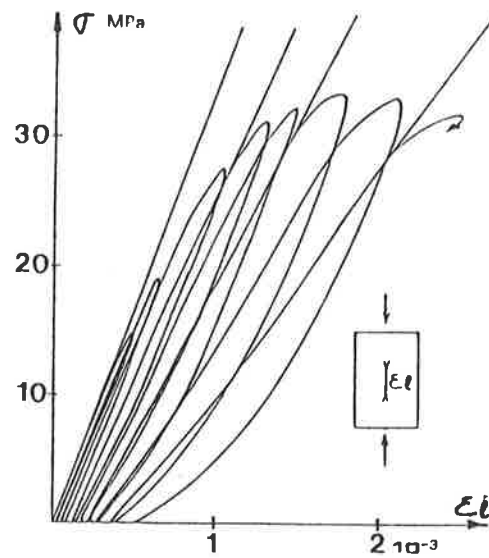


Fig. 5 - Diagramma σ - ε_l per un provino cilindrico di calcestruzzo sottoposto a compressione [1]

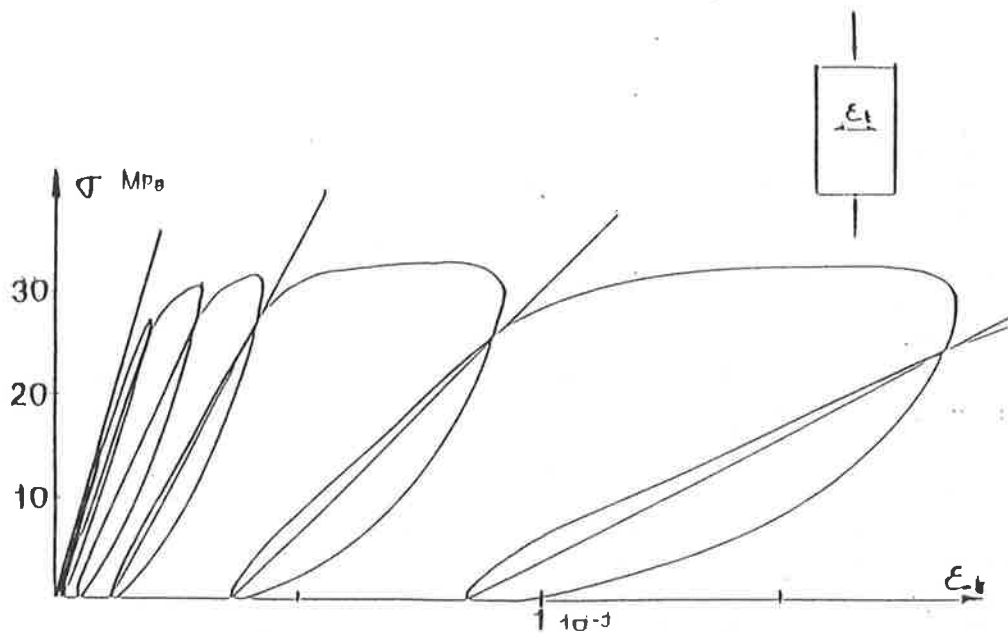


Fig. 6 - Diagramma σ - ε_t per un provino cilindrico di calcestruzzo sottoposto a compressione [1]

Ai fini della precompressione è interessante notare come fino ad una sollecitazione non superiore ai $2/3$ circa della resistenza a trazione del calcestruzzo, l'effetto cerchiante dello stesso sia veramente notevole.

Alcuni autori sono riusciti ad ottenere il diagramma completo della prova a trazione su un provino cilindrico di microcalcestruzzo

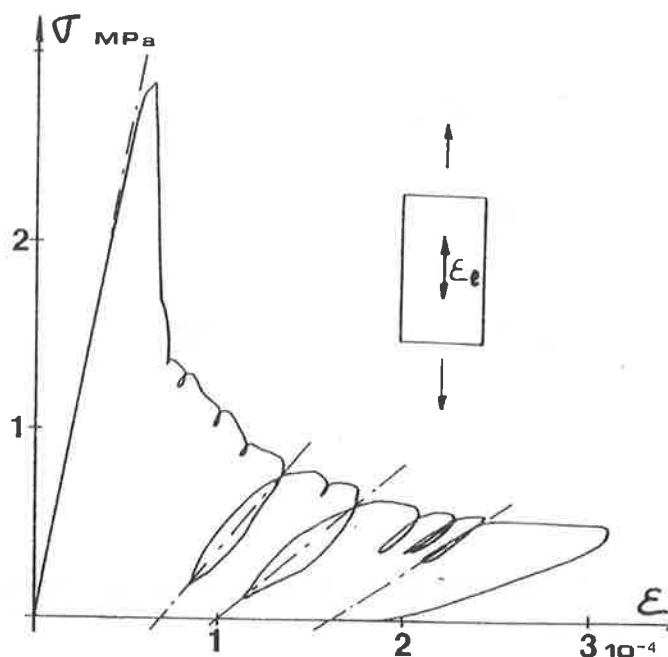


Fig. 7 - Diagramma δ - ϵ di un microcalcestruzzo sottoposto a trazione [2]

Da tale diagramma si rileva la caduta istantanea di resistenza dopo il primo tratto quasi elastico fino a $0,7 \times 10^{-4}$ di ϵ_e (Fig.7).

Ciò sembra confermare l'esperienza costruttiva che affida alla massa di un buon calcestruzzo sia pur giovane sollecitazioni di trazione plafonate a 2-3 N/mm^2 per l'ancoraggio terminale di armature armoniche aderenti ben distribuite, senza l'adozione di particolari accorgimenti.

Se si esamina poi il dominio resistente per sollecitazione biassiale nel caso di dilatazione - contrazione libera del provino di calcestruzzo [3], si può constatare come la sollecitazione di compressione riduca progressivamente la già scarsa resistenza a trazione in senso ortogonale o, che è lo stesso, come la resistenza a compressione precipiti in presenza di trazioni trasversali. Un simile sbilanciamento del dominio resistente del calcestruzzo semplice deve far riflettere bene il progettista sull'opportunità di individuare, con sufficiente intuito il percorso delle effettive isostatiche. Potremmo dire che le bielle compresse di calcestruzzo hanno una spiccata giacitura che il buon progettista deve abituarsi ad individuare e rispettare di colpo.

L'indebolimento di resistenza in senso trasversale del calcestruzzo compresso è stato studiato anche con l'ausilio della meccanica della frattura. La tenacità del materiale in corrispondenza di una fessura precostituita in provini di calcestruzzo precompressi parallelamente alla frattura, durante una serie di esperienze condotte da un gruppo di studiosi del Laboratorio Centrale Francese di Ponti e Strade (LCPC) [4], è risultata risentire sensibilmente del livello di precompressione dei provini.

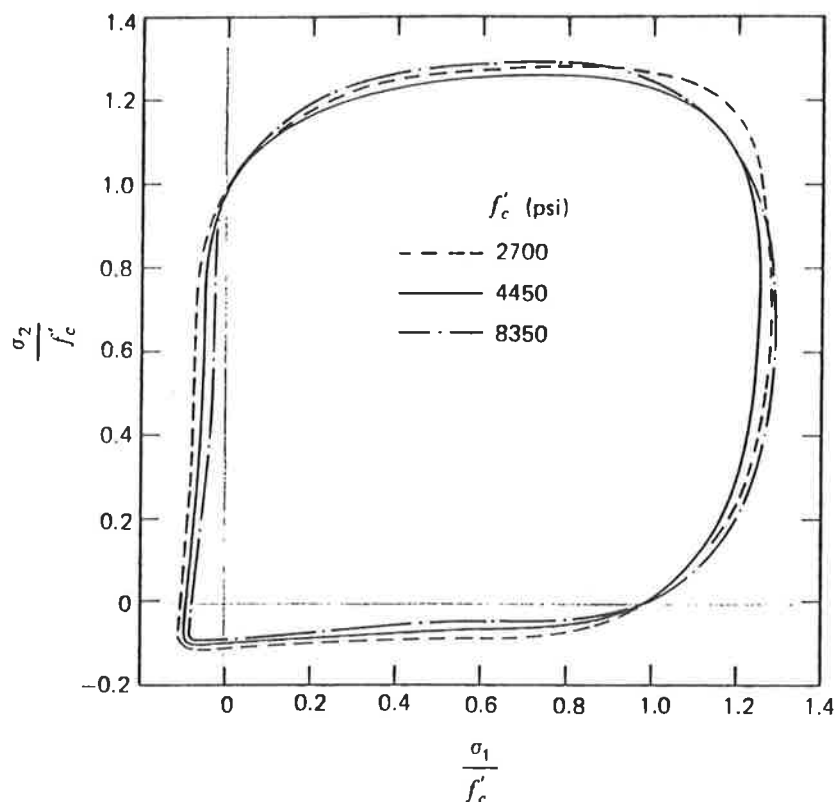


Fig. 8 - Dominio resistente del calcestruzzo per sollecitazione biassiale

Come risulta dalla Fig. 9 si sono impiegati provini di dimensioni notevoli per sottrarsi agli inevitabili effetti di scala dell'intaglio collegati allo stato di implicita microfessurazione preesistente nel calcestruzzo.

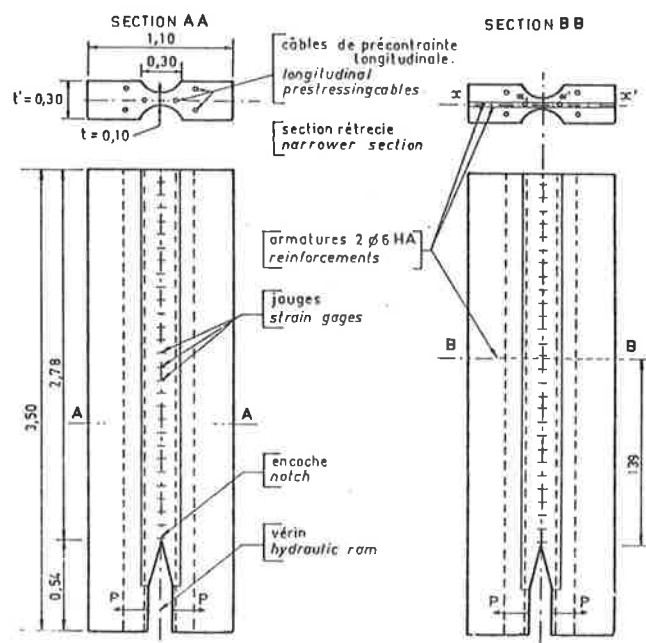


Fig. 9 - Provini di cemento armato delle prove sperimentali eseguite al Laboratorio Centrale Francese di ponti e strade (Figg. 10 e 11)

La fig. 10 mostra il progressivo appiattimento di tenacità per i provini più precompressi in funzione dell'avanzamento della lesione nel provino.

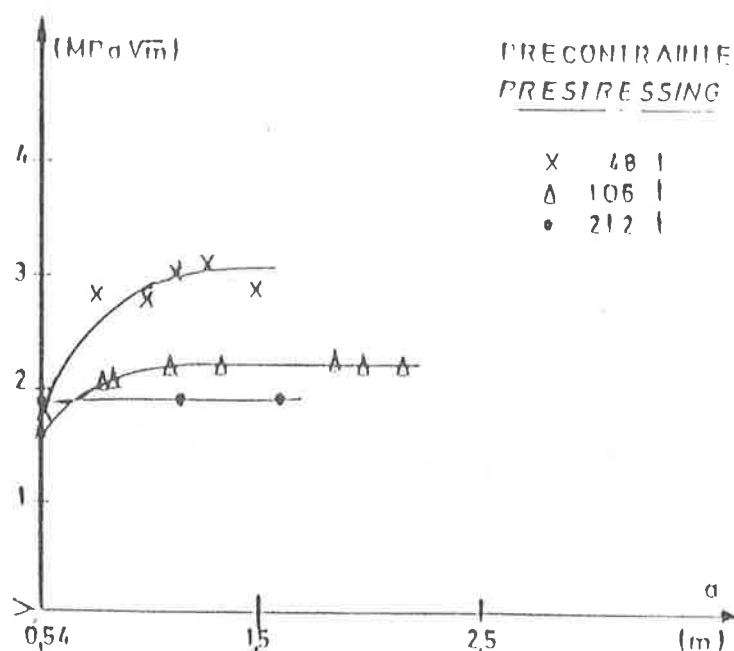


Fig. 10 - Evoluzione della tenacità in funzione dell'avanzamento per diversi livelli di precompressione dei provini di Fig. 9

Anche questo effetto è noto nella pratica costruttiva ed è più volte stato rilevato in strutture sottili precomprese. L'esistenza di una fessura di testata in presenza della zona di ancoraggio di armature aderenti innescava nella zona a valle un fenomeno di collasso a catena per la resistenza cerchiante del calcestruzzo. Superata la zona terminale in cui l'effetto cerchiante opera in assenza di compressioni longitudinali contrastando egregiamente le trazioni dovute all'effetto Hoyer, si ha tutta una zona nella quale la precompressione longitudinale amplifica irrimediabilmente la microfessurazione in maniera isotropa trasversale. Gli stessi studiosi hanno esaminato, sempre alla luce della meccanica lineare elastica della frattura, il caso abbastanza atipico dell'effetto di una barra isolata molto interna, sulla progressione di una frattura ortogonale pre-innescata nei provini.

I risultati sono riportati nella Fig. 11, dove essi compaiono in una versione leggermente corretta rispetto a quella originale per una maggiore aderenza ai valori sperimentali [5].

Il diagramma riporta in ascisse la profondità dal lembo interno della fessura e in ordinate la tenacità alla fessurazione del calcestruzzo.

Secondo gli sperimentatori dello LCPC l'effetto dell'armatura incontrata dalla lesione lungo il suo cammino, è limitato alla zona che si trova a valle della armatura stessa e consiste in un effetto di ricucitura dei lembi alle spalle della lesione.

Un gruppo di ricercatori del Laboratorio INSA di Toulouse [5] ha infine sottoposto sedici lastre quadrate di c.a. a un carico uniformemente ripartito, rilevando sperimentalmente che la percentuale d'armatura non ha alcun influsso sulla soglia di fessurazione. Tali risultati sembrerebbero in contrasto con quanto già rilevato da Cestelli Guidi e Radogna [6] in una ricerca sperimentale condotta su una serie di 5 travi ad I nelle quali la precompressione è stata progressivamente ridotta fino al valore zero per la quinta trave, integrando l'armatura post-tesa

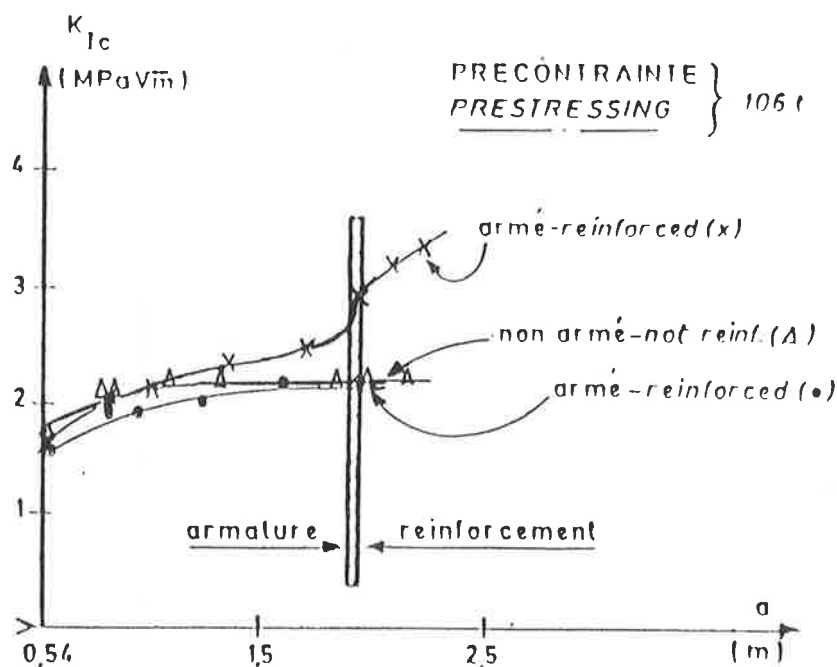
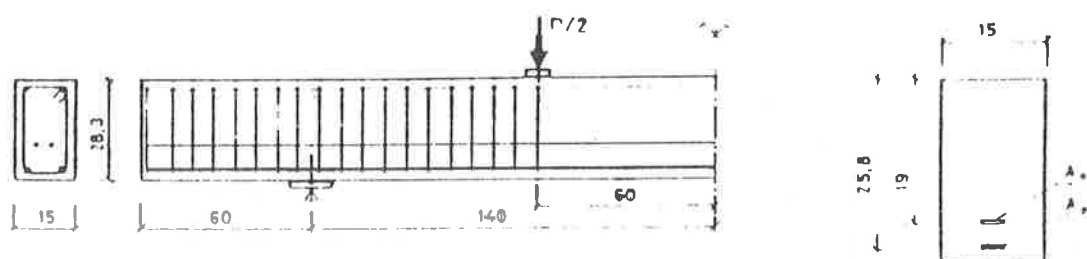


Fig. 11 - Evoluzione della tenacità nei provini di Fig. 9 all'approssimarsi della lesione ad un'armatura passiva

con armatura ordinaria in modo da conservare così immutato il momento a rottura delle cinque travi. Essi hanno ricavato infatti valori della sollecitazione di trazione nel calcestruzzo al lembo inferiore delle cinque travi crescenti da 1,8 a 5,5 N/mm² all'atto della fessurazione individuata con metodi ottici; mentre la sollecitazione di trazione dell'acciaio ordinario situato al lembo inferiore denunciava contemporaneamente un valore intorno ai 100 N/mm² costante per tutte e cinque le travi.

L'effetto di una riduzione della resistenza a trazione del lembo inferiore di travi precomprese è stato recentemente constatato anche da Lorrain et al. [7] in forma assai più modesta su cinque travi rettangolari precomprese a fili aderenti (A,B,C,D,E) nelle quali il rapporto di precompressione, definito come contributo dell'acciaio armonico al momento limite ultimo è stato variato progressivamente da zero a 100% (Fig. 12).

Gli autori fanno notare in effetti come la resistenza del calcestruzzo teso al lembo inferiore delle travi (penultima colonna di Fig. 13) denunciata dai trasduttori in corrispondenza di quella che si rileverà successivamente come la posizione di una lesione, si scosta mediamente poco dal valore teorico di rottura di trazione pura del calcestruzzo, valutata 3,3 N/mm² e pari ad 1/13 di quella a compressione; e che l'apparizione delle lesioni avviene con molto ritardo rispetto al preavviso dato dai trasduttori: a tale proposito si confrontino le ultime 2 colonne della Fig. 13. La rilevazione delle compressioni nell'acciaio ordinario dovute a tutte le azioni sollecitanti a scarico si può ricavare dalla penultima colonna della Fig. 14: il solo ritiro determina nella prima trave una compressione nell'acciaio valutabile intorno 10,0±20,0 N/mm². Le travi sono state provate a 28 giorni dal getto; purtroppo la posizione molto alta dell'acciaio ordinario inferiore ha certamente influito sugli altri risultati della sperimentazione, che pertanto non riportiamo.



Nbr beam	prestressing rate P %	A_a cm ² prestressed reinf.	A_p cm ² ordinary reinf.
A	0	0	5,08
B	40	1,0	3,14
C	60	1,5	2,26
D	80	2,0	1,0
E	100	2,5	0

Fig. 12 - Caratteristiche geometriche ed armature delle travi rettangolari delle prove sperimentali [7] relative alle figg. 13-14-19-20-21-22

Beam P %	Lower fiber stress daN/cm ²	Upper fiber stress daN/cm ²	Ordinary bars stress, daN/cm ²	Prestressing bars stress daN/cm ²
A (0 %)	- 6	+ 2	+ 147	-
B (40 %)	+ 38	+ 6	+ 647	- 11150
C (60 %)	+ 68	+ 5	+ 768	- 11190
D (80 %)	+ 96	+ 4	+ 1110	- 10910
E (100 %)	+ 130	0	-	- 10860

Fig. 13 - Sollecitazioni all'atto della comparsa della prima lesione nelle travi della Fig. 12; valori in N/cm²

Moment daNxm Beam	Actual value	Naked eye determined value	Theoretical value	σ_{br} actual (%)	σ_{br} apparent (%)
A	910	1110	630	39	53
B	1710	2110	1580	39	57
C	2110	2510	2200	29	47
D	2510	2910	2680	25	44
E	3110	3310	3270	25	35

Fig. 14 - Sollecitazioni a scarico delle travi della Fig. 12: valori in daN/cm²

1.1.3 Resistenza a trazione per carichi ripetuti

Il problema della fessurazione ai lembi della sezione per carichi ripetuti investe a sua volta:

- il comportamento dei singoli materiali (calcestruzzo, acciaio armonico, acciaio ordinario) spinto in prossimità o addirittura oltre il campo elastico;
- problemi di interfaccia tra i diversi materiali quali l'aderenza delle diverse armature;
- problemi di ridistribuzione interna degli sforzi calcestruzzo-armature nel tempo.

Si aggiunga che è indispensabile confrontare strutture geometricamente simili e che è altresì indispensabile chiarire bene se si intende adottare come parametro caratteristico del tipo di p.p. parziale più correttamente il valore:

$$K = \frac{M_d}{M_{es}} \quad (= \frac{M \text{ decompressione}}{M \text{ esercizio}});$$

oppure l'altro parametro assai comunemente impiegato e basato sul rapporto armatura armonica/armatura totale, che non elimina l'equivoco dovuto alle varie sfumature di acciaio armonico e neppure quello dovuto alla possibilità di pre-tendere quest'ultimo in maniera diversa.

Le prime esperienze sull'argomento risalgono agli anni Cinquanta e sono dovute ad Abeles, che studiò per le ferrovie inglesi il rifacimento di numerosi cavalcavia tra gli 8 ed i 15 metri di luce, la cui altezza strutturale doveva essere particolarmente contenuta per permettere la sottostante elettrificazione.

Riportiamo per dovere storico la sezione trasversale [8] di un elemento di prova costituito da travetti accostati precompressi a fili aderenti inglobati in un getto di calcestruzzo di classe 350.

Si noti come solo 18 fili armonici su un totale di 30 siano stati tesi, per non creare trazioni eccessive al lembo superiore al momento del rilascio. Sulle numerose esperienze a fatica sia pulsante che alternata, condotte dallo stesso Abeles, va osservato che con ogni probabilità si sono sovrastimate le cadute di tensione sull'acciaio armonico e che, data la tecnica di strumentazione sviluppata a quell'epoca, ci si è riferiti alla rilevazione ottica delle lesioni anziché alla registrazione continua dei segnali trasmessi dai trasduttori situati sulla fibra inferiore, come si usa oggi. La somma di questi due effetti ha con ogni probabilità permesso ad Abeles di affermare all'epoca che l'esisten-

Se si eccettuano i valori registrati per le piastre 3 e 4 prodotte in stabilimento, la resistenza a trazione oscilla intorno ad $1/12$ della resistenza cubica al momento delle prove di carico.

Gli sperimentatori di Monaco hanno riscontrato che per sezioni rettangolari precomprese il salto di tensione nell'acciaio in corrispondenza delle lesioni è di modesta entità, ed ha la tendenza a diventare addirittura negativo in prossimità del carico di decompressione $M_{r,k}$ anche per carichi ripetuti dell'ordine di $10^5 \div 10^6$ cicli..

Tale fenomeno è responsabile della chiusura delle lesioni allo scarico delle strutture in c.a.p., come già teoricamente dimostrato dall'autore della presente nota [10]. Si veda in proposito il terzo diagramma riportato nella Fig. 17, nel quale il salto di elongazione dell'acciaio ordinario $\Delta\epsilon_s$ è riportato in ascissa

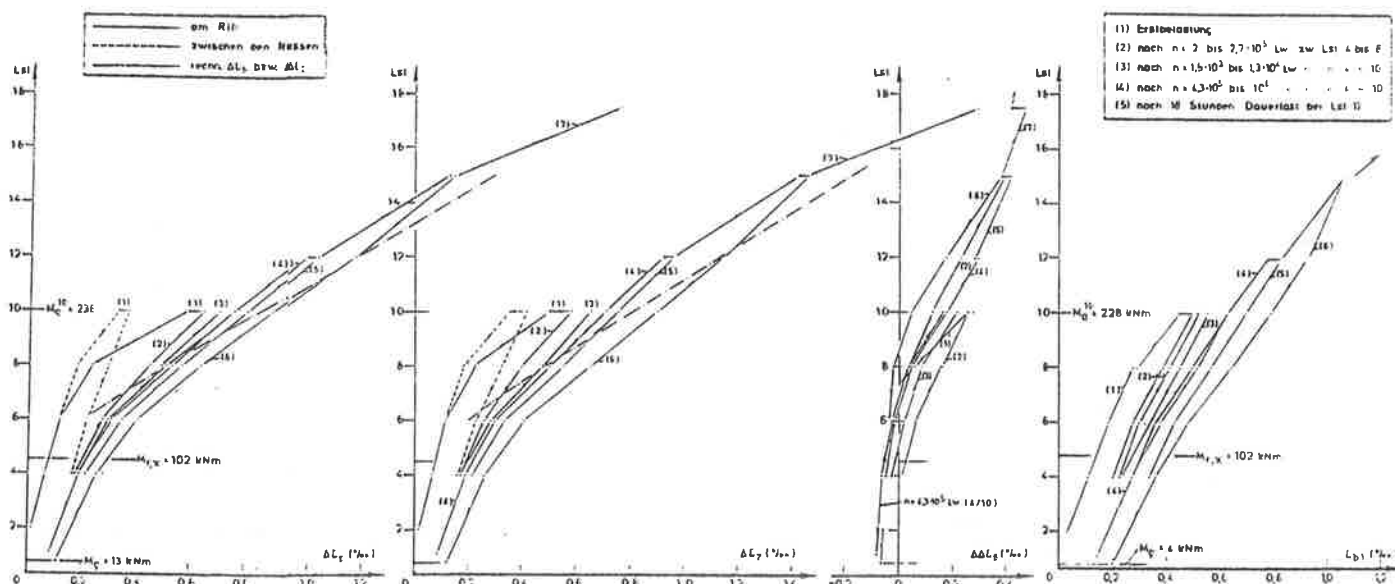


Fig. 17 - Risultati di prove cicliche su piastre post-tese a p.parziale [9] Allungamenti e nell'acciaio ordinario e armonico, salto di elongazione $\Delta\epsilon_s$ nell'acciaio ordinario in corrispondenza delle lesioni e accorciamento ϵ_b al lembo compresso: tutti in funzione dei carichi (5 fasi cicliche)

mentre i carichi compaiono in ordinata.

I vari diagrammi della Fig. 17 riportano nell'ordine da sinistra a destra: l'incremento di allungamento specifico $\Delta\epsilon_s$ nello acciaio ordinario, quello $\Delta\epsilon_z$ nell'armatura post-tesa, il già citato salto di elongazione $\Delta\epsilon_s$ nell'acciaio ordinario, e l'allungamento specifico del calcestruzzo al lembo compresso, tutti in funzione dei cicli di carico riportati nel riquadro di destra in alto.

Si noti come per effetto dell'insorgere della fessurazione (linee a tratti dei primi 2 diagrammi) l'acciaio ordinario subisca un più repentino sovraccarico rispetto all'acciaio armonico post-teso meno aderente (linee continue).

Un confronto tra il primo ed il terzo diagramma è riportato nella Fig. 18 che da' in ascisse il valore misurato dell'incremento $\Delta\sigma_s$ di sollecitazione nell'acciaio ordinario ed in ordinate il già citato salto di sollecitazione tra due lesioni successive.

Si noti come i diagrammi relativi alle 3 piastre considerate tendano a coincidere sull'asse delle ascisse con l'aumentare dei cicli, conservando tuttavia la proporzionalità rispetto ai carichi esterni.

Anche dopo un notevole numero di cicli (vedi il ciclo 4 della Fig. 17) le e-

longazioni degli acciai durante la fase di carico non si scostano molto da quelle del precedente scarico e l'andamento è comunque più rigido di quello della curva a tratto e punto relativo alle elongazioni calcolate nel II stadio.

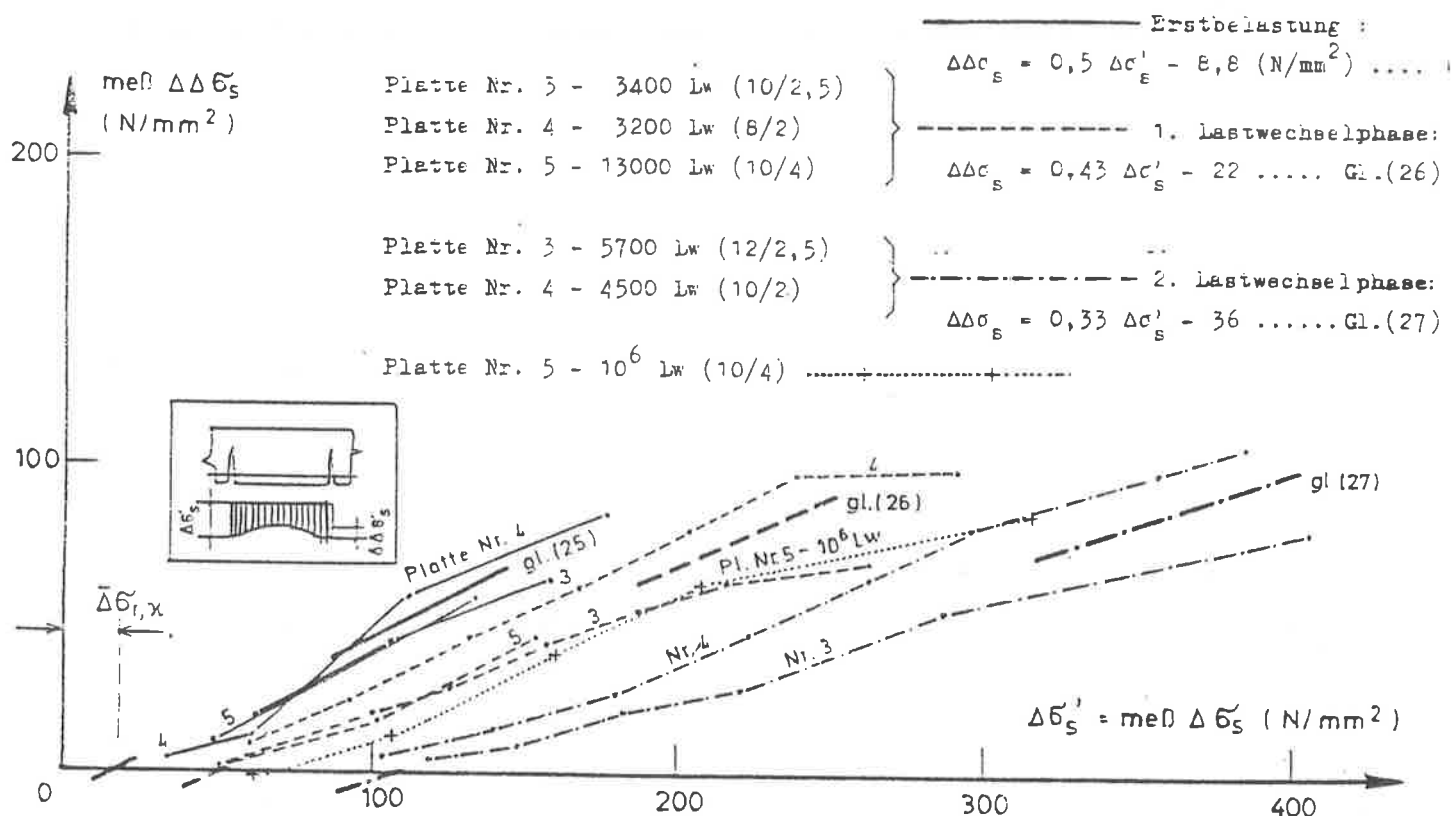


Fig. 18 - Salto di sollecitazione in corrispondenza delle lesioni in funzione della sollecitazione per l'acciaio ordinario [9]

L'ampiezza di oscillazione dei carichi rimane perciò inferiore a quella calcolata e non hanno luogo particolari fenomeni isteretici soprattutto per l'acciaio armonico; mentre per l'acciaio ordinario, l'insorgere di sovratensioni dovute alla ridistribuzione di sforzi conseguenti alla minor aderenza delle armature post-tese ha dato luogo in qualche caso ad un aumento della banda di oscillazione delle sollecitazioni comunque non superiore al 10%.

Tornando ai problemi di progettazione possiamo riassumere le considerazioni precedenti riferendoci ai diagrammi delle Fig. 19-20-21-22 tratti dalle citate esperienze di Lorrain [7] su cinque travi A,B,C,D,E coprenti tutta la fascia dal c.a. al c.a.p. secondo i rapporti di armatura c.a.p./Armatura ordinaria pari a 0-0,4-0,6-0,8-1,0, anche se tali diagrammi riguardano esperienze condotte in regime di sollecitazioni puramente statico.

Da tali diagrammi risulta che l'incremento di rigidezza iniziale dovuto alla precompressione del lembo inferiore di una trave inflessa, è già sensibile per una percentuale di armatura armonica pari al 40% del totale.

Tale effetto scema poi all'aumentare dei cicli ed il tratto di curva inizialmente più che proporzionale di carichi, prende successivamente un andamento di tipo asintotico inclinato sull'orizzontale che tende a confondersi man mano con gli allungamenti specifici ϵ_s calcolati nel II Stadio (v. il primo diagramma della Fig. 17).

All'aumentare della percentuale di armatura armonica aumentano ulteriormente

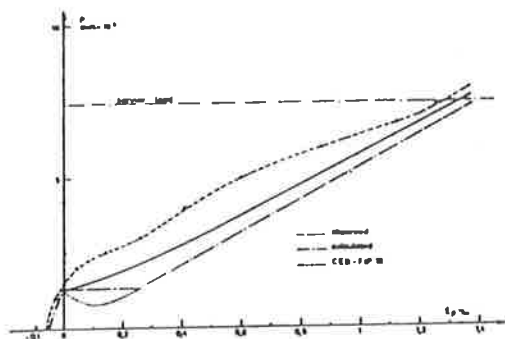


Figure n° 2
beam A

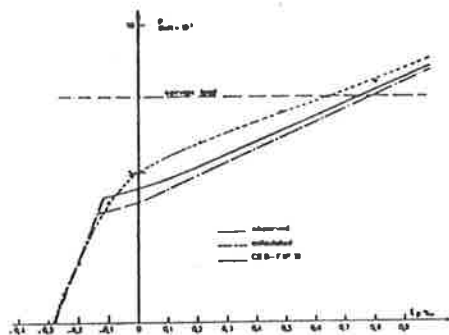


Figure n° 3
beam B

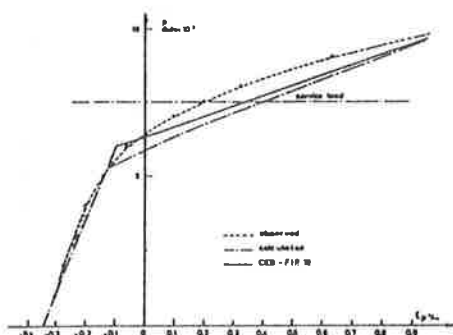


Figure n° 4
beam C

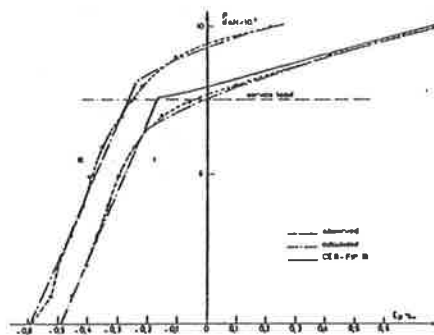


Figure n° 5
beam D and beam E

Figures 2, 3, 4, 5 - Ordinary reinforcement stresses

Fig. 19-20-21-22 - Diagrammi p-ε relativi all'acciaio ordinario delle 5 travi rettangolari di Fig. 12, aventi rapporti di armatura armatura/aderente pari a 0,4-0,6-0,8-1,0 [7] e sottoposte a carichi statici

sia la lunghezza del tratto assai rigido del I Stadio sia la convessità verso l'alto con flessione e asintoto obliquo del II Stadio. Se si vuole mantenere il valore caratteristico di apertura alle lesioni entro i limiti dell'ordine $W_k \approx 0,15$ mm per carichi ripetuti dell'ordine di 1×10^6 , risulta dagli esperimenti di Kupfer non doversi comunque superare una $\Delta\sigma_s$ di calcolo nel II Stadio di 100 N/mm^2 per l'acciaio ordinario al di là dello stato di decompressione effettiva della fibra adiacente di calcestruzzo.

