

A. N. I. C. A. P.
ASSOCIAZIONE NAZIONALE ITALIANA CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Giornate del Precompresso

(S. Margherita Ligure, 29 - 30 Settembre 1967)

Edito a cura dell'A. I. T. E. C.

ASSOCIAZIONE ITALIANA TECNICO ECONOMICA DEL CEMENTO - ROMA

I n d i c e

ASSEMBLEA DEI SOCI (S. Margherita Ligure, 29 - 30 Settembre 1967)

C. CESTELLI GUIDI: Relazione del Presidente	pag. 5
E. F. RADOGNA: Relazione del Consigliere Segretario	» 9

TEMA I - COMPORTAMENTO DEL C.A.P. IN CONDIZIONI ECCEZIONALI

A. BERIO: Relazione generale	» 13
--	------

Memorie:

E. CUCCINIELLO: Effetto di normali variazioni termoigrometriche sul fluage del conglomerato cementizio	» 23
--	------

G. M. BO: Sulla valutazione delle cadute di tensione per rilassamento degli acciai per c.a.p.	» 28
---	------

M. COMO-C. GRECO: Sulla dinamica delle travi precomprese in parete sottile	» 31
--	------

Interventi:

G. BORZANI: Opere marittime in cemento armato precompresso	» 41
--	------

D. PRIOLO: Il cemento armato precompresso nelle costruzioni antisismiche e nelle pavimentazioni	» 45
---	------

TEMA II - NUOVE TENDENZE DI PARTICOLARE INTERESSE

A. PASSARO: Relazione generale	» 47
--	------

Memorie:

E. MONTI: Serbatoi sommersi per carburanti in cemento armato precompresso	» 57
---	------

L. BOSCOTRECASE - E. MINERVINI: Sistema di prefabbricazione in precompresso - (Regolo d'oro - Concorso Brenta precompressi A.B. 1966)	» 61
---	------

Interventi:

G. DELLA LIBERA	» 65
---------------------------	------

RELAZIONE

R. BAUS - A. BRENNEISEN: Fissuration des poutres precontraintes en fatigue	» 67
--	------

A s s e m b l e a d e i S o c i

(S. Margherita Ligure, 29-30 Settembre 1967)

RELAZIONE DEL PRESIDENTE

Prof. Ing. CARLO CESTELLI GUIDI

Cari Amici,

desidero anzitutto rivolgere un affettuoso e caloroso saluto a Voi tutti, che, intervenendo a questa Assemblea, dimostrate tangibilmente il Vostro interesse per l'opera svolta dal Consiglio Direttivo nei vari settori di attività della nostra Associazione.

Voglio dirVi subito che noi del Consiglio siamo ansiosi di avere il Vostro giudizio e anzitutto attendiamo le Vostre critiche, perché, per quanto resti al Consiglio dell'Associazione la responsabilità dell'operato, è l'Assemblea dei Soci che deve dare al Consiglio stesso le direttive e fomentarne l'attività.

Questa Assemblea fa seguito a quella tenutasi a Ravello nel 1965. Per quanto lo Statuto preveda almeno un'Assemblea nell'anno, nel 1966 il Consiglio ha ritenuto di derogare dalla norma, cadendo in detto anno il V congresso della F.I.P. al quale sono intervenuti numerosi Soci della A.N.I.C.A.P., che difficilmente avrebbero potuto partecipare ad altro convegno a breve distanza di tempo.

La partecipazione italiana al Congresso di Parigi è stata considerevole. Molto apprezzate le relazioni sulle opere italiane svolte dai Soci Paganò, Zorzi e Rinaldi, e notevole interesse ha destato il volume presentato dalla nostra Associazione in collaborazione con l'A.I.T.E.C., che ha posto in rilievo il grande sviluppo delle opere in c. a. p. nel nostro Paese negli ultimi quattro anni, a partire dal congresso della F.I.P. tenuto a Roma nel 1962.

La nostra Associazione trae prestigio in campo internazionale da queste pubblicazioni, ed ancora una volta mi sento in dovere di ringraziare l'A.I.T.E.C. per il cospicuo contributo finanziario, ed in particolare il nostro Consigliere ing. Bologna, per avere guidato la redazione del volume.

I ringraziamenti all'ing. Bologna sono il leitmotiv delle nostre riunioni, ma sono ben giustificati poiché egli è la fata buona che di notte, quando noi dormiamo, ci prepara i doni; ed anche questa volta ci ha riservato una sorpresa consegnandoci alla vigilia di questo convegno il volume degli

Atti delle Giornate di Ravello, in una impeccabile veste tipografica. Quindi, doppi ringraziamenti.

Il Consigliere segretario, ing. Radogna, sottoporrà al Vostro giudizio una dettagliata relazione sulle attività della Associazione dell'ultimo biennio, a partire cioè dall'ultima Assemblea, e quindi mi limiterò a ricordare molto brevemente gli episodi più salienti della vita della nostra Associazione, anche per avere l'occasione di poter esprimere i sensi della gratitudine del Consiglio a tutti coloro che vi hanno partecipato.

Grazie sempre al contributo finanziario della A.I.T.E.C. e di varie industrie, è stato possibile coordinare delle ricerche sperimentali nel settore del c.a.p. fra vari Istituti universitari italiani. Alcuni di questi Istituti usufruiscono anche dei contributi del C.N.R.

Tali ricerche sono state rivolte all'indagine del comportamento statico della precompressione parziale e del comportamento a rottura di travi per sollecitazione predominante di taglio.

Al congresso della F.I.P. di Parigi vennero presentati i risultati di una prima fase della ricerca condotta in stretto collegamento fra gli Istituti di Scienza delle Costruzioni di Napoli, Roma e Venezia e di Tecnica delle Costruzioni di Napoli. Ora si sta predisponendo la ripresa delle esperienze, con la partecipazione anche degli Istituti universitari di Bologna e di Cagliari, in modo da poter presentare i risultati della seconda fase di ricerche al VI° congresso della F.I.P. del 1970, che avrà luogo a Praga. Per programmare tali prove ci siamo collegati anche con alcuni Istituti esteri pure interessati allo stesso campo di indagine, in particolare con lo Istituto del Prof. Leonhardt a Stoccarda e con quello di Liegi.

Nel pubblicare i risultati delle esperienze verranno menzionate tutte le Ditte che hanno sovvenzionato le prove. Qui mi limito a ringraziare il dott. Buzzi e l'ing. Bologna per l'A.I.T.E.C., lo ing. Bagnulo per il suo intervento presso le industrie, la S. C. A. C. e la Prebeton Cavi che ci hanno fornito il materiale per il primo ciclo di prove. Va particolarmente al Consigliere ing. Radogna il merito di avere fatto il punto della situazione, raccogliendo tutti gli elementi utili per il proseguimento delle prove, e di avere tenuto i contatti coi vari Istituti interessati.

Mi è gradito segnalare un'altra importante attività dell'ing. Radogna: la redazione della nuo-

va edizione del Notiziario dell'Associazione. Già alle origini dell'A.N.I.C.A.P. si ebbe un primo Bollettino, fondato dal prof. Rinaldi. Dopo di esso se ne sono avute più edizioni, però tutte, ad un certo punto, morirono per esaurimento dei compilatori. L'attuale edizione è stata impostata su un particolare criterio, che è stato suggerito dal nostro Consiglio, e cioè, dopo le notizie sociali, viene trattato un particolare argomento, cercando di fare il punto su di esso. Si tratta quindi di un lavoro monografico a carattere compilativo con riferimento bibliografici.

Finora sono stati pubblicati tre numeri ed il merito della realizzazione, oltre che all'ing. Radogna, va agli ingg. Calzona e Pinto, i quali si sono dedicati con passione a questo lavoro fortemente impegnativo.

Ora, io chiedo all'Assemblea la sua opinione su due punti. Il primo, di dire chiaramente se la pubblicazione ha tale interesse per i Soci da essere proseguita nella attuale veste, ovvero se non sia il caso di rinunziarvi. Il sacrificio chiesto agli attuali collaboratori è veramente pesante ed anche l'onere finanziario non è lieve. Il secondo punto, e qui mi rivolgo in particolare ai colleghi universitari, è se vi sia chi si sente di impegnarsi a far redigere, nell'ambito del proprio Istituto, almeno un numero del Bollettino all'anno, naturalmente per quanto riguarda lo articolo monografico. Se dei sei numeri annui potessimo cederne tre, il compito dello staff romano sarebbe fortemente alleggerito e potremmo garantire la continuità della pubblicazione. Sono certo che alla fine della discussione che seguirà questa relazione avrò tante offerte da dover tirare a sorte i nomi dei fortunati che potranno collaborare al nostro notiziario.

Durante la riunione del Consiglio Direttivo di ieri è stata anche esaminata, con l'ing. Bologna, la possibilità che il Bollettino dell'A.N.I.C.A.P. venga pubblicato addirittura sull'« Industria Italiana del Cemento ». Ciò presenterebbe ovviamente molti vantaggi, primo fra tutti quello economico, dato che gli estratti da inviare ai Soci li fornirebbe l'A.I.T.E.C. gratuitamente. Poi, un vantaggio per chi fa la fatica di redigere questi articoli, a carattere compilativo, e che vede il suo nome pubblicato su una rivista, dato che si tratta di articoli firmati che, per quanto non originali, destano sempre un certo interesse.

Altra notizia che voglio dare è che la nostra Associazione si è collegata con la consorella

A.I.C.A. (Associazione Italiana del Cemento Armato) al fine di cercare di unire le nostre forze, date le finalità molto vicine delle due Associazioni. Si spera così di poter conseguire dei risultati utili ai Soci dei due sodalizi, istituendo fra l'altro delle Commissioni miste per lo studio dei vari problemi e promuovendo dei convegni in comune. Non è escluso che possa giungersi alla fusione delle due Associazioni. In questi giorni si riunisce qui a S. Margherita il Consiglio della A.I.C.A.

La nostra Associazione ha promosso nel passato dei corsi di aggiornamento sul cemento armato precompresso. Per quanto questa tecnologia del c.a. si sia diffusa oggi in modo tale da essere ormai familiare a tutti i tecnici, pure, questi corsi di aggiornamento sono frequentati da molti ingegneri e quindi destano ancora un notevole interesse.

Nello scorso anno se ne è svolto uno a Bari, con notevole successo, sotto la direzione del prof. Salvati, al quale esprimo la gratitudine del Consiglio della Associazione.

Probabilmente nel prossimo anno accademico verrà svolto a Genova un corso analogo, sotto la direzione del prof. Baldacci.

Al fine di favorire le ricerche nel settore specifico, la nostra Associazione ha potuto anche istituire una borsa di studio triennale grazie alla generosa offerta dell'ing. Mantelli della soc. Ferrocemento, ottenuta per interessamento del nostro consigliere ing. Piccinini.

Per il decorso anno la borsa di studio, di due milioni di lire, è stata assegnata dalla apposita Commissione all'ing. Edmondo Vitiello, ricercatore presso il Politecnico di Milano. L'ing. Vitiello svolgerà delle ricerche teoriche e sperimentali sul comportamento delle strutture in c.a.p. alla azione sismica; quindi un tema ancora poco esplorato. Si spera da questi studi, che tanto più sono condotti sotto la guida del prof. Grandori, si possono avere dei risultati interessanti.

La nostra Associazione, a richiesta di alcuni Soci, ha inoltre istituito una Commissione di studio per la compilazione di norme sulle tubazioni in c.a.p. Queste norme si rendono necessarie perché condizione essenziale per la diffusione di tali manufatti è di avere una precisa normativa sulle caratteristiche statiche e sulle protezioni necessarie per la conservazione nel tempo. Molto lavoro era stato già fatto precedentemente dal-

l'A.N.D.I.S. e pertanto la nuova Commissione (che comprende molti membri della Commissione dell'A.N.D.I.S.) ha assunto il nome di Commissione mista A.N.I.C.A.P.-A.N.D.I.S.

La Commissione è presieduta dal Presidente di sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP. ing. Chiatante. Sia il presidente che il vice presidente della Commissione, prof. Mongiardini, hanno già indetto più riunioni cosicché si spera di avere presto un testo provvisorio delle norme che verrà presentato al Ministero dei LL.PP. analogamente a quanto avvenuto per le norme generali sul c.a.p., che hanno dato luogo alla nota circolare ministeriale.

A questo proposito, anzi, riterrei che le norme elaborate da questa apposita Commissione vengano esaminate dal Consiglio dell'A.N.I.C.A.P. prima di essere trasmesse al Ministero dei LL.PP. per essere tramutate in circolare ministeriale, in modo che ci sia, oltre al giudizio della Commissione, anche una approvazione da parte del Consiglio Direttivo.

Un'altra Commissione, in via di formazione, avrà il compito di esaminare le possibilità di aggiornare le vigenti norme sulle costruzioni in c.a.p., sulla scorta di quanto proposto nelle Raccomandazioni elaborate dal Comitato internazionale F.I.P./C.E.B. Questa Commissione lavorerebbe in parallelo con analoga Commissione istituita dall'A.I.C.A. e verrebbero anche presi contatti con l'analoga commissione istituita dal C.N.R.

A questo proposito debbo dire che la A.N.I.C.A.P. ha attivamente collaborato alla redazione delle Raccomandazioni internazionali F.I.P./C.E.B., assumendosi tra l'altro l'onere di contribuire alla organizzazione in Italia delle riunioni delle Commissioni del Comitato, come è avvenuto l'anno scorso a Bellagio, ed il corrente anno a Venezia.

Inoltre l'A.N.I.C.A.P. si è assunta l'impegno nei confronti del Comitato internazionale di collaborare alla elaborazione di progetti tipo di strutture in c.a.p., al fine di poter eseguire una analisi comparativa del dimensionamento ottenuto in base alle norme internazionali ed a quelle nazionali dei vari Paesi.

In fine debbo ricordare, fra le attività della Associazione, la organizzazione delle « Giornate », in occasione delle Assemblee annuali.

L'elevato numero dei partecipanti mostra che queste riunioni sono molto gradite, principalmente ad un nucleo di affezionati Soci che con vero piacere rivedo tutti gli anni. L'organizzazione del convegno richiede una fatica non indifferente e quest'anno, a causa anche dell'incidente occorsomi, ho dato un contributo molto modesto al lavoro preparatorio. Il merito della riuscita del convegno va al prof. Baldacci, che ha cortesemente accettato la presidenza del convegno stesso, agli autorevoli Colleghi che intervengono a queste Giornate, ai relatori, proff. Berio e Passaro, agli ingg. Bagnulo e Vanoni i quali sono stati effettivamente di valido aiuto, intervenendo fra l'altro presso Enti locali per ottenere ogni facilitazione possibile. La sig.na Bianconi si è veramente prodigata, assumendosi il pesante lavoro di segreteria, aiutata dalla Segreteria dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Genova.

Seguendo la consuetudine abbiamo quest'anno tre ospiti stranieri: l'Ing. Harris, che parlerà di un tema di attualità; i contenitori nucleari; l'ing. Schaber, che ci parlerà dei sistemi misti e l'ing. Brenneisen, dell'Istituto di Liegi diretto dal prof. Baus, che tratterà degli argomenti di carattere sperimentale.

In questi giorni si riuniscono anche, qui a S. Margherita, alcune Commissioni del Comitato F.I.P./C.E.B.

Debbo infine dire che la scelta della località è dipesa dalla possibilità di effettuare delle interessanti visite ad opere autostradali della zona, visite organizzate dal consigliere ing. Vanoni e dall'ing. Audoly, direttore dei lavori dell'Autostrada dei Fiori.

A tutti coloro che hanno accettato di far parte del Comitato d'onore, va il nostro fervido ringraziamento.

Non posso chiudere questa mia introduzione ai lavori senza fare cenno ancora una volta alla situazione normativa del cemento armato pre-compresso.

Come sapete, siamo legati al carro del cemento armato e, sempre a causa delle questioni delle competenze, ossia della estensione ai geometri, la nuova legge è bloccata, né si vede uno spiraglio di luce. Due anni fa, in occasione delle Giornate di Ravello, vennero inviati telegrammi di sollecito ai ministeri competenti. Se credete potremmo rinnovare il tentativo ma certamente l'esito sarà identico. Si deve constatare con rammarico anche in questa occasione quanta poca importanza abbiano i tecnici nella vita della nazione. Ritengo comunque che non ci si debba scoraggiare e prego quei Soci che hanno aderenze politiche di intervenire per la soluzione di questi problemi che si trascinano da anni.

Ora, cari Amici, lascio la parola al consigliere segretario che Vi sottoporrà, per la approvazione o meno, la relazione analitica sulla attività dell'Associazione. Dalla discussione che seguirà spero che potremmo attingere idee per una attività sempre più proficua della nostra Associazione.

Il Consiglio Direttivo dell'A.N.I.C.A.P. prevede che la prossima Assemblea abbia luogo fra due anni, ossia l'anno precedente il congresso della F.I.P. di Praga, per poter vagliare il materiale da portare al congresso stesso ed anche perché da un anno all'altro non c'è tanto materiale da presentare alle Giornate.

Vorrei dire anche che questo nostro incontro è anche il saluto di commiato del Consiglio Direttivo, che scade nel prossimo mese di settembre.

Grazie.

RELAZIONE DEL CONSIGLIERE SEGRETARIO

Prof. Ing. EMANUELE FILIBERTO RADOGNA

Signor Presidente, Signori Soci,

esaminando le attività della nostra Associazione nel periodo intercorso dalle « Giornate » di Ravello (3-4 ottobre 1965) ad oggi — attività delle quali è stata data di volta in volta comunicazione attraverso le circolari prima ed il Bollettino di informazioni poi — è facile ritrovare alcuni temi, già presenti nelle Relazioni degli anni scorsi, e che possono quindi considerarsi come direttrici costanti nelle iniziative promosse dalla Associazione.

Si tratta, in particolare, degli studi nel campo della normativa del precompresso, dei corsi di cultura, delle prove coordinate.

Ad essi si aggiungono quest'anno due nuove iniziative:

le borse di studio per laureati in ingegneria o in architettura della Società Ferrocemento, offerte dallo Ing. Ugo Mantelli;

il Bollettino di informazioni.

Esaminiamo in dettaglio i vari argomenti:

a) Studi nel campo della normativa del precompresso.

Possiamo distinguere due settori di attività: l'uno di partecipazione, in campo internazionale, ai lavori del Comitato misto F.I.P./C.E.B., l'altro, in campo nazionale, di collaborazione con l'A.N.I.D.I.S. per la normativa dei tubi.

Come è noto, il Comitato misto F.I.P./C.E.B. ha elaborato un testo di Raccomandazioni con lo scopo di fornire una rinnovata e più razionale impostazione dei principi sulla sicurezza delle sezioni e delle strutture.

Mettendo a frutto i positivi risultati, conseguiti in precedenza dal C.E.B., viene contemplato tutto il campo di applicazione che va dal cemento armato precompresso propriamente detto al cemento armato ordinario, così da includere, in modo organico e continuo, la zona di transizione della precompressione parziale.

La nostra Associazione non solo è presente con i suoi membri in varie Commissioni del Comitato misto F.I.P./C.E.B. ma ha anche promosso nel maggio 1966 alcune riunioni per esaminare e discutere il testo provvisorio delle Raccomandazioni ed ha altresì provveduto a redigere esempi numerici in applicazione dei nuovi procedimenti ivi indicati, con particolare riferimento ad alcune sezioni di travi precomprese di frequente impiego in Italia.

I risultati di tale indagine, sia pure nei limiti della casistica considerata, hanno confermato che, nel caso di precompressione totale — quello cioè, ammesso dalle nostre Norme per le condizioni di servizio — non si hanno sensibili differenze fra i vari metodi di calcolo.

Diverso è il caso della precompressione parziale, che peraltro, è ammessa nelle Norme vigenti soltanto con riferimento a condizioni transitorie iniziali, e che, quindi, non poteva dar luogo a confronti sistematici.

Allo scopo di divulgare efficacemente i procedimenti indicati nelle Raccomandazioni, il Comitato misto F.I.P.

C.E.B. ha preso di recente una interessante iniziativa: si tratta di elaborare una serie di progetti di strutture tipiche in base ai nuovi criteri e di sottoporli all'esame delle varie Associazioni nazionali perché ciascuna possa confrontarli con i risultati ai quali si perviene, operando sugli stessi temi strutturali con le proprie Norme.

Alla redazione dei progetti tipo, l'A.N.I.C.A.P. ha assicurato il suo contributo, nel quale si potrà mettere a frutto l'esperienza acquisita nelle applicazioni precedentemente citate.

Passando agli studi in campo nazionale, dopo i lavori di precedenti Commissioni, di cui si è riferito a Cagliari nel 1964 ed a Ravello nel 1965, va segnalata la istituzione nel dicembre 1966 della Commissione A.N.I.C.A.P./A.N.D.I.S. per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei tubi in cemento armato precompresso, presieduta dall'Ing. Ennio Chiatante, presidente della II^a Sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Ne è vicepresidente il Prof. Vittorio Mongiardini, ordinario di Idraulica nella Facoltà di Ingegneria di Roma e ne fanno parte tecnici del Ministero dei Lavori Pubblici, della Cassa del Mezzogiorno, di imprese, industrie, professori universitari e liberi professionisti.

I lavori sono in corso e verrà data notizia dei risultati attraverso il nostro Bollettino.

b) Corsi di cultura.

Nell'anno accademico 1966-67 presso la Facoltà di Ingegneria di Bari è stato tenuto il secondo corso di cultura sul cemento armato precompresso sotto la direzione del Prof. M. Salvati.

Il corso ha avuto inizio il 20 gennaio e terminò l'8 aprile: sono state tenute complessivamente quaranta ore di lezione, un numero notevole se si pensa che un corso di lezioni universitarie comprende mediamente circa novanta ore.

Ciò ha permesso di svolgere un programma molto completo, dai principi teorici della precompressione alla tecnologia dei materiali, dalla statica delle sezioni e delle strutture ai nuovi indirizzi di calcolo, alla sperimentazione, alla corrosione. Sono anche state tenute due conferenze ed a conclusione del corso è stata compiuta una visita ad uno stabilimento di prefrabbricati in precompresso.

La piena riuscita del Corso tenuto a Bari conferma l'impressione, formatasi attraverso analoghe iniziative compiute negli anni scorsi, che l'esigenza di insegnamenti postlaurea è vivamente sentita: a ciò concorrono, indubbiamente, da una parte il rapido progresso tecnologico comune a tanti campi dell'ingegneria, che richiede periodici aggiornamenti, dall'altra l'esigenza di un ripensamento dei concetti appresi nella scuola, alla luce delle esperienze acquisite nel quotidiano esercizio professionale.

Con piacere, quindi, segnaliamo l'iniziativa presa dal Prof. Riccardo Baldacci, Direttore dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Genova, di organizzare per il prossimo anno accademico un altro corso di cultura sul precompresso.

c) *Prove coordinate.*

L'impostazione della ricerca sul comportamento al taglio di travi precomprese con il sistema a cavi scorrevoli è stata esaurientemente illustrato a Ravello dal Prof. Giangreco e ne abbiamo qui la documentazione negli Atti distribuiti ieri a cura dell'A.I.T.E.C.

Mi limiterò quindi a sottolineare il carattere rigorosamente scientifico di tale impostazione, che già di per sé, costituisce un aspetto originale della ricerca, ed a ricordare che il rapporto finale del primo ciclo di esperienze su ventiquattro travi, presentato al Congresso della F.I.P. tenuto a Parigi nel giugno 1966, è stato pubblicato in Italia nel numero di novembre della rivista « L'Industria Italiana del Cemento » e che gli estratti relativi sono stati inviati a tutti i Soci.

Degna di nota è anche la perfetta intesa che si è manifestata fra gli sperimentatori dei tre Laboratori che hanno partecipato al primo ciclo e che costituisce una testimonianza incoraggiante delle possibilità offerte dalla collaborazione fra Istituti diversi.

Per quanto riguarda il proseguimento delle prove, è stato approntato il programma del secondo ciclo, al quale partecipano cinque Istituti Universitari:

Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Napoli

Tecnica delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Napoli

Tecnica delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Roma

Tecnica delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Bologna

Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Cagliari.

Sono previste trentasei travi più cinque da usare come testimoni per il controllo della caduta di tensione nel tempo e sarà esaminata, con particolare riguardo, l'influenza dei seguenti parametri: rapporto M/Th, interasse, diametro e rugosità superficiale delle staffe.

Il totale di 36 travi deriva dalla combinazione di 3 interassi con due diametri dei tondini (\varnothing 4 e \varnothing 6) con due qualità di aderenza per il solo \varnothing 6, dal momento che il \varnothing 4 risulta solo liscio con quattro valori del rapporto M/Th (1,5; 2,5; 3,5; 4,5) in totale $3 \times 2 \times 1,5 \times 4 = 36$ travi.

Si prevede di dedicare i prossimi mesi di ottobre e novembre alla messa a punto delle attrezzature sperimentali, e, in genere, a problemi di carattere organizzativo, il mese di dicembre alla costruzione delle travi. Dopo un periodo di tre mesi di stagionatura, ritenuto necessario per ridurre l'influenza dei differenti tempi di maturazione, che possono intercorrere dalla data del getto a quella di prova, fra una trave e l'altra, avranno inizio le prove, che dovrebbero portarsi ancora per circa tre mesi, in modo da avere i primi risultati del 2° ciclo nel periodo giugno-luglio 1968.

Successivamente, nel 1969, si prevede di eseguire un terzo ciclo, così da poter presentare al Congresso della F.I.P. che si terrà a Praga nel 1970, una serie di risultati complessivamente di indubbio rilievo.

Giova tenere presente, in proposito, che i primi cicli costituiscono la fase preliminare della ricerca, intesa ad isolare i vari parametri in gioco e ad accertarne la influenza sia sul piano qualitativo che su quello quantitativo.

Alla fase successiva spetta il compito di operare la sintesi dei risultati, acquisiti in precedenza, nell'intento di pervenire ad un gruppo di correlazioni analitiche fra i parametri stessi, che inquadrino, in una attendibile schematizzazione, i fenomeni di fessurazione e di collasso per flessione e taglio e consentano la previsione dei carichi che li caratterizzano.

In un programma di ricerche come questo, indubbiamente impegnativo per il notevole numero di travi da provare, costituisce premessa indispensabile per il conseguimento di risultati concreti la continuità nella attuazione delle esperienze previste.

E' merito dell'A.N.I.C.A.P. di assolvere a questa funzione, garantendo che la ricerca si evolva nel tempo in modo unitario, assumendosi, inoltre, gli oneri, non indifferenti, del reperimento dei fondi necessari e della parte organizzativa, che richiede tempo ed energie.

Anche il secondo ciclo di prove si attua con il sostanziale contributo economico dell'A.I.T.E.C. e del C.N.R.; la Società Renardet ha offerto, tramite l'interessamento dell'Ing. A. Bagnulo, di confezionare le quarantuno travi.

Va infine ricordato che i risultati delle ricerche sono messi a disposizione dei membri della Commissione taglio del F.I.P./C.E.B. e che vengono mantenuti cordiali e proficui scambi di vedute con i laboratori che allo Estero si occupano degli stessi problemi.

I contatti più recenti si sono avuti con il Prof. F. Leonhardt, dell'Università di Stoccarda, al quale si devono alcune fondamentali ricerche sul problema del taglio.

d) *Borse di studio della Società Ferrocemento.*

Con verbale del 1° giugno 1967 la Commissione esaminatrice formata dal Presidente dell'A.N.I.C.A.P., da due Consiglieri dell'A.N.I.C.A.P., e da altri quattro membri, designati dal Ministero della Pubblica Istruzione, dall'A.N.I.A.I. e dalla Società Ferrocemento, ha assegnato la prima borsa di studio all'Ing. Edmondo Vitello, laureato presso il Politecnico di Milano nel 1965.

Il vincitore svolgerà una ricerca monografica sul tema: « Studio del comportamento dinamico delle strutture in cemento armato precompresso, con particolare riferimento alla loro utilizzazione nell'edilizia antisismica ». Il premio consiste in un assegno mensile di L. 100.000 che sarà corrisposto per dodici mesi a partire dal 1° luglio 1967, più un premio finale di un importo massimo di 800.000 lire.

La Commissione ha ritenuto altresì di formulare espressioni di apprezzamento per il concorrente Ing. Tommaso Prota di Gragnano, laureato a Napoli, che ha proposto la ricerca di un metodo di calcolo approssimato, applicabile alle volte sottili di profilo generico nel quadro delle diverse tecniche costruttive del c.a.p.

Il bando della seconda borsa di studio della Società Ferrocemento è stato inviato a tutti i Soci con il bollettino n. 2 con preghiera di darne la massima diffusione. La scadenza per la presentazione della domanda è fissata per il 30 novembre p.v.

E' doveroso sottolineare che l'istituzione di borse di studio è una delle iniziative più meritevoli, in quanto consente ai giovani, particolarmente dotati per la ricerca, di mettere a frutto le proprie attitudini, senza che ne siano distolti dalla necessità di trovare al più presto un impiego qualsiasi.

e) *Bollettino di informazioni*

Raccogliendo i voti più volte formulati dai Soci ed in seno al Consiglio dell'Associazione, si è iniziata la pubblicazione di un Bollettino di informazioni, di cui sono apparsi sinora tre numeri.

Ciascun numero contiene tre rubriche:

- Notiziario dell'Associazione
- Rassegna della documentazione tecnica
- Schedario di segnalazioni bibliografiche.

La prima e la terza ricalcano la struttura delle precedenti circolari, mentre la Rassegna della documentazione tecnica rinnova una formula che, a suo tempo, fu accolta con favore, ma che non ha potuto mantenere un carattere di continuità, per la difficoltà di trovare collaboratori.

Attualmente il Bollettino è redatto integralmente a cura di assistenti alla Cattedra di Tecnica delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Roma, ma è da auspicare che possa avvalersi della collaborazione di altri.

Sin dal primo numero si è posto il problema di definire il livello della Rassegna della stampa tecnica: si è ritenuto di orientarsi su una recensione ragionata di più articoli, vertenti su di uno stesso argomento, nell'intento di fornire una visione panoramica di problemi tecnici di attualità.

Nella compilazione della Rassegna si è adottata la seguente metodologia: il gruppo di lavoro consulta un certo numero di riviste specializzate, raccogliendo e classificando per argomenti i vari articoli. In base a questa ricerca preliminare vengono scelti alcuni argomenti che, per ricchezza di informazioni e per interesse specifico, appaiono meritevoli di approfondimento.

Si passa quindi alla elaborazione della recensione su di un singolo argomento che è affidata ad uno o due collaboratori; il testo finale viene quindi esaminato e discusso da tutto il gruppo, nell'intento di conferire alle varie note una certa omogeneità di livello e di stile.

A questo punto è essenziale che i lettori manifestino la loro opinione e che formulino delle critiche, che valgano ad orientare ed a migliorare il lavoro futuro, conferendogli un carattere di reale utilità e giustificando l'impegno di tempo non indifferente richiesto dal compito redazionale.

Propongo perciò che nell'ordine del giorno dell'Assemblea venga esplicitamente fatta menzione del Bollettino per suscitare su di esso sin da questo momento gli attesi suggerimenti.

Signor Presidente, Signori Soci, ritengo di aver portato a termine il compito di riferire sulle manifestazioni più salienti della attività della nostra Associazione e Vi ringrazio per la cortese attenzione che mi avete accordato.

TEMA I

Comportamento del c. a. p. in condizioni eccezionali

RELAZIONE GENERALE

PROF. ING. ANGELO BERIO

Nell'organizzazione delle « Giornate » io ero stato incaricato della relazione generale su « Il comportamento del c.a.p. in condizioni eccezionali (fatica - effetti sismici - rilevanti variazioni termiche - ambienti corrosivi, ecc.) », argomento accolto come 1° Tema delle Giornate stesse. Ho quindi pazientemente atteso le relazioni su cui riferire...