1.2 Resistenza a compressione del calcestruzzo ai lembi della sezione

Nel caso in cui il calcestruzzo non abbia sufficiente resistenza a compressione si può giungere ad una prematura plasticizzazione della zona compressa con conseguente riduzione del braccio della coppia interna resistente ed un sensibile innalzamento delle tensioni nell'acciaio al lembo teso.

1.3 Resistenza del calcestruzzo ai lembi per carichi alterni

Per le strutture in c.a.p. è comunque normale la sottoposizione a cicli alternati di carico nelle prime fasi di vita della struttura come è stato visto nelle Figure 1-2-3-4.

Mentre nel breve periodo lesioni inferiori a 0,2 mm sembra si richiudano quasi sempre (soprattutto se al lembo precompresso, per effetto della già citata riprecompressione della sezione distorta), tale circostanza non si verifica in maniera così chiara al lembo non precompresso (e in ogni caso la riprecompressione non si estenderà al di là del nuovo asse neutro della sezione completata).

1.4 Resistenza del calcestruzzo agli sforzi taglienti

Il già citato sbilanciamento del dominio resistente del calcestruzzo deve sensibilizzare sul fatto che l'adozione del p.parziale si riflette in maniera notevole sul flusso delle isostatiche lungo la struttura. Se limitiamo l'esame al caso semplice della trave appoggiata precompressa a cavi rettilinei inferiori, noteremo che il tracciato ribassato e distanziato degli archi di isostatiche di compressione tipiche del c.a.p. viene sostituito qui da un tracciato spezzato; questa circostanza è dovuta al fatto che mentre nella zona centrale della trave gli archi di isostatiche si scaricano quasi verticalmente sull'acciaio inferiore come avviene nel c.a., arrivate in prossimità delle testate esse tendono a disporsi quasi parallelamente al lembo inferiore della trave che rimane nel I Stadio, assumendo così un tipico andamento spezzato a forma di esse. Tale fenomeno si esalta nel caso della sezione ad I, come è stato già evidenziato da Guyon [11] nell'illustrazione che riportiamo in Fig. 23.

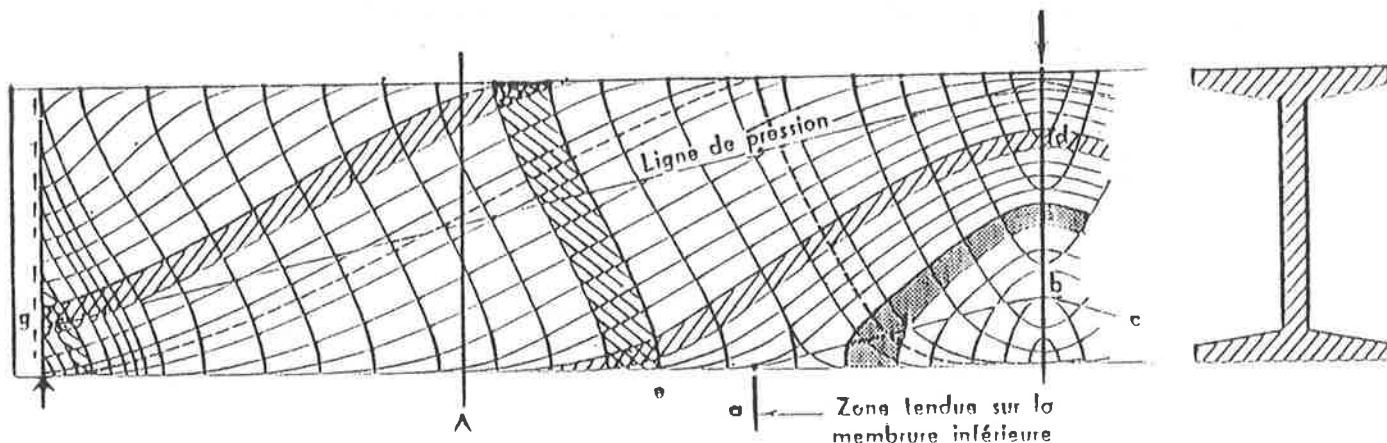


Fig. 23 - Andamento delle isostatiche in trave a doppio T a p.parziale

Tale percorso spezzato dà luogo a quella che i francesi chiamano "poussée au vide" con espressione che richiama subito alla mente l'opportunità di disporre una opportuna staffatura nella zona in questione.

Anche con un adeguato cablaggio di armature armoniche è possibile ovviare almeno in parte a tale anomalia delle isostatiche.

Gli esperimenti condotti da Walraven [12] su 9 travi a T con differenti gradi di precompressione per post-tensione e differenti percentuali di armature sia longitudinali che trasversali, confermano l'esistenza di questo fenomeno meglio illustrato da quadro fessurativo della trave riportata nella Fig. 24, che evidenzia il brusco arresto delle lesioni diagonali in corrispondenza della flangia superiore della trave.

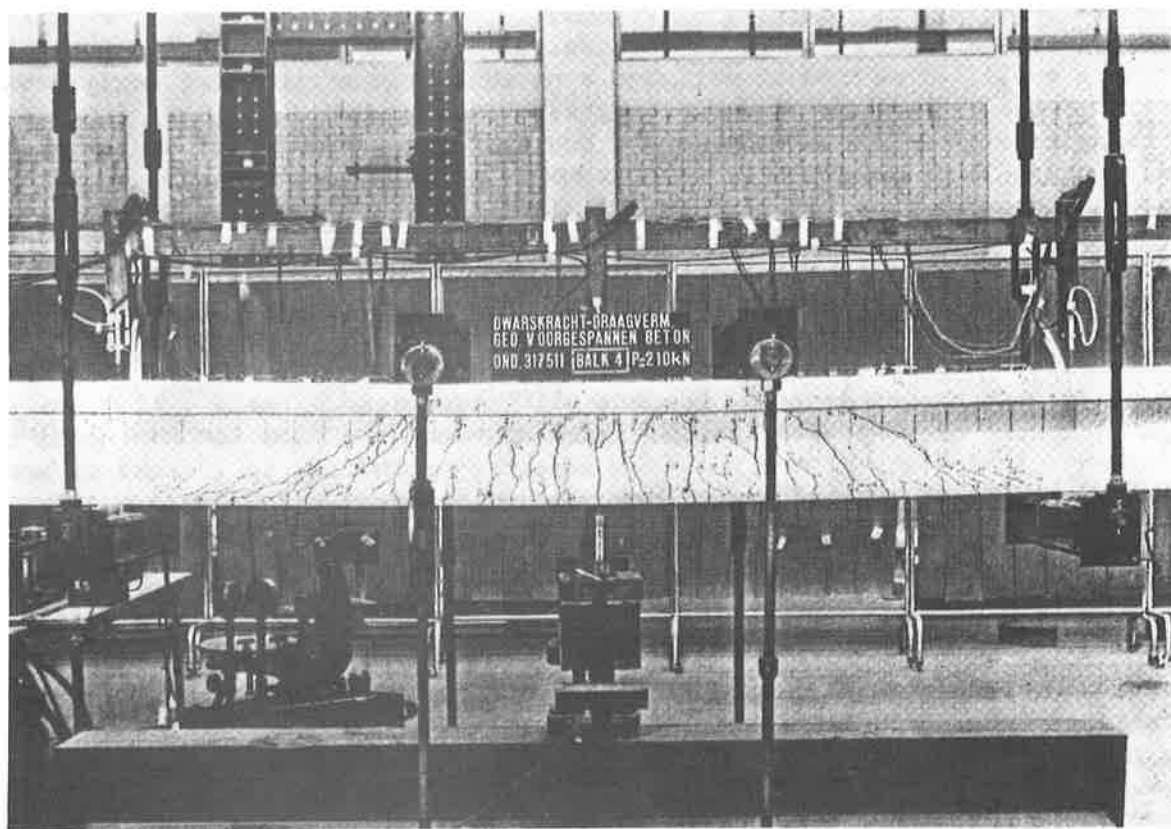


Fig. 24 - Quadro fessurativo di trave a T a p.parziale [12]

Dall'analisi dei risultati sperimentali di tali prove risulta che la fessurazione delle anime di travi p.precomprese, procede secondo tre fasi distinte:

- I Fase: al passaggio dal I al II Stadio l'anima si lesiona lungo la traiettoria delle isostatiche di compressione, Il grado di precompressione eleva in ogni caso il momento di fessurazione dell'anima e tende a verticalizzare le isostatiche di trazione.
- II Fase: si sviluppa una fase di interazione tra lesioni diagonali dell'anima e lesioni al lembo inferiore della trave. All'aumentare dell'armatura trasversale le nuove lesioni tendono a disporsi come nel cemento armato, cioè in ogni caso più verticali. All'aumentare dell'armatura longitudinale invece le nuove lesioni tendono ad appiattirsi come nel c.a.p..
- III Fase: lo snervamento dell'armatura trasversale non introduce modifiche nella inclinazione delle lesioni: la comparsa di questo fenomeno e l'entità delle lesioni non dipendono ormai più dal grado di precompressione originario
- IV Fase: in questa ulteriore fase si sviluppano sia un meccanismo resistente basato sulla riserva di resistenza al taglio della flangia superiore della trave sia una discreta ridistribuzione di sforzi tra le diverse componenti resistenti dell'anima (effetti dowel e interlock).

Lo snervamento dell'armatura longitudinale raggiunto in tutte le travi, ha prodotto la completa parzializzazione dell'anima ed il successivo schiacciamento della flangia superiore in prossimità del carico applicato.

1.5 Comportamento delle sezioni a precompressione parziale sotto carichi di lunga durata

Tutti i fenomeni presi finora in esame possono essere modificati in maniera sensibile dal perdurare dei carichi nel tempo.

Il trasferimento degli sforzi dal calcestruzzo all'acciaio e dagli acciai meno aderenti a quelli più aderenti dà luogo a notevoli ridistribuzioni degli sforzi interni sia al lembo teso che a quello compresso.

E' ben risaputo inoltre che solamente con scarse percentuali di armatura si riesce ad evitare la fessurazione allo scarico di pilastri sottoposti a compressione per lungo tempo. Tale fenomeno dovuto al fluage nel caso delle strutture a precompressione parziale, provoca un passaggio di precompressione dal calcestruzzo all'acciaio ordinario, giocando così in senso molto sfavorevole nel garantire una accettabile soglia di fessurazione dei calcestruzzi assoggettati a compressione preventiva per lungo tempo; tale effetto è aggravato dal concomitante ritiro del calcestruzzo che agisce nello stesso senso del fluage.

Alcuni esperimenti condotti da Bennett all'Università di Leeds [13] su travi a T parzialmente precomprese ($K=0,5$) hanno rivelato che dopo 300 giorni di carico nonostante l'adozione di una notevole armatura ordinaria, le lesioni si sono chiuse solo sotto un residuo sforzo di precompressione pari a $2.N/mm^2$.

Per quanto riguarda la progressione nel tempo del quadro fessurativo, mancano a tutt'oggi sufficienti informazioni per poter tirare conclusioni valide. I parametri in gioco sono parecchi e non è facile isolare semplici leggi d'interazione nel tempo.

Dal punto di vista della progettazione, lo stato limite di decompressione o la scelta addirittura della precompressione integrale dovranno imporsi a seconda dei casi; tenendo conto del fatto che il calcolo delle deformazioni del II Stato come per il c.a. è in generale privo di senso sotto il profilo della lunga durata; dal momento che anche lesioni dell'ordine di $0,10\text{ mm}$ evolvono nel tempo con leggi ancora non ben conosciute, ma con un incremento sensibile dell'apertura delle lesioni, dell'ordine del 100% nell'arco di un anno, a meno di non ridurre ritiro e fluage al lembo superiore a prezzo di un notevole spreco di armatura ordinaria utilizzata in compressione [14].

1.6 Ridistribuzione degli sforzi nel caso di strutture iperstatiche in campo anelastico

L'esame delle leggi costitutive per sezioni rettangolari in c.a./c.a.p./p. parz. riportate nella Fig. 25 consente di apprezzare il diverso grado di pastosità dei 3 sistemi costruttivi adottati. Nel caso di strutture iperstatiche appare evidente che la maggior gradualità nell'assorbimento delle grandi deformazioni delle strutture a p.parziale, rappresenta un punto a favore di queste ultime rispetto al c.a.p. in quei casi nei quali debbano prevedersi inevitabili migrazioni di sforzi lungo le strutture.

E' chiaro che ove si vogliano adottare strutture continue anziché travi semplicemente appoggiate, o telai anziché strutture cernierate, la precompressione parziale consente di assorbire molto meglio condizioni di carico o distorsioni di cui non è ben valutabile l'effettiva entità (dilatazioni termiche, ritiro, fluage) o l'esatta collocazione (cedimenti differenziali, difetti di esecuzione).

Il problema della ridistribuzione degli sforzi di una trave a T precompressa con cablaggio continuo rialzato su tre appoggi è stato studiato da Levi et al., [15] con una simulazione matematica discretizzata, tenendo conto per la prima volta anche delle sovratensioni indotte localmente nei cavi di precompressione, ed assegnando a questi ultimi il ruolo di forza esterna agente sulle sezioni (v. Figura 26).

Il maggior grado di pastosità iniziale delle sezioni d'appoggio rispetto a quella di campata (v. Fig. 27) ha provocato una migrazione dei momenti verso le

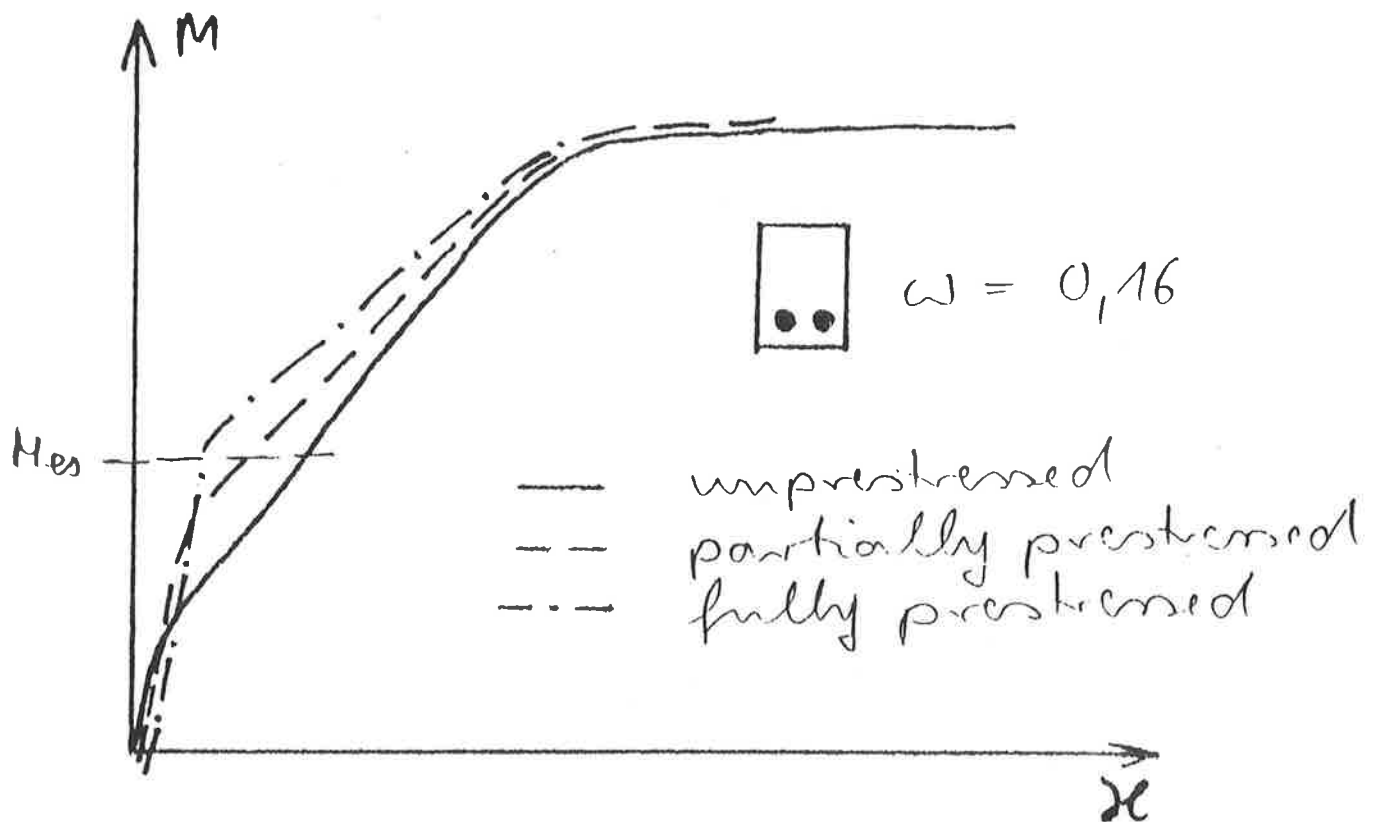


Fig. 25 - Legge costitutiva $M-x$ di travi rettangolari c.a./c.a.p./a p.parziale

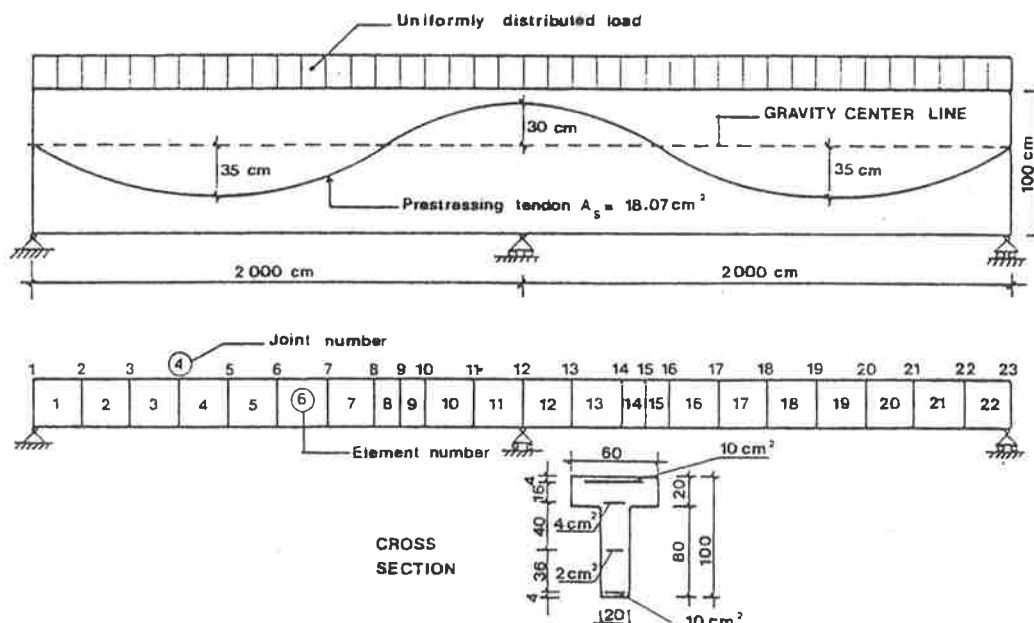


Fig. 26 - Trave continua studiata da Levi et al [15]

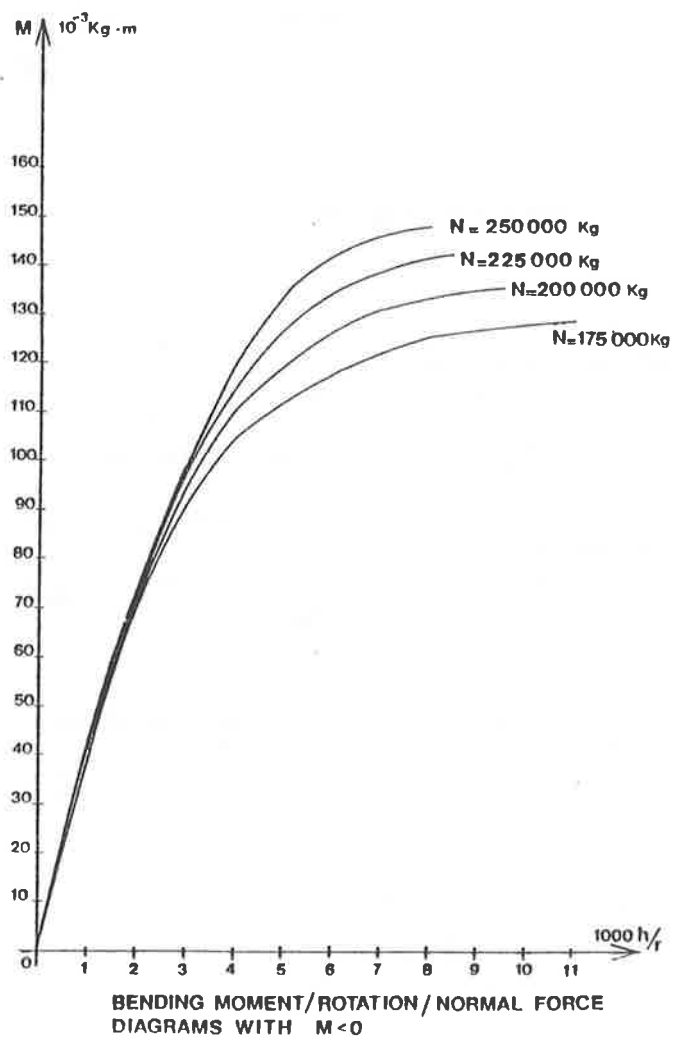
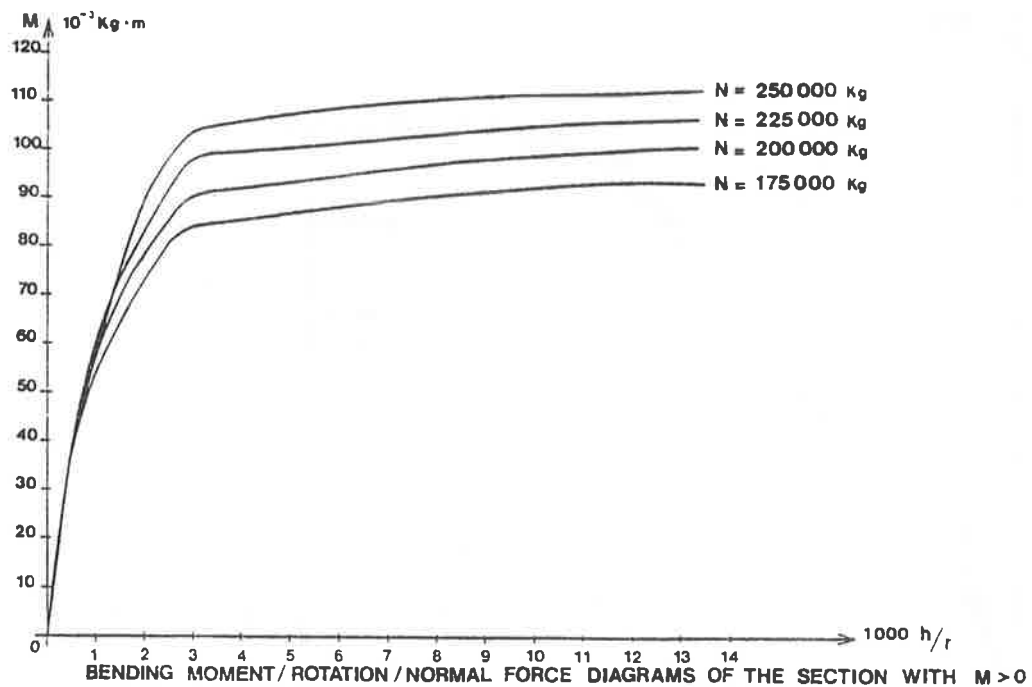


Fig. 27 - Legge costitutiva $M-x$ per le sezioni di mezzeria e di appoggio della trave continua

campate laterali al crescere dei carichi, e più tardi una completa inversione di tale migrazione, non appena raggiunto il ginocchio del diagramma $M-\alpha$ nelle sezioni di campata. Gli autori hanno riscontrato una modesta variazione dell'iperstatica di precompressione (19%) nel caso di carico uniforme ed un livello medio delle sovratensioni lungo il cavo pari al 10%.

Questo discorso, a nostro modesto avviso, merita di essere ampliato prendendo in considerazione diagrammi costitutivi anche meno differenziati e che tengano conto di una maggiore "pastosità" dovuta all'effetto di tension-stiffening nello stadio di transizione dal comportamento elastico del c.a.p. al comportamento finale anelastico già citato in Fig. 2 e 4.

2 L'ASPETTO PROGETTUALE

Dopo aver richiamato i principali aspetti riguardanti il comportamento dei materiali e delle sezioni resistenti caratteristiche della p.parziale, entriamo più concretamente nel campo delle scelte che contraddistinguono il momento della progettazione.

2.1 Regime anelastico flessionale delle sezioni a p. parziale

Ricollegandoci a quanto esposto in una memoria precedente [10] sulla sensibilità alla precompressione di vari tipi di sezione, vogliamo ora riassumere e completare tale studio estendendolo al II Stadio.

Data una sezione a T precompressa al lembo inferiore, il suo comportamento flessionale è descritto sinteticamente da un "diagramma di risposta" che può essere rappresentato dalla parabola di Fig. 28.

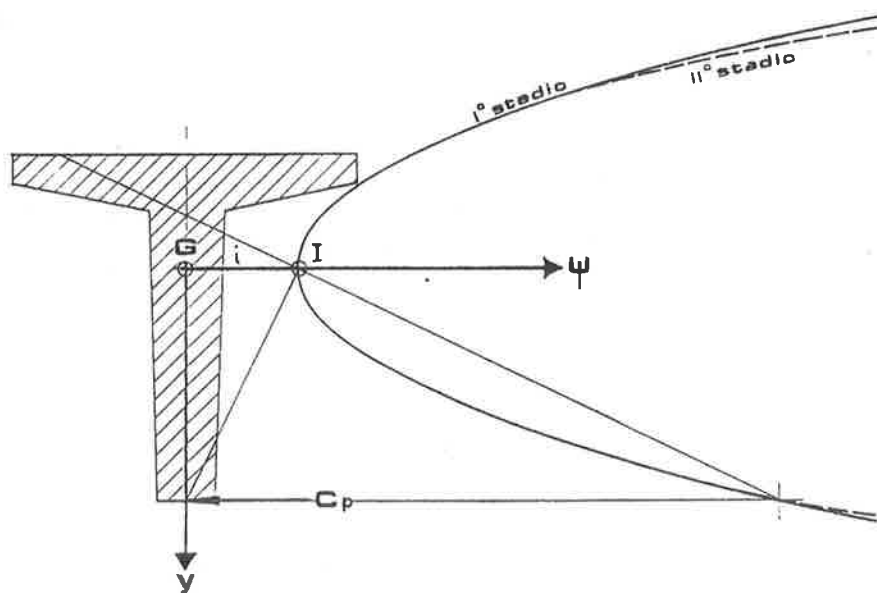


Fig. 28 - Parabola di risposta $\psi(y)$ di una sezione precompressa per Centro di pressione C_p variabile, Baricentro elastico G e Punto giratore I in dividuano il comportamento flessionale della sezione ($i=\sigma_G$)

Nel sistema di assi cartesiani della Fig. 28, la espressione della sensibilità alla precompressione diventa infatti, con i ben noti simboli della presso-

flessione:

$$\psi_i = 1 + \frac{e}{v_i} = 1 + \frac{y^2}{i^2}$$

La parabola, ove si leggano le σ di risposta della sezione nella particolare scala ($\sigma_G=i$), può ottenersi anche come intersezione del diagramma delle σ con la orizzontale condotta per il centro di pressione C_p .

Man mano che la sezione presso-inflessa si parzializza il baricentro si sposta verso l'alto ed il raggio giratore diminuisce fino ad assumere il valore del II Stadio, la sezione comincia a decomprimersi passando gradualmente allo stato di flessione pura. (o)

L'adozione della p.parziale produce una riduzione della σ media e quindi una flemmatizzazione degli effetti di pressoflessione, aumenta in generale il raggio giratore e abbassa il baricentro e con esso la parabola ψ , riducendo così la sensibilità alla precompressione del lembo inferiore; ed ancora essa avvicina il comportamento del II Stadio a quello del I Stadio rendendo più graduale anche il passaggio al III Stadio, cioè allo Stadio delle grandi deformazioni.

Vedremo poi più concretamente che cosa significa tutto questo per il progettista.

2.2 Regime anelastico per gli sforzi di taglio in sezioni a p.parziale

Abbiamo già visto al paragrafo 1.5 che l'adozione della p.parziale, creando una zona centrale della trave a funzionamento misto pressoflessione - flessione, può lasciare scoperta al taglio la porzione di trave situata ai quarti della luce, con vistosi effetti sul percorso delle isostatiche.

Il problema interessa però solo marginalmente le strutture a p.parziale, il cui campo di utilizzo interessa più che altro per la maggiore pastosità di comportamento rispetto alle sezioni in c.a.p. e pertanto si trova indirizzato generalmente verso strutture iperstatiche abbastanza sottili; oppure verso strutture isostatiche soggette a forti sovraccarichi, ma anch'esse abbastanza sottili e quindi più inflesse che tagliate.

Rimane il caso di strutture genericamente tozze nel quale l'adozione della p.parziale risulterebbe praticamente motivata solo in casi eccezionali; a meno di considerare l'adozione della p.parziale da realizzare con armature trasversali post-tese, per assorbire almeno gli effetti dei carichi più frequenti ma non eccezionali. In tal caso l'adozione della p.parziale anziché totale può essere resa necessaria per non indebolire eccessivamente le anime con i cavi post-tesi. Va comunque ricordato che nella III fase citata al precedente paragrafo 1.5, cioè a partire dallo snervamento dell'armatura trasversale, la precompressione non ha più influenza sul quadro fessurativo, ma è efficace solo per la capacità che essa ha di mobilitare la resistenza della flangia compressa: in ogni caso una volta superato il I Stadio l'influsso della precompressione è modesto.

2.3 La praticabilità di soluzioni a p.parziale nell'ambito dell'attuale Normativa

2.3.1 La convenienza economica

Il costo del chilogrammo resistente in generale di acciaio armonico aderente lavorato è circa $1/3.5 \div 1/3$ di quello dell'acciaio nervato lavorato. Tale costo può salire a $1/2$ per il confronto armonico scorrevole/nervato. Non sembrerebbero pertanto sussistere le condizioni più favorevoli all'introduzione della p.parziale.

(o) - Il diagramma di risposta evidenzia la particolare proprietà del baricentro G di essere l'unico punto della sezione a risposta invariante ($\sigma_G = \frac{F}{A}$). Tale invarianza ha un punto di discontinuità per ($y \rightarrow \infty$), corrispondente allo stato flessionale.

2.3.2 Inconvenienti abituali dovuti alla mancata adozione della p.parziale

La scarsa convenienza economica è responsabile del fatto che i progettisti non abbiano in generale sufficiente autorità per indirizzare le committenze verso le soluzioni a p.parziale, sensibilmente più costose della soluzione in c.a.p., anche quando sarebbe opportuno stabilire preventivamente le controfrecce massime delle strutture precomprese compatibili con l'utenza. Senza entrare nel vivo dell'argomento, che è peraltro fonte cospicua di contenzioso legale, vale la pena ricordare a questo proposito l'estrema leggerezza con la quale vengono imposti con irrazionale ed improvida progressione i seguenti vincoli al progettista (degradato sul campo a semplice calcolatore):

- spessore minimo della struttura; sovraccarico massimo; costo minimo.

Spesso il problema non ha molte soluzioni: forse per la scarsità delle variabili indipendenti rimaste...

Nascono così strutture in c.a.p. eccessivamente imbarcate verso l'alto, condannate dall'insipienza degli artefici ad attendere i massimi sovraccarichi a tempo infinito. Iniziano penose e sofisticate manipolazioni sul calcolo delle deformazioni strutturali, vengono consumati nervosamente gli spigoli editoriali della Normativa; alcuni bandiscono il c.a.p. definitivamente dai Capitolati di fornitura.

2.3.3 I casi classici nei quali la scelta della p.parziale è la soluzione più corretta

Se escludiamo i casi particolari nei quali la p.parziale si impone dal punto di vista prettamente tecnologico (v.paragrafo 3), possiamo concludere che essa va adottata quando la riserva di momento elastico da immagazzinare per far fronte ai sovraccarichi esterni, diventa eccessiva rispetto alla inerzia flessionale della struttura. Se ci riferiamo poi al diagramma di risposta della sezione riportato in Fig. 28, possiamo esprimere ciò in maniera ancor più immediata: non deve essere concesso al progettista di sfruttare la risposta della sezione facendo percorrere al centro di pressione tutta la parabola del I Stadio.

Questa conclusione dovrebbe apparire come un accettabile compromesso tra fautori a oltranza del c.a. e del c.a.p., costringendo questi ultimi a riparare nel II Stadio, se costretti all'adozione di altezze strutturali troppo esigue oppure quando tali altezze strutturali sono imposte a loro volta da una fascia di involuppo dei momenti troppo ampia lungo schemi iperstatici.

Possiamo radunare pertanto le motivazioni che impongono la scelta della p.parziale in due soli gruppi:

- motivi riguardanti il sovraccarico
- motivi collegati allo schema iperstatico

2.4 Un esempio tipico di struttura a p.parziale

La precompressione parziale è stata introdotta nelle British Standard fin dal 1959 sia pure limitatamente all'edilizia abitativa, concedendo in esercizio trazioni tra 1.2 e 3.4 N/mm² in funzione della frequenza e della durata dei carichi applicati, della resistenza del cls. e del tipo di precompressione adottata; con la possibilità di un ulteriore incremento delle trazioni di 1.7 N/mm² (e anche di più) in certe particolari condizioni, purchè in condizioni di carico normale il lembo tornasse in compressione, in modo da garantire la chiusura di ogni lesione.

Nel 1958 la precompressione parziale veniva finalmente introdotta per la prima volta in maniera completa nella Normativa svizzera (SIA-Norm 162).

A differenza delle B.S. che facevano riferimento alle trazioni nel calcestruzzo valutate per il I Stadio, le norme svizzere procedevano a limitare le sollecitazioni nell'acciaio armonico e ordinario, calcolate nel II Stadio. La tensione ammissibile nell'acciaio ordinario veniva fissata in 150 N/mm², mentre la sovra-

tensione nell'acciaio armonico veniva limitata a 1/10 della resistenza a trazione (1/20 per i ponti ferroviari),

In una successiva proposta di norma del 1982 si è invece previsto di unificare le sovratensioni ammissibili sia per l'armatura presollecitata che per quella ordinaria in funzione della spaziatura tra le barre aderenti ed in funzione altresì del gradiente del diagramma delle trazioni nel cls.: l'incremento di sollecitazione previsto nelle armature oltre il limite di decompressione oscilla tra 80 e 240 N/mm².

Sulla base di tale ultimo progetto di Normativa è basato l'esempio di progettazione riportato da Bachmann [16].

Trattasi di un ponte stradale a tre luci in continuità, che classificheremmo in Italia di II categoria, avente sezione a pi-greco con controsoletta inferiore sull'appoggio, Fig. 29.

Il rapporto altezza/luce riferito alla campata centrale è 1/22, lo spessore equivalente della struttura è pari a 0,38 metri.

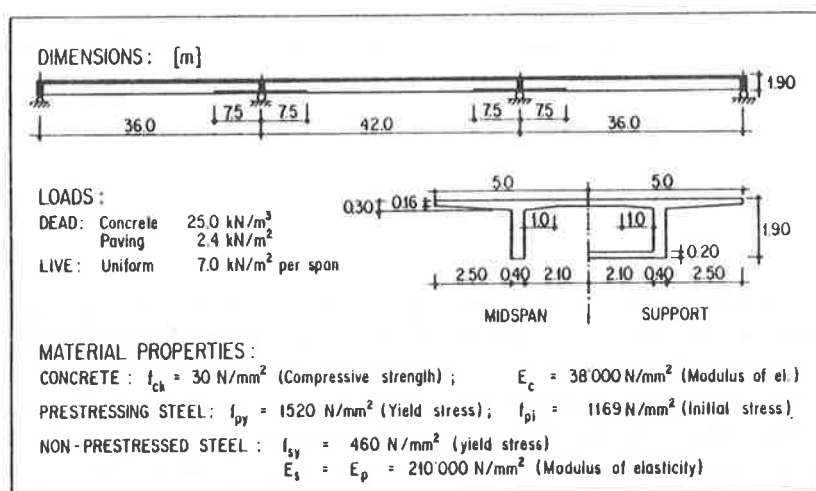


Fig. 29 - Ponte continuo a p.pariale riportato da Bachmann [16]

Il cablaggio previsto è del tipo continuo a cavi post-tesi rialzati sugli appoggi. La Fig. 30 riporta i diagrammi dei momenti per carichi permanenti (D) e carichi d'esercizio (D+L). Come si vede i carichi permanenti danno un contributo pari al 50% dei momenti d'esercizio.