A suo tempo erano stati annunciati tre interventi; ma mi è pervenuto con ragionevole margine di tempo soltanto il testo della memoria del dott. E. Cucciniello (Ist. di Scienza delle costruzioni di Venezia): « Effetti di variazioni termo-igrometriche sul fluage nel conglomerato cementizio », che riguarda una serie di indagini sperimentali sull'argomento annunciato, seguite da considerazioni di interpretazione teorica. La nota ha riferimento al tema, in quanto può dare elementi per la previsione della caduta di precompressione per fluage del calcestruzzo di strutture in c.a.p. esposte alle intemperie.

Successivamente (il che vuol dire all'ultimissimo momento!) sono stati presentati altri interventi. Su questi non potrò diffondermi a lungo, per la pratica impossibilità di un esame dettagliato; essi appariranno comunque negli Atti del Convegno e potranno essere brevemente illustrati dagli Autori in sede di discussione.

La prima comunicazione, quella dell'ing. G. M. Bo (Istituto di Scienza delle costruzioni - Facoltà di Ingegneria del Politecnico di Torino) « Sulla valutazione delle cadute di tensione degli acciai per c.a.p. per rilassamento » riguarda un problema, forse, marginale rispetto al tema, ma molto importante, perché è diretto a darci un po' più di luce sul rilassamento degli acciai da pretensione, in condizioni di reale esercizio e a lunga durata: fenomeno che vedremo tra poco come rivesta importanza per chiarire il comportamento dinamico del c.a.p.

La seconda è preannunciata dai proff. M. Como e C. Greco (Istituto di Tecnica delle costruzioni di Napoli) sulla « Dinamica della trave precompressa in parete sottile ». Anche questo argomento è forse un po' marginale rispetto al tema, ma vi si iscrive agevolmente a chiarire anch'esso il comportamento dinamico del c.a.p.

La terza comunicazione è dell'ing. G. Borzani (Istituto di Scienza delle costruzioni di Genova), su « Opere marittime in cemento armato precompresso ». Essa quindi si riferisce all'impiego del c.a.p. in un ambiente nettamente corrosivo; e, oltre a presentare una interessante rassegna su recenti realizzazioni tecniche, porta dei dati sul comportamento del c.a.p. in questo ambiente, rientrando quindi direttamente nel tema a me allidato.

A stretto rigore quindi, il mio compito potrebbe esaurirsi in breve; tuttavia, anche per accogliere il desiderio del nostro Presidente, ho pensato che potesse valere la pena di aggiungere qualche considerazione generale sugli argomenti di questo primo tema, soprattutto nell'intento di fare, in certo modo, il punto delle nostre attuali conoscenze sul comportamento del c.a.p. in condizioni non ordinarie.

E' quello che cercherò di fare, senza dilungarmi troppo. Prego tuttavia tener presente che si tratta di argomenti di vario genere, in certo qual modo slegati fra loro, per cui non sono facili le ricerche bibliografiche, specie tenuto conto del breve tempo che ho avuto a disposizione. Qualcosa sono riuscito a trovare, anche perché in taluni campi ho avuto collaboratori preziosi (il prof. Cuomo per la resistenza al fuoco, l'ing. Vitellio per gli effetti sismici); e penso di poter corredare il testo che apparirà sui rendiconti delle Giornate con una bibliografia di una certa consistenza. Ma per intanto prego volerci scusare se qualche parte delle mie esposizioni non risulterà oggi del tutto esauriente ed aggiornata.

PREMESSE

Che cosa si intende, anzitutto, per situazione eccezionale di una struttura? Evidentemente il fatto che essa venga assoggettata ad un carico o ad un tipo di azione per cui non era previsto questo fatto; o ne era prevedibile l'azione, ma con intensità inferiore a quella effettivamente avvenuta. La distinzione ha la sua importanza: nel secondo caso la struttura è, in certo senso, preparata a quel tipo di azione, per cui l'intensità di quest'ultima viene, in ultima analisi, ad incidere soltanto sul suo margine di sicurezza. Invece, nel primo caso, la struttura può trovarsi del tutto impreparata,

e cedere anche sotto un'azione di modesta intensità. Ovviamente la cosa può essere di importanza anche scarsa, per esempio, per una putrella metallica di sezione costante; mentre lo è certo più per le strutture in c.a.p. in cui le armature sono previste e disposte per resistere a certe azioni; e possono non esserlo affatto per altre. Tanto per fare un esempio, consideriamo un edificio in c.a.p. costruito in zona sismica: la sua corretta progettazione comprende anche la verifica alle azioni sismiche, così come imposta da norme regolamentari; e azione eccezionale può considerarsi solo quella di scosse più gravose di quelle previste nei regolamenti. Invece un analogo edificio, costruito però in zona non sismica, nel caso in cui sopravvenga un terremoto, può trovarsi in difficoltà anche per scosse di intensità relativamente modesta.

Ora, se si parla di comportamento di una struttura di fronte ad un evento eccezionale, e se ne prende in esame anzitutto la sua resistenza globale al cimento imprevisto (e quindi, per riflesso, la sicurezza degli occupanti e delle cose); e poi la possibilità di reimpiego della struttura stessa, cessato il fatto eccezionale, così come è rimasta o con eventuali riparazioni, un discorso del genere non può farsi in assoluto (non ha senso infatti pretendere una resistenza indefinita ad un evento imprevisto), ma solo in termini di confronto con altri tipi strutturali.

D'altra parte, per quel che si riferisce alle azioni previste, sia pure con intensità inferiore, le maggiori sollecitazioni vengono direttamente ad incidere sul margine di sicurezza, il quale, se bene valutato, dovrebbe essere lo stesso per ogni struttura, comunque realizzata. In questo caso il confronto fra i diversi modi di costruire può essere solo economico, o se mai portare sulla maggiore o minore possibilità di ulteriore impiego della struttura dopo il sovraccarico.

Invece la resistenza ad evento del tutto eccezionale e non previsto è indubbiamente legata all'intensità dell'evento, ai criteri di progettazione, ecc.; e, finalmente, anche al tipo di struttura e di materiale: tale resistenza aggiuntiva può quindi essere utilizzata per una comparazione critica dei diversi tipi strutturali: con quelli, ad esempio nel nostro caso, che risultano competitivi col c.a.p., ossia la struttura metallica e il c.a. ordinario.

Nei confronti con quest'ultimo tipo strutturale, vale però la pena di premettere subito una osservazione di carattere generale. Nel caso del c.a. precompresso la verifica di sicurezza alla rottura si fa astraendo — come è giusto, del resto — dalla presenza di ogni precompressione. Di conseguenza tale verifica è concettualmente analoga a quella che potrebbe istituirsi per il c.a. ordinario. Ne consegue quindi, per ogni tipo di sollecitazione eccezionale, che il grado di sicurezza è analogo per i due tipi strutturali; salvo, s'intende, il caso di cedimento locale (p. es. sfilamento di un cavo di precompressione per il c.a.p.; sfilamento del ferro teso nel c.a.), e, naturalmente, un possibile diverso comportamento quando la situazione eccezionale si esaurisce.

TIPICI DI AZIONI ECCEZIONALI

Per quanto si tratti di fenomeni molto differenti tra loro, possiamo tuttavia tentarne una classificazione, dividendoli anzitutto in due grandi categorie:

a) azioni che, come effetto primario, tendono ad aggravare le sollecitazioni della struttura;

b) azioni che, come effetto primario, tendono ad alterare le qualità resistenti dei materiali.

In entrambi i casi parliamo di effetto primario, perché in realtà le azioni del 1° tipo possono avere effetto secondario sul materiale (snervamento dell'acciaio, lesioni nel calcestruzzo, ecc.), e quelle del 2° tipo variare — sia pure come effetto secondario — lo stato di sollecitazione per redistribuzione di sforzi.

Ciò premesso possiamo presentare l'annunciata classificazione, riassunta nel quadro che segue:

Azioni del 1° tipo:

- 1) carichi eccezionali statici;
- 2) carichi eccezionali mobili, con o senza azione dinamica;
- 3) azioni periodiche o aleatorie: vibrazioni, vento, terremoto, esplosioni, ecc.

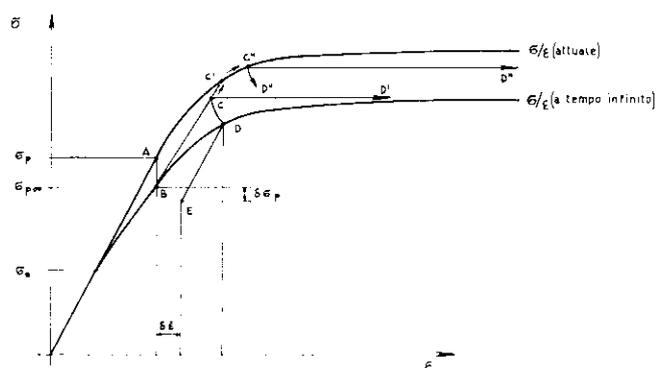
Azioni del 2° tipo:

- 1) fatica (sollecitazioni ripetute);
- 2) corrosione (permanenza in ambiente pericoloso);
- 3) alte temperature (incendio, esplosioni nucleari, ecc.).

COMPORTEMENTO DEL C.A.P. SOTTO SOVRACCARICHI ECCEZIONALI

Per mettere più chiaramente in evidenza il comportamento del c.a.p. in queste condizioni è bene esaminare preliminarmente le modalità con cui una sezione inflessa in c.a.p. reagisce a cimenti via via crescenti.

Non dimentichiamo anzitutto che una sezione inflessa in c.a.p., per effetto della precompressione, reagisce elasticamente, a sezione tutta reagente, sotto i carichi di esercizio; quindi, sino alla fessurazione del calcestruzzo teso, gli incrementi di sforzo nell'acciaio sono modesti, e praticamente trascurabili rispetto agli sforzi di pretensione. D'altra parte gli acciai dei cavi di precompressione hanno la caratteristica generale di presentare un ampio divario fra il limite di proporzionalità σ^c e lo snervamento pratico (valutato allo 0,1 o 0,2° di deformazione permanente). Quindi, per ottenere risultati economici, il tiro di precompressione porta l'acciaio ben oltre il campo strettamente elastico. Se quindi (fig. 1) diamo una pretensione che porti l'ac-



1. - Diagramma σ/ϵ di un acciaio per cemento armato precompresso.

ciaio, p. es. in A, esso, lasciato in riposo, si porta sotto deformazione costante (relaxation) in B, che è un punto stabile. Sotto i carichi mobili di esercizio, come ho già detto, la sezione reagisce elasticamente, tutta reagente; lo sforzo nel ferro non varia quindi apprezzabilmente: il punto rappresentativo rimane ancora, all'incirca, B. Ma se i carichi si aggravano, e si arriva al momento di fessurazione, il calcestruzzo va in trazione e comincia a lesionarsi. Per carichi più elevati la sezione si comporta come se fosse di c.a. ordinario, e lo sforzo nell'acciaio si eleva: si può arrivare a C, oppure in C' e quindi in C'' su detta curva.

Consideriamo anzitutto il caso di arrivo in C. Se il carico applicato è di brevissima durata (*carico dinamico*), si ha lo scarico all'incirca da C a B e tutto ritorna come prima, perché la precompressione chiude e fa sparire le lesioni che si sono aperte sotto carico. Si ha quindi la conferma di quanto afferma lo sperimentatore giapponese K. Nakano [A 13], che sotto carichi dinamici il cemento armato precompresso ha un campo elastico più esteso che in campo statico. In realtà ciò vale per ogni genere di materiali (vedi il comportamento del ponte del «Giro del mondo in 80 giorni» di G. Verne!!!); ma, per la presenza della precompressione, il fenomeno è più sensibile nel c.a.p. Se invece il carico permane, più o meno a lungo, siccome il punto C non è un punto di stato stabile, si hanno deformazioni permanenti, in parte nuove e in parte per trasformazione di deformazioni elastiche (fenomeno misto fra fluage e relaxation) per cui si passa — al limite, in caso di carico a lunga permanenza — da C in D (di solito, evidentemente, ci si ferma prima). Lo scarico, quando avviene, si ha da D in E; e quando è completo, si ha un aumento $\delta \bar{\epsilon}$ della deformazione permanente nel cavo, e una riduzione $\delta \sigma_p$ dello sforzo di precompressione. La struttura è quindi ancora in condizioni di funzionare, con lo stesso grado di sicurezza di prima rispetto alla rottura, ma con una precompressione ridotta, e quindi con minor sicurezza rispetto alla fessurazione.

Se invece il sovraccarico avesse portato la struttura in C' e C'', il fenomeno sarebbe stato il tipo analogo, però con conseguenze più evidenti circa la perdita di pretensione. Vale la pena di notare che se la struttura fosse *autoprecompressa*, un carico non dinamico avrebbe portato con scorrimento di puro fluage in D o addirittura in D'', ossia alla rottura del cavo.

In conclusione il c.a.p. presenta un'ampia resistenza elastica ai carichi dinamici, e sopporta abbastanza bene sovraccarichi eccezionali di tipo statico, *stabilizzandosi* sotto di questi, a spese di una riduzione della precompressione. Questo fatto molte volte (se non è eccessivo) non preoccupa; e in qualche caso è possibile, ritardando i cavi, far scomparire ogni traccia di sovraccarico: il che non è possibile con altri tipi di struttura.

COMPORTAMENTO DEL C.A.P. SOTTO AZIONI DEL 1° TIPO

Quanto si è detto finora è in grado di esaurire l'esame di gran parte delle azioni dette di 1° tipo, cioè di quelle che portano ad un aggravamento dello stato di sforzo rispetto alla situazione di esercizio. Resta solo da notare che nella detta situazione, oltre all'aggravio degli sforzi di flessione, possono verificarsi altri pericoli, quali principalmente:

a) eccesso di sforzi tangenziali;

b) inversione di segno di sforzi flettenti;

c) eccessiva amplificazione dinamica delle azioni esterne.

Il primo pericolo può verificarsi per ogni tipo di sovraccarico, statico o dinamico. Esso può essere aggravato, se per effetto del sovraccarico si giunge a perdita di pretensione, dal fatto che nelle verifiche a taglio si usa mettere in conto anche l'eventuale componente normale all'asse dello sforzo di precompressione. D'altro lato sembra che le attuali verifiche al taglio, basate sulla schematizzazione di Morsch, siano approssimate per eccesso: lumi a questo proposito dovrebbero dare esperienze in corso in vari Paesi, come la Germania, ed anche le nostre prove comparative organizzate dall'ANICAP.

Invece il secondo e il terzo tipo di pericoli sono propri delle azioni dinamiche, specie di tipo vibratorio, periodico o aleatorio.

Contro il pericolo delle inversioni di segno della flessione, vi è poco da dire: è chiaro che, se si verifica, questo fatto porta certamente la struttura in situazione critica. Vi si può ovviare con la buona progettazione, e ricorrendo — per salvaguardia — a barre di armatura passiva giudiziosamente disposte.

Il terzo pericolo, quello cioè del verificarsi di rilevanti amplificazioni di azione esterne di carattere dinamico, potrebbe essere ritenuto preoccupante nel c.a.p., perché — mantenendosi esso, come si è visto, ampiamente in campo elastico sotto azioni dinamiche — la dissipazione di energia ne risulta assai scarsa (tanto che, globalmente essa si avvicina di più ai valori normali delle ossature metalliche che a quelle delle strutture in c.a.); e quindi si potrebbe pensare ad una inferiorità sotto tale riguardo del c.a.p. rispetto al c.a. ordinario. D'altra parte non ritengo convenga rinunciare a questo ampio comportamento elastico del c.a.p., che del resto è conseguenza immediata della sua natura; ma che sia meglio prendere, caso per caso, i provvedimenti necessari. Anzitutto conviene verificare bene l'entità della dissipazione di energia su cui si può contare nel caso concreto: a questo scopo potranno servire i risultati recentemente raggiunti da Pozzo [B11]. Poi si devono mettere in conto i contributi dissipativi, spesso i più importanti di tutti, delle strutture secondarie (tamponature, tramezzi, serramenti ecc.); del comportamento di questi si sa ancora poco, e vi si lavora in diverse parti, nell'Istituto di Cestelli Guidi, p. es., e nel nostro di Cagliari. Si vedrà che molte volte questi contributi sono sufficienti a frenare le vibrazioni esterne; quando non ce la facessero, converrà studiare l'introduzione di particolari giunti smorzanti.