Il diagramma inferiore della Fig. 30 riporta il momento dovuto all'iperstatica di precompressione, che è stato scelto in modo da risultare pari a 0,3+0,5 volte il momento di decompressione sull'appoggio intermedio. Il grado di precompressione K risulta per le tre sezioni caratteristiche:

- $K_A = 0,69$
- $K_B = 0,63$
- $K_C = 0,50$

mentre la copertura del momento dovuto al peso proprio attraverso la precompressione è pari rispettivamente a 1,32-1,08-1,28.

Il quantitativo di acciaio ordinario longitudinale oscilla tra il 50% e il 72% dell'armatura longitudinale totale e la media a tempo infinito è dell'ordine di 2,8+3,5 N/mm². Le tensioni massime d'esercizio nell'armatura ordinaria sono pari a 189 N/mm², le sovratensioni nell'acciaio post-teso dell'ordine di 170 N/mm².

Come si può ben constatare, trattasi di una struttura debolmente precompressa, dotata di una certa snellezza. La forte escursione dei momenti positivi di campata non poteva essere assorbita che con l'adozione della p.pariale.

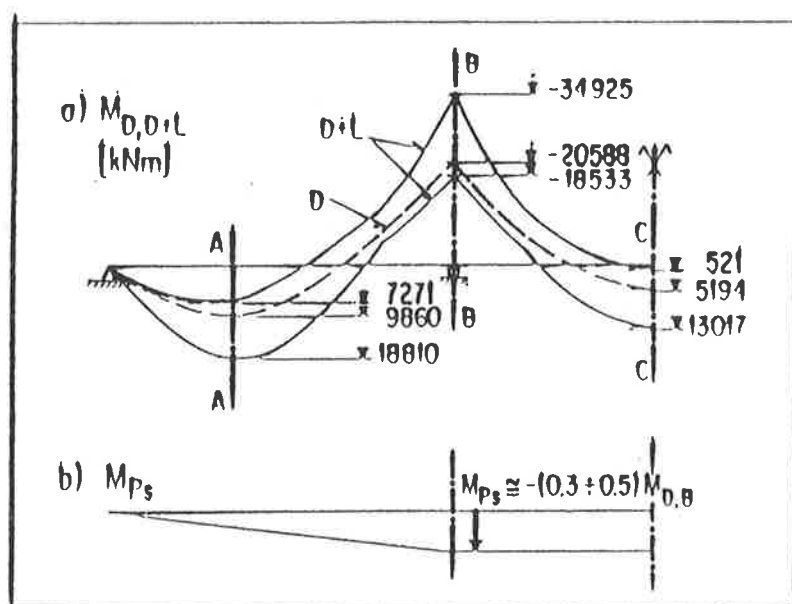


Fig. 30 - Involuppo dei momenti e iperstatica di precompressione del ponte riportato in fig. 29

3. L'ASPETTO TECNOLOGICO

La p.parziale possiede un notevole interesse dal punto di vista strettamente operativo ed ignorarla od ignorarne la presenza può rivelarsi come un indice sicuro di scarsa conoscenza tecnologica da parte del progettista.

3.1 Casi nei quali la p.parziale non è stata prevista dal progettista

Questo aspetto non può essere sottovalutato ed è, come già si è visto, concomitante alla precompressione quando questa, sia per difetto di progettazione, che per impossibilità tecnologica, non riesce ad orientare in ogni punto della struttura il dominio resistente del calcestruzzo nel senso più favorevole. Citiamo il caso dei ponti costruiti in avanzamento nei quali l'inclinazione delle isostatiche di compressione sull'orizzontale nelle anime si è rivelato più vicino a 45° anziché ai 30° teorici delle strutture in c.a.p.

Il caso della Fig. 31 è pure significativo di struttura nella quale sono stati sottovalutati i tagli effettivi, probabilmente dovuti a ΔT termici o a cedimenti differenziali delle pile [17].

In questo caso, cioè quello delle così dette "stampelle" di grandi travi a cassone post-tese, bisognerebbe tener anche conto del già citato "flesso" delle isostatiche di compressione nelle anime in prossimità della controsoletta del cassone.

Sarebbe forse stato meglio adottare una struttura leggermente più snella, rinunciando alla precompressione integrale dei lembi, e preoccupandosi maggiormente di conservare nel I Stadio le nervature del cassone.

Un caso particolarmente grave di decompressione è rappresentato nella Fig. 32 [17]: anch'esso relativo a grandi strutture a cassone.

Abbiamo voluto citare questi due casi, perchè hanno in comune una caratteristica non trascurabile: il passaggio delle nervature d'anima al II Stadio provoca non solo una ridistribuzione di sforzi taglianti e pertanto di momenti lungo la struttura, ma può modificare profondamente e addirittura rendere labile lo schema statico dell'insieme strutturale.

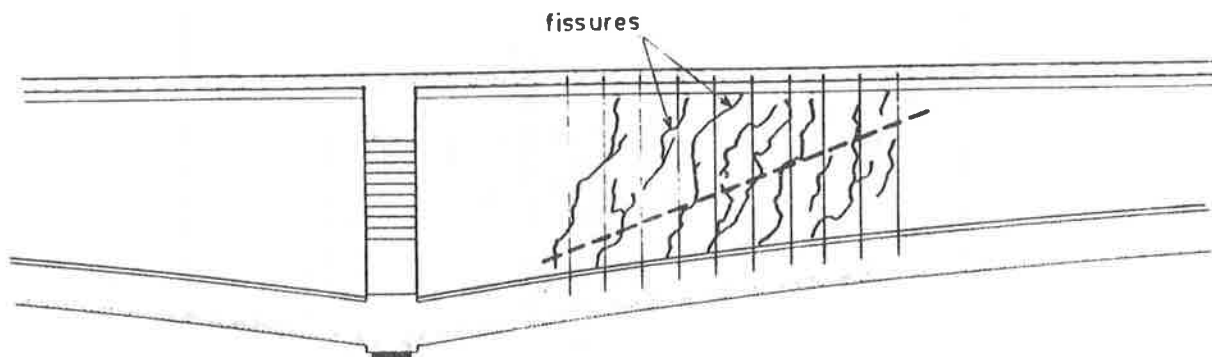


Fig. 31 - Fessurazione diagonale all'appoggio di ponte a cassone costruito in avanzamento

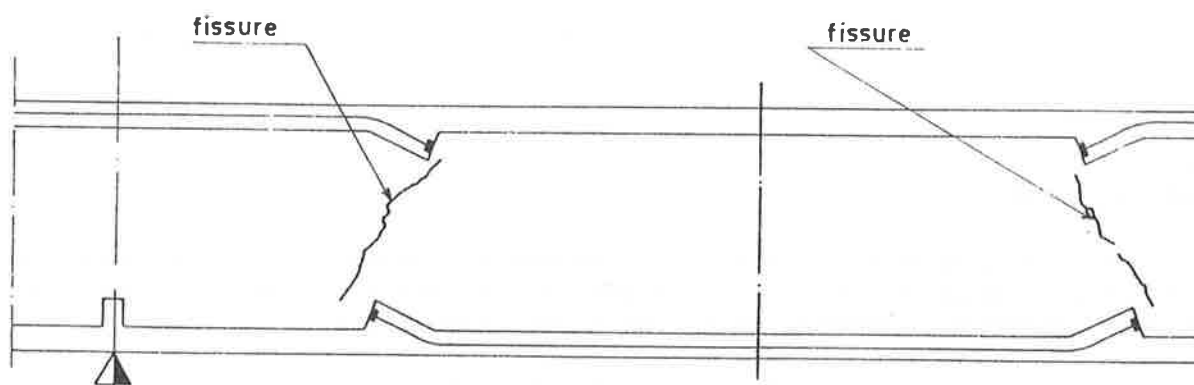


Fig. 32 - Fessurazione dell'anima di una travata a cassone in corrispondenza di ancoraggi intermedi

3.2 La p.parziale come scelta tecnologica

Talvolta la precompressione integrale è difficoltosa o addirittura impraticabile e in certi casi essa può anche risultare meno conveniente, dal punto di vista economico, della p.parziale.

3.2.1 La p.parziale come soluzione tecnica speciale

3.2.1.1 Giunti orizzontali (Getti di completamento)

Il caso più frequente è quello di travate prefabbricate rese continue in opera, quando risulti eccessivamente onerosa la precompressione integrale per l'assorbimento dei momenti negativi sugli appoggi. La difficoltà di predisporre entro le travi prefabbricate gli ancoraggi post-tesi dei cavi di cucitura superiori può infatti consigliare di far assorbire i momenti di continuità da armature ordinarie integrate da una leggera precompressione della soletta superiore a mezzo di cavi quasi rettilinei. Si ottiene così un miglior comportamento della soletta superiore alla fessurazione, un minor consumo di acciaio ordinario ed una maggior pastosità della struttura nel suo insieme.

3.2.1.2 Giunti verticali (Riprese di precompressione)

Nel caso in cui si utilizzino giunzioni di conci prefabbricati precompressi da armature post-tese o giunzioni tra conci prefabbricati precompressi a fili aderenti, è opportuno distribuire bene su tutta la zona di giunto i cavi di post-tensione utilizzati per l'assieme del giunto, per evitare fenomeni del tipo illustrato nella Fig. 33. Tale figura riporta il caso di un giunto la cui compressione è integralmente affidata ad una giunzione filettata di ripresa dell'anco-

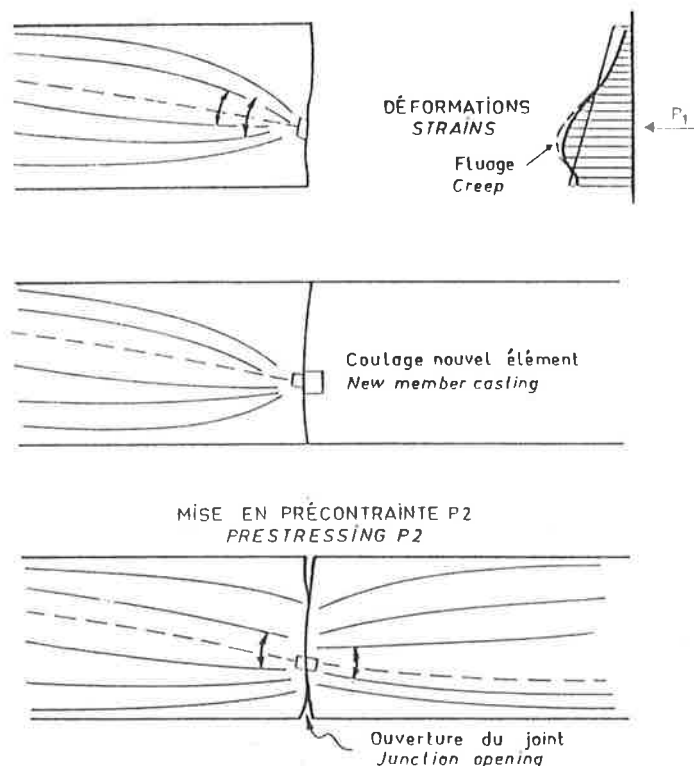


Fig. 33 - Cattiva esecuzione di giunzione post-tesa utilizzata in una costruzione a conci [8]

raggio di post-tensione [18], ma è evidente che in questo caso, così pure come nel caso di giunzione di conci prefabbricati a fili aderenti, la ripresa di precompressione della zona d'ancoraggio, per l'incertezza del punto di applicazione del Centro di pressione, andrà dimensionata preferibilmente a precompressione parziale, avendo cura di cucire la sezione anche con armature ordinarie diffuse a tutta altezza.

3.2.1.3 Nervature di travi a cassone

Come già rilevato al paragrafo precedente la precompressione trasversale di tali strutture è da spingere senz'altro a livelli consistenti, ma può rischiare di indebolire eccessivamente le anime con le guaine dei cavi post-tesi.

In tal caso una soluzione a p. parziale può risultare più praticabile, a patto di verificare che la fessurazione eventuale sia contenuta entro limiti ridotti, per evitare eccessive migrazioni di sforzi negli schemi iperstatici, e addirittura labilizzazioni di parti strutturali nei casi più gravi.

3.2.2 La p. parziale come soluzione più vantaggiosa

Data la situazione attuale dei costi per i vari tipi di acciaio le soluzioni

valide per la p.parziale dovranno emergere in generale da considerazioni diverse da quelle della convenienza economica in senso stretto.

3.2.2.1 Pilastri prefabbricati

La precompressione parziale di pilastri prefabbricati di una certa importanza può servire a rendere più sicure le manipolazioni in fase di costruzione e di montaggio, con un notevole risparmio di armatura ordinaria.

E' noto che la precompressione integrale di tali strutture risulta invece generalmente irrazionale dal punto di vista tecnico.

3.2.2.2 Strutture massicce

Anche in questo caso la p.parziale può migliorare la soluzione in c.a. riducendo le trazioni ai lembi e ridurre sensibilmente l'onere della armatura ordinaria.

4. CENNO SUI METODI DI DIMENSIONAMENTO E DI VERIFICA

Richiamando quanto esposto fin qui, possiamo concludere che il grado di precompressione parziale da adottare di volta in volta dipenderà dalla risposta statica richiesta alla struttura in funzione dello spettro dei carichi di progetto.

Richiamiamo i casi nei quali la p.parziale si impone ai progettisti per la superiorità tecnica delle sue soluzioni:

- A) Strutture con salto eccessivo del centro di pressione nell'ambito di una stessa sezione nelle fasi di vita iniziale della struttura, o nel passaggio dai carichi permanenti a quelli nominali d'esercizio
- B) Strutture iperstatiche con fascia troppo ampia di inviluppo dei momenti.
- C) Strutture precomprese richiedenti in generale un più graduale passaggio dal I al II Stadio, cioè una maggiore "pastosità" strutturale.
- D) Strutture precomprese richiedenti una maggiore duttilità strutturale (sismiche).

Per quanto riguarda il calcolo di tali strutture l'orientamento attuale è rivolto in generale alla verifica dei due stati limite di rottura e del valore caratteristico di massima apertura delle lesioni.

Mentre la prima verifica non comporta alcuna difficoltà, la seconda può assumere diverse formulazioni, quali ad esempio le note relazioni dell'E.T.H. di Zurigo, che qui riportiamo in Fig. 34 esclusivamente per la loro immediatezza e mnemonicità. Esse sono comunque da considerare superate dalle successive Norme SIA - E 162 in via di approvazione.

$$\begin{array}{ll} \text{if } \Delta\sigma_s = 150 \text{ N/mm}^2 & \text{then } w_{\max} < 0.15 \text{ mm} \\ \Delta\sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2 & w_{\max} < 0.24 \text{ mm} \\ \Delta\sigma_s = 240 \text{ N/mm}^2 & w_{\max} < 0.36 \text{ mm} \end{array}$$

Fig. 34 - Limitazioni dell'E.T.H. di Zurigo per strutture a p.parziale

La sovratensione nell'armatura ordinaria $\Delta\sigma_s$ si calcola con una comune formula di verifica a pressoflessione.

Tali semplici relazioni possono essere usate con la dovuta cautela per un primo dimensionamento dell'armatura ordinaria.

Il calcolo dell'apertura massima caratteristica delle lesioni deve infatti essere condotto solo dopo aver effettuato le seguenti verifiche:

- 1) calcolo strutturale rigoroso e completo che tenga conto della frequenza e della durata di tutti i carichi applicati, della ridistribuzione dei momenti nel II Stadio e degli effetti differiti nel tempo;
- 2) verifica delle sezioni caratteristiche allo stato limite ultimo.

La verifica delle lesioni dovrà tener conto di tutti i parametri interessanti la fessurazione e già previsti del resto per il c.a. normale:

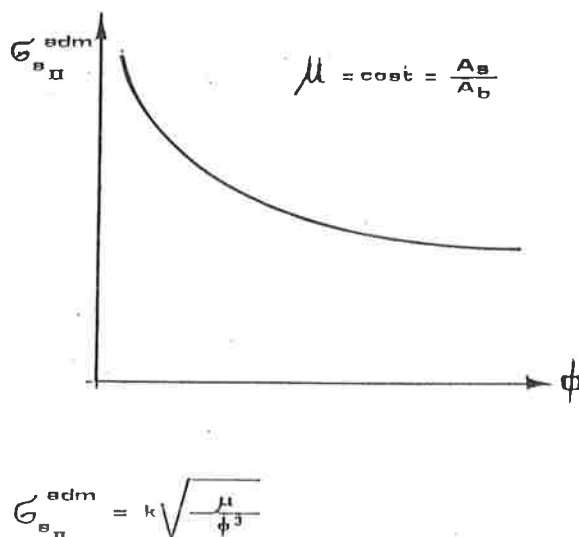
- gradiente del diagramma delle trazioni;
- geometria della porzione di sezione tesa;
- dettagli geometrici di sezione tesa;
- dettagli geometrici di disposizione delle armature.

A tale proposito va ricordato che la relazione adottata dalla DIN 1045 tedesca per definire il diametro ϕ ammissibile per l'armatura ordinaria è del tipo indicato in Fig. 35, e si basa sulla nota formula:

$$\sigma_s^{adm} = 10^2 \frac{\bar{\mu} \times 100}{\phi [\text{mm}]} r$$

(dove r è un parametro dimensionale che dipende dall'aderenza, dall'apertura massima consentita per le lesioni e dall'importanza della condizione di carico considerata e $\bar{\mu}$ la percentuale d'armatura rispetto alla zona tesa efficace, funzione quadratica a sua volta del diametro ϕ).

La sollecitazione ammissibile nell'acciaio ordinario (nel caso della p.parziale indicata con $\Delta\sigma_s$) varia pertanto in maniera inversamente proporzionale al cubo del diametro dell'armatura dotata, a parità di apertura massima delle lesioni.



$$\sigma_{s II}^{adm} = k \sqrt{\frac{\mu}{\phi^3}}$$

Fig. 35 Variazione della sollecitazione ammissibile nell'armatura ordinaria al variare del diametro ϕ

Tale "diagramma di comportamento" dell'armatura ordinaria è sotto sotto ininterrottamente presente nella normativa FIP-CEB fin dalle Raccomandazioni del 1970. Se teniamo poi presente che il primo tratto dei cicli di carico sperimentali

dei diagrammi P-e (Fig. 17) può essere più che proporzionale ai carichi stessi per le sezioni a p.parziale, saremo costretti a dover sottolineare che una maggior cautela deve indirizzare il progettista nella disposizione delle armature di queste sezioni e nella scelta dei diametri più opportuni da adottare, in funzione della probabilità che si verifichino sovratensioni più o meno compatibili con un regime di lesioni controllate qui ammesso già in fase di esercizio in presenza di armature armoniche più sensibili ai fenomeni corrosivi.

5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

La p.parziale richiede un'ampia conoscenza del comportamento di sezioni e strutture nel II stadio.

Dal punto di vista progettuale essa rappresenta il più logico approdo per strutture precomprese nelle quali l'escursione dei momenti o la fascia d'inviluppo di essi si presenti notevole o di valutazione non sufficientemente attendibile.

La p.parziale può anche compromettere strutture in c.a.p. tozze nelle quali sia stato privilegiato un'orientamento favorevole del dominio resistente per il calcestruzzo ai lembi anzichè nelle anime della sezione.

La mera convenienza economica della p.parziale, attualmente assai scarsa nel caso più generale, può emergere in funzione della riduzione di armatura ordinaria per strutture abitualmente realizzate in c.a., come i pilastri prefabbricati e le strutture massicce; oppure per il collegamento di getti in più fasi ed anche nel rinforzo di strutture esistenti.

Il calcolo di verifica, che non presenta alcuna novità rispetto ai metodi classici usuali, richiede di solito un livello di accuratezza più spinto rispetto ai calcoli di sezioni in c.a. e c.a.p., ed una maggiore sensibilità nella scelta delle disposizioni costruttive delle armature.

Dal punto di vista del comportamento statico le sezioni a p.parziale sono infine caratterizzate da un passaggio più graduale al II stadio (pastosità) e da un comportamento sismico più duttile delle sezioni in c.a.p..

BIBLIOGRAFIA

- (1) - S. Benouniche - "Modélisation de l'endommagement du béton hydraulique par microfissuration en compression" - Thèse de 3ème cycle (Paris - VI - ENSET) 1979
- (2) - M. Terrien - "Emission acoustique et comportement post critique d'un béton sollicité en traction" - Bull. de liaison des Ponts et Chaussées N. 105, 1980
- (3) - Kupfer, Hilsdorf, Rüschi - "Behaviour of Concrete under biaxial stresses" - ACI J. - Proc. - August 1969.
- (4) - Chhuy Sok., Benkirane, Baron, François - "5ème Conférence internationale sur la rupture" - Cannes 1981
- (5) - Armand, Lorrain, Mahrous - "Contribution à l'étude des conditions de réversibilité et de fissuration de dalles en béton armé" - AITBTP - Janvier 1983
- (6) - Cestelli Guidi, Radogna - "Contributo teorico sperimentale allo studio della precompressione parziale" - Giornate del Precompresso - ANICAP - Venezia 1963
- (7) - Lorrain, Pinglot, Suhud - "Partially prestressed concrete beams under pure bending" - IABSE Colloquium - Delft 1981.

- (8) - R. Walteher, Bhäl - "Teilweise Vorspannung" - D.A.f. Sb. - Berlin 1973
- (9) - K. Janovich, H. Kupfer - "Teilweise Vorspannung, Plattenversuche" - Technische Universität - München 1981
- (10) - C. Marioni - "Problemi di scelta di geometria e coazione per sezioni parzialmente precomprese" - Giornate AICAP 1983
- (11) - Guyon - "Béton Precontraint" - Eyrolles - Paris 1968.
- (12) - J.C. Walraven - "Test on partially prestressed concrete - theory and experiments" - Heron - FIP Congress - London 1978.
- (13) - E.W. Bennett, B.M.A. Balasooriya - "Shear Strength of prestressed beams with thin webs failing in inclined compression " - A.C.I. Journal - March 1971
- (14) - Bachmann et Al - "Langzeitversuche an teilweise vorgespannten Leichbetonbalken" - Bericht ETH - Zürich 6504 - 5 Oktober 1972.
- (15) - F. Levi, G. Mancini, D. Munari - "Hyperstatic effect of prestressing between serviceability and ultimate limit states" - International Symposium on Non-linearity and Continuity in p.c." - Waterloo 1983
- (16) - H. Bachmann - "Partially prestressed concrete: simplified design based on swiss practice since 1968" - I Symposium on Non Linear and Linear in p.c. - Waterloo 1983
- (17) - Chaussin - "Eléments de décision d'acceptation de réparation des fissures" AITBTP - Octobre 1981
- (18) - P. Acker - "Fissuration à la construction dans les ouvrages d'art" - AITBTP - Octobre 1981
- (19) - SIA, E162 - "Structure en béton" - Projet soumis en consultation - SNV - Zürich - Août 1984

PRIMI RISULTATI DI UNA RICERCA TEORICO-SPERIMENTALE SULLA
PRECOMPRESSIONE PARZIALE SVOLTA NELLA UNIVERSITA'
DELL'AQUILA

D. GALEOTA

Incaricato di Tecnica delle Costruzioni
Istituto di Scienza delle Costruzioni
Facoltà d'Ingegneria
Università dell'Aquila

Porgo innanzitutto ai partecipanti a questo Seminario il saluto dell' Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria dell' Aquila, che ha avuto il piacere e l' onore di affiancarsi all' A.I.C.A.P. nel promuovere, coordinare ed organizzare questo Seminario sulla precompressione parziale.

Ringrazio il Presidente dell' A.I.C.A.P. Prof. Carlo Cestelli Guidi, ed il coordinatore del Seminario Prof. Emanuele Filiberto Radogna, che hanno accolto con entusiasmo l' invito rivolto dal nostro Istituto all' Associazione perchè finalmente anche all' Aquila, centro di antiche tradizioni culturali, sede di una Università di nuova costituzione e capoluogo di regione, si tenesse un convegno di importanza nazionale, come è nella tradizione dell' Associazione, su un argomento di rilevante interesse ed attualità quale è quello della precompressione parziale.

Lo studio della precompressione parziale è stato affrontato in questi ultimi anni presso l' Istituto di S.d.C. dell' Università dell' Aquila, come naturale evoluzione delle ricerche precedentemente intraprese nel campo del c.a. e c.a.p.. Tali ricerche, rivolte dapprima allo studio del comportamento del materiale calcestruzzo confinato e non e poi a quello degli elementi strutturali in calcestruzzo, hanno consentito da un lato l' acquisizione e la costruzione delle attrezzature di laboratorio, l' affinamento di tecniche di sperimentazione e l' addestramento del personale tecnico, dall' altro la messa a punto di una serie di programmi di calcolo automatico atti a simulare in campo lineare e non lineare il comportamento delle strutture monodimensionali e bidimensionali in c.a. e c.a.p.. Un contributo alla sensibilizzazione verso i problemi del comportamento in servizio e della durabilità, di preminente interesse nella precompressione parziale, è stato fornito da una campagna sistematica di osservazioni e prove, eseguite su ponti autostradali, estesa a tutt' oggi ad oltre 1200 campate di 51 ponti in c.a. normale e precompresso. Inoltre sono stati effettuati studi e ricerche confrontando calcestruzzo normale e leggero strutturale. L' interesse si è appuntato su quest' ultimo in quanto sarà sicuramente utilizzato anche in Italia come lo è attualmente all' estero. Infatti, a parte altri vantaggi di carattere non strutturale, il suo ridotto peso specifico rispetto al calcestruzzo normale ad esempio, consente di avere in gioco delle masse, e quindi in caso di azioni sismiche, delle forze d' inerzia minori. Ed

è inutile, penso, ricordare quanto il tema azioni sismiche sia purtroppo di attualità. Ecco quindi la necessità di una vasta campagna sperimentale atta ad indagare il comportamento del calcestruzzo leggero come materiale per la realizzazione di strutture nel campo dell' Ingegneria civile, onde fornire delle informazioni utili e necessarie, anche a chi ha il gravoso onere di procedere alla stesura della normativa.

La ricerca sulla precompressione parziale è inserita in un programma più ampio coordinato con l' Istituto di S.d.C. della Facoltà di Ingegneria di Roma. Per tale programma sono state avanzate richieste di finanziamento al Ministero della P.I.; considerato però che i finanziamenti ministeriali al pari di quelli del C.N.R. e quelli di Ateneo vengono normalmente erogati in misura insufficiente rispetto alle necessità espresse nelle richieste, e con ritardi che rendono impossibile una conduzione seria della ricerca, mi permetto di formulare una proposta che riprende la tradizione dell' A.I.C.A.P. nel campo delle prove coordinate sul taglio : auspico che l' Associazione si faccia, ancora una volta, promotrice di iniziative tendenti al reperimento di finanziamenti per ricerche nel settore e più specificatamente sull' argomento trattato in questo Seminario; ricerche coordinate tra vari gruppi di studiosi afferenti ad Istituti universitari e non, comunque interessati al tema e che abbiano dato dimostrazione della loro specifica competenza. Proprio per superare l' ostacolo dovuto all' insufficienza ed al ritardo dei finanziamenti istituzionali, il nostro Istituto ha in corso di svolgimento una convenzione con una ditta che produce elementi prefabbricati estrusi e precompressi. La convenzione ha per scopo lo studio del comportamento di tali elementi strutturali realizzati in calcestruzzo leggero, sotto carichi ripetuti e di lunga durata con particolare riferimento alla flessione, al taglio, alla deformazione, alla fessurazione ed alla aderenza. Anche in questo modo, abbiamo inteso ed intendiamo continuare, qualora si offrano possibilità analoghe, le ricerche e gli studi sulla precompressione ed in particolare sulla precompressione parziale di elementi in calcestruzzo normale e leggero.

L' interesse per la precompressione parziale, è derivato oltre che come logico sviluppo di un filone di ricerca portato avanti nel nostro Istituto, anche come una risposta ed un piccolo contributo alle ricerche nel settore delle costruzioni civili, impegnato in problematiche venute alla ribalta in maniera pressante con il verificarsi e ripetersi di eventi sismici. Le strutture in c.a. parzialmente precompresso, infatti, possono essere vantaggiosamente impiegate per la realizzazione di nuove opere, tale tipo di tecnologia può altresì essere utilmente impiegato nella riparazione di opere danneggiate dal sisma o, meglio ancora e sicuramente più auspicabile, in opere di adeguamento.

Ritornando alla ricerca che presentiamo in questa sede debbo aggiungere che lo scopo è stato quello di attingere dalla sperimentazione su travi parzialmente precomprese, realizzate sia in calcestruzzo normale che in calcestruzzo leggero, una serie di informazioni da utilizzare, in parte come dati di ingresso di modelli matematici di simulazione già predisposti, in parte come termini di confronto con i risultati della sperimentazione numerica. La dipendenza sperimentale fra momenti e curvature è stata riprodotta mediante un modello numerico, elaborato in precedenza e presentato in occasione delle Giornate A.I.C.A.P. di Bari, trovando una soddisfacente corrispondenza (fig. 1). Un altro interessante termine di paragone è fornito dalla valutazione della energia assorbita e dissipata nel corso delle prove monotoniche e cicliche.

I valori della energia derivati dai diagrammi sperimentali Momento-Rotazione, sono stati normalizzati rapportandoli ai valori ottenuti dai diagrammi Momento-Rotazione di un oscillatore elasto-plastico, avente rigidezza iniziale, momento ultimo, e storia di rotazioni identiche a quelle realizzate per ciascuna prova (fig. 2). Fa parte integrante della ricerca l' analisi dei parametri individuati sperimentalmente mediante metodi statistici. Ciò allo scopo di rilevare, pur nel ristretto numero di campioni, linee di tendenza utili alla modellazione analitica ed alla comprensione del comportamento flessionale preso in esame. Le analisi dei parametri come del resto quelle effettuate in precedenti lavori, sono state elaborate con metodi statistici, avendo il conforto di un insigne studioso della materia quale è il Prof. Daniele Veneziano.

Fatta questa premessa per illustrare le linee di ricerca seguite dal nostro gruppo nell' ambito dell' Istituto passo ora ad esporre alcuni aspetti della precompressione parziale che in parte sono stati oggetto della ricerca teorico-sperimentale ed in parte saranno oggetto del prosieguo della ricerca stessa.

Gli studi teorici e sperimentali effettuati da diversi anni in molti paesi hanno generalmente indicato che una opportuna associazione di armature pretese ed ordinarie, definita come precompressione parziale, consente di realizzare strutture che offrono prestazioni particolarmente favorevoli in esercizio e sono suscettibili di interessanti applicazioni in zona sismica e nella realizzazione di elementi prefabbricati.

Attualmente è sentita l' esigenza di studiare i vari aspetti della precompressione parziale secondo criteri omogenei; sembra interessante, in proposito, il programma generale di ricerca sulla precompressione parziale recentemente proposto da Naaman. Esso può essere sintetizzato nei seguenti punti :

- a) unificare le procedure di verifica e di progetto per il c.a., c.a.p.p. e c.a.p. mettendo a punto una metodologia che affermi la continuità esistente nel passaggio dall' uno all' altro;
- b) generare ulteriori dati sperimentali relativi all' intero campo che va dal c.a. al c.a.p. passando per la precompressione parziale;
- c) formulare proposte normative che posseggano doti di semplicità ed uniformità internazionale, in modo da incoraggiare il pratico impiego della precompressione parziale.

Il tentativo di giungere ad una uniformità sulla metodologia e sulla normativa va intrapreso a partire dal parametro necessario a quantificare l' intensità di precompressione in una sezione sottoposta a flessione. Infatti per questo parametro sono state proposte le seguenti definizioni :

- 1) Rapporto di precompressione (Naaman, Siriaksorn)

$$PPR = M_u(p)/M_u(p+s)$$

tale parametro è fornito dal rapporto tra il momento ultimo della sezione in presenza delle sole armature pretese ed il momento ultimo in presenza delle armature ordinarie e pretese.

- 2) Indice di precompressione (Thürlimann)

$$i_p = A_{ps} f_{py} / (A_{ps} f_{py} + A_s f_y)$$

In questo caso il parametro è dato dal rapporto tra la forza di trazione ultima nelle sole armature pretese e quella nelle armature pretese ed ordinarie. Que-

sta definizione è simile alla prima se i bracci di leva delle armature pretese ed ordinarie coincidono.

3) Grado di precompressione (Brondum-Nielsen, Ramaswamy)

$$K = M_d / M_e$$

Il parametro K è fornito dal rapporto tra il momento di decompressione ed il momento di esercizio, intendendosi per momento di decompressione quello che in combinazione con il momento di precompressione, provoca tensione nulla o in corrispondenza della fibra estrema della sezione o nella fibra di calcestruzzo posta a livello del baricentro delle armature. Naturalmente allorchè si utilizza K bisogna specificare quale momento di decompressione viene preso in considerazione.

4) (Bachmann)

$$\bar{K} = M_d / M_D$$

Per strutture soggette a carichi permanenti e carichi variabili mobili può essere conveniente riferirsi al grado di precompressione come rapporto tra il momento di decompressione ed il momento dovuto ai carichi permanenti.

In ciascuna di queste prime tre definizioni il valore dei parametri è variabile tra 0 e 1, assumendo i valori estremi nel caso di sezione in c.a. e sezione integralmente precompressa. Per quanto riguarda la quarta definizione, $\bar{K}=1$ nel caso di sezione integralmente precompressa sotto l'effetto dei soli carichi permanenti. Le prime due definizioni caratterizzano l'intensità di precompressione nei confronti dello stato limite ultimo; tuttavia in base ad esse risultano integralmente precomprese tutte le sezioni dotate di sola armatura pretesa, indipendentemente dal fatto che possano essere fessurate o meno sotto i carichi di servizio. Alcuni autori osservano che il principale vantaggio delle strutture parzialmente precomprese risiede proprio nel superiore comportamento che esibiscono in servizio, pertanto, ritengono preferibile l'uso della terza definizione, che meglio si adatta a descrivere tale comportamento, nonostante che tale parametro abbia caratteristiche di maggior variabilità perchè dipendente dall'entità dei carichi permanenti e variabili.

Al punto b) del quadro generale di ricerca tracciato da Naaman si propone l'avvio di nuove e sistematiche indagini sperimentali; parte di questa sperimentazione va dedicata ad acquisire maggiori informazioni sul comportamento delle strutture parzialmente precomprese nei confronti della fatica, della fessurazione e dei carichi ciclici di elevata intensità. Bisogna subito dire che quando si parla di fatica nel c.a. parzialmente precompresso si intende quasi sempre la caduta di resistenza negli acciai, in particolare negli acciai ordinari, provocata dai carichi ripetuti. Xercavins riferisce che prove effettuate nel passato su travi parzialmente precomprese hanno messo in evidenza, in qualche caso, rotture a fatica delle armature ordinarie per tensioni massime di trazione dell'ordine di 250 N/mm². Nelle strutture integralmente precomprese la variazione di tensione degli acciai pretesi ed ordinari sotto l'effetto di carichi variabili ripetuti che non provocano fessurazione, è modesta e pertanto non è critica. Nel caso invece di sezioni parzialmente precomprese, integre in presenza dei soli carichi permanenti, il raggiungimento della fessurazione provoca un repentino aumento di tensione nelle armature, sia ordinarie

che pretese (fig. 3); è pur vero che lo sforzo di precompressione tende a limitare questo incremento, ma a causa della minore area di acciaio presente, le variazioni di tensione possono essere dello stesso ordine di grandezza di quelle correntemente ammesse, senza danno, nel cemento armato. In quest' ultimo, però, in assenza di inversione dei momenti flettenti, i carichi permanenti limitano l' ampiezza della variazione di tensione nell' acciaio. Nel cemento armato parzialmente precompresso, alla rimozione dei carichi variabili la precompressione provoca il ritorno a zero oppure la compressione dell' acciaio ordinario. E' dunque evidente che se la quota dei carichi variabili ripetuti è piccola nei confronti dei carichi permanenti, è il caso dei ponti, l' ampiezza della variazione di tensione è contenuta. Viceversa, quando la quota dei carichi variabili ripetuti è grande, conviene utilizzare un grado di precompressione uguale o superiore al rapporto tra i carichi permanenti e la somma dei carichi permanenti più variabili ripetuti, onde minimizzare l' incremento di tensione nell' acciaio.

Sulla base di recenti lavori di ricerca, appare utile acquisire nuovi dati sperimentali sulla resistenza a fatica degli acciai ordinari e pretesi, inoltre è necessario mettere a punto un modello di calcolo in grado di simulare il comportamento di sezioni parzialmente precomprese, sottoposte a carichi ripetuti, tenendo conto di varie cause di non linearità, che possono alterare nel tempo la risposta degli acciai nei confronti della fatica. Gli studi compiuti da Warner indicano queste cause di non linearità dipendenti da vari fenomeni quali il ritiro, il creep statico, il creep dinamico, la perdita graduale del contributo irrigidente offerto dal calcestruzzo teso compreso tra le lesioni e la perdita di aderenza tra calcestruzzo ed acciaio in corrispondenza delle lesioni principali.