Si inserisce, a questo punto, logicamente il discorso sulla determinazione analitica della — o delle — frequenze proprie di una struttura; conoscenza necessaria in modo assoluto se si vuole analizzare compiutamente il comportamento della struttura sotto azioni dinamiche di qualsiasi natura (non escluse quelle sismiche). Si tratta di problemi di dinamica delle strutture elastiche (che tali debbono, per le ragioni anzidette, ben considerarsi gli elementi in c.a.p.), e che possono, a seconda del caso, affrontarsi con procedimenti rigorosi, o approssimati, o con sviluppi numerici. E appunto su questo argomento è indirizzata la comunicazione che i colleghi Como e Greco dell'Istituto di Tecnica

delle costruzioni di Napoli hanno chiesto di tenere: essi hanno studiato la « dinamica della trave precompressa in parate sottile », notando che la presenza o meno della precompressione può influire sensibilmente sulla rigidità torsionale. I risultati analitici appaiono interessanti, e gli Autori si ripromettono di impostarne un ciclo di verifiche sperimentali.

Con questi cenni ritengo esaurito l'argomento, relativamente al comportamento del c.a.p. di fronte a sovraccarichi statici o dinamici, o ad altre azioni di carattere dinamico (vento, vibrazioni, « soffio » di esplosione ecc.), che possono sovrapporsi alla situazione di esercizio. Vorrei tuttavia diffondermi ancora un poco su un tipo particolare di azioni dinamiche, ossia su quelle di natura sismica; sollecitazioni che purtroppo si devono prevedere per vaste zone del nostro Paese; problema dunque che deve essere correttamente e coscientemente affrontato, anche se tien mente alle gravi conseguenze, vittime umane e danni ingenti, che il crollo di un edificio importante durante un terremoto comporta inevitabilmente.

AZIONI SISMICHE

Circa la resistenza, e i criteri di progettazione, del c.a.p. alle azioni sismiche (1), dirò anzitutto che, a questo riguardo, data la rilevante intensità di un terremoto catastrofico, non si pretende, in genere, la resistenza totale ad ogni sisma; si richiede invece:

a) una efficiente resistenza, con danni nulli o di importanza secondaria, a un terremoto di intensità non eccessiva;

b) che sia evitato, almeno, il crollo della struttura sotto terremoto catastrofico.

Per assicurare le esigenze del punto a) è prima di tutto necessario poter valutare l'effetto statico di un terremoto « medio » probabile sull'edificio che si sta studiando. Per tale ricerca si presentano tre vie:

1) sostituire al terremoto opportune forze orizzontali e verticali;

2) sostituire al terremoto, considerato fenomeno aleatorio, un « equivalente » fenomeno periodico;

3) applicare, analiticamente sulla struttura considerata o sperimentalmente su modello di essa, gli effetti registrati di un terremoto opportunamente scelto.

Il primo criterio è seguito, di norma, dai vari regolamenti per le costruzioni in zone sismiche: fra i quali — tanto per... cambiare, purtroppo! — il nostro si distingue per i criteri polverosi e sorpassati. Una Commissione ministeriale sta cercando di rabberciarlo, in un primo tempo, e poi di suggerire delle disposizioni più moderne; e auguriamoci che concluda la sua opera in tempo ragionevole. D'altra parte lo stesso criterio di base (ossia l'assimilazione dell'azione sismica ad un fatto statico) appare sempre meno accettabile; anche se tuttavia i successivi regolamenti, basati su dette ipotesi, hanno fin qui svolto un buon lavoro, nel senso che è ben raro che un edificio costruito nel rispetto

(1) Esistono in questo campo due recenti lavori, uno europeo [C4] e l'altro americano [C3], entrambi del 1965, a cui si può fare riferimento per informazioni aggiornate.

(2) Questi strumenti infatti non registrano permanentemente; ma si mettono automaticamente in moto solo quando l'accelerazione esterna supera una certa soglia prefissata.

delle norme crolli, anche sotto un terremoto catastrofico. Quindi, finché non avremo di meglio, dovremo acconciarsi ancora per un certo tempo a norme non molto dissimili — almeno in concetto — a quelle oggi vigenti.

Il secondo criterio (su cui si indaga in diversi centri di ricerca nel mondo, e, in Italia, presso il Politecnico di Milano) non è ancora uscito dalla fase di studio: per arrivare a trattazioni accettabili sono necessarie drastiche semplificazioni, di cui poi non è — finora — agevole controllare l'esatta portata sul risultato finale.

Il terzo criterio è stato adottato negli U.S.A. [C3], prendendo come riferimento la componente E, W del terremoto di El Centro (18.5.1940), in cui sono registrate accelerazioni sismiche pari a 0,25 volte quella di gravità: i risultati delle verifiche hanno messo in luce divergenze anche rilevanti fra il fenomeno reale e le schematizzazioni dei regolamenti. In Italia saremmo in grado di applicarlo analiticamente ad un edificio intelaiato [C15]; e, fra breve, potremmo anche sperimentare su modello, presso l'I.S.M.E.S. di Bergamo.

Purtroppo, per una completa applicazione, ci mancano ancora i... terremoti, ossia la completa registrazione in sito (ossia presso l'epicentro) di un importante terremoto italiano! Infatti le registrazioni degli osservatori geofisici, che segnalano i terremoti a migliaia di chilometri, non servono nelle vicinanze dell'epicentro, perché allora i sensibilissimi strumenti vanno immediatamente fuori scala, e spesso addirittura fuori uso. Occorrono strumenti appositamente studiati, con cui sono già state equipaggiate reti a maglia sufficientemente fitta negli U.S.A. (California) e in Giappone, e con cui sono già stati rilevati una trentina di terremoti di media ed alta intensità. In Italia, invece, dopo molte promesse ufficiali, abbiamo in efficienza un solo strumento, piazzato a Mesina per iniziativa del Politecnico di Milano: e che avuto sinora la... sfortuna di non incontrare un terremoto di sufficiente intensità per metterlo in moto (2). D'altra parte non si hanno ancora conoscenze sicure per potere estrarre dalle registrazioni che finora abbiamo delle caratteristiche valide su scala mondiale; non rimane quindi che attendere buone registrazioni di terremoti italiani, o sperare che gli studi rivolti al secondo criterio, e di cui ho già parlato, mettano in luce le caratteristiche essenziali dei vari terremoti, e ci permettano quindi — eventualmente — di adottare come campione terremoti registrati in altri Paesi.

Comunque, ciò che ho detto vale per ogni tipo di struttura. Tuttavia il c.a.p. si adatta bene alle conseguenti verifiche, soprattutto [C7] se si curano i giunti, e ci si protegge con armature passive dai pericoli di inversione di sforzi. Particolarmente efficace, per la resistenza ad azioni longitudinali (non sempre nelle costruzioni in c.a.p. si può contare infatti sulla totale monoficità) si rivelano le gabbie di scale o altre strutture del genere, opportunamente precomprese.

Il punto debole, sotto questo tipo di sollecitazione (sia per il c.a. che il c.a.p.), è la resistenza agli sforzi tangenziali (taglio nelle travi, taglio e specialmente torsione nei pilastri), anche perché le lesioni che si formano non vengono poi richiuse dalla precompressione. Perciò occorre predisporre con cura la resistenza a tali azioni, con verifiche, se possibile, o almeno con

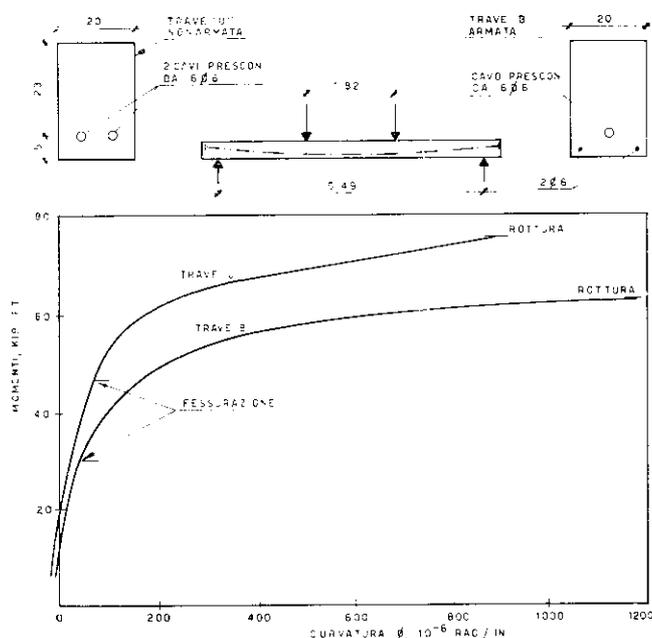
provvedimenti di carattere generico, specialmente atti a contrastare l'effetto di possibili azioni torcenti.

Circa le esigenze di resistenza a terremoto catastrofico, quello che importa è che le membrature singole siano in grado di assorbire quanto più possibile energia prima di rompersi. LIN [C3] presenta alcuni dati sperimentali (fig. 2) che farebbero vedere una certa superiorità delle travi con pretensione a cavi aderenti e armatura passiva. E' da notarsi tuttavia che più che di resistenza a sollecitazione unidirezionale, si dovrebbe parlare di resistenza a sforzi alternati. Su questa ultima si sa ancora poco: dovremo sperimentare tra breve, anche a Cagliari, tenendo presente una serie di risultati recentemente pubblicati, e quelli emersi in recente colloqui, tenuti sia a Miami nel 1964 e a Mexico City nel 1966, e di cui sono da poco disponibili i rendiconti [A15 - B7].

Resta ancora da dire qualche parola sul comportamento pratico offerto dagli edifici in c.a.p. in recenti terremoti, particolarmente quelli dell'Alasca (27.3.64) e di Niigata (anch'esso del 1964). Notizie in proposito le abbiamo dalla memoria citata di Despeyroux [C4], e nella relazione di M. Sutherland [C13] presentata al Congresso dell'Ass. Internazionale di Ingegneria Sismica tenutosi a Auckland nel 1965. Non vorrei dilungarmi troppo, e quindi mi limito alle conclusioni, che si possono riassumere così:

a) Nei due terremoti citati, di elevata intensità, un certo numero di strutture in c.a.p. ha benissimo resistito, senza danni di rilievo.

b) Alcune strutture in c.a.p. sono invece crollate. Tuttavia un'analisi accurata avrebbe permesso di accertare in tutti i casi che il crollo, o è dipeso dal cedimento di elementi non in c.a.p., o è dovuto a difetto di progettazione (specie nella previsione di strutture di controvento) o a particolari discutibili nelle strutture precomprese.



2. - Diagramma momenti/curvature di due travi in cemento armato precompresso (da LIN-C3).

L'esperienza quindi, (mentre mette ancora una volta in evidenza l'importanza di una corretta progettazione ed esecuzione ai fini della resistenza ad azioni eccezionali, come i terremoti) non ha finora dato argomenti alla condanna del c.a.p. nell'edilizia antisismica, come da qualche parte ci si era troppo frettolosamente pronunciato dopo il terremoto dell'Alasca.

COMPORTAMENTO DEL C.A.P. A FATICA

Le sollecitazioni a fatica non sono, in genere, molto da temersi nelle opere in c.a.p.

Comunque ricordo che si ha pericolo di rottura per fatica per un materiale generico, se questo viene sollecitato al di sopra di una certa soglia di sforzo che si usa chiamare « limite di fatica ». Ora questo limite ha, in prima approssimazione, un valore non molto dissimile dal limite di proporzionalità σ_p . E, se si tiene conto dell'ottima qualità dei calcestruzzi che si adoperano nelle strutture in c.a.p. e del fatto che, sotto i carichi esterni, il calcestruzzo generalmente si decompone (almeno dove si hanno gli sforzi massimi), è chiaro che, anche con le sollecitazioni σ_c piuttosto elevate in uso, difficilmente il calcestruzzo raggiungerà il limite di fatica. Non vi sono quindi, normalmente, problemi di resistenza a fatica per il calcestruzzo.

Per l'acciaio — come si è già visto — le cose sono sostanzialmente differenti, perché di solito lo sforzo di pretensione è superiore al limite di proporzionalità. Sono quindi da temersi fenomeni di fatica, almeno in quelle opere in cui (vedi il caso dei ponti) è da temersi presente che ci si trova in condizioni favorevoli per l'intervento di alcuni importanti fattori, ossia:

a) data l'intensità degli sforzi di pretensione, ci si trova di fronte al tipo più « bonario » di fatica, ossia quella sotto carico *ondulato*;

b) la variazione massima dello sforzo σ_c sotto carico rispetto a quello base, se i carichi stessi mantengono, come si deve, la struttura sotto il momento di fessurazione, è sempre ridotta.

Comunque il fenomeno della fatica negli acciai è ormai noto e padroneggiabile. Vuol dire che, nel caso, si proveranno debitamente gli acciai a fatica ondulata. Di solito si richiede al materiale di resistere ad almeno 2.000.000 di cicli fra lo sforzo statico σ_{st} e quello $\sigma_{st} + \delta\sigma$, essendo $\delta\sigma$ il massimo incremento di sforzo nell'acciaio sotto i carichi mobili; per σ_{st} si dovrebbe assumere lo sforzo finale, esaurite tutte le cause di perdite.

Naturalmente le cose non sono così semplici se i carichi mobili portano la sezione oltre il limite di fessurazione, perché allora, parzializzandosi la sezione, l'intervallo $\delta\sigma$ cresce notevolmente. Infatti l'esperienza conferma (3) che, non appena viene superato il momento di fessurazione, la resistenza a fatica si riduce a valori assai bassi. Quindi, più che la prescrizione di prove a fatica sugli acciai, è importante che le norme impongano, per le membrature soggette a pericolo di fatica, un adeguato margine di sicurezza alla fessurazione.

Attenzione particolare deve poi farsi al pericolo di fatica nel caso delle strutture parzialmente precom-

(3) Nelle stesse « Giornate del Precompresso » in cui è stata tenuta la presente relazione, R. BATS ha illustrato una serie suggestiva di esperienze svolte in questo campo.

presse, nel caso in cui si ammetta la parzializzazione delle sezioni sotto i carichi di esercizio [D5].

INFLUENZA SUL C.A.P. DELLE CONDIZIONI DI AMBIENTE ESTERNO

La più semplice, e più comune situazione ambientale che può avere effetto sul comportamento di elementi in c.a.p. è l'esposizione alle intemperie, beninteso qualora siano state prese quelle poche preoccupazioni necessarie per la conservazione delle strutture. In queste condizioni (che si verificano normalmente per molte strutture — travi di ponte, ecc. — che si costruiscono in opera, o a pie' d'opera) non si può parlare, in senso stretto, di influenza della esposizione alle intemperie sulla resistenza. Eppure qualche conseguenza ne deriva; e una forse delle più importanti è messa in evidenza dalla memoria del dott. Cucciniello.

La memoria è, prevalentemente, sperimentale. In essa si riferisce sul comportamento di provini in calcestruzzo, in forma di cilindro cavo o prismatici, sottoposti a momento torcente costante nel tempo. Si tratta quindi di classiche prove di fluage, in cui la novità è rappresentata dal fatto che, mentre alcuni dei provini venivano mantenuti in ambiente convenzionale (20° C e 60% U.R.), altri venivano sottoposti a cicli di durata variabile in cui venivano a contatto con acqua, sempre a 20° C. Ora lo sperimentatore ha notato, nei provini sottoposti a tale speciale trattamento, un aumento significativo della deformazione, tanto più elevato quanto più il ciclo igrometrico era vicino alla applicazione del carico; aumenti di deformazione inoltre, però sempre meno importanti e con tendenza alla stabilizzazione, si notano anche per cicli successivi.