Passando ora ad un altro aspetto della precompressione parziale e cioè quello della fessurazione, si può innanzitutto dire che nelle strutture integralmente precomprese con cavi post-tesi, viene solitamente predisposta una percentuale molto piccola di acciaio ordinario. Se, contro le aspettative, tali strutture subiscono tensioni di trazione causate, per esempio da sovraccarichi non previsti, da sollecitazioni di torsione, ritiro o temperatura, esse presentano lesioni piuttosto aperte e con grandi interassi, inoltre la rigidità flessionale in queste condizioni risulta modesta. L' acciaio ordinario, presente invece in maggior percentuale nelle strutture parzialmente precomprese e posto solitamente al di sotto di quello preteso, dà un significativo contributo al controllo delle lesioni, esse infatti risultano più distribuite, con ampiezze ed interassi più piccoli. Lo stato fessurato sotto i carichi di esercizio non costituisce un pericolo per la durabilità di tali tipi di strutture. Una indagine condotta su un gran numero di ponti parzialmente precompressi, costruiti in Danimarca dal 1966 al 1973, ha messo in evidenza che in nessun caso la fessurazione ha provocato l' innesco di fenomeni deteriorativi. Molti ricercatori concordano, infatti, nell' affermare che lesioni con sviluppo perpendicolare alle armature principali e con ampiezze inferiori a 0.3 mm non hanno influenza sui processi corrosivi. Primo requisito, invece, per una soddisfacente durabilità è un calcestruzzo compatto con inerti assortiti ed un adatto copriferro. La presenza della precompressione, poi, tende a richiudere le lesioni non appena vengono rimossi i carichi variabili. L' associazione di armature pretese ed ordinarie costituisce quindi un fatto senz' altro positivo nei confronti del controllo delle lesioni; è quindi essenziale imporre un minimo quantitativo

di armatura ordinaria anche nel caso di strutture integralmente precomprese a cavi post-tesi, ed a tal proposito sembrano consigliabili le percentuali minime indicate da Bachmann. Per le strutture a cavi pretesi, invece, è possibile fare a meno della armatura ordinaria, se l' acciaio è sotto forma di trecce o trefoli ben distribuiti. Qualche problema esiste relativamente alla previsione numerica dell' ampiezza ed interasse delle lesioni. E' noto, che le relazioni per valutare l' ampiezza delle lesioni sono generalmente basate su due differenti concezioni :

- la prima pone in relazione l' ampiezza delle lesioni con la tensione o deformazione dell' armatura (per es. MC-CEB 78);
- la seconda pone in relazione l' ampiezza delle lesioni alla tensione fittizia di trazione nel calcestruzzo, assumendo la sezione non fessurata.

Un confronto effettuato da Naaman tra i risultati ottenuti con diverse relazioni presenti in varie normative e nella letteratura tecnica più recente mostra una ampia divergenza nei risultati (fig. 4). Il calcolo dell' ampiezza delle lesioni è reso inoltre ancora più aleatorio dalla simultanea presenza di armature direttamente aderenti e cavi post-tesi. Alcuni autori, più semplicemente, consigliano di effettuare il controllo delle lesioni in modo indiretto, limitando la tensione nell' acciaio ordinario. Bachmann, al riguardo, fornisce dei diagrammi che correlano la deformazione dell' acciaio in grado di contenere l' ampiezza media delle lesioni, per es. a 0.15 mm, e l' interasse delle armature longitudinali. Esistono dunque, alcune incertezze sulla previsione dell' ampiezza ed interasse delle lesioni nelle strutture parzialmente precomprese, talchè sembra indispensabile chiarire meglio, mediante indagini sperimentali e numeriche, alcuni punti fondamentali quali :

- influenza della distribuzione e del tipo di armatura longitudinale;
- influenza della distribuzione dell' armatura trasversale;
- influenza della forma della sezione;
- evoluzione dell' ampiezza delle lesioni per effetto dei carichi ripetuti e dei carichi di lunga durata.

Passando, infine, al comportamento del cemento armato parzialmente precompresso sotto l' effetto dei carichi ciclici, in particolare al comportamento in zona sismica, si può osservare che, nonostante il c.a.p. sia largamente affermato nella costruzione di ponti ed in varie opere di ingegneria civile ed industriale, è poco usato ed in qualche caso guardato con diffidenza nella realizzazione di strutture sismoresistenti. I codici sismici, dal canto loro, non ne incoraggiano l' uso. Le ragioni di tale diffidenza, vanno ricercate nella bassa dissipazione di energia che il c.a.p. manifesta a causa del marcato recupero elastico sotto i carichi ciclici, ed anche nel limitato numero di dati sperimentali esistenti sul comportamento di tali strutture in zona sismica. La bassa dissipazione di energia comporta, allorchè esse sono sottoposte a scuotimento sismico, spostamenti superiori a quelli di analoghe strutture in c.a. con uguale resistenza e rigidezza iniziale. E' pur vero, che la dissipazione di energia aumenta sostanzialmente dopo la rottura a compressione del calcestruzzo, però in queste condizioni la struttura si presenta seriamente danneggiata, inoltre diminuiscono resistenza e rigidezza. La precompressione parziale offre invece considerevoli potenzialità nella realizzazione di strutture antisismiche. Infatti l' aggiunta di acciaio ordinario migliora la duttilità e la dissipazione di energia nelle sezioni critiche. Una suggestiva possibilità, consigliata da Park, consiste nel realizzare strutture intelaiate, nelle quali

le travi dispongono di cavi post-tesi per bilanciare i carichi di gravità e di armature ordinarie per provvedere alla ulteriore resistenza a flessione quando agiscono i carichi sismici. L' armatura ordinaria, presente in vicinanza delle fibre estreme della sezione, migliora la capacità di dissipazione di energia, dilatando i cicli del diagramma Momento-Curvatura; l' acciaio compresso, inoltre, aumenta la duttilità della sezione e ritarda la caduta di resistenza per elevate deformazioni. Recenti studi teorici e sperimentali compiuti da Park confermano la possibilità di progettare sezioni parzialmente precomprese, flessionalmente adatte all' impiego antisismico, limitando il rapporto tra l' altezza del diagramma rettangolare equivalente di compressione del calcestruzzo e l' altezza della sezione, a valori minori o uguali a 0.2. Ulteriori indagini numeriche, ma soprattutto sperimentali vanno programmate per meglio definire l' evoluzione di alcune caratteristiche essenziali quali la rigidezza, l' assorbimento, la dissipazione di energia ed il tipo di rottura di elementi prefabbricati da assemblare mediante precompressione e contenenti diverse e verosimili combinazioni di armatura ordinaria e pretesa. Altre indagini sperimentali vanno inoltre programmate per derivare regole pratiche, limitazioni e dettagli costruttivi relativamente alla distribuzione e quantitativo delle armature ordinarie, pretese e trasversali.

Avviandomi a concludere, mi auguro che i risultati della nostra ricerca al pari di quelli delle altre presentate in questo Seminario, possano contribuire alla definitiva accettazione della precompressione parziale nella nostra normativa; auspico che questo Seminario non rappresenti un episodio isolato per quanto riguarda la sede dell' Aquila, ma che esso venga periodicamente rinnovato e possibilmente la prossima volta per una verifica dell' applicazione della nuova normativa.

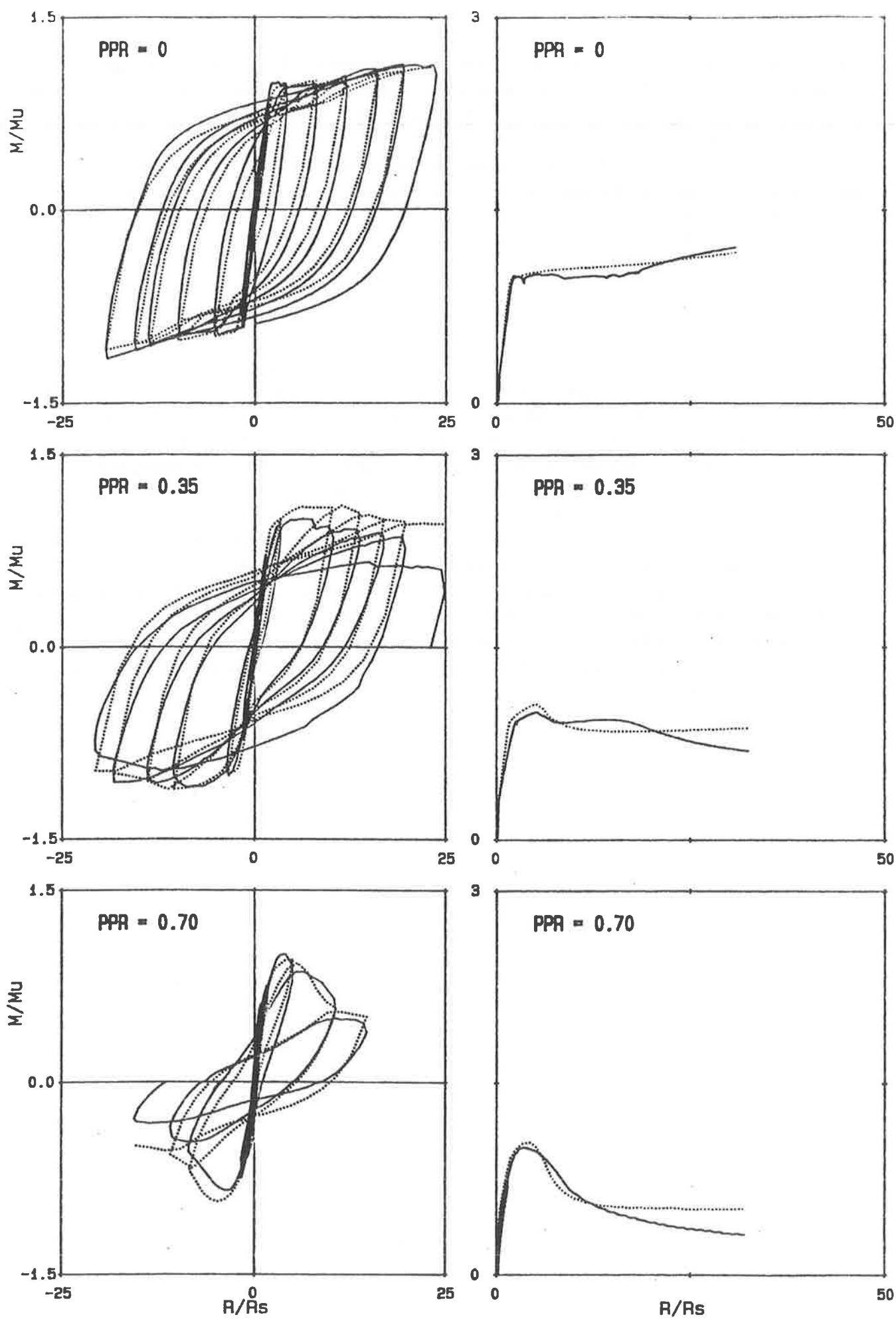
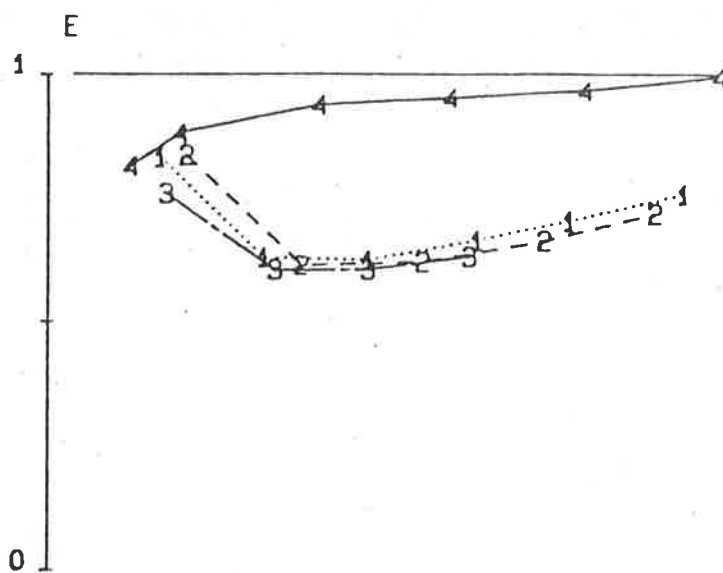


fig. 1

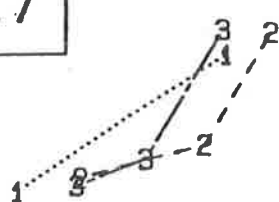
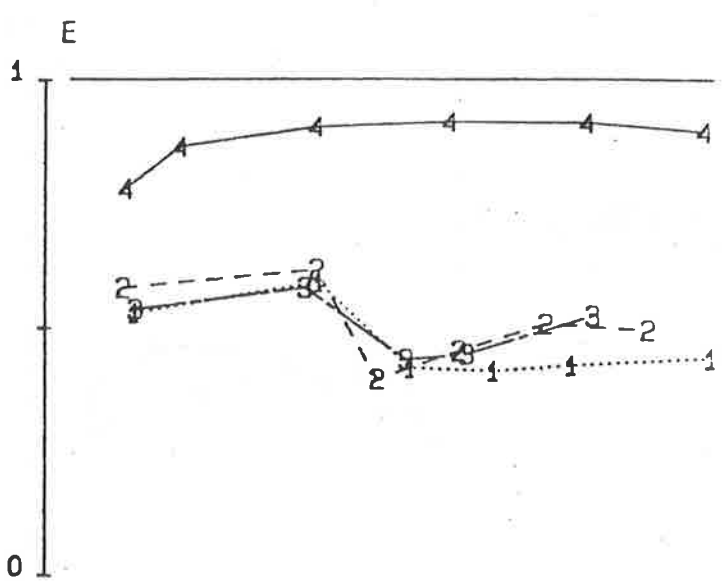
CALCESTRUZZO NORMALE



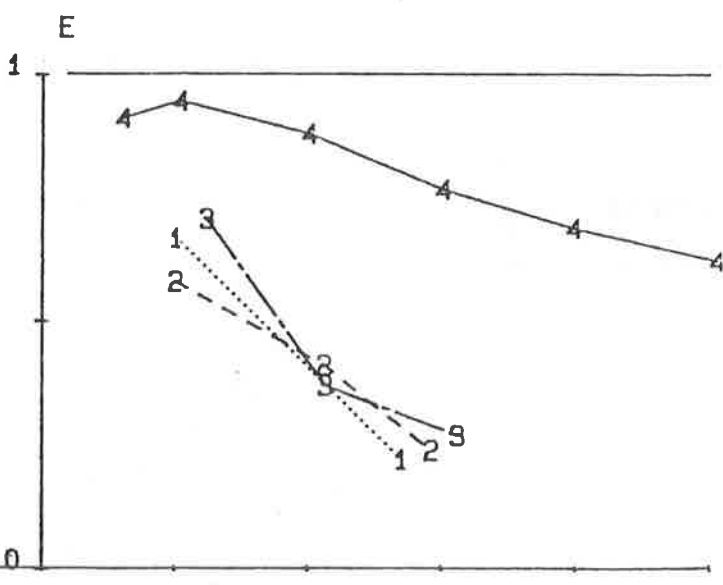
PPR=0



PPR=0.35



PPR=0.7

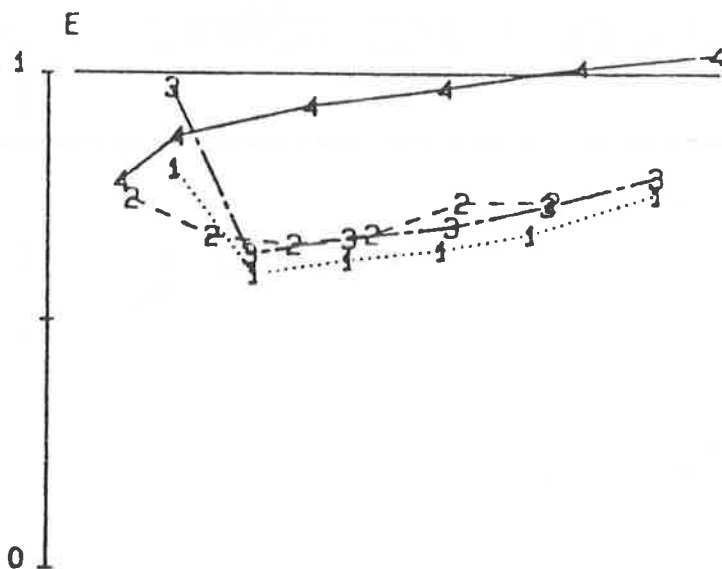


R/Rs

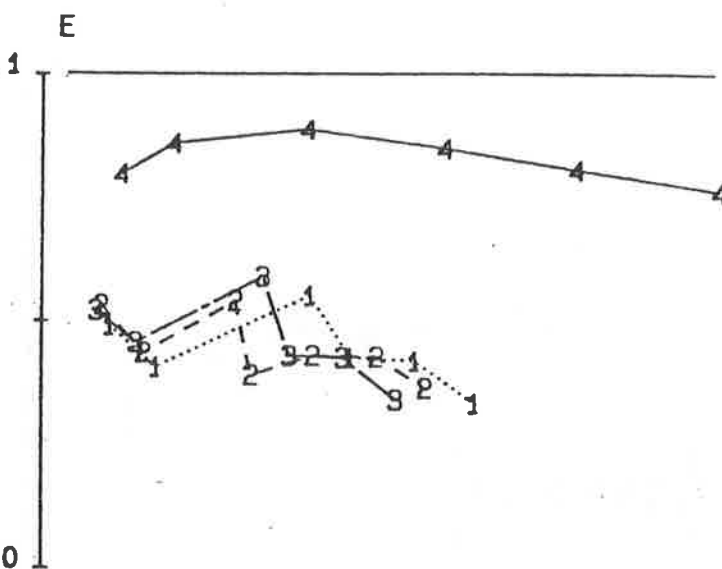
fig. 2a

CALCESTRUZZO LEGGERO

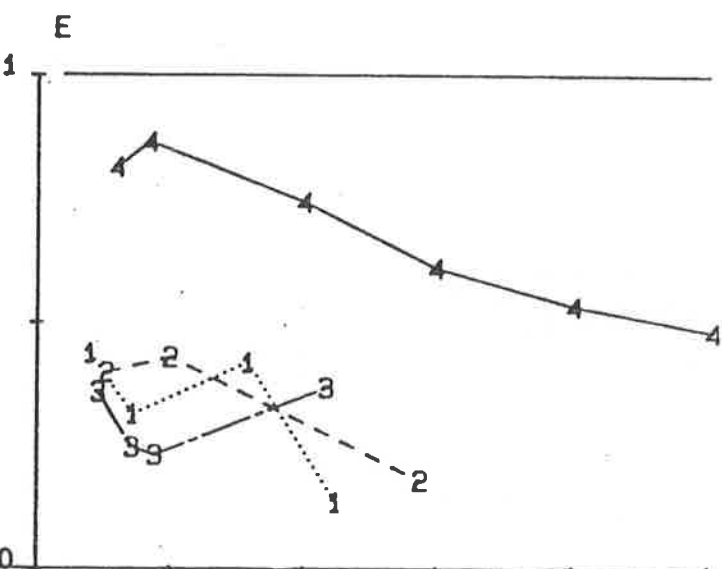
PPR=0



PPR=0.35



PPR=0.7



-25 -20 -15 -10 -5 0 5 10 15 20 25
R/Rs

fig. 2b

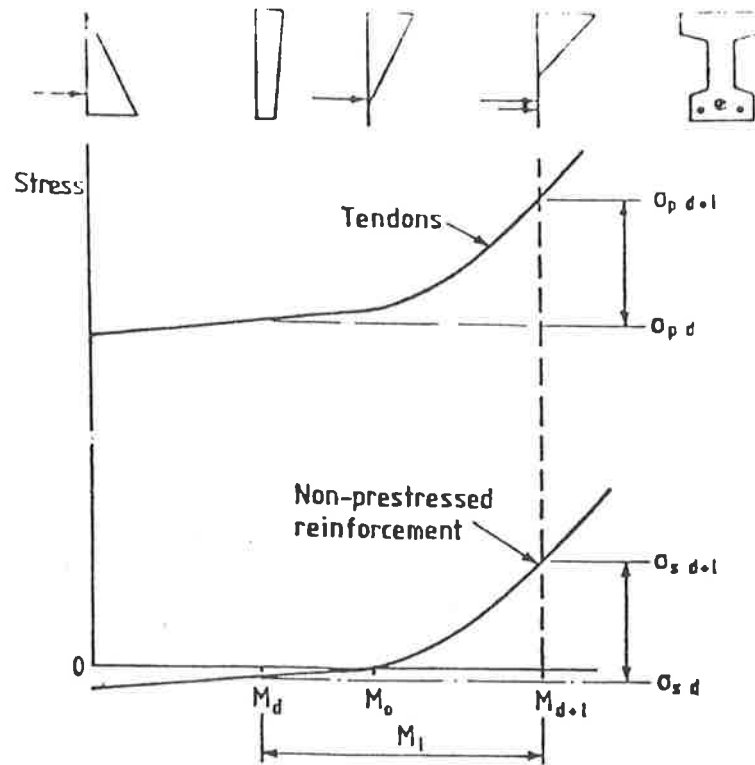


fig. 3 Range of repeated stress in tendons and non-prestressed reinforcement.
(E.W.Bennett - FIP Bucharest 1980)

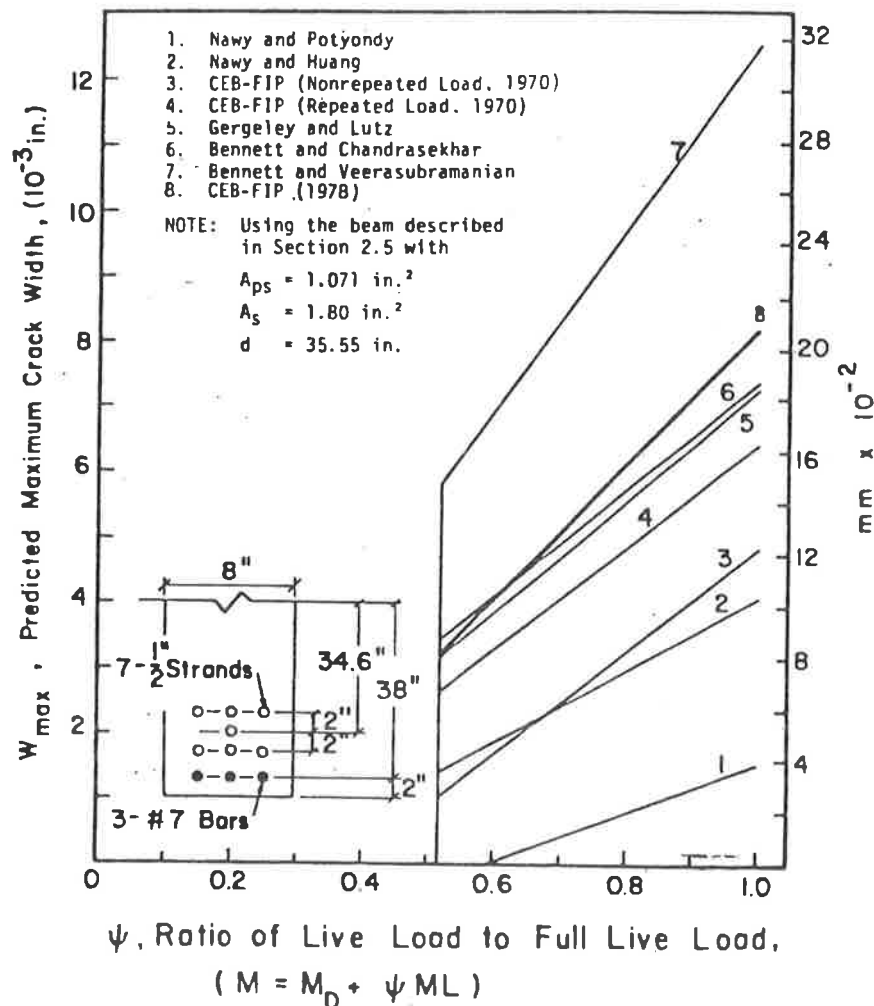


fig. 4 Comparison of maximum crack widths predicted by different formulas.
(A.E. Naaman, A. Sirinatsorn - PCI Journal, 1979)

LA PRECOMPRESSIONE PARZIALE NELLE RIPARAZIONI

M. MELE

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni
Facoltà di Architettura
Università di Roma "La Sapienza"

1. INTRODUZIONE

Un'amena storiella che circolava alcuni anni fa' raccontava di un convegno internazionale dedicato all'elefante nella storia, al quale il nostro paese partecipò con un voluminoso trattato sull'argomento "L'elefante e la Resistenza".

Confesso che quando ho cominciato a riflettere sul tema di questo mio intervento mi sono sentito nelle stesse ambascie dell'ignoto autore di quel ponderoso tomo, cosciente, per di più, di non essere dotato di altrettanta fantasia ed italica virtù inventiva. Lo scoraggiamento iniziale si è poi attenuato fino a scomparire del tutto quando mi sono convinto che il titolo dell'argomento assegnatomi, lungi dall'obbligarmi a ricercare e definire solo le intersezioni fra due domini della tecnica (precompressione parziale e riparazioni), poteva e doveva essere suscettibile di un'interpretazione più estensiva di quella letterale scaturita un po' da esigenze di copione, vale a dire dalla necessità di dare alla successione di interventi nel seminario una logica che fosse immediatamente avvertibile anche da una semplice e frettolosa lettura del programma.

Ho colto perciò l'invito a parlare qui quest'oggi come l'occasione per riflettere e fare il punto della situazione su due ambiti tematici:

- un complesso di problemi di carattere generale che insorgono sempre allorché si debbano applicare delle coazioni a strutture esistenti, al fine di migliorarne le caratteristiche di funzionalità in esercizio o quelle di resistenza ultima, indipendentemente dal carattere parziale o meno della presollecitazione;
- la possibilità di intendere la precompressione parziale in senso più lato come la applicazione di coazioni volte a neutralizzare o conseguire determinati effetti sia in fase di esercizio che a rottura, non limitandosi quindi al caso classico delle strutture in cemento armato precomprese, il cui comportamento a rottura è condizionato dalla presenza di armatura ordinaria ed alle quali si farà costante riferimento negli altri interventi poiché costituiscono, in vero, il tema di fondo di questo seminario.

Trattandosi inoltre di riparazioni, mi è sembrato doveroso allargare ulteriormente il recinto per farci star dentro quanto è giusto che vi sia, vale a dire le costruzioni in muratura; ciò sia per il rilevante peso e interesse che questa tipologia ha nel campo degli interventi sull'esistente, sia perché è proprio nel settore delle strutture murarie che le tecniche delle coazioni impresse presentano ancora aspetti di incerta definizione. Parlarne in un seminario A.I.C.A.P., peraltro, non mi sembra fuor di luogo perché ormai non v'è muratura riparata nella quale non c'entri in qualche modo il cemento armato ed inoltre gli ambiti delle nostre associazioni tecniche, e dell'A.I.C.A.P. in particolare, non sono mai stati un'ostacolo ad aperture culturali.

Ho ritenuto opportuno, invece, limitare l'esame delle tecniche a quelle che prevedono coazioni impresse alla struttura mediante elementi metallici (trefoli o barre) pretesi escludendo quindi, in particolare, i casi che prevedono l'impiego di martinetti piatti o appoggi iniettabili e tutta la gamma degli interventi di consolidamento dei terreni mediante presollecitazione.

Nel seguito pertanto si prendono in esame le possibilità di applicazione delle tecniche di precompressione alle strutture esistenti, considerando separatamente i casi di strutture in cemento armato (normale o precompresso) e muratura.

Per quel che riguarda la parte attinente la precompressione in generale, vengono illustrate una serie di possibili tecniche di intervento, soffermandosi quindi su alcuni problemi di dimensionamento, quali le perdite di tensione negli elementi metallici presollecitati e gli stati tensionali insorgenti e accettabili nelle zone di applicazione e diffusione della precompressione.

Quanto alla precompressione parziale, si accenna ai casi concreti in cui essa è utilmente applicabile, sia con riguardo alla classica definizione di essa che a quella più ampia dianzi introdotta.

2. LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

La presollecitazione può essere utilmente impiegata nella riparazione o il rinforzo delle strutture di fabbricati e ponti, per rimediare ad errori di progettazione, far fronte a carichi più onerosi o comunque diversi da quelli originariamente previsti in progetto, garantire la sismoresistenza.

I cavi o le barre di precompressione possono essere previsti

- in fori e/o scanalature ricavati nelle stesse membrature da presollecitare,
- all'interno di nuovi spessori di calcestruzzo disposti in aderenza alle strutture preesistenti,
- del tutto esterni, prevedendo adeguati dispositivi per l'ancoraggio e la deviazione degli sforzi.

Nei fabbricati civili ed industriali è frequente l'adozione di cavi secondo le disposizioni illustrate nella figura 1 [1] per ovviare a dissesti conseguenti all'eccessivo ottimismo con cui in fase progettuale è stato valutato il grado di incastro delle travi; talvolta l'intervento è completato dalla presollecitazione anche dei pilastri, secondo lo schema di figura 2. Un'altra situazione che può presentarsi non di rado è quella di sbalzi che si presentino fortemente lesionati o deformati, quest'ultima eventualità spesso in conseguenza del non aver tenuto in giusto conto gli effetti della viscosità del conglomerato; il ricorso a cavi di presollecitazione opportunamente sagomati (fig. 3) costituisce anche in tal caso una brillante e razionale soluzione progettuale.

Le tecniche ed i dispositivi dianzi illustrati possono essere naturalmente impiegati anche quando si debba adeguare le strutture orizzontali a carichi di esercizio più elevati o, in zone sismiche, nel caso in cui risulti la necessità di incrementare la resistenza flessionale ultima delle travi.

Indubbiamente più interessanti, per edifici danneggiati da sismi, sono invece le applicazioni della precompressione volte a modificare il valore di sforzo normale negli elementi verticali della struttura. Ad esempio l'intervento in figura 4 [2] ha lo scopo di scaricare parzialmente o totalmente un pilastro che sia stato gravemente danneggiato da fenomeni di flessione alternata; esso però può anche servire a ridurre il valore di sforzo normale in alcuni pilastri particolarmente sollecitati, riportandolo al di sotto della soglia corrispondente alla rottura bilanciata e quindi garantendone un comportamento più duttile. Nella figura 5, invece è schematicamente illustrata la presollecitazione verticale di pareti di taglio in cemento armato; l'incremento di sforzo assiale così conseguibile è molto più efficace nei casi di pareti ove tale sollecitazione sarebbe altrimenti modesta (pareti su cui non scaricano gli orizzontamenti o realizzate successivamente per l'adeguamento sismico), poiché serve ad incrementare la resistenza ultima, qualunque sia la snellezza dell'elemento. Infatti se la parete è tozza il comportamento a taglio