L'Autore tende a mettere in rilievo che, almeno qualitativamente, i fatti messi in evidenza coincidono con le previsioni teoriche di Levi e Bertero. E questo è certo importante, anche se richiederà, probabilmente, una sperimentazione più estesa, per avere una conferma quantitativa. Tuttavia le osservazioni già fatte sembrano assicurare che il fluage del calcestruzzo esposto alle intemperie in giovane età è più elevato di quello misurato in ambiente convenzionale; e che i progettisti debbano quindi, in sede di valutazione del tiro finale di pretensione, tenerne opportuno conto. Sarà quindi bene che le esperienze in questione vengano proseguite, fino ad arrivare a stabilire valutazioni quantitative del fenomeno di validità più pratica e generale; intanto vada all'Autore dell'interessante memoria il nostro ringraziamento.

Una condizione evidentemente più sfavorevole per il c.a.p. è la permanenza in ambiente corrosivo. Se lasciamo da parte i casi estremi di attacco chimico (contatto con acidi, acque selenitose, ecc.) o dissoluzione fisica (acque molto pure), il meccanismo della corrosione è di norma elettrochimico, e aggredisce principalmente le armature metalliche. Non starò a tediare gli uditori con una minuta spiegazione di questo meccanismo: basti ricordare che in esso l'acciaio fornisce gli elettrodi di una cella elettrolitica; e che per l'avviamento del fenomeno occorre una differenza di potenziale fra due elettrodi, e un elettrolita conduttore. La differenza di potenziale può essere causata localmente da variazioni di composizione dell'acciaio, impurezze ecc. o esternamente da correnti vaganti; l'elettrolita è di norma costituito da acqua di permeazione nel calcestruzzo, con sufficiente concentrazione di sali di-

sciolti. Una volta innescato il fenomeno, si ha una rapida distruzione dell'acciaio, che si trasforma in ossido di ferro; anche il calcestruzzo è, alla lunga, attaccato, e, divenuto poroso, facilita l'estensione del fatto corrosivo ad altre zone ancora immuni. Ne consegue, evidentemente, la messa fuori uso della struttura come elemento resistente.

Circa infine il meccanismo locale della corrosione dell'acciaio, essa di solito è del tipo intercristallino (ossia attacca, a preferenza, certi tipi di cristallo dell'aggregato che forma l'acciaio) ed è facilitata dal fatto che l'acciaio sia sotto sforzo, e che abbia subito delle eventuali dislocazioni per plasticità — quelle che allo esterno si manifestano col rilassamento dello sforzo sotto tiro, e che sono sempre più o meno presenti negli acciai di precompressione.

Tenendo presente quanto ho detto — e che è del resto argomento di intense ricerche [E13] — è evidente che il pericolo della corrosione è particolarmente da temersi nelle strutture in c.a.p. interrate (tubazioni, serbatoi, ecc.), dove è facile la presenza di correnti vaganti e più probabile il pericolo di permeazioni. Infatti uno dei casi più imponenti di cui ho avuto occasione, anni or sono, di occuparmi, sia pure indirettamente, si riferiva ad una condotta idrica, in cui tubi prefabbricati erano successivamente precompressi. Ora, per difetto di esecuzione, l'intonaco che doveva proteggere l'armatura a spirale non era risultato del tutto impermeabile; e gli effetti di corrosione risultavano particolarmente imponenti nei tubi confezionati con una partita di filo armonico in cui lo sforzo di snervamento pratico era inferiore a quello pattuito e posto a base dei calcoli; talché nella operazione di avvolgimento e pretensione il filo stesso si era marcatamente plasticizzato.

Le precauzioni da prendere per ovviare ai pericoli di corrosione sono evidenti. Intanto conviene proteggere adeguatamente — con rivestimenti, copriferri adeguati, ecc. — le strutture esposte ad ambiente potenzialmente corrosivo; meglio naturalmente se i cavi di precompressione possono essere alloggiati in guaine isolanti e bene iniettate; per le strutture a contatto o immerse nel terreno sono anche utili provvedimenti di protezione catodica. Ma la cosa principale da tenere presente è il fatto che la corrosione elettrochimica postula la presenza di un elettrolita: non può verificarsi quindi in assenza di permeazioni idriche e di una sufficiente concentrazione salina. Dall'acqua ci si può proteggere facilmente, almeno in molti casi; tuttavia possono sempre verificarsi sorprese, anche perché i sali necessari per la costituzione iniziale dell'elettrolita possono arrivare per molte vie: impiego di acque salmastre nei getti, additivi usati per il getto invernale, effetto dell'atmosfera marina, ecc. Ho sentito dire, per esempio, che in una importante autostrada si sono verificati fenomeni di corrosione nelle travate da ponte, a seguito dell'uso intenso di sali sparsi, in un rigido inverno, per evitare la formazione di ghiaccio sulle carreggiate. Dove quindi possono sorgere sospetti di formazione di ambiente corrosivo, è bene abbondare nei provvedimenti di protezione attiva e passiva delle strutture. D'altra parte le realizzazioni illustrate nella sua comunicazione dall'ing. Borzani e le conclusioni che egli trae dall'esperienza fatta con strutture in c.a.p. in un ambiente corrosivo per eccellenza, com'è quello

marino, ci assicurano che provvedimenti per nulla eccezionali, ma applicati con intelligenza, sono atti a contrastare validamente l'attacco della corrosione.

COMPORAMENTO AL FUOCO DEL C.A.P.

Passiamo ora all'esame dell'ultimo argomento della nostra rassegna, ossia alla resistenza agli incendi delle strutture in c.a.p.

E' bene premettere che una struttura investita da un incendio subisce contemporaneamente due azioni distinte:

- a) l'effetto della temperatura elevata;
- b) le conseguenze del fatto che la temperatura non è costante, ma cresce piuttosto rapidamente, e non sempre uniformemente.

Esaminiamo quindi partitamente queste azioni, che possono giocare sul calcestruzzo, sull'acciaio e sulla struttura globalmente intesa.

Sul calcestruzzo, almeno fino a che non si raggiungano temperature molto alte, l'effetto della temperatura nei confronti della resistenza è piuttosto modesto. Più grave può essere invece l'effetto delle rapide e disuniformi variazioni della temperatura stessa, che può portare a distacchi e sbriciolamenti locali di una certa importanza. Su questo fenomeno recentemente (1965) Hikaru Saito [F14] ha cercato di proporre una interpretazione, che lo fa derivare dall'accumulo locale di sforzi elevati dovuti alle variazioni termiche impedito.

Più ampie invece appaiono le conseguenze delle temperature elevate sull'acciaio, specie su quello preteso. Se esaminiamo le variazioni dei parametri fisico-meccanici principali al crescere della temperatura, troviamo dei diagrammi del tipo illustrato nella fig. 3 [F17].

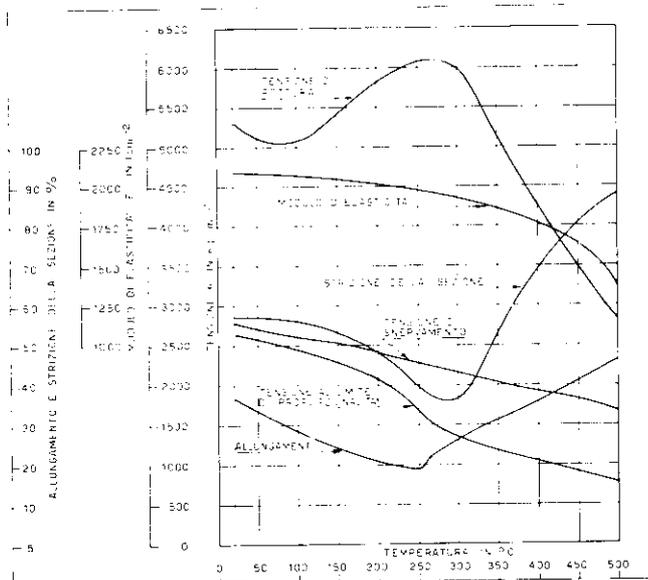
Si nota quindi che la resistenza, dopo una discesa sui 100° e una risalita oltre quella ambiente sui 250, precipita più oltre fino a ridursi, sui 600°, a meno di 1/4 del valore iniziale. Invece lo sforzo di snervamento σ e il limite di proporzionalità σ decrescono sempre; quest'ultimo si annulla praticamente (nel nostro esem-

pio) sui 500°. Anche il modulo E decresce con continuità, più che dimezzandosi da 0° a 600°. Questi dati, che probabilmente (non si hanno molti dati in proposito) sarebbero ancora più marcati per gli acciai fortemente incruditi dal c.a.p., spiegano il perché della scarsissima resistenza (dell'ordine della diecina di minuti) offerta al fuoco dalle strutture metalliche non protette; e ci convincono che una struttura in c.a.p. è gravemente compromessa nella sua resistenza non appena l'acciaio di precompressione raggiunge i 250-300°C. Tuttavia il fatto stesso che le armature sono protette da calcestruzzo, di conducibilità termica assai scarsa, fa sì che le armature stesse vengono a raggiungere temperature pericolose solo dopo una esposizione al fuoco piuttosto lunga.

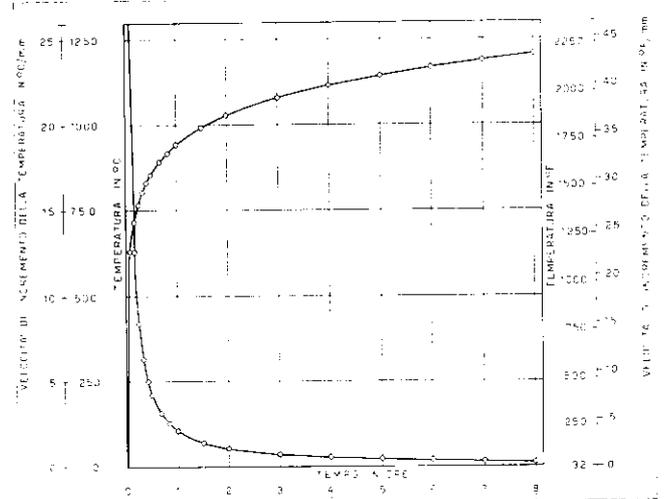
Infine gli effetti globali dell'innalzamento della temperatura si traducono in deformazioni della struttura stessa, in quanto permesse, o nella trasmissione di spinte anche rilevanti se le deformazioni sono impedito. E' evidente anche in questo caso che l'inerzia termica del calcestruzzo ritarderà notevolmente la gravità dei fenomeni.

Partendo da questi dati si potrebbe valutare la resistenza di una struttura in c.a.p. che dovesse lavorare permanentemente a temperatura elevata. Qualcosa di analogo si potrebbe tentare anche per la resistenza al fuoco; però si incontrerebbero subito gravi difficoltà.

Si dovrebbe anzitutto schematizzare analiticamente gli effetti termici di un incendio. A tal fine sono state proposte le cosiddette «curve tempo-temperatura», che differiscono da un Paese all'altro per la forma analitica, ma che sostanzialmente non sono molto diverse. Infatti in tutte si prevede una rapida salita della temperatura — con legge pressoché lineare, di circa 1°C al secondo — per i primi minuti; poi gli aumenti di temperatura sono molto meno vistosi, raggiungendosi i 1.000°C in circa un'ora, mentre più oltre la temperatura tende asintoticamente ad una legge ancora lineare, ma di pendenza molto ridotta (fig. 4).



3. - Caratteristiche meccaniche degli acciai da costruzione al variare della temperatura (da Cuomo-F 17).



4. - Nuova curva caratteristica italiana in coordinate cartesiane e scala ordinaria e relativa curva di velocità di incremento della temperatura (da Cuomo-F 17).

Altre difficoltà derivano dall'incertezza dei valori delle temperature superficiali, e ancora più di quelle nell'interno della struttura; talché si preferisce affrontare il problema sperimentalmente, operando su elementi in scala reale, poiché non si è ancora potuto raggiungere una tecnica di sperimentazione su modelli sufficientemente precisa. Naturalmente si deve operare in condizioni standard, se si vogliono ottenere dei risultati confrontabili: si lavora di solito in speciali forni (ne abbiamo uno in Italia al C.S.E.A. di Roma) in cui le strutture da provare sono investite dalle fiamme di bruciatori a nafta che, automaticamente o con regolazione manuale, assicurano le prescritte variazioni della temperatura nel tempo. Le strutture possono essere contemporaneamente caricate o meno, con martinetti o bilancieri; durante la prova se ne registrano normalmente le frecce di alcuni punti, mentre un certo numero di termocoppie misura le temperature di punti prefissati all'esterno e all'interno della struttura.

Di esperienze di resistenza al fuoco su elementi in c.a.p. ne sono state condotte parecchie, in varie nazioni, dopo il 1950. Un certo numero di solai misti in laterizio ed elementi precompressi sono stati provati dal 1956 al 1958 in Italia da Cuomo [F6]; travi in c.a.p. da Ashton (G.B.) [F3], dal C.U.R. (Olanda) [F9] e dalle Ferrovie Giapponesi [F10]; in quest'ultimo caso vennero provate in vera grandezza travi prefabbricate da ponte. In un primo tempo si usava determinare la cosiddetta *resistenza al fuoco* delle strutture, ossia il tempo di esposizione al fuoco standard necessario per portare la struttura, caricata in condizioni di esercizio, alla rottura; poi, dopo l'esempio dato da Cuomo, si provano le strutture a fuoco di varia durata, e poi si portano a rottura statica le strutture raffreddate, per determinare il calo della resistenza attribuibile all'azione del fuoco [F8].

I risultati di tutte queste prove sono tutti confrontabili con buona approssimazione; ed hanno permesso ad una speciale commissione della FIP di presentare al Congresso 1966 di Parigi, una relazione abbastanza generale [F15].

La resistenza al fuoco, intesa nel senso convenzionale, ossia di durata al fuoco standard prima del crollo, delle strutture in c.a.p., anche non protette, è sempre elevata, dell'ordine di 3-4 ore. E' da notarsi che essa risulta, anche sperimentalmente (perché così dovrebbe essere in teoria), dell'ordine della resistenza al fuoco delle strutture in c.a. ordinario.

L'elevata resistenza al fuoco presentata dalle stru-

ture in c.a.p. è dovuta alla protezione che il rivestimento di calcestruzzo offre alle armature. Essa può essere validamente potenziata, ulteriormente, con opportuni rivestimenti (ad esempio, con intonachi a base di gesso, che, abbandonando l'acqua di cristallizzazione, consente un ulteriore raffreddamento locale). Ma ciò che importa è che non si verifichino distacchi e proiezioni locali di calcestruzzo, che indeboliscono la sezione resistente e tendono a scoprire le armature. Sembra che un valido presidio contro questo pericolo sia una buona staffatura collegata con ferri reggistaffe convenzionali.

Le strutture in c.a.p., anche investite da incendio di una certa durata (2 o 3 ore), conservano ancora un discreto margine di sicurezza (dal 50 al 70% di quello iniziale). Tuttavia il funzionamento statico è indubbiamente peggiorato, a causa della perdita parziale di precompressione. Mentre, infatti, per giungere al crollo di una struttura in c.a.p. occorre che l'armatura raggiunga i 400°C, si hanno perdite severe nella precompressione a partire dai 150°C. Comunque le esperienze delle Ferrovie giapponesi hanno permesso di rilevare, in travi da ponte dopo due ore di incendio, una pretesione pari al 40-50% di quella iniziale.

In conclusione, il c.a.p. si dimostra un materiale notevolmente efficiente anche nei confronti della resistenza agli incendi.

* * *

E con queste considerazioni sulla resistenza al fuoco delle strutture in c.a.p. penso sia bene concludere il mio discorso, ringraziando l'uditorio per la sua cortese attenzione.

Memorie presentate alle «Giornate del Precompresso» sotto il 1° tema.

1. BO G.M. (Istituto di Scienza delle costruzioni della Facoltà di Ingegneria del Politecnico di Torino): *Sulla valutazione delle cadute di tensione degli acciai per c.a.p. per rilassamento.*
2. BORZANI G. (Istituto di Scienza delle Costruzioni di Genova): *Opere marittime in cemento armato pre-compresso.*
3. COMO e GRECO (Istituto di Tecnica delle costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Napoli): *Dinamica della trave precompressa in parete sottile.*
4. CUCCINIELLO E. (Istituto di Scienza delle costruzioni di Venezia): *Effetti di variazioni termo-igrometriche sul fluage nel conglomerato cementizio.*

BIBLIOGRAFIA

A) Resistenza limite del c.a.p.

- [1] FELDMAN: *Bonded and unbonded prestressed concrete beams failing in flexure.* Univ. of Illinois. Progress Report of Investigation of prestressed concrete for highway bridges. Bureau of Public Roads. June 1954.
- [2] JANNEY J.R., HOGNESTAD E., MCHENRY D.: *Ultimate flexure strength of prestressed and conventionally reinforced concrete beams.* J. Amer. Concr. Inst., 52, n. 1, 1956, p. 601-620.

- [3] SCORDELIS A.C., LIN T.Y., MAY H.T.: *Flexural Strength of prestressed concrete beams at transfer.* Proc. World Conf. on Prestressed Concrete, S. Francisco 1957.
- [4] WALTHER R.E., WARNER R.F.: *Ultimate Strength test of prestressed and conventionally reinforced concrete beams in combined bending and shear.* Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, 1958.
- [5] MCGREGOR J.G., SOZEN M.A., STESS C.P.: *Strength and behaviour of prestressed concrete beams with web reinforcement.* University of Illinois, Structural research series n. 201, 1960.

- [6] WARWARUK J., SOZEN M.A., SISS C.P.: *Strength and behaviour in flexure of prestressed concrete beams*. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bull. n. 464, 1962.
- [7] CAUFIELD J., PATTON W.H.: *Moment-curvature relations of prestressed concrete beams*. Graduate Study Report to Division of Structural Engineering and Structural Mechanics. University of California, Berkeley 1963.
- [8] LIN T.Y.: *Tendons tie down core walls*. Engineering News Record. 172, n. 17, 1964.
- [9] NAKANO K.: *Experiment on behaviour under lateral force of prestressed concrete portal frame*. Building Research Institute, B.R.I. Occasional Report n. 23, Tokio 1964.
- [10] NAKANO K.: *Experiments on behaviour of prestressed concrete four storeyed model structure under lateral force*. Building Research Institute, n. 21, Tokio 1964.
- [11] PIETRZYKOWSKY J.: *Elastic plastic behaviour of prestressed materials*. Engineering, 217, n. 5640, 1964, p. 385-88.
- [12] GURFINKEL G., KHACHATURIAN N.: *Ultimate design of prestressed concrete beams*. University of Illinois. Engineering Experiment Station, Bull. n. 478, 1965.
- [13] NAKANO K.: *Study on load deflection characteristics of prestressed concrete structures*. Building Research Institute, B.R.I. Occasional Report, n. 24, Tokio 1965.
- [14] GUYON Y.: *Energy absorption by prestressed concrete beams*. Proc. III World Conf. on Earthquake Engineering, IV-216.
- [15] *Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete* - Miami, Florida, nov. 10-12, 1964. Amer. Soc. Civil Engineers, New York 1965.
- [16] RADOĞNA E.F.: *Esperienze di rottura al taglio su travi a doppio T con armatura pre-tesa. Nota I*. Rend. IV Congr. Intern. F.I.P., Roma-Napoli, 1962, Vol. I, Tema I, n. 8.
- [17] RADOĞNA E.F.: *Esperienze di rottura al taglio su travi a doppio T con armatura pre-tesa. Nota II*. Rend. IV Congr. Intern. F.I.P., Roma-Napoli, 1962, Vol. II.
- B) *Resistenza del c.a.p. alle sollecitazioni dinamiche e ripetute.*
- [1] OLADAPO I.O.: *Dynamic loading on prestressed concrete beams*. Mag. Concr. Res., 14, n. 40, 1962, p. 25-32.
- [2] OLADAPO I.O.: *Rate of loading effect on moment-curvature relation in prestressed concrete beams*. J. Am. Concr. Inst., 61, n. 7, 1964, p. 871-87.
- [3] PENZIEN J.: *Damping characteristics of prestressed concrete*. J. Amer. Concr. Inst., 61, n. 9, 1964, p. 1125-46.
- [4] ZAVRIER: *Research on response of prestressed concrete structures to dynamic loading*. J. Prestressed Concr. Inst., n. 8, 1964.
- [5] HOLAND I., HJORTH-HANSEN E.: *Smorzamento delle vibrazioni del c.a.p.* (in scandinavo). Nordisk Betong, 9, n. 3, 1965, p. 213-26.
- [6] BURNS N.H., SISS C.P.: *Repeated and reverse loading in reinforced concrete*. Amer. Soc. Civ. Engrs. Proc., J. Struct. Div., 92, n. 5, 1966, p. 65-78.
- [7] *Proceedings of International Symposium on the Effects of repeated loading of materials and structures*. RILEM - Instituto de Ingenieria, Mexico City, sept. 1966.
- [8] MUGURMA H., TOMINAGA M., OKAMOTO S.: *Mechanical properties of simply supported prestressed concrete beams under repeated loadings*. Proc. Int. Symp. on Effects of repeated loading of materials and structures. RILEM - Instituto de Ingenieria, Mexico City, sept. 1966, Vol. V.
- [9] JAVOR TIBOR: *The results of experimental research of dynamic effects on prestressed concrete bridge built without falsework*. Proc. Int. Symp. on Effects of repeated loading of materials and structures. RILEM - Instituto de Ingenieria, Mexico City, sept. 1966, Vol. V.
- [10] BATE S.C.C.: *Repeated loading tests on a ten years old prestressed concrete beam*. Civ. Engng. Publ. Works Rev.; 59, n. 695, 1966.
- [11] Pozzo S.: *The rheological behaviour of dynamically stressed concrete - Experimental investigation*. Matér. Constr. Essais Rech. (Boll. RILEM), n. 5, 1968.
- C) *Resistenza del c.a.p. alle azioni sismiche.*
- [1] KUPFER H.: *La oscilación en estructuras de hormigón pretensado y de plantas múltiples*. Informes de la Construcción, 16, n. 154, 1963, p. 57-68.
- [2] INOMATA S.: *A report on the behaviour of structures employing prestressed concrete during Niigata earthquake*. J. Japan Prest. Concr. Engng. Ass., 6, n. 5, 1964, p. 38-42.
- [3] LIN T.Y.: *Design of prestressed concrete buildings for earthquake resistance*. J. Prestr. Concr. Inst., n. 12, 1964, p. 15-31. - Amer. Soc. Civ. Engrs. Proc., J. Struct. Div., 91, n. 5, 1965, p. 1-17.
- [4] DESPEYROUX J.: *L'utilisation du béton précontraint dans la construction parasismique*. Ann. Inst. Tech. Bât. Trav. Publics, n. 214, 1965, p. 1374-9.
- [5] KORCHINSKII I.L.: *Il cemento armato precompresso nelle costruzioni antisismiche* (in russo). Beton i Zhelezobeton, n. 1, 1965, p. 13-16.
- [6] KUNZE W.E.: *Concrete performances in recent earthquakes*. Maryland, Nat. Ready Mixed Concr. Ass. - Joint Tech. Inf. Letter 3.3.1965, p. 1-7.
- [7] *Report of the FIP Commission on Prestressed concrete structures in earthquake regions*. Proc. Fifth Congress FIP, Paris 1966.
- [8] WOOD G., DELL G.: *The Skopje Earthquake, 26 July 1963*. Proc. Fifth Congr. FIP, Paris 1966 - FIP Special Report (dec. 1964).
- [9] *Prestressed concrete buildings: joint details and an abstract of published codes of practice*. Proc. Fifth Congr. FIP, Paris 1966 - FIP Special Report.
- [10] DESPEYROUX J.: *On the use of prestressed concrete in earthquake resistant design*. Proc. III World Conf. Earthquake Engng., IV, 203.
- [11] LIN T.Y. e altri: *Failure of the Four season apartment building under the alaskan earthquake*. Meeting FIP Comm. Seismic. Struct., III World Conf. Earth. Engng.
- [12] LIN T.Y. e altri: *The use of unbonded tendons for prestressed concrete*. Meeting FIP Comm. Seismic. Struct., III World Conf. Earth. Engng.
- [13] SUTHERLAND W.M.: *Prestressed concrete earthquake resistant structures. Development performances and current research*. Proc. III World Conf. Earthquake Engng., IV, 463.
- [14] SHIZUO BAN: *Tall buildings of prestressed concrete in Japan*. Notice F.I.P., n. 87.
- [15] ODONTI Z.: *Sul comportamento degli edifici multipiani soggetti ad azione sismica*. Atti al Congresso di Bellagio (nov. 1967) del Gruppo di Ricerca del CNR per le azioni sismiche e l'azione del vento sulle costruzioni. Ist. di Scienza delle Costruzioni, Milano 1968.

D) *Resistenza del c.a.p. alla fatica.*

- [1] KOZAK R.: *Résistance du béton et des fils employés dans les bétons précontraints par adhérence, soumis à des charges pulsatoires.* Acta tech. Acad. Scien. Hungar., 49, n. 1-2, 1964, p. 91-110.
- [2] KOZAK R.: *Résistance aux apports pulsatoires du béton et des fils employés en béton précontraint par adhérence.* Ann. Trav. Pub. Belg., n. 4, 1965, p. 281-92.
- [3] VENUTI W.J.: *A statistical approach to the analysis of fatigue failure of prestressed concrete beams.* J. amer. Concr. Inst., 62, n. 11, 1965.
- [4] ABFLES P.W., BARTON F.W.: *Fatigue test on damaged prestressed concrete beams.* Proc. Int. Symp. on Effects of repeated loading of materials and structures. RILEM - Instituto de Ingenieria, Mexico City, sept. 1966, vol. IV.
- [5] BAUS R., DEPAN V.: *Enquête sur la précontrainte partielle.* C.S.T.C. Revue, Belg., n. 10, 1966, p. 21-22.
- [6] MAYER M.: *Zur Frage der Dauerfestigkeit von Spannbetonbauteilen.* Dtsch. Ausschuss Stahlbeton, n. 176, 1966.

E) *Resistenza del c.a.p. alla corrosione.*

- [1] BERNAERT S.: *Corrosion à l'eau de mer des pontrelles en béton armé soumises à une précontrainte.* Ann. Inst. Tech. Bât. Trav. Publics, 16, n. 187/88, 705, 1963.
- [2] DURIEZ M.: *Comment s'opposer avec efficacité à la corrosion des armatures ou des fils d'acier, au sein des bétons armés ou précontraints.* Travaux, n. 356, 618/626; n. 358, 729/735, 1964 e n. 369, 565/571, 1965.
- [3] DANIELEWSKI: *Verhalten von Stahlbeton und Spannbeton beim Brand.* Betonstein Ztg, n. 1 42/43, 1965.
- [4] A.C.I. Committee 515: *Guide for the protection of concrete against chemical attack by means of coatings and other corrosion-resistant materials.* J. amer. Concr. Instit., 63, n. 12, 1305/92, 1966.
- [5] BAILEY J.H.: *Prevention of steel corrosion by concrete.* J. Amer. Wat. Works Ass, 58, n. 10, 1300/6, 1966.
- [6] CALLEJA J.: *Corrosión de armaduras en los hornigones armados y pretensados.* Jon. Esp, 26, n. 305, 701/3 e 721, 1966.
- [7] HEUZE B.: *Corrosion et protection catodique de l'acier dans les ouvrages en béton précontraint.* Construction, 21, n. 10, 321, 1966.
- [8] KAIFASZ S., CZERNIAK M.: *Resistance against corrosion of wires subjected to tension and torsion.* Arch. Inzr. lad., 12, n. 2, 181/91, 1966.
- [9] MLOSCH P.: *Korrosion im Stahl- und Spannbeton Schadensfälle und Forschungsaufgaben im Bauwesen.* Wissensch. Z. tech. Univ. Dresden, 15, n. 8, 507/10, 1966.
- [10] DUMAS F.: *L'utilisation des peintures à base d'époxi pour la protection des aciers contre la corrosion sous tension dans les constructions précontraintes ou postcontraintes.* Bull. RILEM, n. 37, pag. 277/88, dic. 1967.
- [11] CIGNA R., SCHIPPA G.: *Influenza del CaCl₂ sulla corrosione dei ferri nei calcestruzzi precompressi.* Ind. Ital. Cemento, 37, n. 9, 645/50, 1967.
- [12] KARPISKI J.I.: *Contribution à l'étude de la corrosion de l'acier au sein du béton par l'observation des variations du potentiel acier-béton rapporté à l'électrode Cu-CuSO₄.* Rev. Mat. Constr. Trav. Publics, n. 617, 53/9, 1967.

[13] SORTZ S.: *Korrosionsschutz in Stahlbeton und Spannbeton.* Betonstein Ztg., 33, n. 2, 52/63, 1967.

[14] URBANO C.: *Controllo preliminare del procedimento di reintegrazione dell'efficienza statica di solette da ponte deteriorate.* Autostrade, 10, n. 9, III/XIII, 1968.

F) *Resistenza al fuoco del c.a.p.*

a) *resistenza al fuoco del calcestruzzo*

[1] Effect of long exposure of concrete to high temperature. Concrete Information - Cement Portland Association.

b) *resistenza al fuoco dell'acciaio per c.a.p.*

[2] Non risultano dati pubblicati su questo argomento. Dovrebbe però apparire quanto prima una memoria di F. DUMAS sulla Rivista « Travaux ».

c) *resistenza al fuoco delle strutture precomprese*

[3] ASHTON L.A.: *Prestressed concrete and high temperatures.* Fire Protection Ass. J., n. 25, 203/9, 1954.

[4] BURNE S.: *Fire resistance and permanency of prestressed concrete.* J. amer. Concr. inst., 52, n. 8, 228/9, 1956.

[5] CUOMO S.: *Su alcune prove di resistenza al fuoco di travi in c.a.p. eseguite in Olanda.* Antincendio, 8, n. 4, 1956. Il Cemento, 8, n. 8, 1956.

[6] CUOMO S.: *Sul comportamento al fuoco di un solaio laterizio precompresso.* Indu. Ital. Laterizi, n. 4, 1957. Antincendio, 10, n. 3-4, 1958.

[7] CAIRONI M.: *Prove di resistenza al fuoco su un solaio in laterizio armato.* Ric. Scient., 28, n. 9, 1851/55, 1958.

[8] CUOMO S.: *Su un criterio di valutazione della degradazione introdotta dal fuoco su un tipo di solaio misto parzialmente precompresso.* Antincendio, 10, n. 2, 99/115, 1959.

[9] C.U.R.: *Brandproeven op voorgespannen betonliggers,* 1958.

[10] *Chemins de Fer Nationaux du Japon.* Soc. Japonaise des Techniques du Béton Précontraint. Essai de la résistance au feu de pontres en béton précontraint 1959.

[11] KUNIO WAWA GOE: *Fire resistance test of prestressed concrete beam,* 1960.

[12] ASHTON L.A., CLAVEL BAFF S.C.: *The fire-resistance of prestressed concrete beam.* Proc. Inst. Civ. Engrs., 17, 16/38, 1960.

[13] BIRD G.I.: *Fire resistance of floors and ceilings.* Fire Research Station. Boreham Wood-Herts. Fire Note n. 1, 1961.

[14] SAITO H.: *Explosive spalling of prestressed concrete in fire.* Build. Res. Inst. Ministry of Construction, Japan. Govern Occasional Report, n. 22, 1965.

[15] F.I.P.: *Rapport général sur la Résistance au feu du béton précontraint.* V Congrès FIP, Paris, 1966.

[16] A.C.I.: *Fire resistance of prestressed concrete.* J. amer. Concr. Inst., 64, n. 12, 826/8, 1967.

[17] CUOMO S.: *Resistenza al fuoco delle strutture e sua determinazione - Sistemi di protezione contro il fuoco.* EPC - Edizioni di Protezione Civile, Roma, 1968.