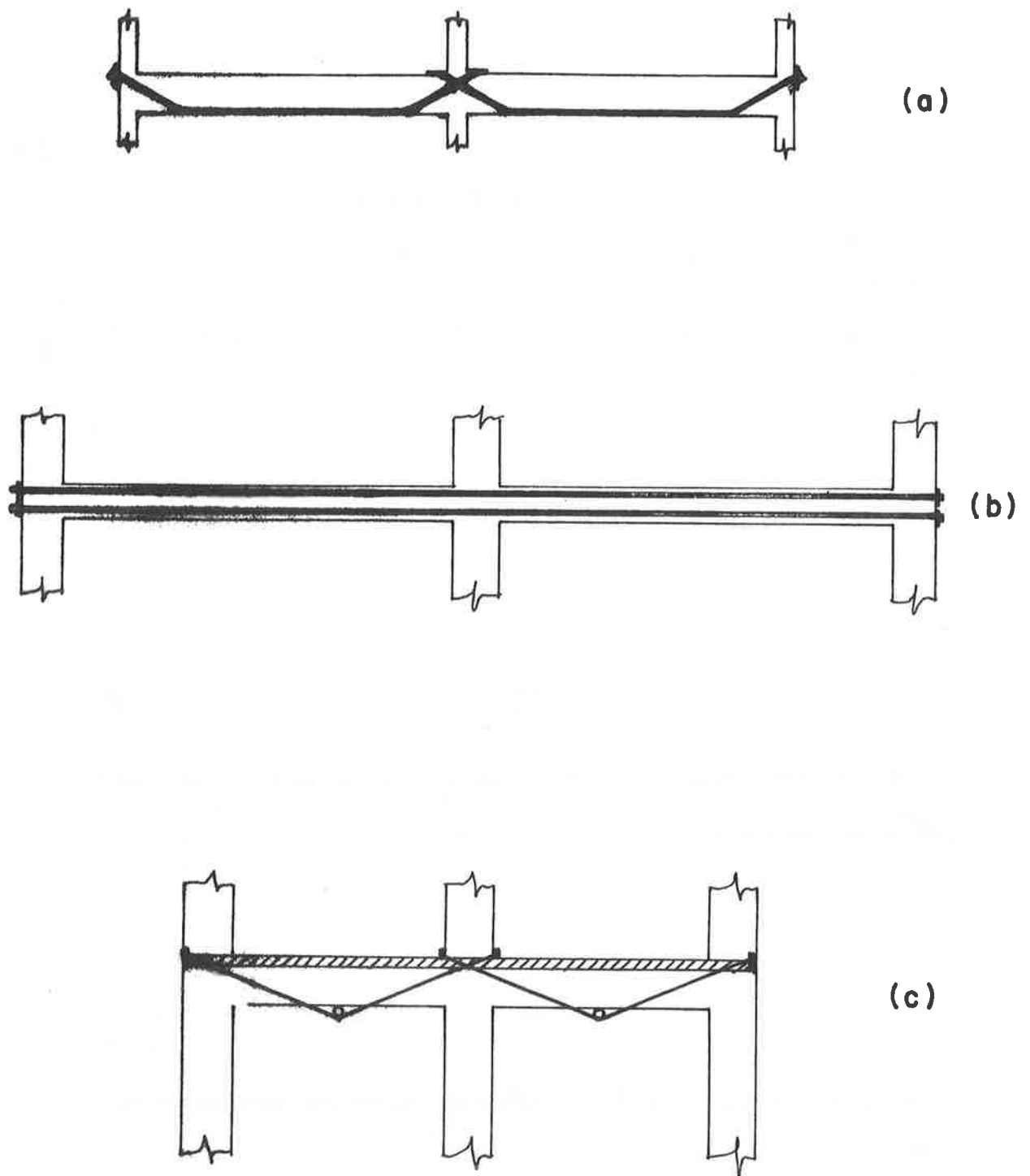


FIG. 1

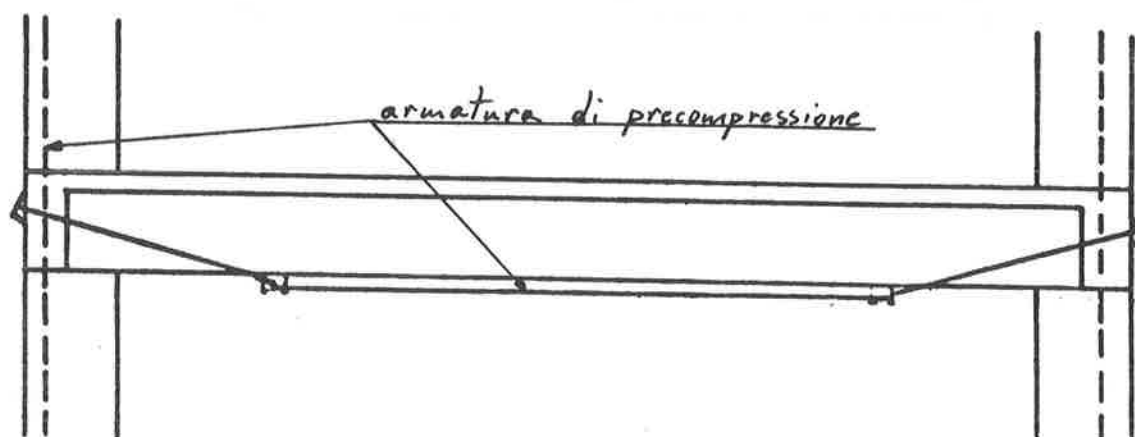


Fig. 2

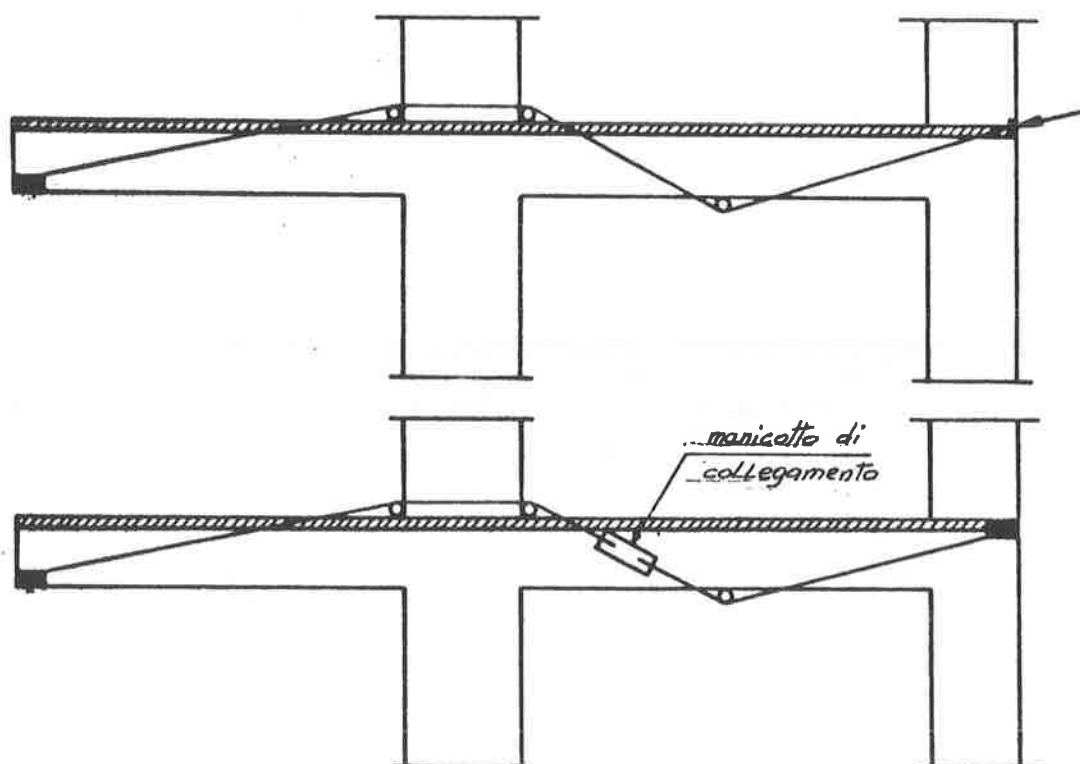


Fig. 3

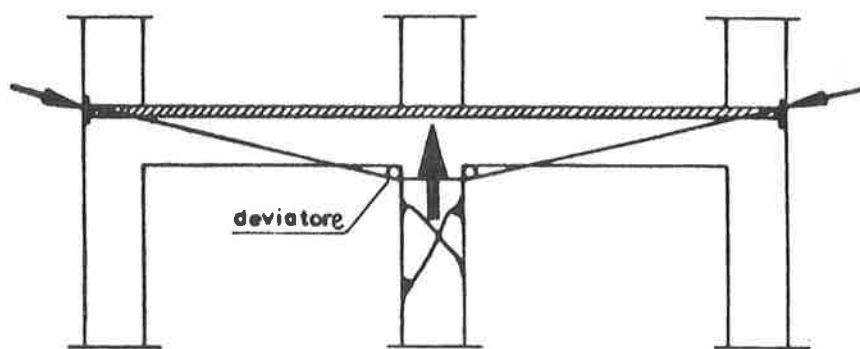


Fig. 4

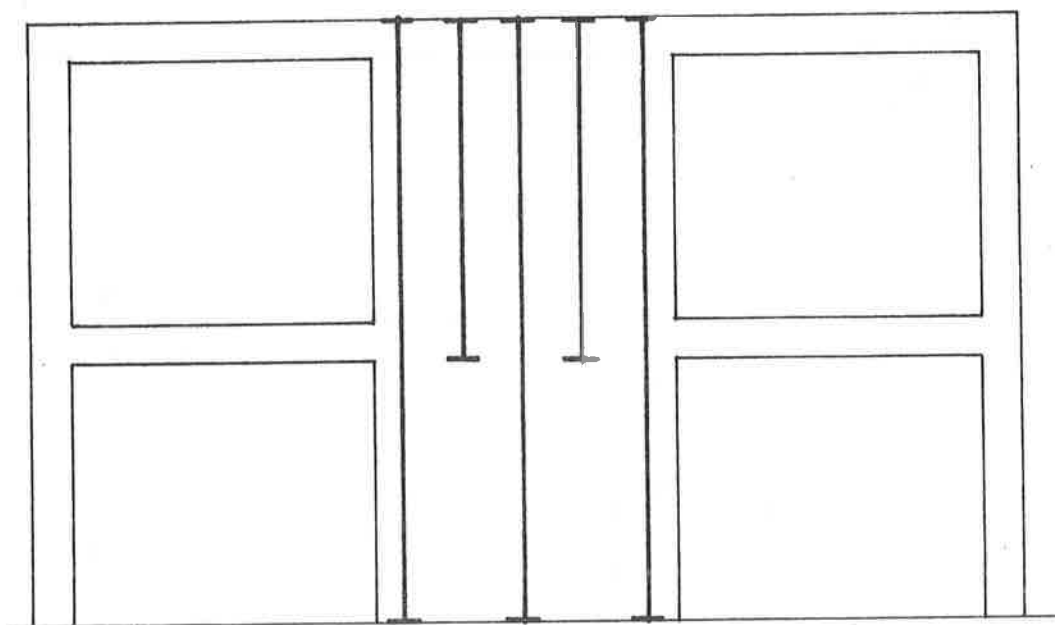


Fig. 5

è prevalente e la resistenza ultima, governata da formule del tipo

$$\tau_u = \tau_o \left(1 + \frac{\sigma}{1,5 \cdot \tau_o} \right) \quad (1)$$

si innalza in virtù dell'aumento della tensione normale σ ; se, al contrario, il rapporto di snellezza aumenta il meccanismo di rottura è flessionale, ma anche in tal caso l'aumento di N , purché contenuto al di sotto del valore di rottura bilanciata porta ad un incremento del momento ultimo, come è immediato rilevare dall'esame del dominio di collasso di una sezione in c.a. pressoinflessa (fig. 6).

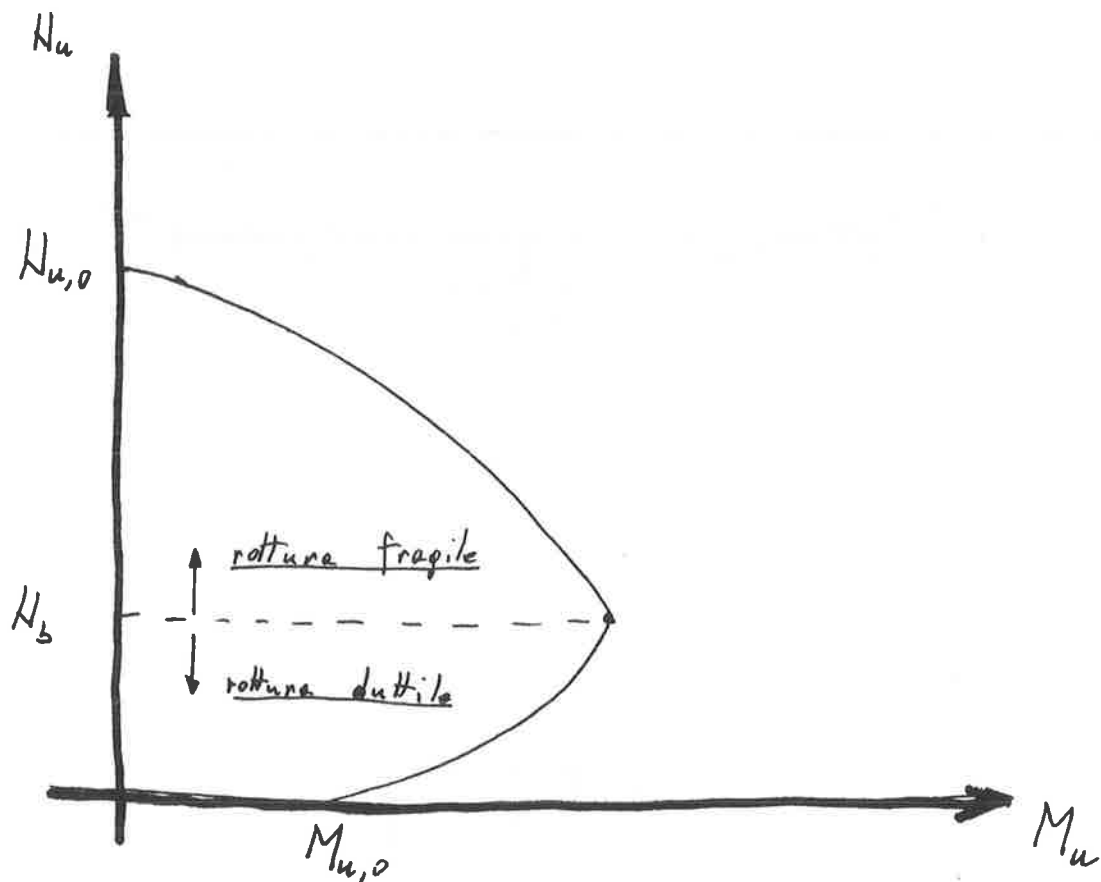


Fig. 6

Un altro campo di impiego della presollecitazione nei fabbricati esistenti è quello del collegamento di nuove strutture alle preesistenti. Tipico, in proposito, è il caso di una fondazione diretta o su pali ampliata con l'esecuzione di un nuovo elemento periferico in c.a. (anch'esso diretto o su pali) che viene solidarizzato al preesistente con barre trasversali di precompressione (fig. 7). Altro caso di

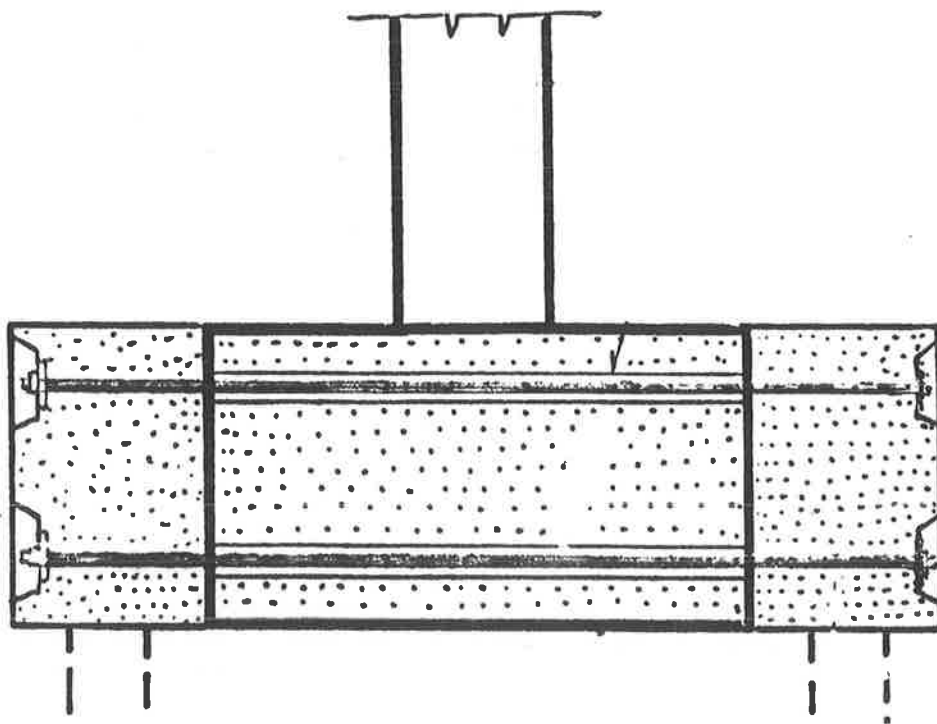


Fig. 7

di un certo interesse è quello di figura 8, in cui una struttura intelaiata in cemento armato viene irrigidita con controventi metallici solidarizzati appunto mediante barre pretese.

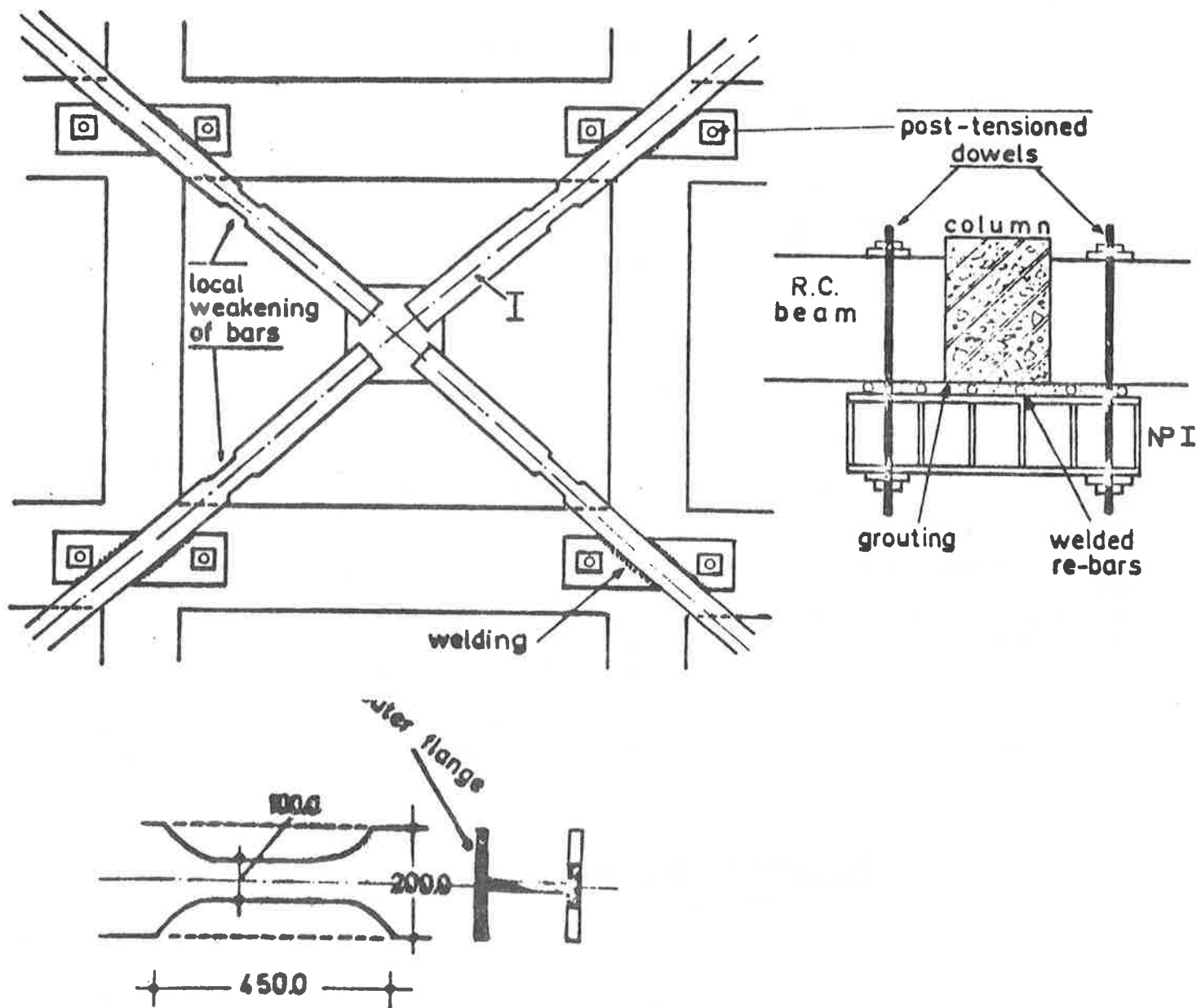


Fig. 8

Gli interventi su ponti in precompresso sono quasi sempre motivati da situazioni di dissesto conseguenti a carenze progettuali di vario tipo. Le manifestazioni più frequenti di degrado sono:

- lesioni verticali o pseudo verticali da insufficiente resistenza a flessione, molto frequenti nelle strutture a sbalzo costruite per conci, causate da errata valutazione delle perdite di precompressione e degli effetti dei fenomeni lenti, eccessive trazioni in sezioni verificate solo nei confronti di uno stato limite di decompressione, etc.;
- lesioni inclinate nelle anime da insufficiente resistenza a taglio, dovute a staffatura insufficiente, errata valutazione della sollecitazione tagliante, elevato

numero di cavi ancorati nella stessa sezione, etc.

La riparazione di opere che presentino insufficiente resistenza a flessione si attua prevedendo una precompressione longitudinale addizionale a tracciato rettilineo o poligonale (fig. 9). La prima soluzione ha evidentemente il vantaggio del

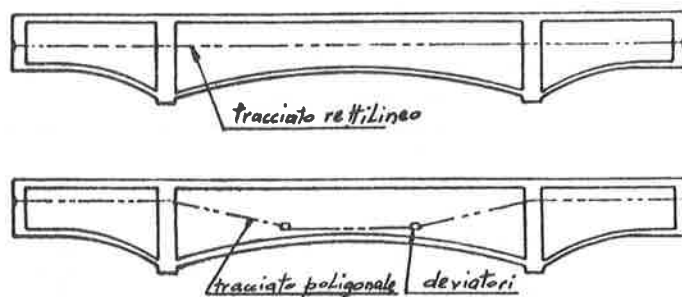


Fig. 9

la semplicità, presentando per contro gli inconvenienti di un cattivo rendimento e dell'inefficacia a taglio; la seconda, più razionale, richiede però, se esterna, la costruzione di deviatori, con i conseguenti problemi costruttivi e le maggiori perdite di presollecitazione.

Gli ancoraggi terminali possono essere di vario tipo [3][4][5].

- ancoraggi su traversi esistenti,
- ancoraggi terminali su traversoni rigidi di nuova esecuzione,
- ancoraggi su blocchi opportunamente fissati alle anime o alle solette
- ancoraggi sull'anima delle travi longitudinali entro nuovi spessori di calcestruzzo.

La prima soluzione consiste nel disporre i dispositivi d'ancoraggio sui traversi esistenti previa foratura degli stessi (fig. 10), con il vantaggio di assicu-

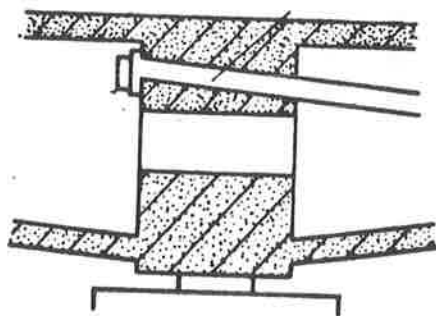


Fig. 10

rare una buona ripartizione degli sforzi sulle strutture dell'impalcato e di poter essere applicata sia per ancoraggi intermedi che terminali; in quest'ultimo caso purchè, naturalmente, vi sia sufficiente spazio fra traverso e strutture di spalla per le operazioni di tesatura. Essa richiede peraltro che il traverso sia sufficien

temente resistente e ben collegato ad anime e solette; in caso contrario occorre provvedere a rinforzare il traverso, generalmente aumentandone lo spessore e introducendo barre presollecitate di collegamento (fig. 11), oppure a disporre una

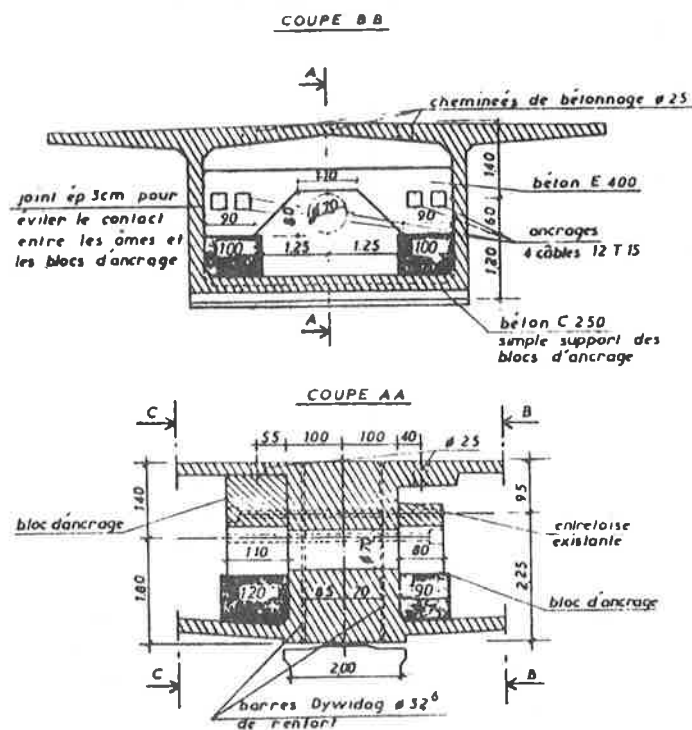


Fig. 11

struttura metallica che assicuri la ripartizione (fig. 12).

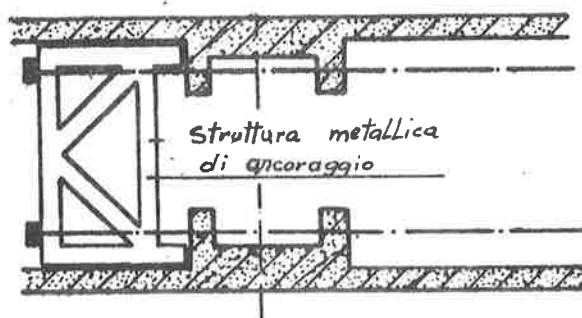


Fig. 12

Il secondo dispositivo consiste, invece, nel costruire all'estremità dell'impalcato dei traversi massicci in cemento armato normale o precompresso in cui sistemare gli ancoraggi (fig. 13). Il sistema ha il pregio, ancora, di assicurare un'ottima ripartizione degli sforzi e quindi di consentire l'adozione di armature di elevata portata. Per contro è necessario disporre di sufficiente spazio, sicchè

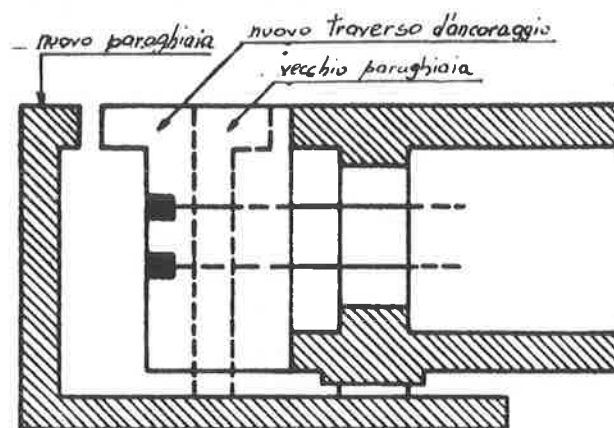


Fig. 13

spesso si richiede la parziale demolizione della spalla per arretrarne la paretina verticale di contenimento (fig. 14); inoltre tutte le armature di precompressione devono essere estese su tutta la lunghezza dell'impalcato, il che può spesso rilevarsi decisamente antieconomico.

La terza soluzione si realizza disponendo sulle anime o sulle solette dei blocchi di cemento armato o metallici (figg. 15, 16), collegandoli con armatura ordinaria passiva o con barre presollecitate. Il vantaggio è quello di poter conseguire un'ottimale distribuzione alla precompressione lungo l'asse longitudinale, ottenuto al prezzo di elevati sforzi concentrati applicati alla struttura in corrispondenza dei blocchi.

Il quarto sistema di ancoraggio, realizzabile solo quando si prevedano nuovi spessori di calcestruzzo in cui disporre le armature pretese (fig. 17), assicura la possibilità di realizzare una razionale distribuzione sia dei cavi di precompressione lungo le travate che delle sollecitazioni locali nelle zone di ancoraggio.

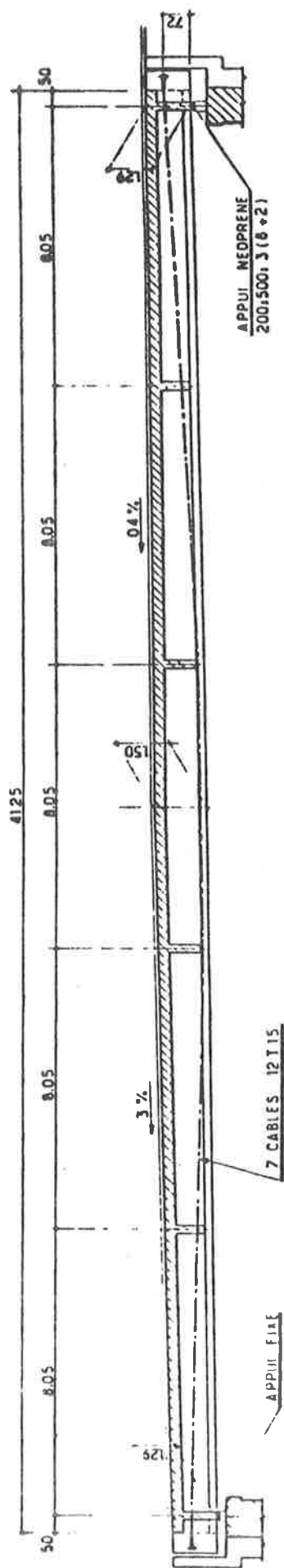
I deviatori, necessari quando il tracciato dei cavi abbia andamento poligonale per riprendere le spinte a vuoto delle armature e diffonderle nella struttura, possono essere in cemento armato o acciaio.

Nel primo caso (fig. 18) nel blocco sono annegati tubi metallici protetti contro la corrosione entro cui passano i cavi; nel secondo il pezzo realizzato per fusione o in lamiera irrigidite, presenta la parte superiore su cui poggia il cavo conformata a sella (fig. 19).

Gli interventi per riparare o rinforzare opere che presentino lesioni da taglio, quando non sia sufficiente il semplice rialzamento dei cavi di precompressione longitudinale, consistono nel disporre armature verticali presollecitate in asse o in adiacenza alle anime (fig. 20). La disposizione assiale, chiaramente preferibile dal punto di vista teorico, ha però l'inconveniente di richiedere la foratura dell'anima; talvolta inoltre, la presenza di cavi di precompressione impedisce il posizionamento voluto (fig. 21). Spesso si ricorre pertanto alla soluzione di barre esterne per praticità, accettando le sollecitazioni parassite che essa comporta sia nelle anime che nelle solette. Val la pena di osservare che alla base degli interventi sulle anime c'è sempre, ovviamente, un'inesatta valutazione dello sforzo tagliante. Fra le possibili cause di tale errore progettuale merita di essere segnalata quella di non tenere in debito conto la deformabilità della sezione trasversale della struttura; tipico, ad esempio, è il caso del cassone di figura 22 in cui l'anima centrale è sollecitata a taglio molto più di quelle laterali.

La precompressione esterna, cui si è già fatto ripetuto cenno, rappresenta una soluzione brillante per le riparazioni, sia per la maggiore praticità che per la possibilità di sostituire le armature sulle opere in servizio. Dal punto di vista esecutivo, peraltro, essa pone il delicato problema della protezione delle armature, risolvibile in tre modi:

COUPE LONGITUDINALE



DETAIL A

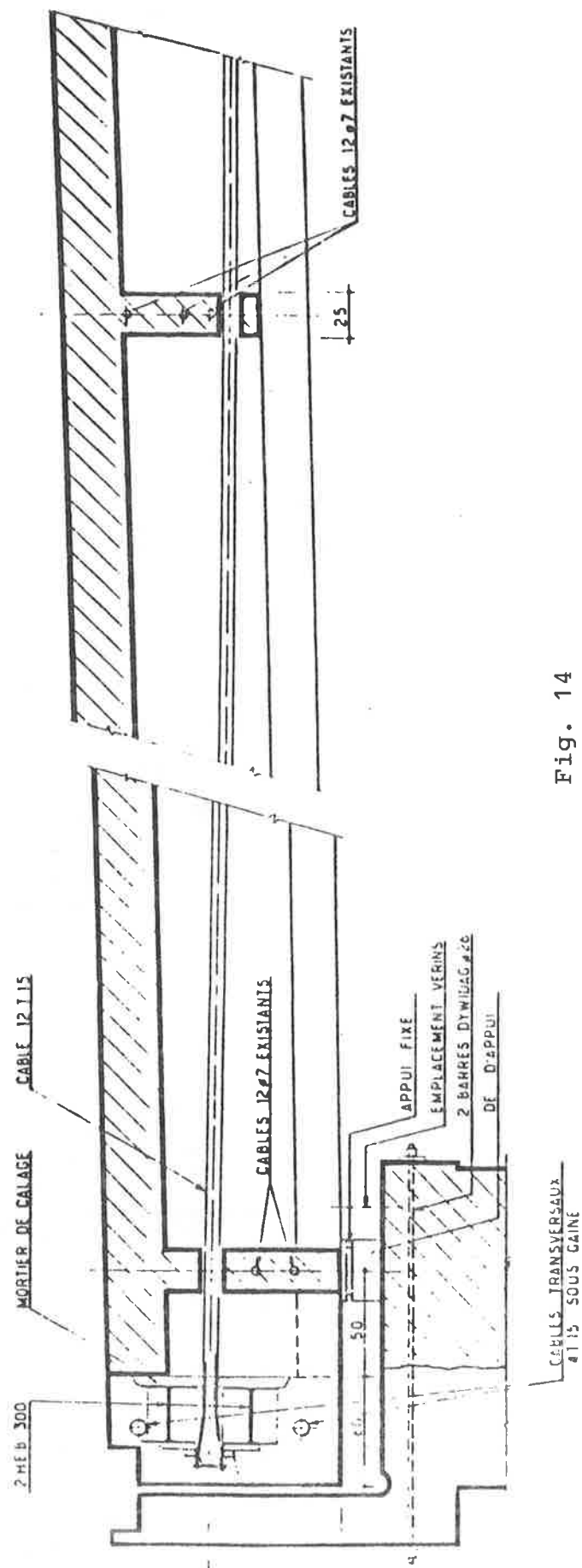


Fig. 14

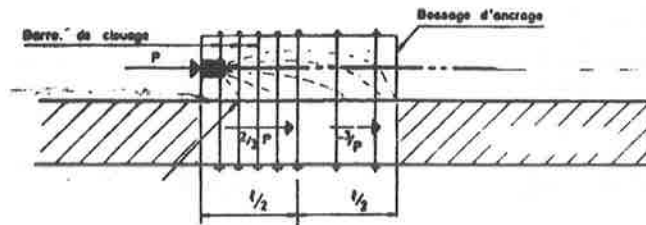


Fig. 15

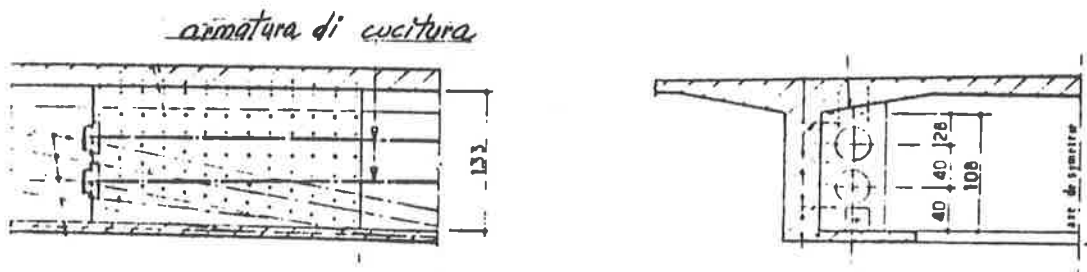
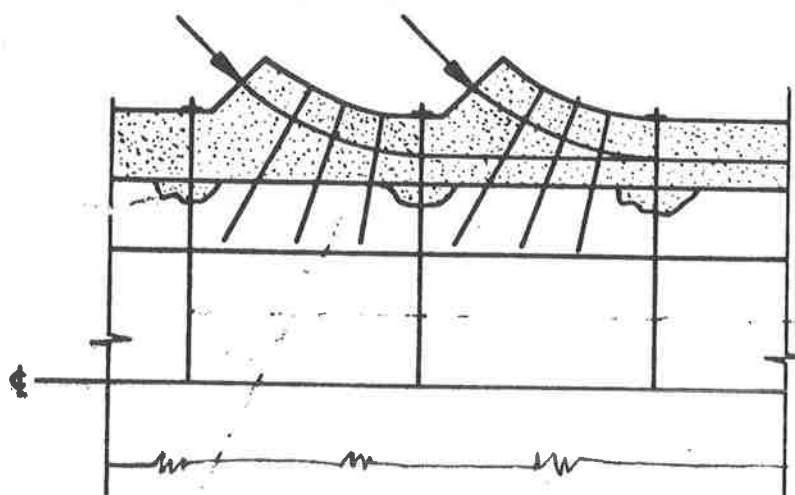
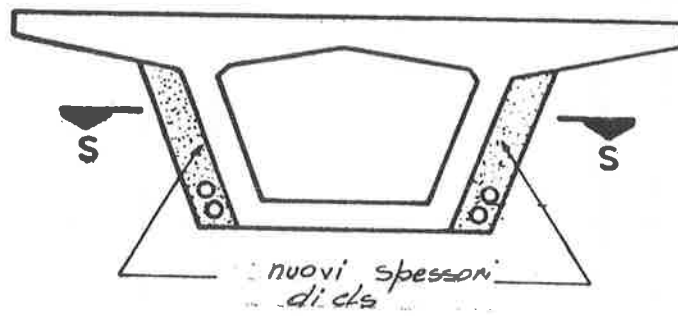


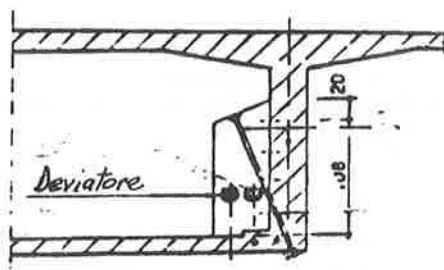
Fig. 16



Sezione S-S

Fig. 17

(a)



(b)

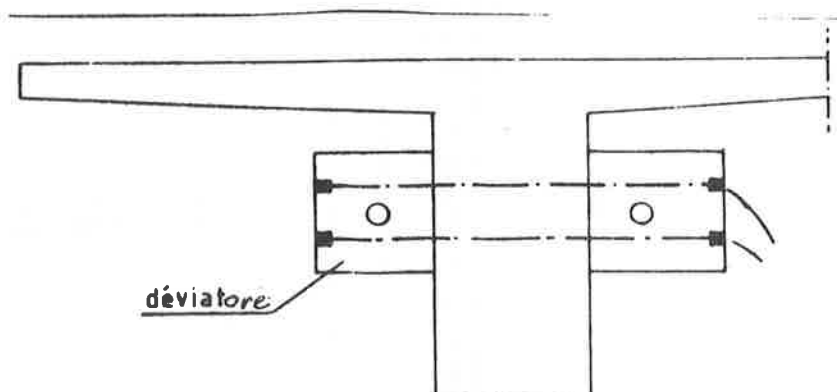


Fig. 18

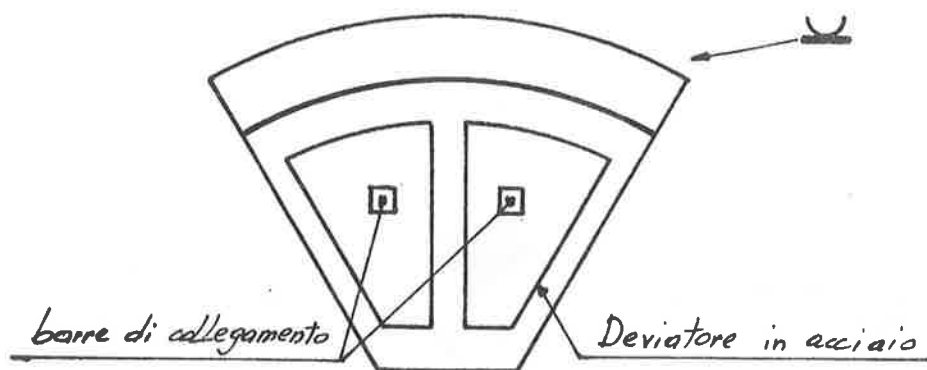


Fig. 19

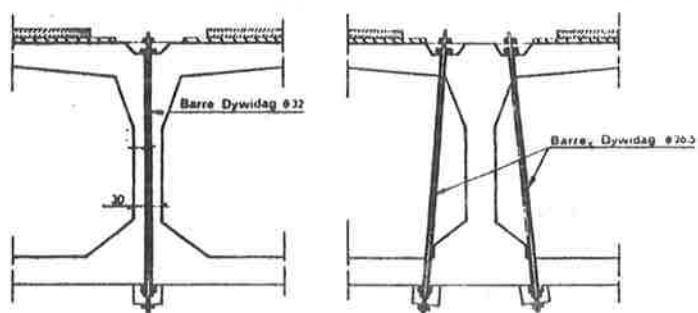


Fig. 20

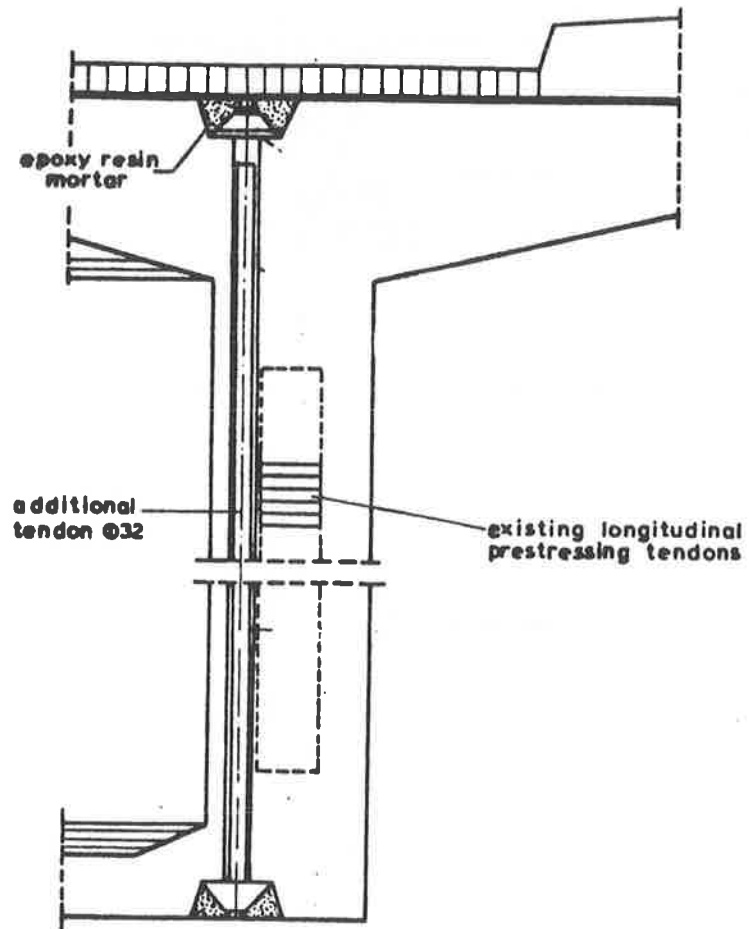


Fig. 21

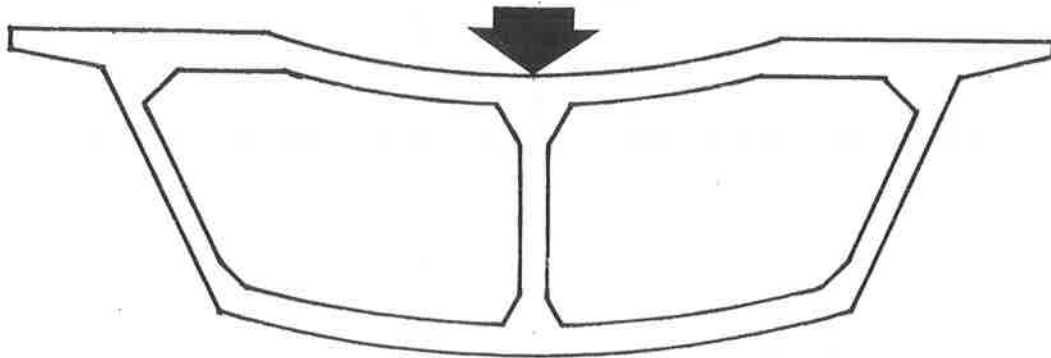


Fig. 22

- avvolgendo i cavi o le barre con calcestruzzo spruzzato, che però tende a fessurarsi rendendo assai precaria la protezione,
- adottando acciai galvanizzati, che però pongono problemi di resistenza a fatica e di durata nel tempo della protezione,
- preferibilmente alloggiando le armature in tubi metallici o in polietilene ed effettuando iniezioni di riempimento con boiacche di cemento o grasso; con il grasso, che si inietta ad elevata temperatura, è necessaria l'adozione di tubi metallici.

Ancora con riguardo alle tecnologie esecutive va detto che la precompressione difficilmente realizza la completa chiusura delle lesioni, per cui, specie in ambienti aggressivi, è opportuno che la sua applicazione sia accompagnata da una operazione di sigillatura delle fessurazioni mediante iniezioni di resine epossidiche.

Il dimensionamento degli interventi si effettua in generale con gli stessi criteri e metodi seguiti nella progettazione di opere nuove, salvo per alcuni particolari problemi posti dalla specificità delle applicazioni ed ai quali, nei termini cui si dirà di seguito, va posta particolare attenzione.

In primo luogo va rilevato che nelle riparazioni è frequente il ricorso a barre corte: nei fabbricati, nei collegamenti di nuove e vecchie strutture, nella precompressione verticale, etc.

In questi casi il ritiro degli ancoraggi comporta perdite di tensione assai elevate e difficili da prevedersi; basti pensare ad esempio che in una barra di lunghezza pari a 2 m (quindi non delle più corte) un ritiro di 1 mm determina una caduta di tensione pari a circa il 15% del valore iniziale. E' quindi necessario prevedere valori di perdita per ritiro d'ancoraggi più elevati di quelli regolamentari ed effettuare la tesatura almeno in due fasi (preferibilmente in tre o quattro).

Valori di perdita più elevati del normale vanno anche tenuti in conto, solitamente quando si interviene sulle strutture di fabbricati, in presenza di calcestruzzo molto scadente; le deformazioni viscosi, infatti, possono essere notevoli anche a dispetto dell'età avanzata del conglomerato.

Un altro delicato problema di progettazione consiste nella valutazione della resistenza a taglio, realizzata mediante barre di precompressione trasversale, al contatto fra la vecchia struttura ed una membratura aggiunta (tipico ad esempio è il caso degli ancoraggi mediante blocchi). Il valore del rapporto T/N fra la resistenza a taglio assicurata da uno sforzo di presollecitazione N e lo sforzo N stesso è assai aleatorio, come dimostrano le numerose esperienze finora eseguite [4] [5], dipendendo fortemente dalle superfici da collegare e dal tipo di malta interposta; la sola variazione di granulometria della sabbia in quest'ultima può portare a variazioni del coefficiente d'attrito dell'ordine del 100%. Poiché non è infrequente che il rapporto predetto scenda anche considerevolmente sotto l'unità, è consigliabile dimensionare i collegamenti con sforzi di presollecitazione pari a circa il doppio della resistenza a taglio richiesta o, addirittura, affidare questa ultima unicamente ad armatura di cucitura passiva nei casi più delicati, quali possono essere quelli dei blocchi d'ancoraggio di cavi addizionali (fig. 16).

Quando si ricorra alla precompressione esterna occorre porre attenzione a limitare le vibrazioni dei cavi, poiché possono dar luogo a pericolosi fenomeni di fatica. Si ridurrà pertanto la distanza dei deviatori a non più di una decina di metri o si disporranno sostegni intermedi antivibranti, controllando in ogni caso, con la formula della corda vibrante, che il periodo fondamentale e delle armoniche principali dei cavi sia sufficientemente diverso da quello dell'impalcato.

Un'altra ragione per tenere i deviatori piuttosto ravvicinati, specie in presenza di strutture molto deformabili, è che le grandi deformazioni della struttura sono seguite solo parzialmente da cavi, sicché si possono sfavorevolmente modificare i valori delle eccentricità degli sforzi di precompressione (fig. 23). Il fatto inoltre che i cavi seguono solo parzialmente le deformazioni del calcestruzzo deve indurre, nelle verifiche allo stato limite ultimo, a trascurare ogni sovratensione nei cavi esterni e a limitare l'allungamento del calcestruzzo nel diagramma delle deformazioni.

Inoltre, quando si operi su strutture di fabbricati, poiché si interviene su conglomerati privi di armatura di frettaggio occorre studiare caso per caso i dispositivi di ancoraggio, ricorrendo anche a soluzioni non convenzionali, in modo da

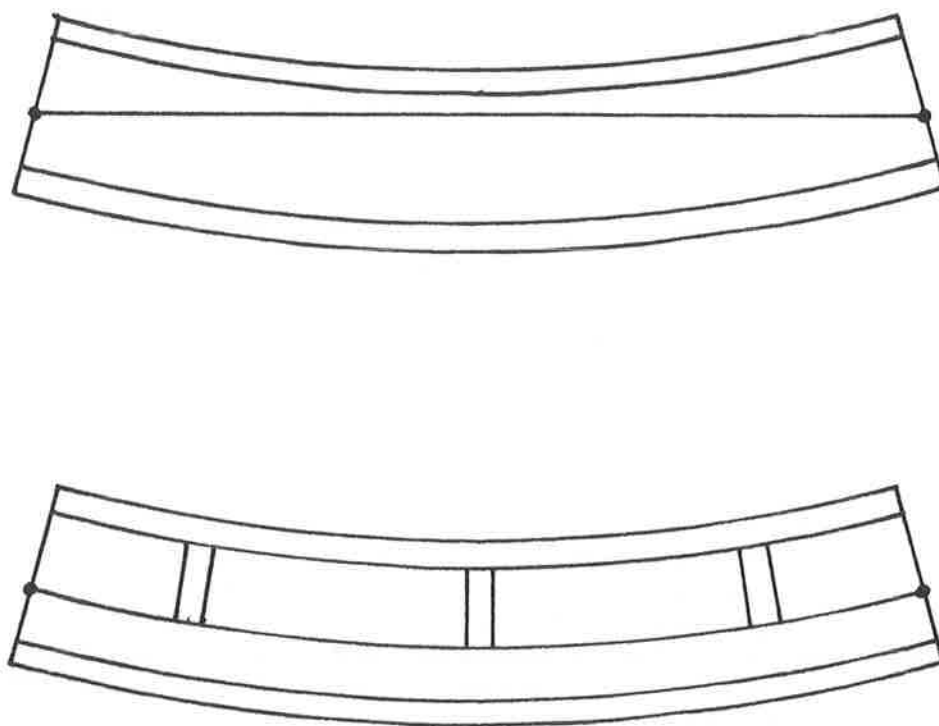


Fig. 23

assicurare pressioni di contatto accettabili e una corretta distribuzione degli sforzi; in tali situazioni, talvolta, possono rilevarsi opportuni provvedimenti di confinamento locale del calcestruzzo, del tipo a staffe esterne presollecitate.

Infine va rammentato che in presenza di strutture staticamente indeterminate, l'analisi va completata con la determinazione delle sollecitazioni secondarie che la presollecitazione induce a causa dell'iperstaticità.

Le considerazioni finora svolte hanno riguardato esclusivamente le tecniche e i problemi specifici di dimensionamento negli interventi di riparazione mediante precompressione; non si è fatto invece alcun cenno al carattere parziale o meno di quest'ultima.

In proposito, però, la distinzione è presto fatta e con essa può chiudersi questa prima parte della trattazione.

In tutti i casi in cui si intervenga su fabbricati o ponti in cemento armato normale (cui possono applicarsi le stesse tecniche descritte per quelli in precompresso) la precompressione ha sempre un carattere ausiliario ed è conveniente far conto anche sulla armatura ordinaria nella valutazione della resistenza ultima; nelle strutture sismoresistenti alla convenienza economica si aggiunge anche quella di un comportamento più favorevole in quanto sensibilmente più duttile di quello di strutture totalmente precomprese [6]. Le strutture così riparate sono quindi a precompressione parziale, nel senso classico del termine inteso in questo seminario.

La precompressione addizionale nei ponti in precompresso, invece, mira in ogni caso a ripristinare la situazione statica originaria, sicché con tali interventi si resta evidentemente nel solco della precompressione totale.

3. LE STRUTTURE IN MURATURA

Le prime applicazioni della presollecitazione a strutture in muratura risalgono a circa una trentina di anni fa, ma solo negli ultimi anni tale tecnica è andata diffondendosi e perfezionandosi. Le conoscenze sono quindi per molti aspetti ancora incomplete; tuttavia si può già tentare di abbozzare uno stato dell'arte, seppure lacunoso e frammentario.

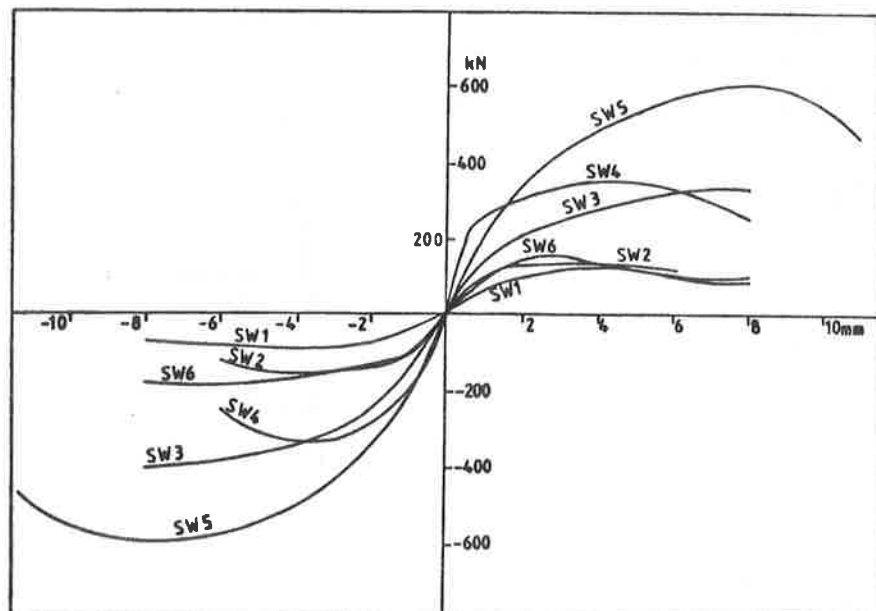
L'introduzione della precompressione in un organismo murario può avere sostanzialmente tre finalità: quella di migliorare la resistenza a trazione o a taglio, di annullare le deformazioni subite a causa di dissesti ristabilendo la geometria originaria o di modificare il flusso degli sforzi all'interno della struttura.

Fra gli interventi che puntano ad aumentare la resistenza vanno annoverati tutti quelli che prevedono l'inserimento di armature pretese disposte ortogonalmente a possibili lesioni.

In particolare, abbastanza diffusa è la pratica di impiegare cavi di precompressione orizzontali nelle pareti murarie soggette a prevalenti ed elevati sforzi verticali. In tali casi la precompressione ha l'effetto di rendere più isotropo lo stato di tensione, riducendone la componente deviatorica; si realizza così il duplice scopo di elevare la resistenza ultima e di rendere più duttile la rottura.

Nelle zone sismiche le pareti di taglio soggette a modesti carichi verticali possono essere, invece, utilmente precomprese verticalmente allo scopo di aumentare la resistenza a taglio, variabile con leggi del tipo rappresentato dalla formula (1). A tale intervento, per le ragioni dianzi illustrate, può essere opportuno accompagnare anche quello di precompressione orizzontale.

Tutto ciò è confermato anche dalle prove sperimentali a tutt'oggi disponibili [7], che evidenziano un comportamento a rottura estremamente duttile, come risulta dall'esame dei diagrammi forza-spostamento orizzontale ottenuti dagli involucri dei cicli d'isteresi (fig. 24). L'incremento di resistenza limitato, rispetto a quel-



SW1 - SW2 → pareti presollecitate

SW3 SW6 → pareti rinforzate con lastre di cls armato (normale o rinforzato)

Fig. 24

lo conseguito con altri sistemi di rinforzo, è dovuto in parte al fatto che le strutture più resistenti sono state ottenute con interventi molto più massicci di rinforzo (lastre in cemento armato normale, in calcestruzzo rinforzato con fibre di vetro o metalliche) e in parte al fatto che nei provini sperimentati è stata adottata una precompressione estrema, il che ha impedito lo sviluppo di effetti spinotto e quindi di tener conto della resistenza a taglio offerta dalle armature passanti attraverso le fessure, impegnate a seguito dello scorrimento relativo fra le facce di queste ultime.

Le armature pretese orizzontali, inoltre possono anche servire ad annullare i distacchi fra paramenti murari ortogonali provocati da sollecitazioni sismiche o da rotazioni delle pareti causate da eccessiva eccentricità dei carichi verticali.

Le variazioni di andamento degli sforzi in seno alle membrature possono essere ottenute in vario modo, impiegando tiranti verticali, inclinati od orizzontali, a secondo dei casi.

In figura 25, ad esempio, il tirante inclinato serve a centrare la risultante dei carichi entro la base di appoggio del pilastro, bilanciando l'effetto della

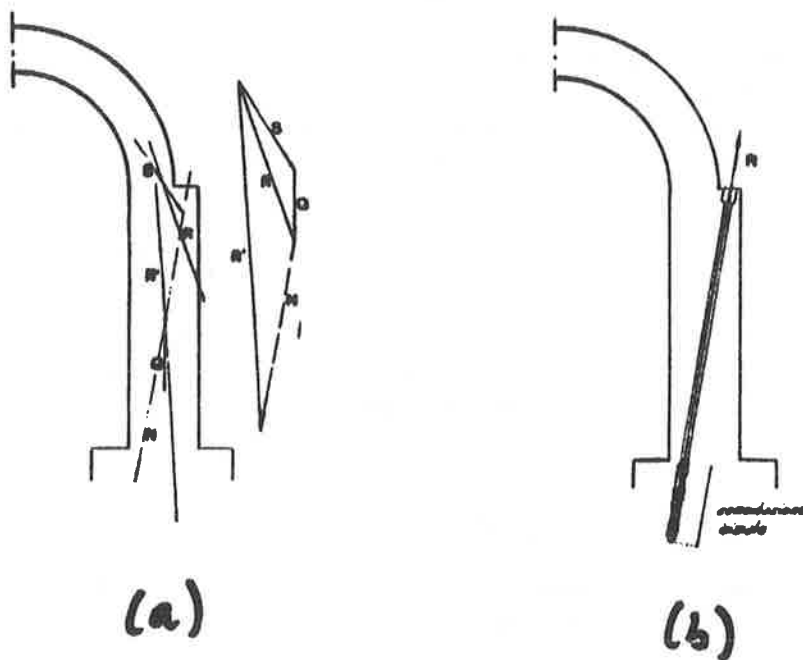


Fig. 25

spinta non contrastata dell'arco. Nella figura 26, invece, i cavi orizzontali, funzionando come catene, favoriscono la formazione di archi di scarico nella muratura al di sopra della grande apertura centrale, convogliando i carichi lateralmente a quest'ultima. In fine nel caso illustrato nella fig. 27 l'adozione ancora di cavi orizzontali accoppiata all'introduzione di nuove colonne, pressate contro la parete mercè l'impiego di martinetti piatti, consente di scaricare le vecchie colonne sovraccaricate, affidando i carichi verticali solo alle nuove colonne ed ai più robusti pilastri terminali [8]. Con provvedimenti di tipo analogo si può intervenire anche per modificare la distribuzione di sforzi di fondazione, privilegiando ad esempio pali di nuova esecuzione e di sicura affidabilità (fig. 28).

Le tecniche esecutive prevedono generalmente la realizzazione di fori tramite trivellazione entro la muratura, l'infilaggio dei cavi o delle barre, la formazione degli ancoraggi, la tesatura e l'iniezione di sigillatura eseguita con boiacca di cemento a pressione fra 2 e 5 bar.

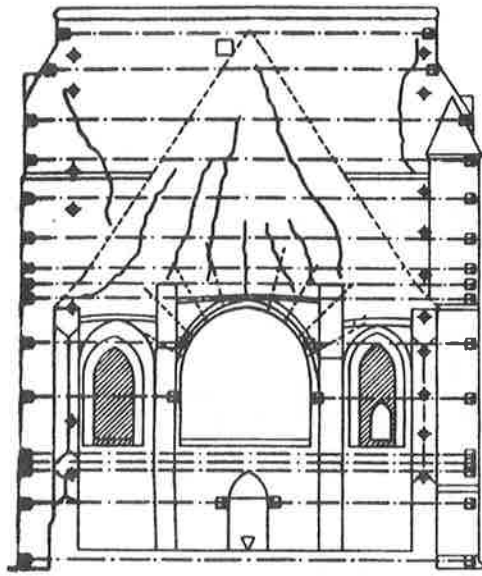
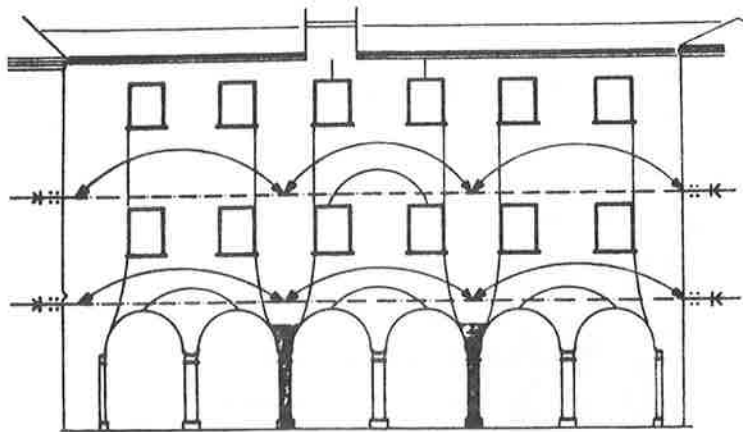


Fig. 26

(a)



(b)

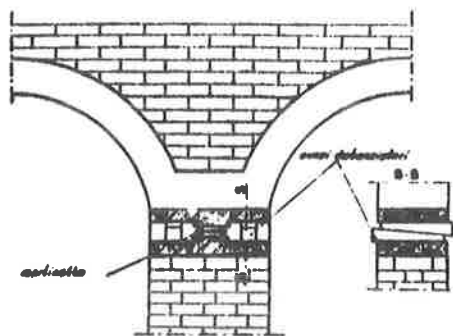


Fig. 27

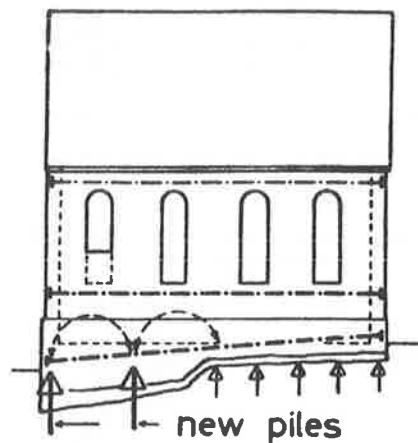


Fig. 28

Per la protezione dei cavi, non potendo garantirsi l'assenza di soluzioni di continuità nella miscela iniettata, può prevedersi l'adozione di guaine di protezione, o meglio ancora quella di barre preverniciate con resine epossidiche o di trefoli del tipo cosiddetto "unbonded", vale a dire preventivamente ingrassati e viplati; queste ultime soluzioni, infatti, consentono alla miscela di iniezione di consolidare anche la porzione di muratura circostante l'elemento preteso.

Gli ancoraggi richiedono oltre all'adozione di opportuni dispositivi a piastra metallica, quella di piastre metalliche o di cuscinetti in cemento armato (fig. 29).

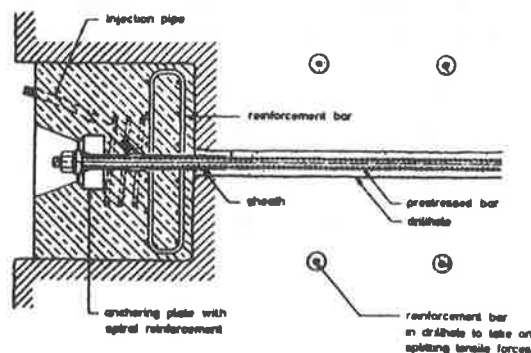


Fig. 29

per la ripartizione delle forze di pretensione. Nel caso di armature verticali, lo ancoraggio fisso può essere realizzato anche nel terreno di fondazione (fig. 30) quando le caratteristiche di quest'ultimo lo consentano.

In presenza di murature nella quali sia sconsigliabile la perforazione, le armature di precompressione in trefoli possono essere disposte lateralmente e simmetricamente entro apposite scanalature ricavate nelle pareti, che vengono successivamente sigillate con malta in cemento a stabilità volumetrica. Gli ancoraggi fissi, in questi casi, possono realizzarsi sfioccando i trefoli in apposite lastre ar

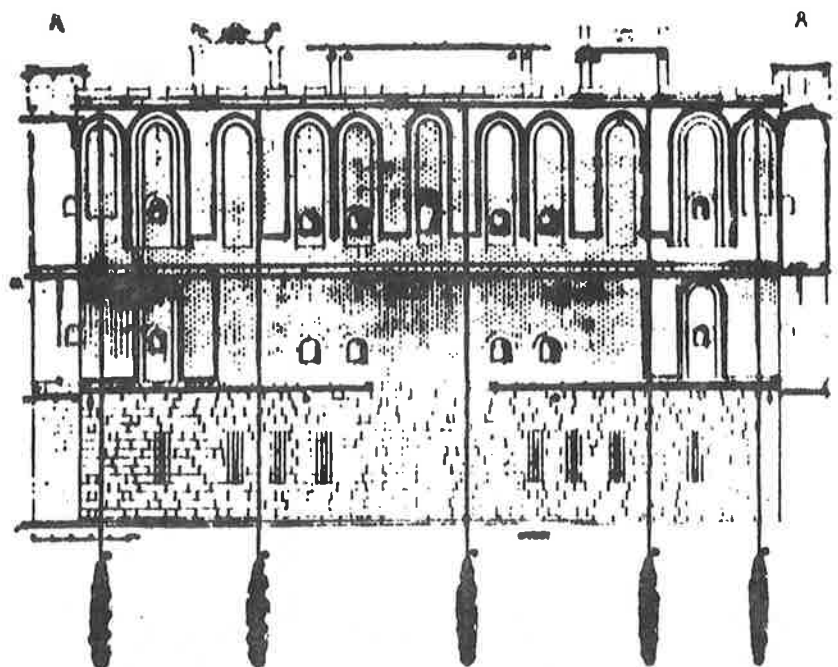


Fig. 30

mate realizzate ad un'estremità della muratura e ben collegate a quest'ultima (figura 31); per le armature verticali l'ancoraggio può essere realizzato anche sfio-

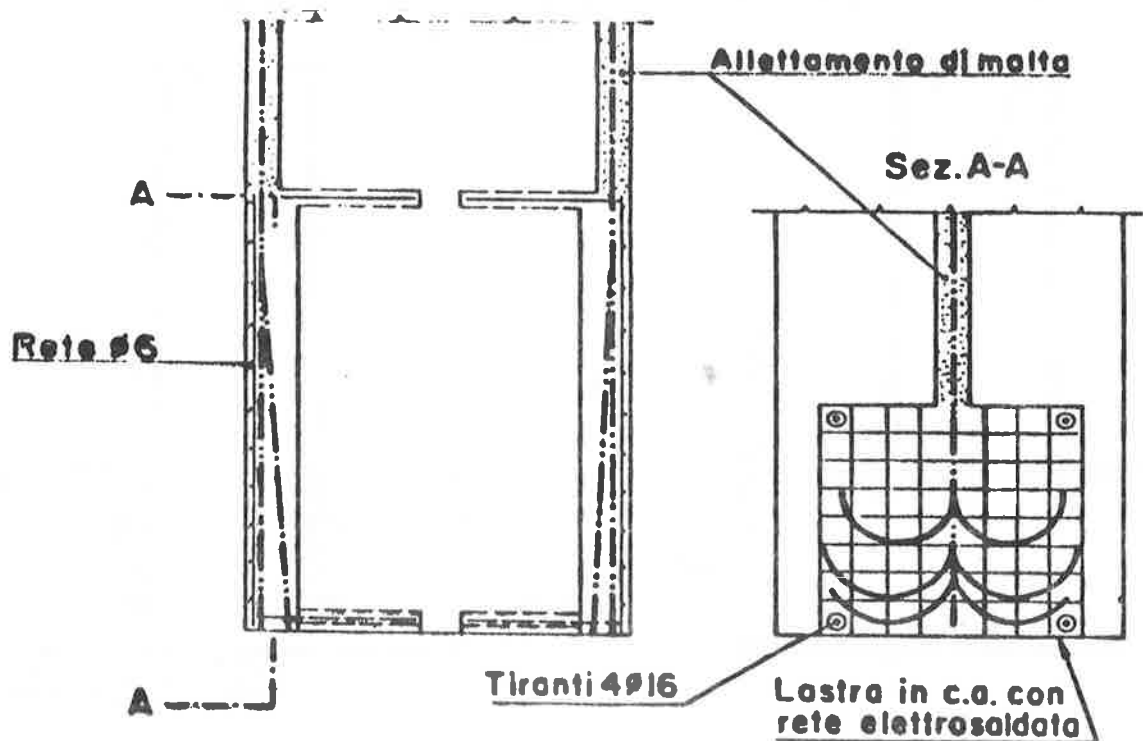


Fig. 31

cando i trefoli entro strutture di fondazione eseguite in sottomurazione (fig. 32),

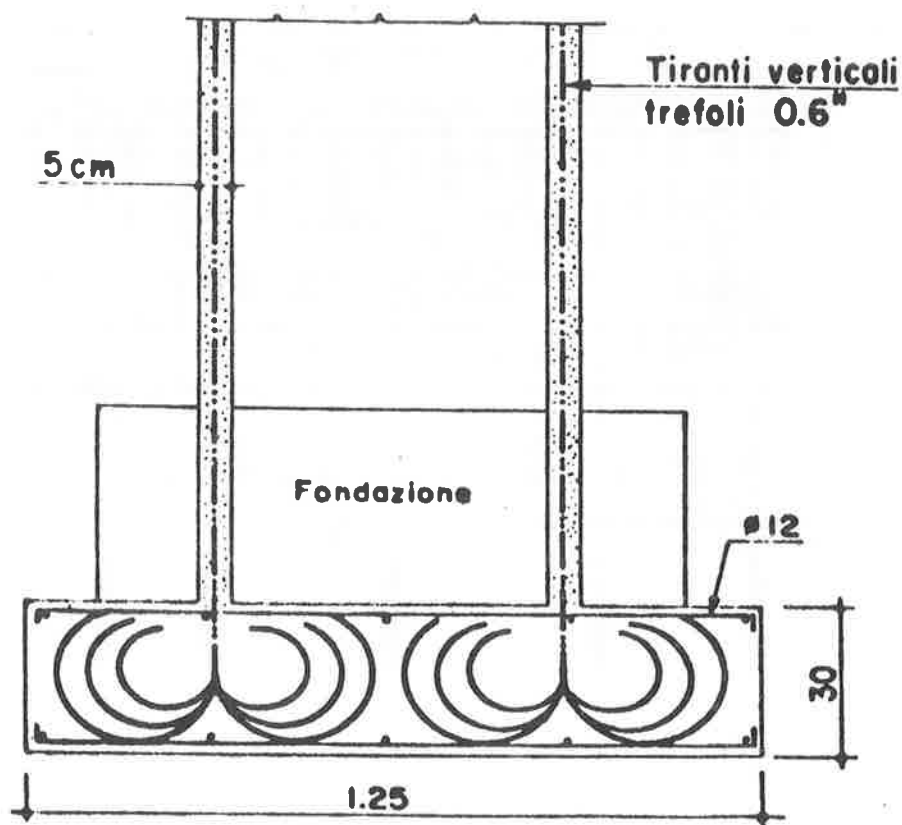


Fig. 32

oppure annegando sempre entro le strutture di sottofondazione esistente o di nuova esecuzione le piastre d'acciaio con l'ancoraggio inferiore dei trefoli (fig. 33).

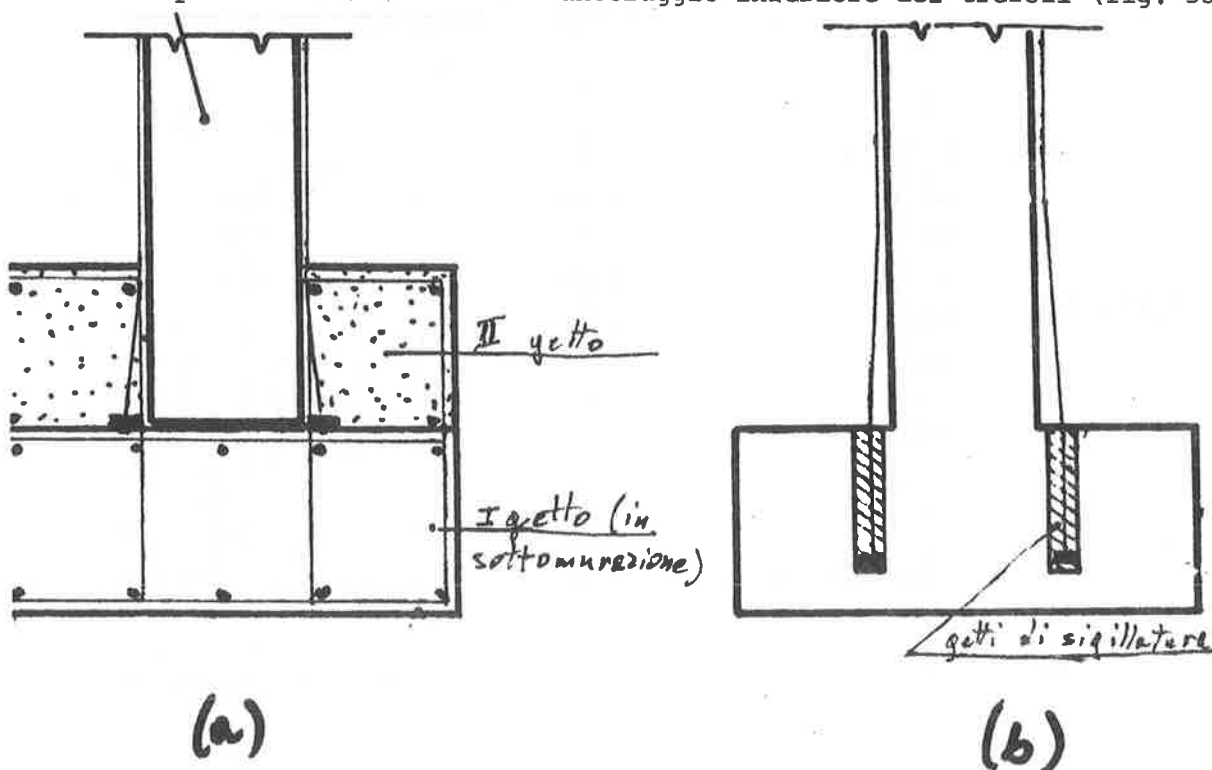


Fig. 33

L'ancoraggio mobile può essere invece previsto, specie nel caso di precompresione verticale entro opportuni cordoli in cemento armato (fig. 34).

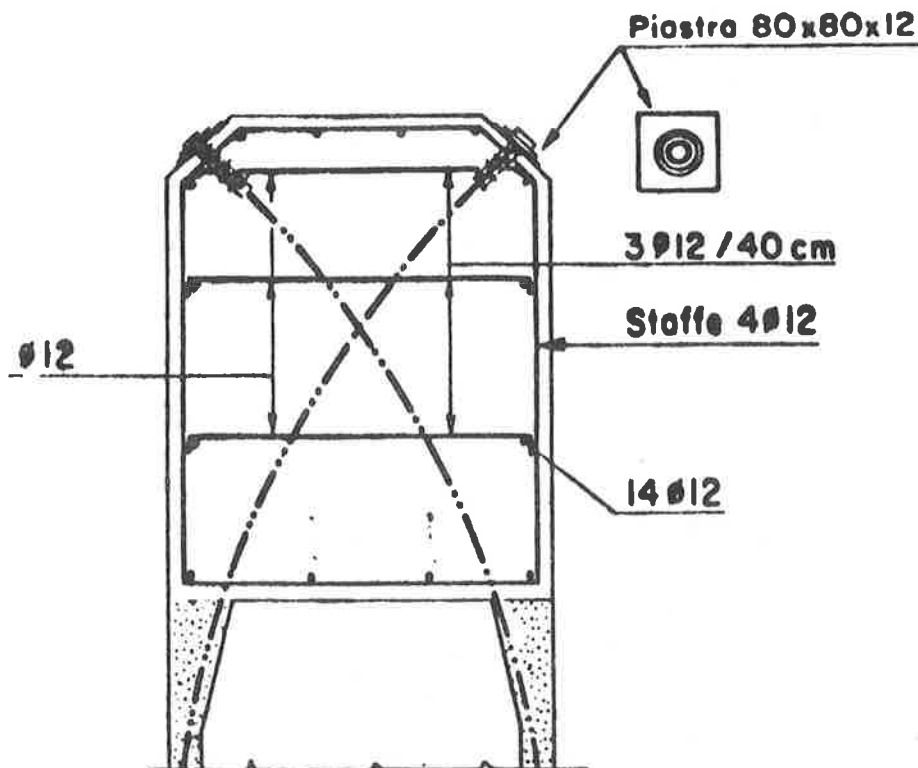


Fig. 34

Il dimensionamento delle murature presollecitate, da un punto di vista generale, può ancora inquadrarsi nell'ambito della teoria classica valida per il cemento armato. Vi sono però alcuni aspetti specifici, legati alle particolari caratteristiche materiali e strutturali degli elementi murari, che sono sensibilmente diversi o addirittura originali e che pertanto meritano di esser qui, seppure brevemente, discussi.