Effetto di normali variazioni termo-igrometriche sul fluage del conglomerato cementizio

DOTT. ENZO CUCCINIELLO

E' noto che le deformazioni lente del conglomerato cementizio subiscono l'influenza di un numero molto elevato di fattori: qualità del getto, dimensioni e forma dei campioni, umidità, tempo, intensità del carico, etc.

Nelle ricerche sperimentali dedicate allo studio del fenomeno, i vari ricercatori si sforzano quindi di separare le variabili in gioco, fissandone cioè alcune e facendo mutare solo un piccolo numero di parametri. In particolare, una parte considerevole degli studi in argomento viene condotta in condizioni di temperatura ed umidità costanti.

Naturalmente, esistono anche importanti ricerche nelle quali viene analizzata l'influenza di variazioni termo-igrometriche, ma i gradi di libertà di cui si viene a disporre in tal caso sono così numerosi che è difficile a tutt'oggi farsi un'idea d'insieme degli effetti pratici di tali variazioni.

Sta il fatto quindi che, allorché pensiamo agli effetti strutturali del fenomeno del fluage, siamo indotti, per abitudine mentale oramai acquisita, a riferirci ad alcune caratteristiche ottenute a temperatura ed umidità costanti.

Nella presente nota, in base ad alcune ricerche svolte, con la direzione del Prof. Franco Levi, presso il Laboratorio dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Venezia, noi vorremmo invece mostrare come, in taluni casi, le variazioni ambientali possano influire in misura sostanziale sull'andamento del fenomeno e, quindi, modificare radicalmente gli effetti pratici delle deformazioni lente. Precisiamo che le nostre considerazioni si riferiranno a variazioni delle condizioni termo-igrometriche dell'ordine di grandezza di quelle provocate dall'esposizione alle intemperie, lasciando invece da parte gli effetti dovuti a variazioni di grande entità quali si possono verificare in condizioni particolari (reattori nucleari, tubi ad alta o bassa temperatura, etc.).

DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE PROVE

Le esperienze a cui vogliamo riferirci sono state condotte in due cicli successivi.

Un primo ciclo di prove, condotte dallo scrivente in collaborazione con il Prof. Vitelmo Bertero dell'Università della California, si riferiva a prove di fluage in torsione di prismi in conglomerato cementizio.

Il secondo ciclo riguarda anch'esso prove di fluage in torsione ma condotte, sia su prismi in calcestruzzo, sia su prismi in malta cementizia ottenuta dal precedente impasto eliminando l'inerte fino a 3,15 mm.

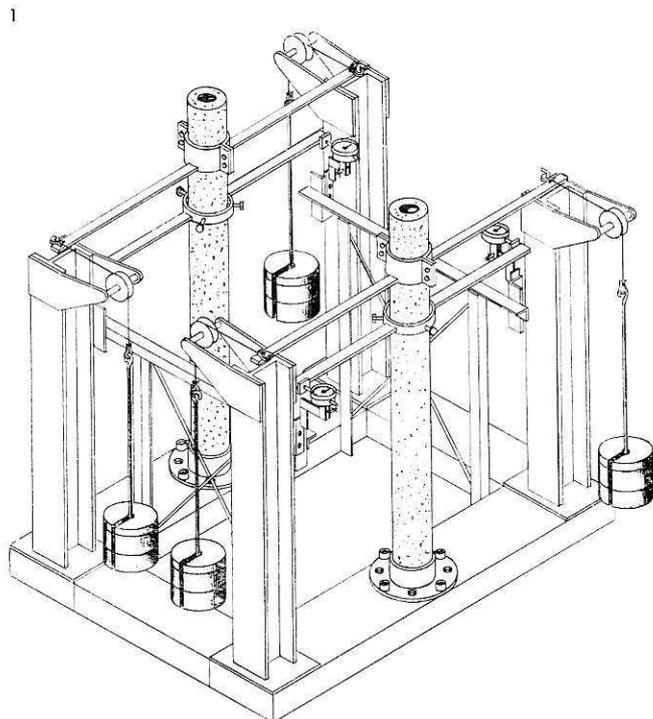
PRIMO CICLO - Dettaglio degli esperimenti.

Le esperienze sono consistite nel sottoporre a momento torcente costante — esercitato a mezzo di pesi — delle provette in calcestruzzo a forma di cilindro cavo, diametro esterno cm 10, diametro interno cm 8, altezza cm 100.

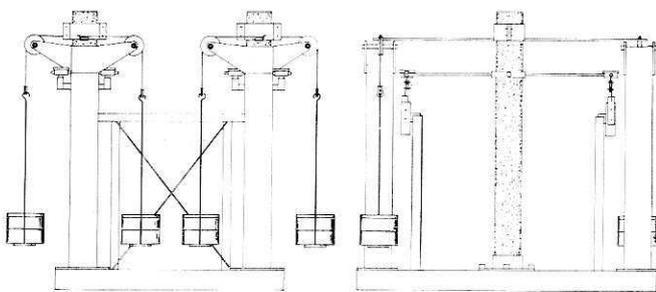
Il calcestruzzo usato aveva la seguente composizione:

- inerte, con granulometria continua, fino al diametro massimo di mm 9,5;
- legante, del tipo 750 Monselice, in proporzioni del 16,7% rispetto al peso degli inerti;
- acqua: 9,11% rispetto al totale inerte più legante; rapporto acqua-cemento: 0,64.

Le deformazioni angolari venivano rilevate con grande precisione a mezzo di comparatori millesimali contrastanti su appositi bracci. Il dispositivo adottato, illustrato nelle figure da 1 a 5, presentava i seguenti vantaggi: indipendenza della sollecitazione applicata dal regime di deformazione; indipendenza della legge deformazione angolare-tempo dalle variazioni di volume del campione di qualsiasi origine (ritiro, mutamento delle condizioni ambientali).



Alcuni fra i risultati più significativi sono illustrati nelle figure n. 6 e n. 7. Come risulta dalla fig. 6, due campioni identici A e B sono stati collocati all'età di 28 giorni in ambiente termo-igrometrico costante (20°C 60% di U.R.) e sottoposti a momento torcente costante. All'età di 61 giorni, il campione B veniva sottoposto ad un trattamento igrometrico della durata di 50 ore durante il quale esso veniva messo a contatto con acqua alla temperatura di 20°C. Alla fine del trattamento, dopo evacuazione dell'acqua, il provino veniva a ritrovarsi nelle condizioni ambientali iniziali. Appare dalla fig. 6 che il trattamento determinava i seguenti effetti:

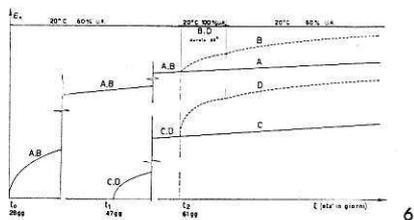


2

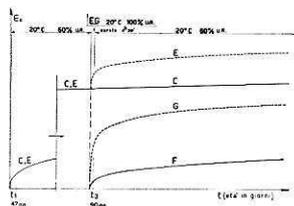
a) rapido incremento della deformazione, pari a circa il 20% della deformazione accumulata fra 28 e 61 giorni;

b) dopo il trattamento, aumento della pendenza della curva di fluage del provino B rispetto a quella del provino A.

Le medesime osservazioni si ricavano dall'esame delle curve relative ai provini C e D che riguardano campioni analoghi; il provino D, in particolare, è stato sottoposto ad un trattamento identico a quello effettuato su B. Essendo poi stato effettuato solamente a 14 giorni dalla messa in carico, tale trattamento ha determinato un incremento di deformazione notevolmente più accentuato. Così pure le curve della fig. 7, nelle quali i provini trattati sono sottoposti ad umidificazione in acqua a 20°C prolungata per sole 4 ore e mezza, denotano netti incrementi delle deformazioni e delle pendenze per i provini trattati. Si nota, altresì che l'incremento di deformazione dato dal trattamento è tanto più accentuato quanto più l'epoca di trattamento si avvicina alla messa in carico.



6



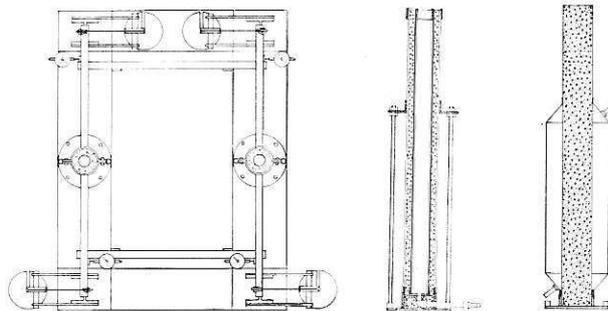
7

Le esperienze sono consistite, anche in questo caso, nel sottoporre a momento torcente costante — esercitato a mezzo di pesi — delle provette in calcestruzzo a forma di cilindro cavo, diametro esterno cm 10, diametro interno cm 8, altezza cm 100.

al primo ciclo di prove, ed è sempre illustrato nelle figure da 1 a 5. Le prove sono state condotte in parallelo sul:

gruppo A: provini in calcestruzzo caratterizzato dalla medesima composizione del primo ciclo di prove;

gruppo B: provini in malta cementizia ottenuta dal precedente impasto, eliminando l'inerte fino a 3,15 millimetri.



3

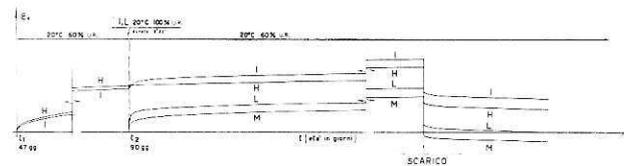
4

5

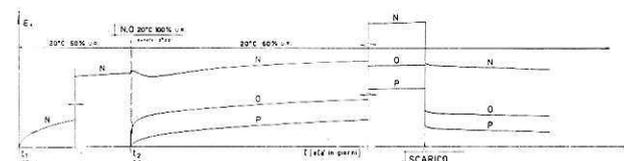
Per stabilire la composizione dei getti del gruppo B si è proceduto alla setacciatura al vaglio di maglia mm 3,15 di un campione di calcestruzzo fresco del gruppo A; il passante è stato analizzato chimicamente. La media aritmetica di due analisi chimiche ha denotato una percentuale in peso del legante del 22,95% sul totale. La percentuale d'acqua, desunta da esperimenti di essiccazione in forno su campioni di calcestruzzo del gruppo A, setacciato al vaglio con maglia di mm 3,15, è risultata pari al 16,5%.

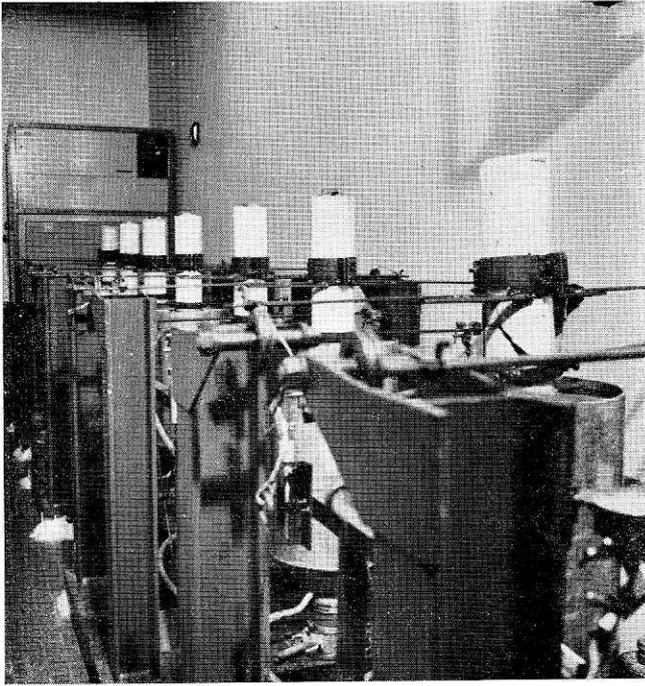
Alcuni fra i risultati più significativi sono illustrati nelle figure n. 8 e n. 12. Nella figura n. 8 due campioni del gruppo A ed un campione del gruppo B (malta cementizia) sono stati sottoposti all'età di 47 gg. in ambiente termo-igrometrico costante (20°C - 60% di U.R.) e sottoposti a momento torcente costante. All'età di 90 giorni un campione del gruppo A ed il campione del gruppo B venivano sottoposti ad un trattamento igrometrico della durata di 3 ore e 20 minuti primi,

Gruppo A

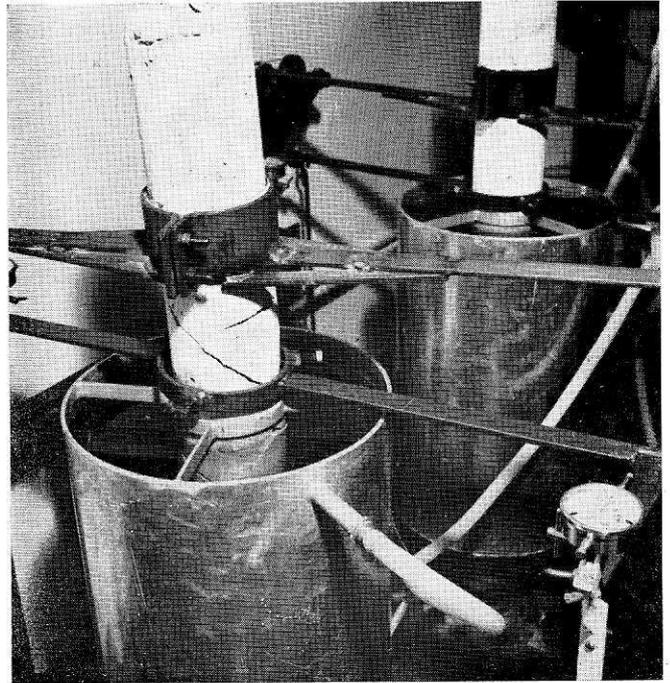


Gruppo B

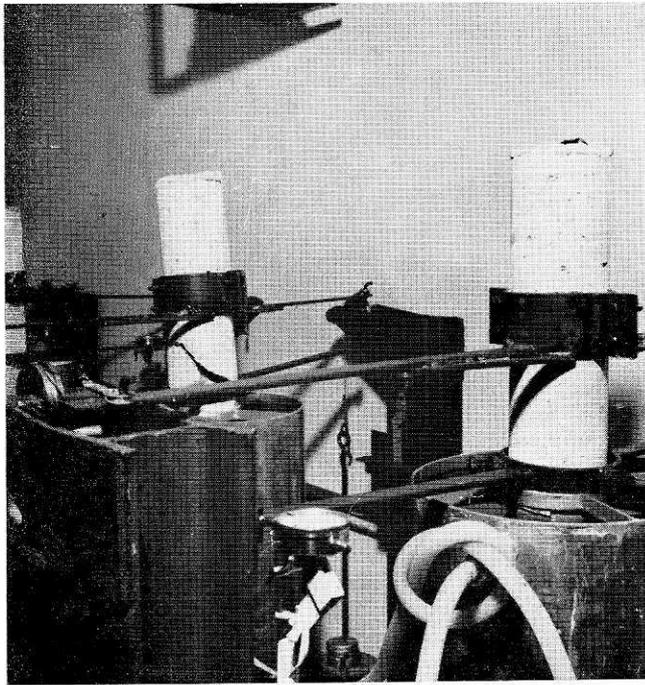




9



10



11

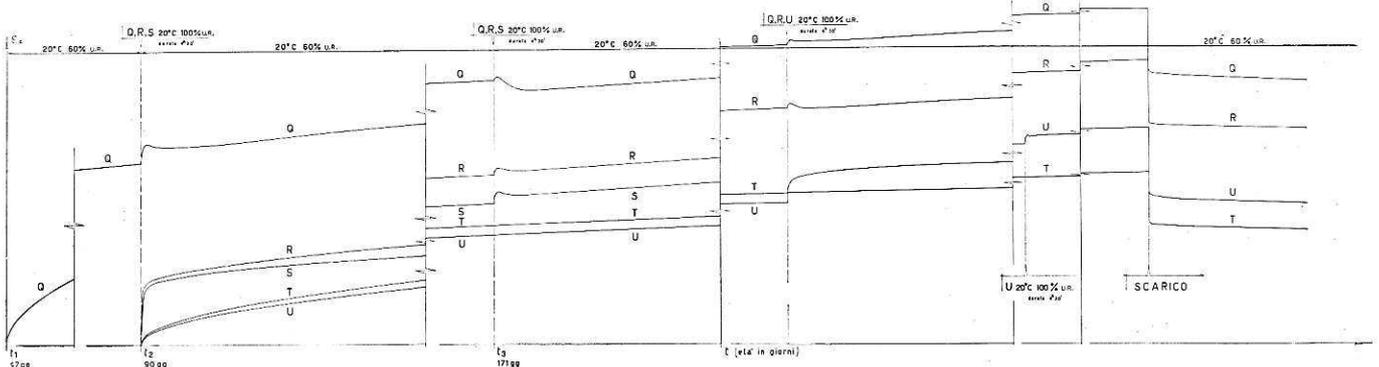
Gruppo B

12

durante il quale essi venivano messi a contatto con acqua alla temperatura di 20° C. Alla fine del trattamento, dopo evacuazione dell'acqua, i provini venivano a ritrovarsi nelle condizioni ambientali iniziali. Contemporaneamente, venivano sottoposti a momento torcente costante due campioni del gruppo A e due campioni del gruppo B; di questi, un campione del gruppo A ed un campione del gruppo B, venivano sottoposti allo stesso trattamento igrometrico della durata di 3 ore e 20 minuti primi, durante il quale essi venivano messi a contatto con acqua alla temperatura di 20° C.