Un problema comune anche alle strutture in cemento armato è quello della caduta permanente di tensione, che nelle murature, in condizioni normali, sono dovute essenzialmente al ritiro degli ancoraggi e ai fenomeni di deformazione lenta nei materiali. In materia solo recentemente si sono avviate indagini sperimentali [9] [10] le cui conclusioni, abbastanza concordanti, indicano valori di perdita comunque inferiori al 20%, generalmente variabili fra il 10% e il 15% per murature vecchie di non pregevole fattura e fra il 5% ed il 10% per quelle nuove di ottima esecuzione. Alcuni Autori [11] hanno fornito una formula empirica per la valutazione della perdita ΔF di pretensione:

$$\Delta F = \phi_{\infty} \cdot \sigma_M \cdot A_S \cdot E_S / E_M \quad (2)$$

essendo:

- ϕ_{∞} un coefficiente da assumersi pari a 1,3 ÷ 1,6.
- σ_M la tensione indotta dalla presollecitazione nella muratura
- A_S l'area dell'armatura di pretensione
- E_S il modulo elastico di tale armatura,
- E_M il modulo elastico della muratura nella direzione in cui è effettuata la presollecitazione,

indicando in un periodo variabile fra i 2 e i 3 anni il tempo necessario al verificarsi di circa l'80% ÷ 85% della caduta ΔF .

Sempre in tema di cadute permanenti, va osservato che nelle strutture murarie sensibili variazioni della pretensione originaria possono essere determinate anche da cedimenti fondazionali, vibrazioni generate durante lavori di riparazione, etc. Tali fenomeni, infatti, provocano deformazioni permanenti di diversa natura da quelle di fluage (indotte sotto tensioni costanti) ma praticamente con gli stessi effetti. Alcune misurazioni effettuate in proposito hanno rivelato in murature presollecitate soggette a lavori di scavo e sottomurazione perdite di tensione nelle armature anche intorno al 15%, quindi dello stesso ordine di grandezza delle normali cadute permanenti. E' quindi sempre opportuno valutare con una certa prudenza i valori della variazione ΔF da prevedersi in progetto.

Va inoltre aggiunto che alle cadute permanenti dello sforzo di presollecitazione si aggiungono oscillazioni stagionali dello sforzo stesso intorno al suo valor medio, dovute a variazioni del tenore di umidità della parete; un fenomeno analogo (fig. 35) si produce con le variazioni termiche a seguito dei valori sensibilmente

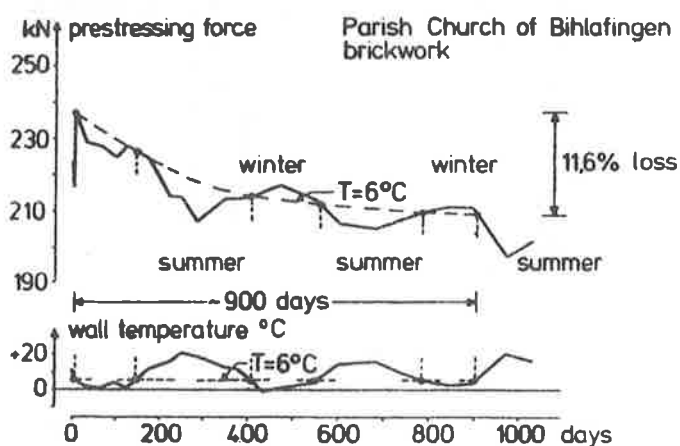


Fig. 35

diversi dei coefficienti di dilatazione termica dell'acciaio ($\alpha = 11,5 \times 10^{-6}$) e delle murature ($\alpha = 6 \div 8 \times 10^{-6}$). Si tratta però, in ogni caso, di variazioni non significative ai fini del dimensionamento poichè non hanno carattere permanente.

Le tensioni sulla muratura sotto gli elementi ripartitori degli ancoraggi non devono superare la tensione ammissibile normalmente accettata quando la larghezza della piastra o del cuscinetto di calcestruzzo sia uguale allo spessore della muratura; se invece detta larghezza non supera un terzo dello spessore murario possono accettarsi sulla muratura valori di tensioni superiori anche al 50% a quello ammissibile. In proposito le prescrizioni normative sono ancora carenti; i suggerimenti forniti in questa sede sono in sostanziale accordo però con alcune indicazioni della tedesca DIN 1053. Quanto ai valori ammissibili, occorre una certa prudenza nel fissare quelli per tensioni normali orizzontali; la resistenza della muratura parallelamente ai giunti di malta orizzontali è infatti inferiore di circa il 10% ÷ 20% a quella valutata in direzione ortogonale.

Un'altra verifica da non sottovalutare riguarda le tensioni trasversali σ_t indotte dalla precompressione (fig. 36).

Quando i valori calcolati non siano assolutamente modesti e quindi affidabili alla muratura tal quale, si deve controllare che essi siano inferiori a quelli di compressione generati dai carichi verticali o da armature pretese disposte ortogonalmente; in caso contrario gli sforzi di trazione risultanti devono essere affidati ad apposita armatura ordinaria.

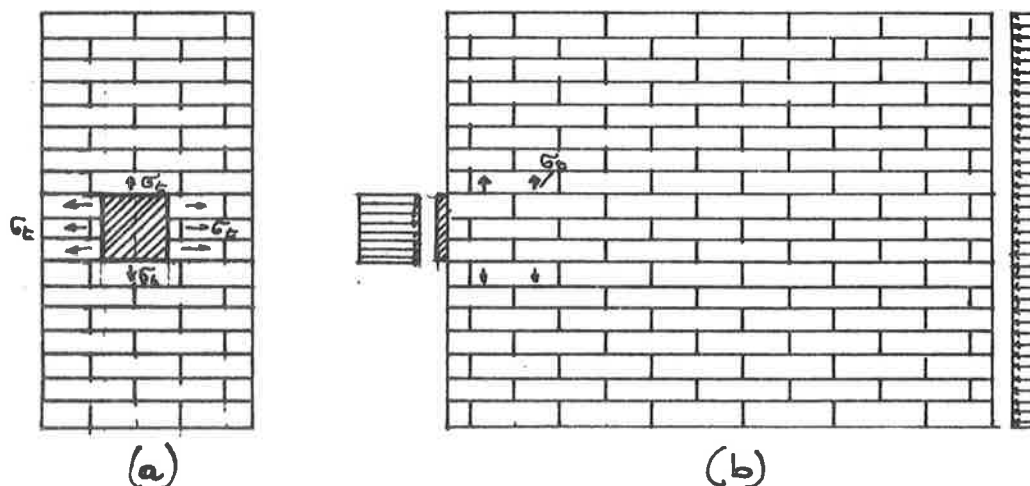


Fig. 36

Un altro problema di calcolo non sempre sufficientemente valutato si pone, infine, quando si applichi la presollecitazione orizzontale a murature costruite con unità disposte in corsi regolari con giunti orizzontali, di cui sono tipico esempio tutte quelle in mattoni o blocchi ed alcune di quelle in pietra squadrata. In pareti di questo tipo, infatti, le tensioni di trazione verticali generate dalla precompressione possono causare la degradazione dei giunti di malta orizzontali; il che può provocare l'instabilità dei filari di mattoni direttamente sotto carico, non più vincolati al resto della parete. Il fenomeno è temibile, evidentemente, quando i carichi verticali siano di entità modesta. Il valore del carico verticale minimo q_m , per unità di lunghezza, necessario ad evitare collassi di questo tipo vale [12] :

$$q_m = v \cdot 1,67 \cdot \sigma_{M,O} \cdot F / h \cdot E_{M,O} \quad (3)$$

in cui

v è un coefficiente di sicurezza che si consiglia di assumere non inferiore a 5

$\sigma_{M,O}$ la tensione della muratura direttamente sotto carico

F la forza di precompressione

h l'altezza di un filare di unità (mattoni o blocchi)

$E_{M,O}$ il modulo elastico della muratura in direzione orizzontale.

Se il carico verticale presente non è sufficiente, il valore di q_m si può ridurre diminuendo di F o $\sigma_{M,O}$. Qualora non voglia adottarsi nessuno di questi provvedimenti, si possono disporre barre verticali di armatura ordinaria per ridurre le lunghezze libere di inflessione (fig. 37); le distanze devono essere inferiori alla semilunghezza d'onda della deformata critica, condizione che può essere soddisfatta assumendo per le distanze dal bordo e quelle intermedie i valori minimi:

$$d_1 = 0,25 \sqrt[4]{\frac{h^3 E_M a t}{q_m}} \quad (4)$$

$$d_2 = 2,4 \cdot d_1, \quad (5)$$

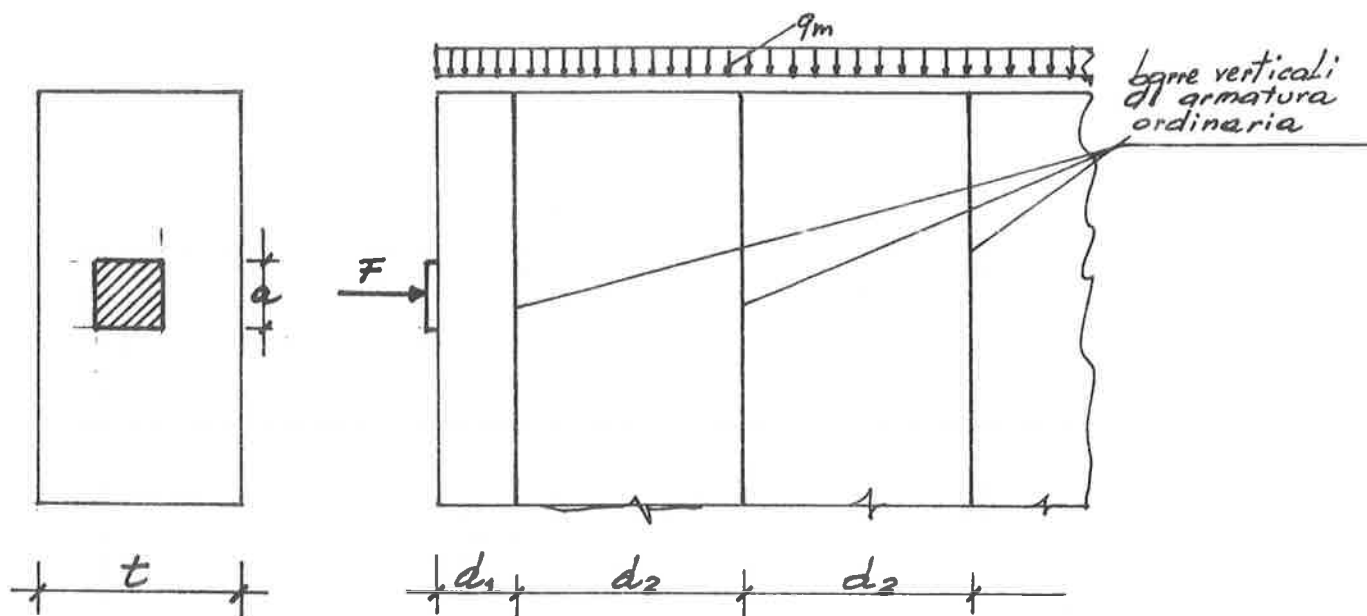


Fig.37

essendo

- a l'altezza dell'elemento ripartitore dell'ancoraggio
- t lo spessore della muratura

Esaurite queste considerazioni di carattere generale, possiamo concludere l'argomento con alcune riflessioni sull'entità della presollecitazione.

Nelle costruzioni in muratura la precompressione si introduce, come si è visto, per aumentare la resistenza a taglio di pareti tozze o quella flessionale di pareti molto snelle, per limitare o annullare la fessurazione sotto i carichi di servizio, per ristabilire certe geometrie alterate da dissesti, per modificare i percorsi delle forze interne. Per raggiungere questi obiettivi praticamente non è mai necessario ricorrere alla precompressione totale, intendendo quest'ultima come tale da escludere l'insorgere di tensioni di trazione sotto tutti i carichi di progetto. La precompressione nella riparazione delle costruzioni in muratura è quindi quasi sempre parziale. Nelle murature armate essa ha gli stessi connotati, formali e sostanziali, con cui viene definita per le strutture in cemento armato; negli altri casi resta la filosofia di fondo che ha generato l'idea della precompressione parziale, modificandosi solo i procedimenti concreti di verifica agli stati limite di servizio e ultimo, in quanto viene a mancare l'armatura ordinaria.

4. CONCLUSIONI

Come vedete, ho iniziato questo lavoro atterrito dall'idea di cercar connessioni fra elefante e Resistenza e lo termino dimostrando che l'elefante ha dominato la Resistenza.

Tirando le somme, scherzi a parte, si può davvero concludere riconoscendo alla precompressione, opportunamente dosata e quindi parziale, un ruolo estremamente interessante nello scenario delle moderne tecniche di riparazione e rinforzo, sia sotto l'aspetto tecnico che economico.

Tutto ciò direi che è sostanzialmente dovuto al carattere intrinsecamente intelligente alla base della idea stessa della presollecitazione: quella geniale prerogativa, cioè che le ha consentito, nella storia della tecnica, di risolvere brillantemente problemi altrimenti di difficile se non impossibile soluzione. Ed in tal senso quindi il suo ingresso nel mondo delle riparazioni è un'ulteriore conferma della sua validità.

Desidero chiudendo esprimere la mia gratitudine agli organizzatori di questo Seminario ed al prof. Cestelli-Guidi in particolare, per avermi offerto la opportunità di riflettere e mettere un po' d'ordine in argomenti di cui ancora poco si parla. A voi, infine, va il mio più sincero grazie per l'attenzione e la pazienza con cui mi avete seguito.

BIBLIOGRAFIA

- (1) - M.Mele - "La riparazione degli edifici danneggiati ed il rafforzamento delle strutture in cemento armato e in acciaio" - Industria Italiana del Cemento - n. 5 maggio
- (2) - C.E.B. - "Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading" - Bull. d'information - n. 162
- (3) - C.E.B. - "Comportment en service, entretien et réparations" - Bull. d'Information - n. 163
- (4) M.D.POINEAU - "La réparation des ponts en France" Not. AICAP - n. 10 - Octobre 1983.
- (5) - P. XERCAVINS - "Réparation de structures en béton précontraint par précontrainte additionnelle" - Seminario AICAP - Bergamo - Maggio - 1981
- (6) - C. CESTELLI GUIDI - M. MENEGOTTO - S.TREMI PROIETTI: "La precompressione parziale per strutture sismiche" - Atti Giornate AICAP - Ravenna - Maggio 1981
- (7) - D.L.HUTCHISON - P.M.F. Mc KENZIE - "Laboratory testing of a variety of strengthening solutions for brick masonry wall panels" - Eighth World Conf. on Earth. Engin. - Vol. I - San Francisco - 1984
- (8) - F. WENZEL - "Structural problems connected with restoration and strengthening" - IABSE Symposium-Final Report - Venezia - 1983
- (9) - J. HALLER - "Prestressing cracked masonry for restoration" - IABSE Symposium Final Report - Venezia - 1983
- (10) - A. HUIZER - N.G. SHRIVE - "Loss of pre-stress in a post-tensioned masonry wall" - Conf. on Reinforced and prestressed masonry - Edinburgh - August 1984.
- (11) - W.TRAUTSCH - D.HAGE - "Formänderungen und scherverhalten von mauerwerk. Berichte aus der Bauforschung" - W.Ernst und Sohn - Berlin 1972
- (12) - J.HALLER - "Untersuchungen zum Vorspannen von mauerwerk historischer bauten" - Aus Forschung und Lehre - Inst. für Tagkonstruktionen - Universität Karlsruhe (TH) - 1982

LA PRECOMPRESSIONE PARZIALE NELLE STRUTTURE ANTISISMICHE

M. MENEGOTTO

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni
Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni
Università di Roma "La Sapienza"

SOMMARIO

Viene discussa l'applicazione della precompressione parziale alle strutture antisismiche, nelle quali l'esigenza o l'opportunità di aggiungere armature passive nasce da ragioni del tutto differenti da quelle per le strutture non sismiche. Mentre per queste ultime il c.a. parzialmente precompresso viene considerato una variante del c.a.p. destinata a migliorare essenzialmente le condizioni di esercizio delle opere (prescindendo dalla controversa convenienza economica), al contrario, nelle strutture antisismiche la precompressione parziale serve eventualmente a migliorarne il comportamento in condizioni limite ultime.

La modifica introdotta rispetto ad una struttura in c.a.p. nei due casi è analoga, consistendo in una armatura flessionale "lenta" aggiuntiva, ma deriva da motivi indipendenti fra loro, tanto che le definizioni stesse del rapporto di precompressione parziale, già così discusse in rapporto alle stesse strutture ordinarie, non sono poi affatto estensibili al caso sismico.

Il comportamento sismico delle strutture precomprese non è stato ancora messo a fuoco risolutivamente ai fini della progettazione. Dal punto di vista teorico esso si presenta piuttosto complesso - subendo l'influenza di molti fattori interagenti - ed anche distante da quello dei modelli elasto-plastici presi di solito a riferimento per le strutture in c.a. o in acciaio.

Pertanto non è tuttora possibile definire per esse in maniera diretta un parametro di duttilità o di dissipazione, cioè un "coefficiente di struttura". Vi sono stati dei tentativi empirici di introdurre fattori correttivi ai coefficienti di struttura relativi al cemento armato, in funzione del grado di precompressione; fattori tendenti a ridurre il coefficiente stesso, per tener conto della minore dissipazione di energia fornita dalle strutture precomprese.

Per contro, altri fenomeni tendono a ridurre la risposta sismica di tali strutture, a parità di periodo proprio iniziale, e l'introduzione di armatura pas

siva riconduce i livelli di dissipazione verso quelli del c.a., ferma restando la difficoltà di parametrizzazione cui si è fatto cenno.

Va pure detto che, benchè le strutture precomprese sono oggi ampiamente diffuse e, in vari casi, sono state soggette ad eventi sismici, esse in genere non sono precomprese nelle parti determinanti agli effetti delle azioni sismiche orizzontali: per cui in definitiva l'osservazione del comportamento al vero di strutture impegnate è molto scarsa.

Pur non essendo ancora giunte ad una sintesi definitiva dell'argomento, delle ricerche sperimentali e numeriche hanno permesso però di mettere in evidenza gli aspetti salienti del comportamento di tali strutture. Nel presente intervento sono illustrati e commentati le conoscenze attuali ed i risultati di ricerche, per la cui estesa descrizione e per i riferimenti bibliografici, si fa riferimento e si rinvia alle pubblicazioni seguenti:

- C.Cestelli Guidi, M.Menegotto, S.Tremi-Proietti: "La Precompressione Parziale per Strutture Sismiche". Atti delle GIORNATE A.I.C.A.P. '81, Ravenna, Maggio 1981
- R.Giannini, M.Menegotto, C.Nuti: "Risposta Sismica di Strutture Precomprese" Atti del 2° Convegno Nazionale L'INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA, Rapallo, Giugno 1984.

Partial Prestressing as an Important Mean of Modern Design Concepts

M. Miehlibradt, Swiss Federal Institute of Technology at Lausanne (EPFL)

1. Introduction

The basic idea of partial prestressing is to combine the advantages of reinforced concrete (r.c.) and prestressed concrete (p.c.) and to avoid by this certain inconveniences related to simply reinforced or to fully prestressed structures.

Thus, the arrangement of prestressing steel allows to reduce the steel section and permits the continuity of reinforcement (tendons); the effect of the prestressing force is to reduce cracking and deformations, whereas the presence of reinforcing steel contributes to improve durability (not so sensitive to corrosion) and robustness (by proper detailing).

Ordinary (minimum) reinforcement is even needed in fully prestressed structures, but in partially prestressed concrete (p.p.c.) it is also used economically :

- fully taken into account at ultimate,
- favorable effect in service by limiting crack widths which may occur due to temperature or shrinkage effects extending over the whole structure.

Detailing and execution are often easier, e.g. by avoiding concentrations of tendon anchorages.

Finally, time-dependant prestress losses due to creep are, in general, much lower in p.p.c.

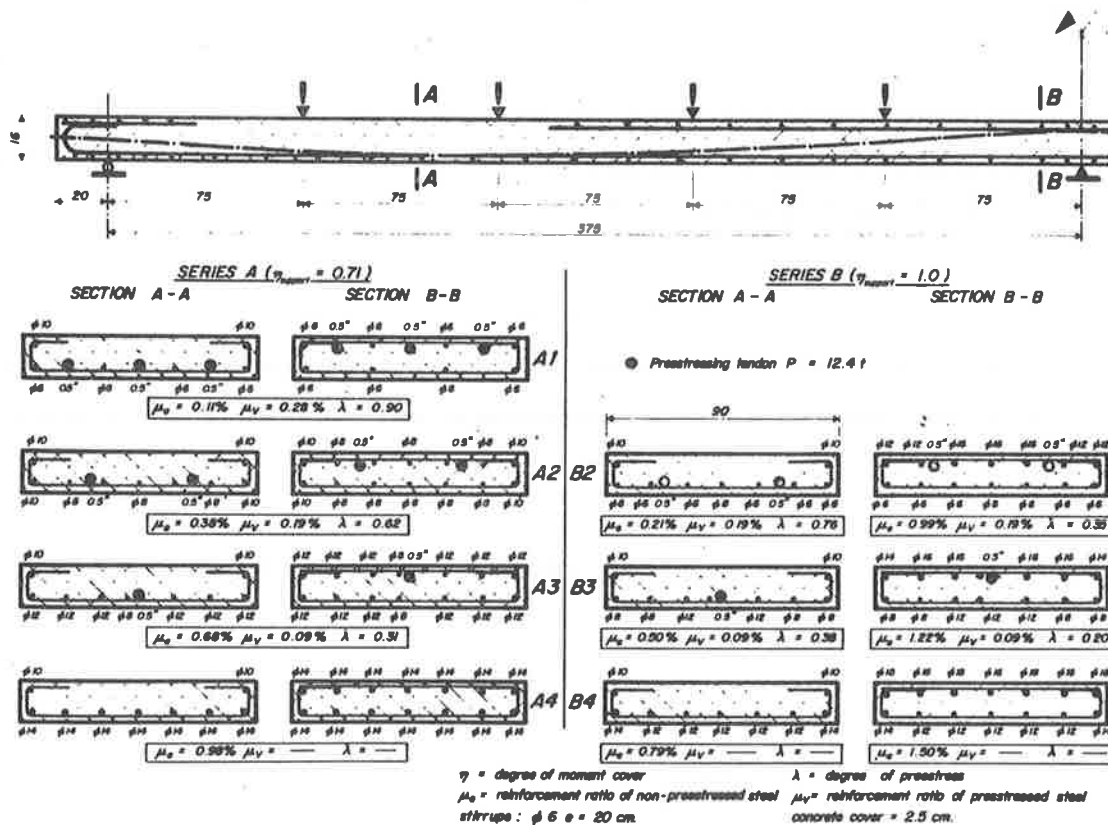
The optimal degree of prestressing depends very much on the type and the size of the structure as well as on local conditions. Its choice should be left to the responsible designer who has to consider the general requirements of the client.

2. Test results

2.1 Bending tests at Lausanne

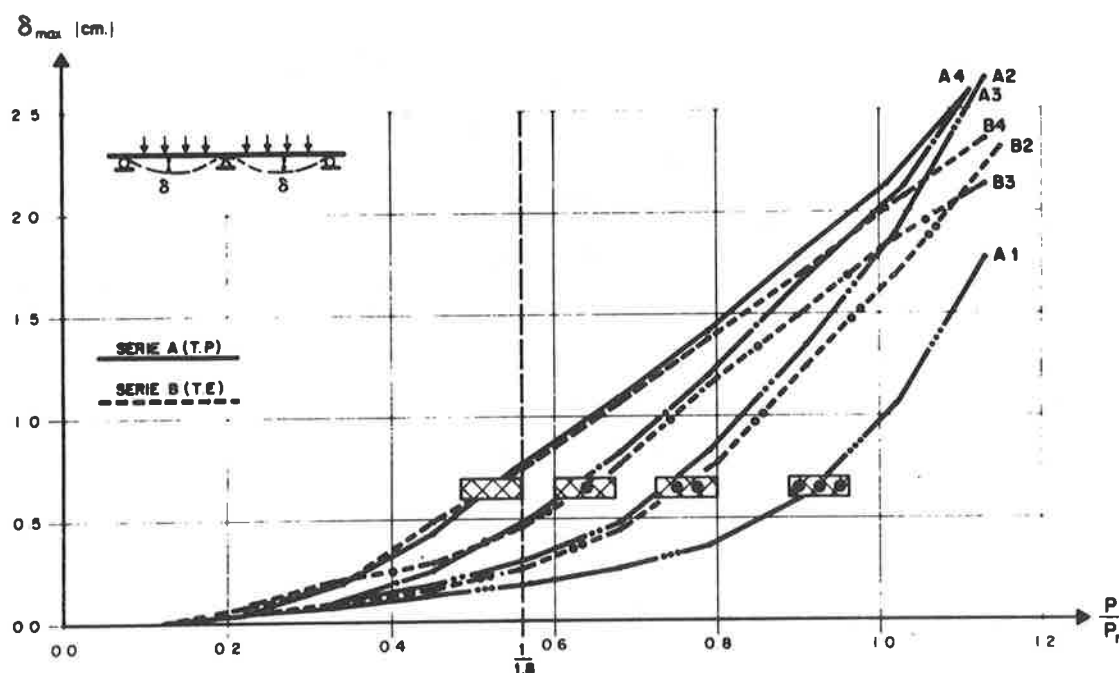
The problem of deformations and cracks under serviceability conditions in a partially prestressed structure essentially designed according to the plastic theory was the subject of this test series. Seven slab strips, continuous over two spans, were tested : They had the same quality of concrete and were designed to have the same ultimate load.

For series A, designed according to the theory of plasticity, the same reinforcement was chosen over support as at midspan. The slab strips of series B were reinforced according to a bending moment diagram calculated with $EI = \text{constant}$. This required over the support approximately twice the reinforcement area at midspan.



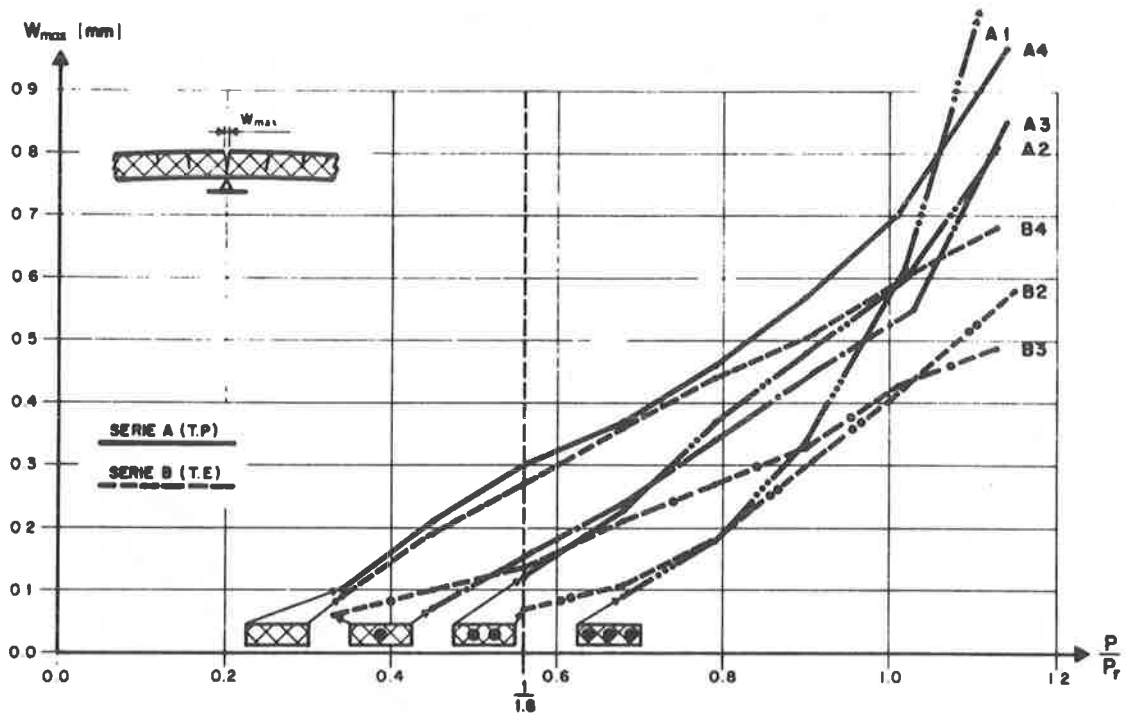
Another parameter for the two series was the degree of prestressing which was varied from slabs A 4 and B 4 with no prestressing, to slab A 1 with total prestressing.

The maximum measured deflections are plotted as a function of the load. The deflections do not depend upon the value of the negative moment chosen at the support for the design of the reinforcement. Thus, each pair taken from series A and B and having the same prestress, exhibited the same deflection, and this continued to be true even with loads much higher than the service load.



On the other hand, the degree of prestressing plays a decisive role on deflections and crack widths. Even with moderate prestressing (one cable, slabs A3 and B3), the deflection was reduced by 40 per cent compared with conventionally reinforced slabs (A4 and B4). The decrease was 65 per cent for the slabs with two prestressing cables. Similar results were obtained for the maximum width of cracks over the central support and at mid-span. Even at the central support, where one would expect large differences in crack widths, the values for comparable slabs of the two series A and B were very close to each other under service loads.

It is also interesting to establish once more that a high degree of prestressing (slab A1) retards, as expected, the formation of cracks, but their width grows very rapidly at higher loads and attains larger values than all the purely reinforced or partially prestressed structures.

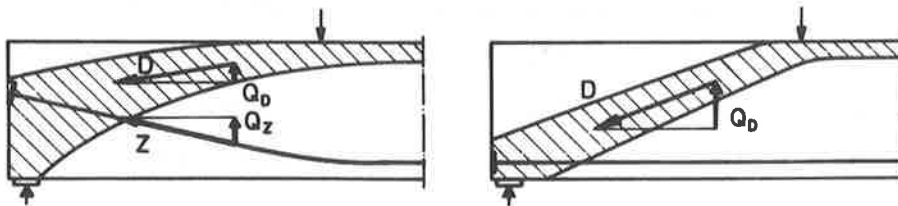


The following conclusion can be drawn from these tests : Partial prestressing is an ideal mean for reducing deformations and cracks and for obtaining favourable detailing arrangements.

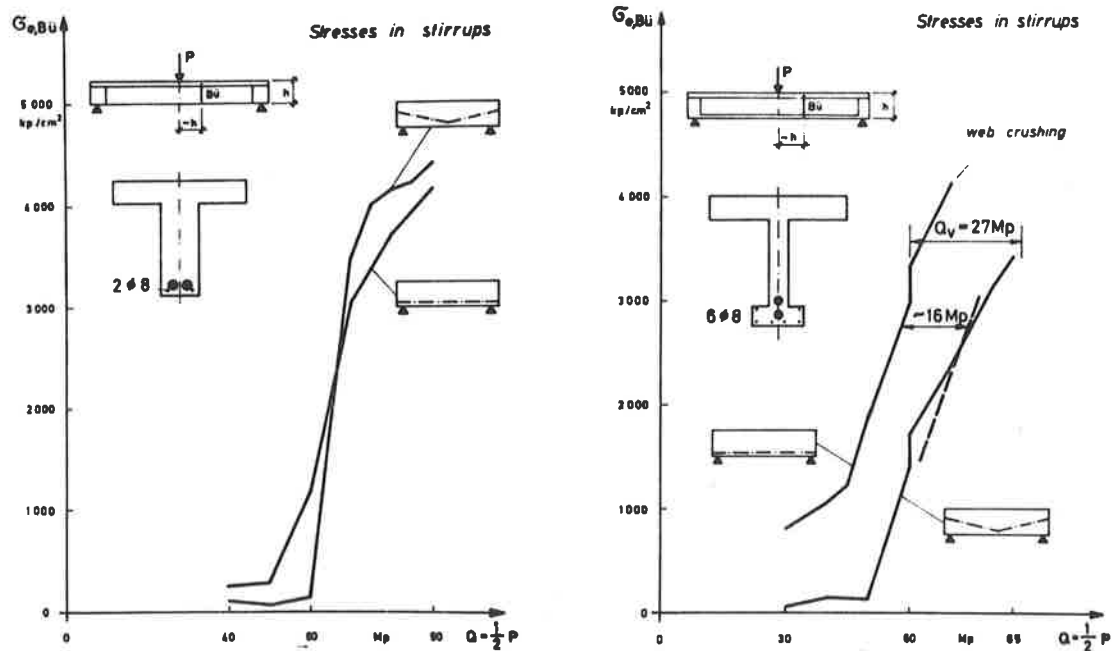
2.2 Shear tests at Stuttgart

From a large investigation carried out on the influence of prestress on the shear behaviour of strongly sollicitated beams, one aspect is chosen to illustrate the advantage of mixed reinforcement : the importance of bottom reinforcement in the case of inclined tendons.

Influence of inclination of tendons



Comparing the stirrup stresses at ultimate between similar beams having different inclinations of tendons, the favorable influence of the inclination is only evident in the case of the stronger tension chord.



This may be easily explained keeping in mind that an important part of the load is carried by the inclined compression chord, and this inclination is directed to the support only, if the horizontal component can be taken by reinforcement.

Partial prestressing combined with proper detailing improves the shear behaviour.

3. International Standards

3.1 General remarks

Referring to the modern trend towards computer aided design, we should keep in mind that these often spectacular aids are a very helpful tool and allow an excellent complement to engineer's reasoning, but that the latter has to be based on principles and rules as simple as possible.

Therefore codes of practice should be drafted, according to the famous French engineer Esquillan, in such a manner that an experienced designer, after some practical applications, will know them almost by heart and will need only some tables to check from time to time certain numerical values.

To achieve such codes is no easy task on a national level, and even less in the international field . The Euro-International Committee for Concrete (CEB) and the International Organization for Prestressing (FIP) needed about a quarter of a century to prepare, after intensive work including trial and comparison calculations (TCC 77), their Model Code for Concrete Structures (MC 78).

It should be noted that the TCC activities were mainly carried out by practising engineers, and their criticism had an essential influence on the final drafting and editing of MC 78.

Nevertheless, it has been felt that MC 78 is, on one hand, still too scientific and detailed for daily use, and, on the other hand, not detailed enough for prestressed concrete structures. Therefore, FIP undertook the task to summarize the essential points of MC 78 and to complete them with specific sections on prestressing.

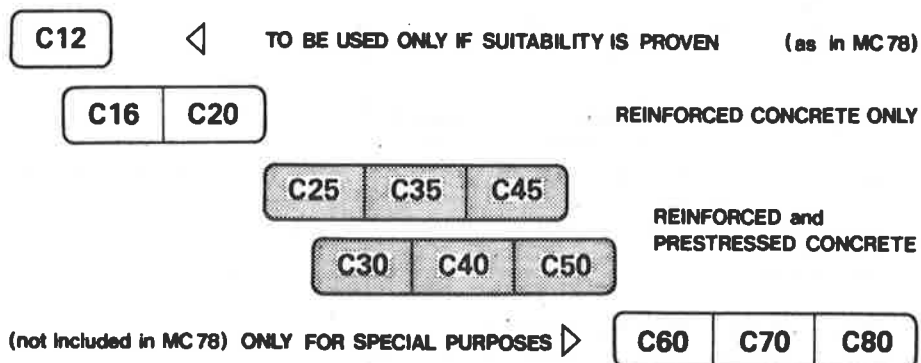
The result are Recommendations on Practical Design that firstly appeared at the Stockholm FIP congress as "silver" draft dated June 1982, the final version being printed in 1984. They apply to reinforced and prestressed concrete structures such as buildings and bridges using normal-weight aggregates, and emphasize on the application of partial prestressing.

Frequent reference is made to MC 78; additional information and few deviations from MC 78 are indexed out in the margins.

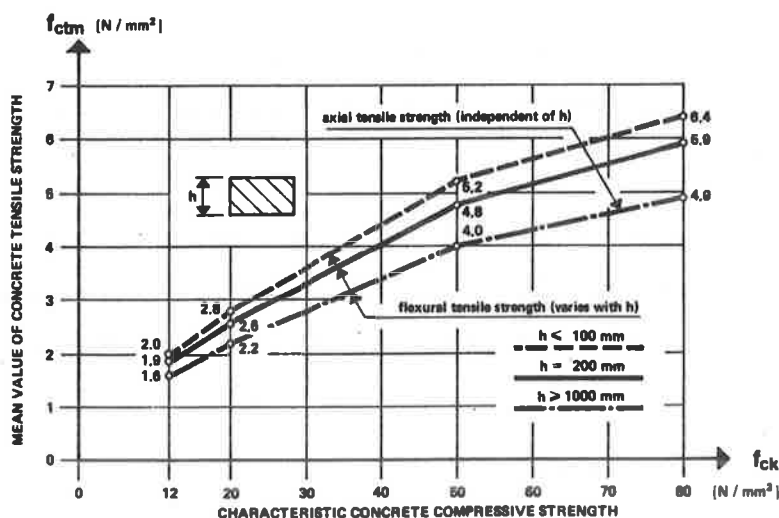
The following sections correspond to the chapters of these Recommendations and their Appendix on variable loads.

3.2 Materials

Concrete classes, defined on the basis of the 5% fractile of the cylinder strength at 28 days, are introduced as follows:



The tensile strength can be obtained from:



The σ - ϵ -diagram is either parabolic-rectangular or rectangular (stress-block).

Reinforcing and prestressing steels' σ - ϵ diagrams are bilinear (with $\sigma = \text{const}$ for $\epsilon > \epsilon_y$).

3.3 Prestressing

The whole range from full prestress to no prestress is allowed; in function of the Client's requirements the designer has to choose the degree of prestressing which for partial prestress is often influenced by serviceability conditions (limiting deflections or crack widths).

The degree of load balancing κ , i.e. the ratio from prestress effect to permanent loading effect

$$\kappa = \frac{S_p}{S_g} \quad \text{or} \quad \frac{M_p}{M_g} \quad \text{or} \quad \frac{p}{g}$$

(general) (normal) (special)

may be used, e.g. to indicate the fraction of load for which the deformation is intended to be offset by prestressing. An other helpful parameter pertains to ultimate considerations, the mechanical degree of prestress λ :

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

A_p and A_s are the areas of prestressing and reinforcing steels in critical sections, $f_{0.1k}$ and f_{yk} are the corresponding characteristic strengths.

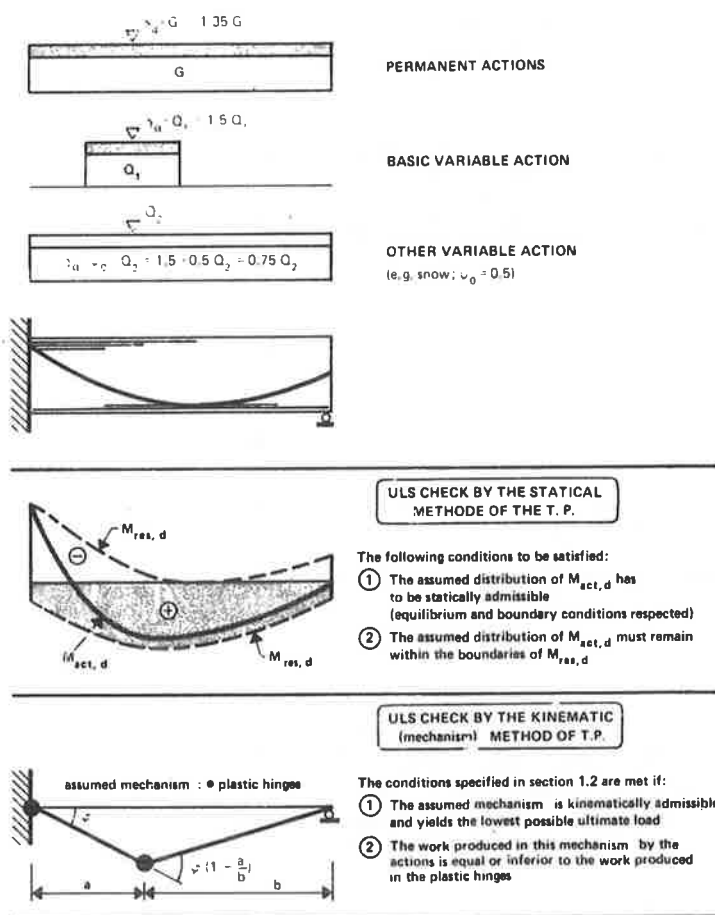
It is known from experience that $\lambda = 0,6$ is about a limit value: for $\lambda < 0,6$, normally ultimate conditions govern the dimensioning; for $\lambda > 0,6$, more and more service conditions are decisive.

It should be noted that for partial prestressing, no limitation of concrete tensile stresses is imposed.

As far as allowable steel stresses are concerned, for the initial prestressing the historical compromise of MC 78 has not been amended; limiting values for reinforcing steel and for the increase in prestressing steel may occur from crack width limitation (see section 5).

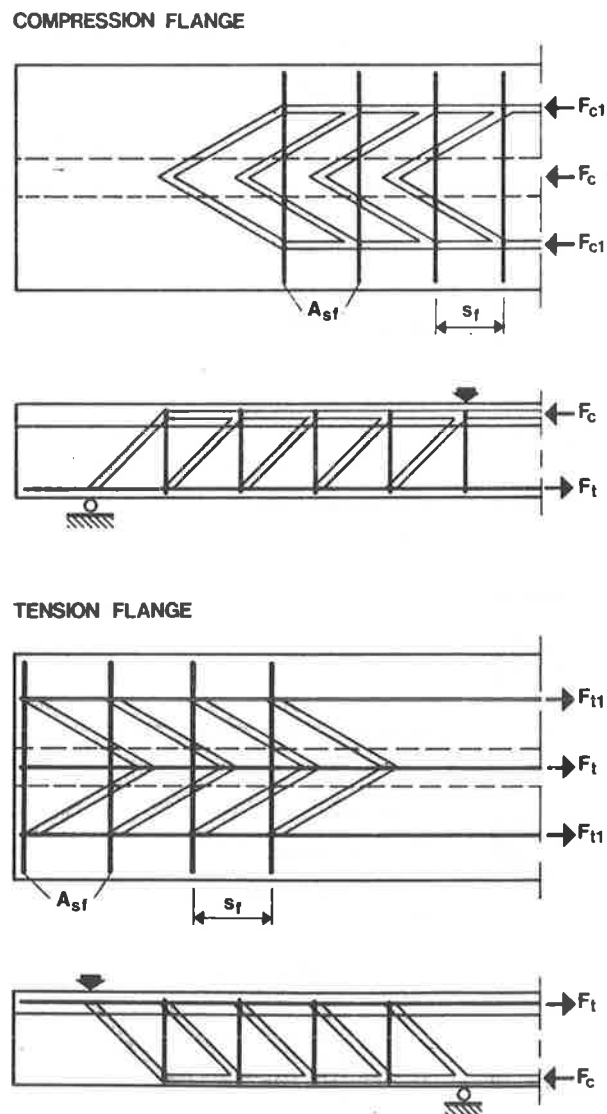
3.4 Ultimate limit state (ULS)

The MC 78 system of partial safety coefficients and combination factors is completely included; nevertheless an important change has been introduced: the structural analysis should be based on the theory of plasticity (TP); this does not exclude results deriving from the theory of elasticity (ET) which corresponds to a possible solution according to the statical method of PT:



In spite of the fact that, in most practical applications, the results correspond to those obtained from MC 78, it is felt that PT based design gives more freedom, e.g. in the way to take into account hyperstatical ET effects of prestress, and allow better solutions in exceptional cases. Of course, sufficient ductility should be ensured, e.g. by respecting minimal and maximal reinforcement percentages.

The rules of dimensioning for bending follow exactly MC 78; for shear the standard method of MC 78 has been chosen; the section on longitudinal shear has been completed, e.g. as far as the location of the transverse reinforcement is concerned:



The sections on punching and torsion are taken from MC 78, those on buckling and fatigue has been shortened and amended.

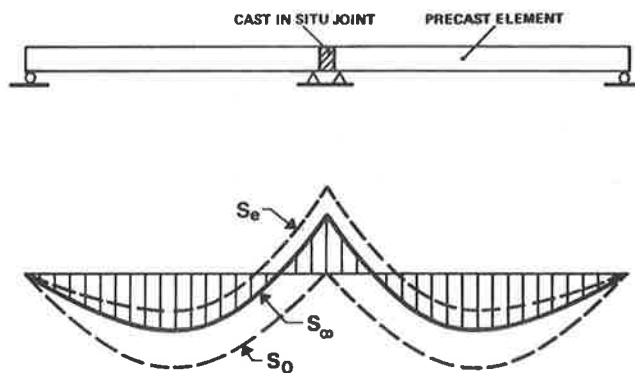
3.5 Serviceability limit state (SLS)

The idea to consider, depending on the case, rare or frequent or quasi-permanent combination of actions and the principle of using ET for the analysis (if relevant taking cracking into account) are fully taken from MC 78.

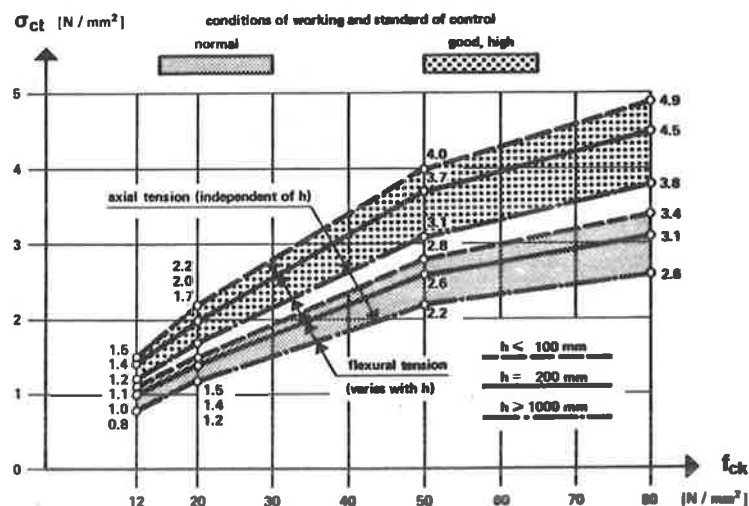
A simplified approach for the influence of creep on the redistribution of internal forces after the change of the statical system has been added:

$$S_{\infty} = S_0 + (S_e - S_0) \cdot \frac{\varphi}{1 + \varphi}$$

EXAMPLE (for $\varphi = 2$)

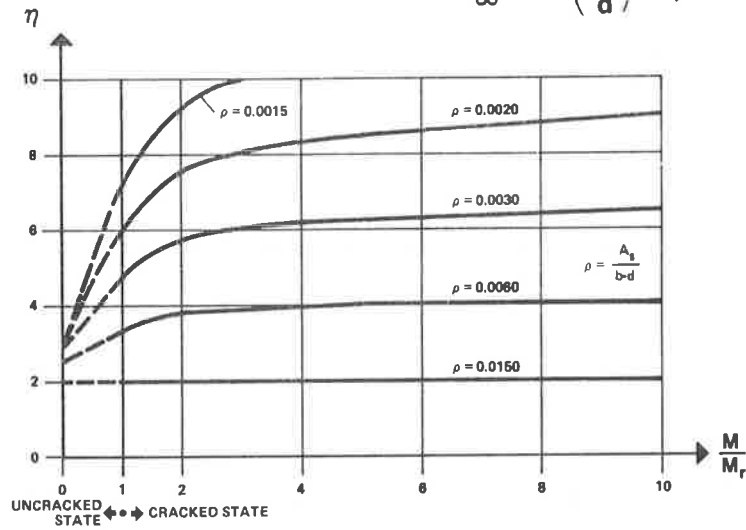


Allowable concrete tensile stresses for specified cases of full or limited prestress depend on the conditions of working and standard of control:

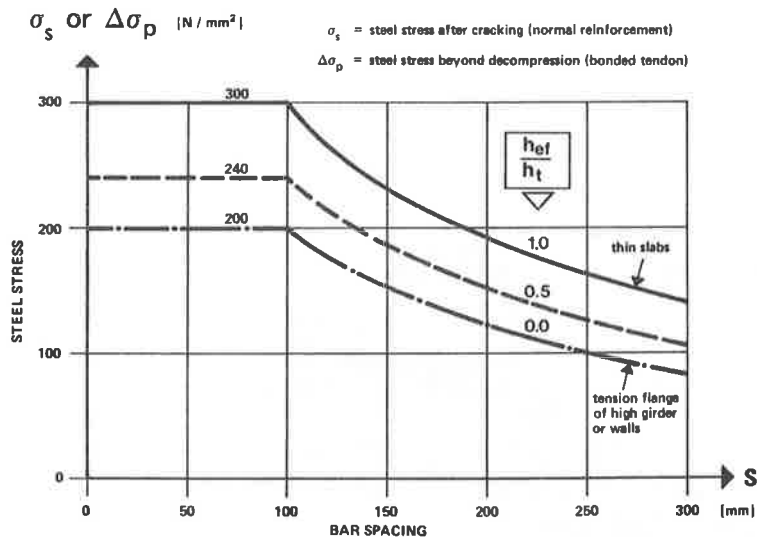
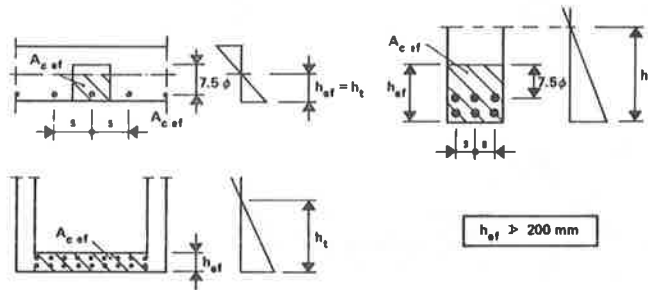


Long-term deflections after cracking can be estimated by an other simplified approach:

$$a_{\infty} = \left(\frac{h}{d} \right)^3 \cdot \eta \cdot (1 - 20 \rho') \cdot a_0$$

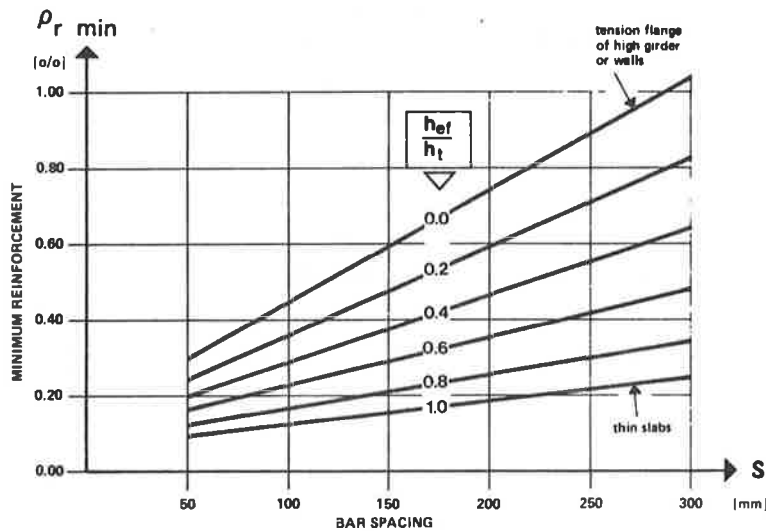


Crack widths should be limited by proper detailing (maximum bar spacing):



Minimum reinforcement related to the effective concrete tensile zone should be taken from:

$$\rho_{r \min} = \frac{A_s}{A_{c \text{ ef}}}$$



This corresponds to rather important values, e.g. $\rho_{r \min} = 0,6 \%$ leads for a slab with $h_{ef} = 200$ mm to one layer of $\emptyset 12$ s 100 or two layers of $\emptyset 10$ s 125 as a minimum.

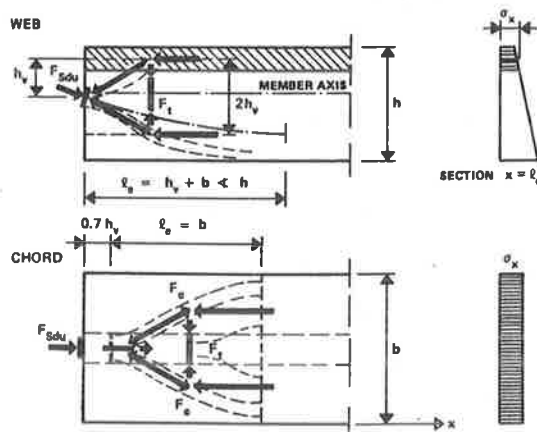
3.6 Detailing rules

The MC 78 range of preferred bar diameters

ϕ [mm]	5	6	8	10	12	16
	20	25	32	40	50	60*

has been enlarged by $\emptyset 60$, the use of which should be restricted to compressive reinforcement.

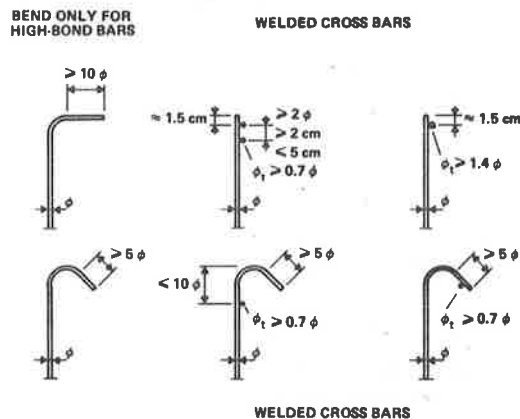
The dispersion of the prestressing force and the necessary transverse reinforcement are treated with truss models, e.g. for a Tee beam:



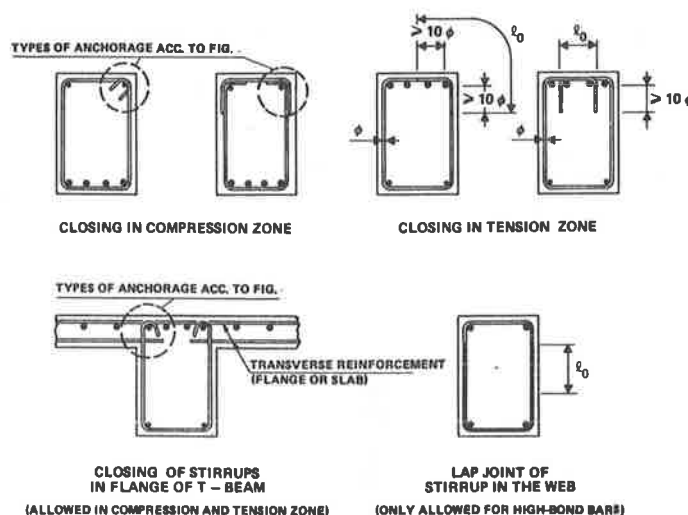
The different types of anchorages of reinforcing bars are summarized in table form:

SUMMARIZED IN TABLE FORM:		ANCHORAGE IN :	
		TENSION	COMPRESSION
①		1.0	1.0
②		0.7	1.0
③		0.7	0.7
④		0.5	1.0
⑤	$\left. \begin{matrix} > 5\phi \\ > 5 \text{ cm} \\ < 10 \text{ cm} \end{matrix} \right\}$ ALLOWED FOR $\phi < 16 \text{ mm}$ (SINGLE BARS) OR $\phi < 12 \text{ mm}$ (DOUBLE BARS)	0.5	0.5
		COEFFICIENT α	

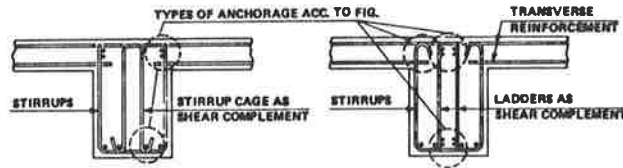
Certain rules for detailing have been completed taking into account new developments in research and construction, e.g. the anchorage of stirrups:



Examples for arrangements of stirrups are given:

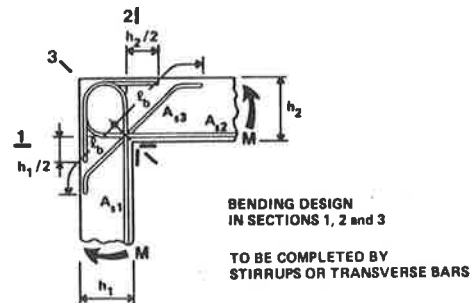


In large webs, shear reinforcement may consist of stirrups combined with complements (which do not enclose the long. reinf.):



In this case, the stirrups should cover 25 to 60% of the shear reinforcement; the complements should be of highbond bars.

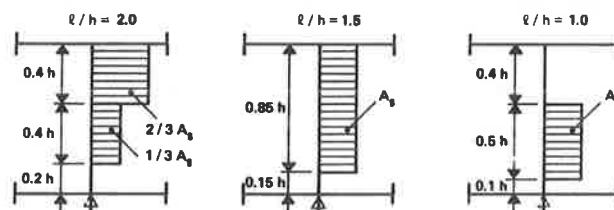
Frame corners ask for careful detailing of reinforcement:



Other particular effects as bursting forces (due to changes of internal forces) or indirect supports (with hanging-up reinforcement) are explained with sketches.

3.7 Structural members

This chapter comprises some additional rules for beams, slabs and columns, mainly referring to minimum percentages of reinforcement, bar spacings, etc.; a section on deep beams allows a simple calculation of the longitudinal reinforcement and its distribution over the height, e.g. for an intermediate support:

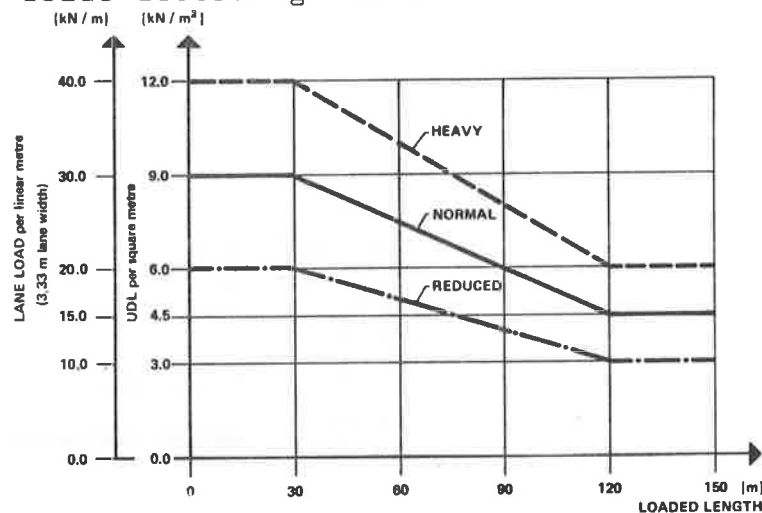


In future editions, this chapter will certainly be enlarged.

3.8 Appendix on variable loads

The purpose of the appendix is to indicate the order of magnitude of the loads which served as guidelines for the rules and numerical values of the Recommendations.

Live loads on highway bridges consist firstly of uniformly distributed loads according to:



In addition, a single concentrated load could be acting with a value of 400 kN (heavy) or 300 kN (normal) or 200 kN (reduced).

For imposed floor loads in buildings, the following values are considered as reasonable:

BUILDING CATEGORY OR FUNCTION	UDL [kN/m ²]	CONCENTRATED LOAD [kN]
APARTMENT HOUSES, PRIVATE ROOMS	1.5	2.0
CORRIDORS	4.0	5.0
HOTELS, GUEST ROOMS	2.0	2.0
CORRIDORS	4.0	5.0
SCHOOLS, CLASSROOMS	3.0	3.0
CORRIDORS	4.0	5.0
OFFICE BUILDINGS, OFFICES	2.5	5.0
FILING AND STORAGE AREAS	5.0	6.0
COMPUTING ETC. AREAS	5.0	5.0
HOSPITALS, PRIVATE ROOMS	2.0	2.0
ASSEMBLY HALLS, FIXED SEATS	4.0	—
MOVABLE SEATS	5.0	4.0
STAIRS, PRIVATE BUILDINGS	1.5 – 3.0	2.0 – 3.0
PUBLIC BUILDINGS	5.0	4.0
RESTAURANTS, DINING ROOMS	2.0	3.0
LIBRARIES, STOCK ROOMS (4.0 kN/m ² /m)	9.8 min.	7.0
GARAGES, PASSENGER CARS ONLY	2.0	9.0
GRANDSTANDS, STADIA	6.0	4.0
DANCE HALLS (without increase due to resonance)	5.0	4.0
SHOPS	4.0	4.0
STORAGE WAREHOUSES, LIGHT (2.4 kN/m ² /m)	6.0 min.	7.0
STORAGE WAREHOUSES, HEAVY (4.0 kN/m ² /m)	12.0 min.	9.0
TERRACES, VEHICULAR ACCESS	5.0	9.0
PEDESTRIAN ACCESS	4.0	5.0

It should be noted that the above nominal values correspond to characteristic ones from which other representative values for combination of actions may be derived with the ψ values of MC 78 included in chapters 4 and 5 of the Recommendations.

3.9 Concluding remarks

The present chapter refers to the recently published FIP Recommendations on Practical Design (1984) which are intended for use by practising engineers to enable them to design according to modern concepts. Based on the CEB/FIP Model Code from 1978, nevertheless new ideas appear at some important subjects:

- application of the theory of plasticity in the structural analysis at ultimate,
- degree of prestressing and design of prestress,
- buckling, fatigue, deformations and cracking,
- basic values for variable actions.

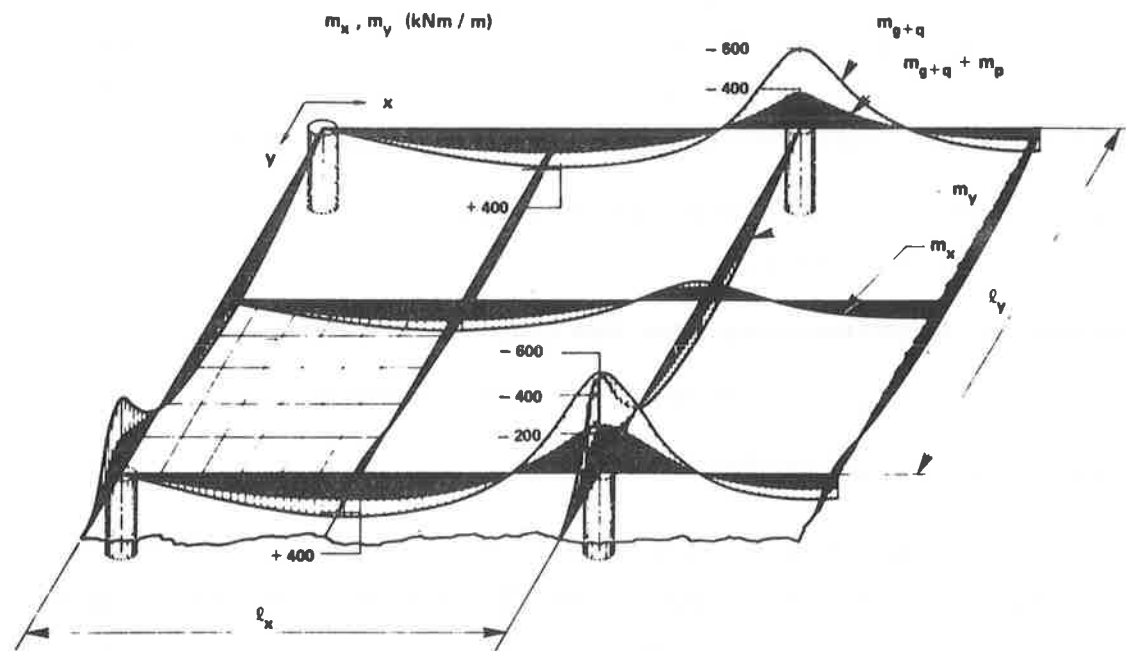
The Model Code and the Recommendations complete each other: the latter being short and handy, the first one more detailed and explanatory, but both built on the results of fruitful international collaboration realized in the last decades.

The future Swiss Standard on Concrete Structures SIA 162 (1986) will mainly follow these FIP Recommendations. The final draft in German and French has already been circulated for public enquiry. Comments should be mailed to SIA before end of March, 1985. The definite version should become effective in Summer 1986.

4. Practical applications

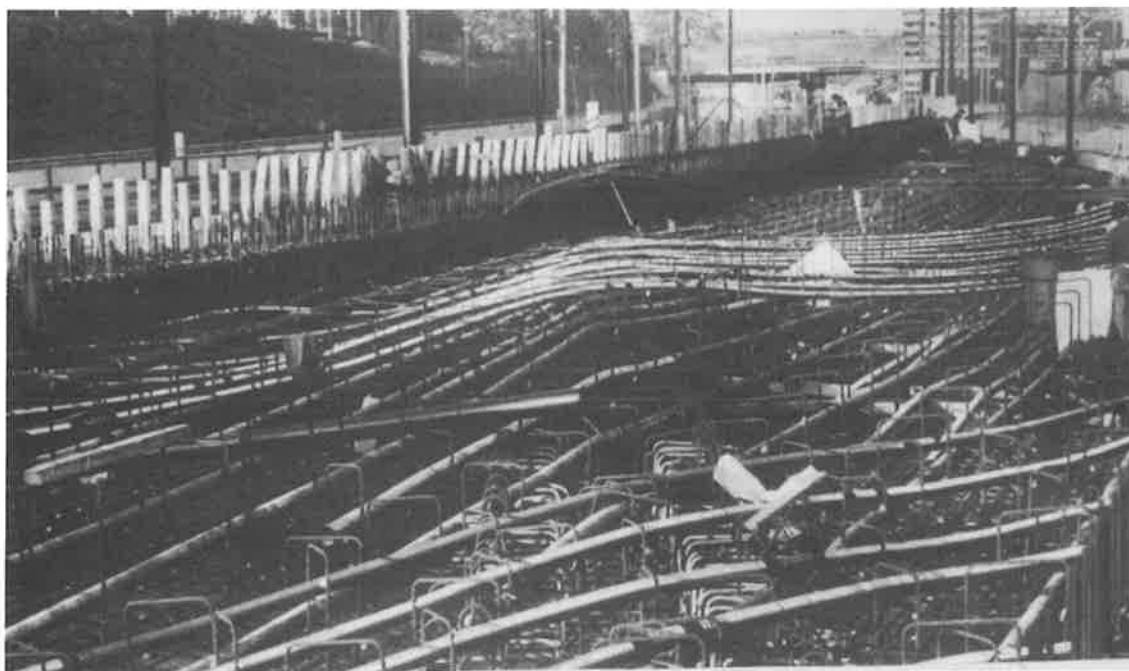
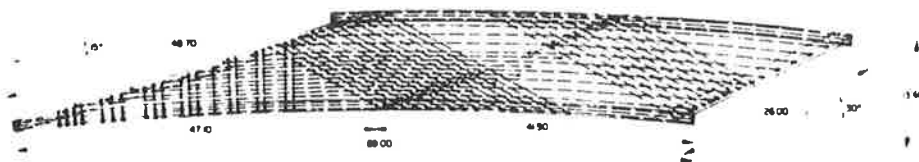
Partial prestressing is of particular interest in thin slabs of buildings where deflections are often a problem, and should be used even for relatively small spans. In rather long buildings without dilatation joints, a very small prestress reduces the risk of cracks due to shrinkage, etc.

A current application nowadays is partial prestressing in flat slabs combined with an arrangement of tendons in strips across the columns.

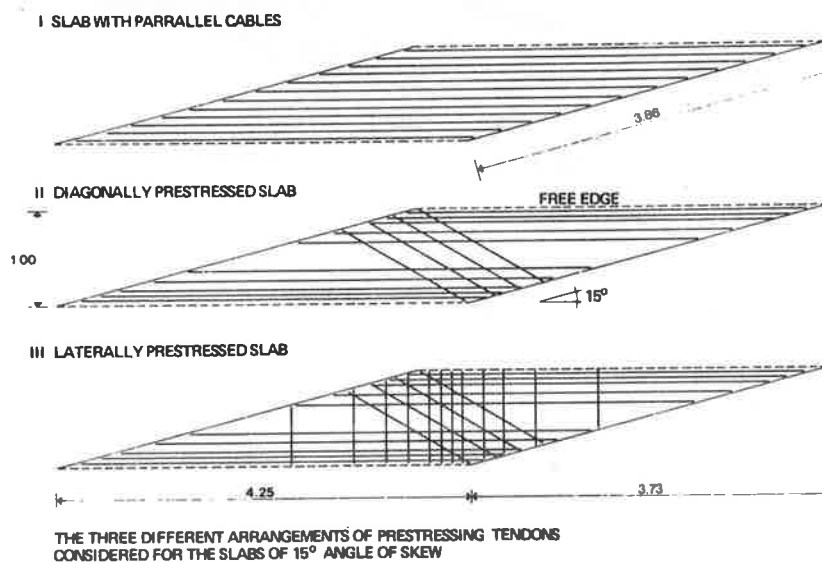


Even a small amount of prestressing (e.g. $\sigma_{pm} = 1 \text{ MPa}$) is sufficient to reduce substantially the moments in the column strips and in the middle strips. A higher degree of prestressing would lead to full prestress in the middle strips and to a reduced amount of ordinary reinforcement which would be too low with respect to crack limitation.

A spectacular application of p.p.c. are skew slabs for road or railway bridges, where full prestress cannot be realized due to the fact that not only the amount of principal moments, but also their direction and even their sign change with the different load cases. Partial prestressing allows to provide the basic reinforcement as tendons along the main geometric directions and to complete with ordinary reinforcement along the directions of the principal tensile stresses.

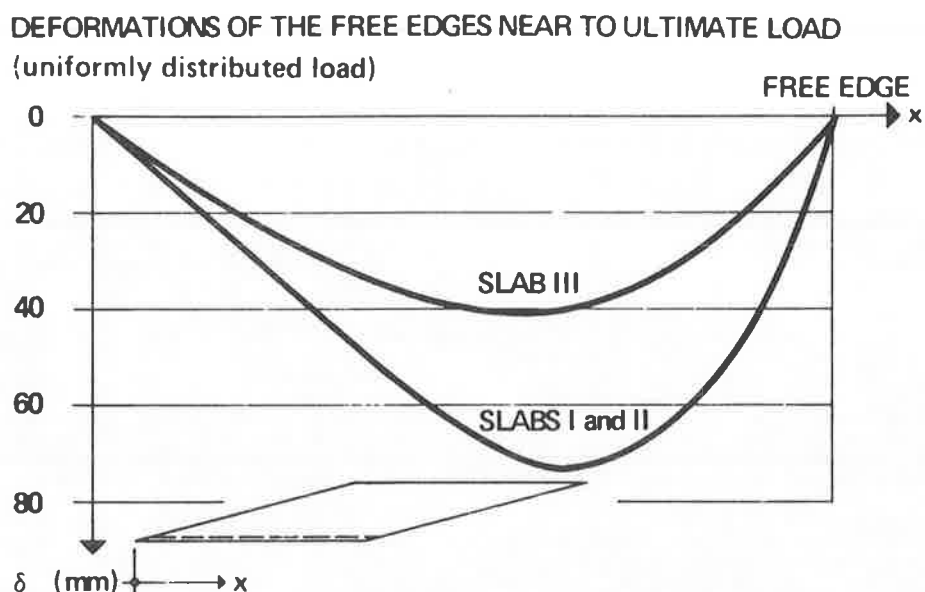


To study the effectiveness of tendon arrangements, an extensive research is being carried out at EPFL including very skew slabs (15°) :



The volume of prestressing steel in the two first slabs was about the same, the third slab had in addition tendons near to the upper face and perpendicular to the free edges.

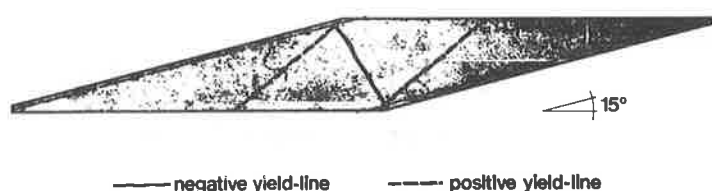
Compared to the two first slabs which had about the same behaviour, the deflections in the slab with transverse tendons could be reduced to almost the half :



LOAD - DEFLECTION DIAGRAM FOR SKEW SLABS I, II and III

The ultimate load could be determined for the three above cases with the yield-line theory based on the following yield-line pattern :

YIELD-LINE PATTERN OF A 15° SKEW SLAB



This illustrates clearly the importance of the theory of plasticity applied to partially prestressed structures under ultimate load conditions.

5. Final remark

After 15 years of experience in Switzerland, it may be stated that partial prestressing gives to the engineer the freedom to design and to detail concrete structures in an economic and technically correct way ensuring necessary safety and satisfactory serviceability.