Nella figura n. 12 un campione del gruppo B (malta cementizia) è stato sottoposto all'età di 47 giorni in ambiente termo-igrometrico costante (20° C - 60% di U.R.) e sottoposti a momento torcente costante. All'età di 90 giorni tale campione è stato sottoposto ad un trattamento igrometrico della durata, questa volta, di 4 ore e 30 minuti primi, durante il quale è stato messo a contatto con acqua alla temperatura di 20° C.

Contemporaneamente, venivano sottoposti a momento torcente costante quattro campioni sempre appartenenti al gruppo B; di questi, due venivano messi, immediatamente dopo, a contatto con acqua alla temperatura di 20° C.



All'età di 171 giorni veniva ripetuto, sugli stessi campioni, il medesimo trattamento igrometrico sempre per la durata di quattro ore e 30 minuti primi. Dalle figure n. 8 e n. 12 si può notare, in rapida sintesi, che il trattamento igrometrico determinava i seguenti effetti:

- a) rapido incremento della deformazione;
- b) analogia di comportamento fra calcestruzzo e malta;
- c) comparsa, a seguito di trattamenti igrometrici, su provini in malta cementizia caricati da diverso tempo, di un ramo discendente corrispondente ad una deformazione negativa;
- d) tendenza delle curve di fluage a stabilizzarsi in presenza di trattamenti ripetuti;
- e) carattere permanente dell'incremento di deformazione determinato dai trattamenti termo-igrometrici. Tale aspetto del fenomeno è chiaramente messo in evidenza dal comportamento dei provini dopo soppressione del carico. Si nota infatti che lo scarto fra le curve Q-R; U-T è dello stesso ordine di grandezza della somma degli scarti tra provini trattati e non trattati, conseguiti durante le varie operazioni di umidificazione.

INTERPRETAZIONE DEI FENOMENI SECONDO LEVI-BERTERO

Ai nostri fini ci è utile ricordare, in primo luogo, l'interpretazione qualitativa che i Proff. Levi e Bertero hanno dato dei risultati del primo ciclo; spiegazione che coincideva, peraltro, con le previsioni teoriche del Prof. Levi, (F. LEVI e V. BERTERO, *Conferma sperimentale di una interpretazione meccanica di taluni aspetti della reologia del calcestruzzo*, « Acc. Naz. dei Lincei », 1, serie VIII, vol. XL, gennaio 1966), e recava un interessantissimo contributo allo studio della reologia del conglomerato cementizio.

Con riferimento alle figg. 6 e 7, i principali fenomeni rilevati da Levi e Bertero erano i seguenti:

a) l'aumento rapido di deformazione, osservato durante i trattamenti, è diverso da caso a caso. Si ha l'incremento più segnato nel provino G, trattato immediatamente dopo l'applicazione del carico, indi si trovano nell'ordine l'incremento di D, trattato dopo 14 giorni, infine quelli di E e B trattati rispettivamente a 43 e 33 giorni dalla messa in carico;

b) le pendenze dei diagrammi, dopo trattamento, sono tutte nettamente maggiori di quelle dei campioni di riferimento non trattati, se i provini messi a confronto erano stati soggetti al carico per un certo periodo di tempo prima del trattamento. La differenza è invece quasi insensibile nel caso della coppia F-G, per la quale il trattamento di G ha seguito immediatamente la messa in carico.

Secondo gli Autori i fenomeni suddetti si spiegano se si ammette che i trattamenti esplicano i seguenti effetti:

1) Mutamento temporaneo della ripartizione dello sforzo esterno fra inerte e pasta, provocato dall'aumento della deformabilità di quest'ultima. Tale fenomeno è accompagnato da un aumento della deformazione d'insieme.

2) Scomparsa delle tensioni interne, con riporto duraturo delle sollecitazioni sulla pasta. Tale aspetto giustifica l'aumento della pendenza della curva di flu-

age, se il provino era sede di uno stato di coazione (se cioè esso era stato caricato da un certo tempo prima del trattamento). Donde, una interpretazione soddisfacente delle osservazioni di cui al punto b). Il fatto che le pendenze dei provini F e G siano praticamente identiche costituisce peraltro una riprova del fatto che l'aumento della pendenza delle curve di fluage, dopo il trattamento, non è imputabile al permanere di una riduzione delle viscosità della pasta. E' tuttavia opportuno notare che, se l'eliminazione delle tensioni mutue fosse dovuta ad una semplice rottura di aderenza fra pasta e inerte, ne risulterebbe un regime di deformazione non congruente fra i due costituenti (la pasta conserverebbe infatti la deformazione impressa corrispondente al fluage subito nel periodo di carico).

3) Tale ultima incongruenza scompare tuttavia se si ammette che, durante il trattamento, l'inerte elastico, nella sua tendenza a liberarsi dallo stato di coazione, induca nella pasta delle deformazioni impresse di segno opposto a quelle date dal carico. La conseguente riduzione del valore assoluto delle deformazioni impresse residue sarebbe la causa della scomparsa (o della riduzione) delle tensioni interne di coazione. Si avrebbe, in altri termini, come un acceleramento della elasticità ritardata, cui corrisponderebbe una deformazione di segno opposto a quella segnalata al punto 1.

ULTERIORI CONSIDERAZIONI SULLA PORTATA DEGLI ESPERIMENTI

Notiamo in primo luogo che le esperienze del secondo ciclo conducono alle seguenti conclusioni:

a) Conferma qualitativa dei risultati del primo ciclo di prove.

b) Analogia di comportamento fra calcestruzzo e malta. In effetti le prove del secondo ciclo indicano alcune differenze quantitative nell'entità dei fenomeni che sarà interessante correlare con la composizione degli impasti; ciò che si potrà fare solo sulla base di una più ampia documentazione sperimentale.

c) Comparsa, a seguito di trattamenti effettuati su provini in malta già caricati da diverso tempo, di un ramo discendente corrispondente ad una deformazione negativa (riallungamento). Tale fenomeno era già apparso negli esperimenti del primo ciclo, ma la sua entità molto limitata aveva indotto gli sperimentatori ad attribuirlo ad imprecisioni sperimentali. Nelle prove del secondo ciclo l'esistenza del fenomeno è invece risultata assolutamente certa. Ora è interessante osservare che questo particolare aspetto del comportamento si può far rientrare nell'interpretazione precedentemente riportata: basta infatti ammettere che i due fenomeni descritti in 1) e 3) non avvengano in modo esattamente sincrono. Se, ad esempio, il fenomeno di elasticità ritardata è più lento di quello d'incremento della deformazione sotto carico, si deve precisamente osservare l'andamento rilevato negli esperimenti. Ciò sembra anzi costituire una interessante conferma dell'esistenza di due effetti contrastanti.

d) Tendenza delle curve di fluage a stabilizzarsi in presenza di trattamenti ripetuti (nella fig. 12 appare chiaramente che i trattamenti ulteriori hanno effetti di entità decrescente). Da notare che anche questo aspetto era apparso nelle esperienze del primo ciclo (di cui non tutti i risultati sono stati da noi riportati). Anzi, nel primo ciclo, la tendenza alla stabilizzazione

era apparsa anche a seguito di trattamenti di altro genere, caratterizzati da variazioni termiche.

Riteniamo utile, nel quadro dell'attuale nota, che si propone di evidenziare la portata pratica dei fenomeni osservati, insistere su quanto descritto in *d*).

Si nota, nelle varie prove che, al ripetere dei cicli di trattamento, gli incrementi di deformazione sono sempre meno segnati, fino quasi ad annullarsi allorché il trattamento sia stato ripetuto più di quattro o cinque volte. Tutto avviene quindi come se, in presenza di trattamenti termo-igrometrici, si dovesse sostituire alla curva di fluage tipica (ottenuta in condizioni termo-igrometriche costanti), una curva più alta, ottenuta tracciando l'inviluppo delle cuspidi determinate dai vari trattamenti. Ovviamente noi non disponiamo di elementi sufficienti per precisare l'ordine di grandezza dello scarto fra le due curve il quale dipende, verosimilmente, dal tipo di trattamento. (E' ad esempio probabile che la posizione della curva-inviluppo sia diversa se, fra due trattamenti uguali, si fa subire al provino un trattamento del tipo opposto).

Comunque, con tutte le incertezze che l'incompletezza dei nostri esperimenti lasciano tutt'ora, ci sembra lecito formulare alcune considerazioni conclusive non prive di interesse:

a) un calcestruzzo esposto alle intemperie tenderà normalmente a dar luogo ad un fluage più accentuato

di quello che viene generalmente indicato sulla base di dati ottenuti in condizioni termo-igrometriche costanti; l'incremento di fluage sembra dover assumere carattere permanente.

b) E' molto probabile che l'entità del fenomeno sia diverso a seconda dell'intensità delle variazioni termo-igrometriche subite; è peraltro quasi certo che il fenomeno sia più accentuato per elementi sottili in quanto più esposti ad impregnazione o ad essiccazione o a variazioni termiche.

c) Quanto precede sembra spiegare il comportamento di opere esposte alle intemperie, per le quali gli effetti del fluage appaiono superiori alle previsioni teoriche.

Ricordiamo, come esempi di un tale fenomeno:

— Le cadute di tensione in pavimentazioni o rivestimenti in calcestruzzo armato precompresso mediante martinetti.

— Gli incrementi di frecce di travi, lastre o pareti sottili.

— L'entità dell'attenuazione delle tensioni indotte da ritiro o deformazioni impresse entro strutture cementizie sottili.

— Le osservazioni testè riportate sembrano confermare l'utilità della interpretazione meccanica della reologia del calcestruzzo proposta dal Prof. Levi.

Sulla valutazione delle cadute di tensione per rilassamento degli acciai per c. a. p.⁽¹⁾

Dr. Ing. GIAN MARIO BO ⁽²⁾

Le attuali Norme italiane per l'impiego delle strutture in cemento armato precompresso prevedono una valutazione del rilassamento delle armature d'acciaio pretese, ricavabile in base ad una misura di durata limitata a 120 ore.

Un tempo d'osservazione così ristretto non sembra possa fornire dati sufficientemente rappresentativi dell'andamento susseguente del fenomeno di rilassamento.

Ciò non soltanto per una logica diffidenza circa una estrapolazione veramente considerevole, ma anche per le considerazioni che scaturiscono da prove più a lungo proseguite, le quali rivelano un comportamento nel tempo degli acciai da precompresso non direttamente ricavabile per estrapolazione, da una prova a breve durata.

La sperimentazione proseguita nel tempo comporta però l'assunzione di particolari accorgimenti per far fronte a difficoltà sperimentali maggiori di quelle che si incontrano nelle prove oggi usuali.

La velocità di caduta della tensione infatti diminuisce con il tempo: pertanto la sensibilità richiesta nella misura degli sforzi residui è molto maggiore di quella sufficiente nella prova a 120 ore. Questa difficoltà potrà in futuro ancora aumentare con l'adozione di fili d'acciaio a più basso rilassamento, aggravata sempre dalla difficoltà già ben nota, di mantenere costante la lunghezza del saggio per tutta la durata della prova.

La fedeltà richiesta allo strumento di misura deve aumentare e del pari più elevata dovrà essere la stabilità nel tempo. Queste esigenze rendono problematica, ad esempio, l'adozione di meccanismi a correzione discontinua del carico.

La durata delle prove, dell'ordine di grandezza di 10.000 ore, richiede una moltiplicazione dei posti di prova, il cui costo costituisce di per sé un aggravio ad una completa soluzione del problema.

Prove di tal genere sono oggi effettuate piuttosto in sede di ricerca che in sede di controllo, non diciamo di produzione, ma anche solamente di procedimento di fabbricazione.

Ricerche a lungo termine sono in corso presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Torino: le apparecchiature sperimentali impiegate, tranne modifiche al procedimento di costruzione, sono del tipo descritto nella pubblicazione: F. Levi « Il problema degli acciai per cemento armato precompresso » *Giornale del Genio Civile* fascicolo 4°, Aprile 1954.

Questi telai, come risulta dalla figura 1, si compongono di un tubo d'acciaio, di lunghezza 2,40 m, in cui è disposto il filo in prova ancorato con piastre bullonate a ciascuna estremità.

Il telaio è formato di due parti staccate, mantenute a contatto tra loro dalla tensione del filo: l'artificio permette la misura dello sforzo di tensione residua, ricavata dal carico applicato, che provoca l'inizio del distacco delle due parti di telaio.

Questa attrezzatura rappresenta un'ottima soluzione per quanto riguarda la misura dello sforzo, per la precisione con cui è conosciuto il carico applicato; d'altro canto l'attenzione richiesta all'atto della messa in tensione e la cura necessaria durante l'operazione di lettura della tensione residua, rendono l'attrezzatura adatta per lavori di ricerca.

Su dieci telai del tipo sopra descritto furono disposti, nel mese di gennaio 1967, altrettanti fili d'acciaio ad alto limite elastico. Essi provengono da quattro matasse di quattro diverse produzioni, una di filo di diametro 6 mm, tre di filo diametro 7 mm. Le caratteristiche dei fili in prova sono raccolte nella tabella 1.

Tutti i fili sono ottenuti con il procedimento di trafilatura a freddo da vergella temprata isotermicamente. I fili dopo la trafilatura subiscono un trattamento di raddrizzamento e quindi di invecchiamento artificiale. Ai fili diametro 7 mm e a due fili di diametro 6 mm fu applicata una tensione iniziale di 120 kg/mm² circa. A due fili di diametro 6 mm fu applicata una tensione iniziale di 140 kg/mm² circa.

La tabella n. 2 riporta i dati di tensione iniziale e le cadute di tensione via via misurate. Come si può osservare il tempo dalla messa in tensione si approssima alle 6.000 ore; è in programma inoltre il proseguimento delle prove fino ad oltre 10.000 ore.

Nella fig. 2 sono inoltre riportate le curve di caduta in funzione del tempo per ciascun filo.

Nell'elaborazione dei risultati si può osservare che il riferire la perdita di tensione alla tensione iniziale di tiro comporta una incertezza di valutazione. Il rilassamento ad un determinato istante dipende infatti sia dalla precedente storia, e quindi dal tempo dalla messa in tensione, sia dalla sollecitazione presente nel filo all'istante considerato. Ciò soprattutto in relazione al fatto che il rilassamento a lungo termine sembra seguire una legge diversa rispetto all'andamento del fenomeno durante le prime ore; si osserva inoltre una diminuzione delle differenze tra i vari fili nei successivi incrementi di caduta nel tempo.

Per questi motivi le curve della caduta in funzione del tempo sono state elaborate riferendo ciascun incre-

(1) Lavoro svolto con il contributo del C.N.R.

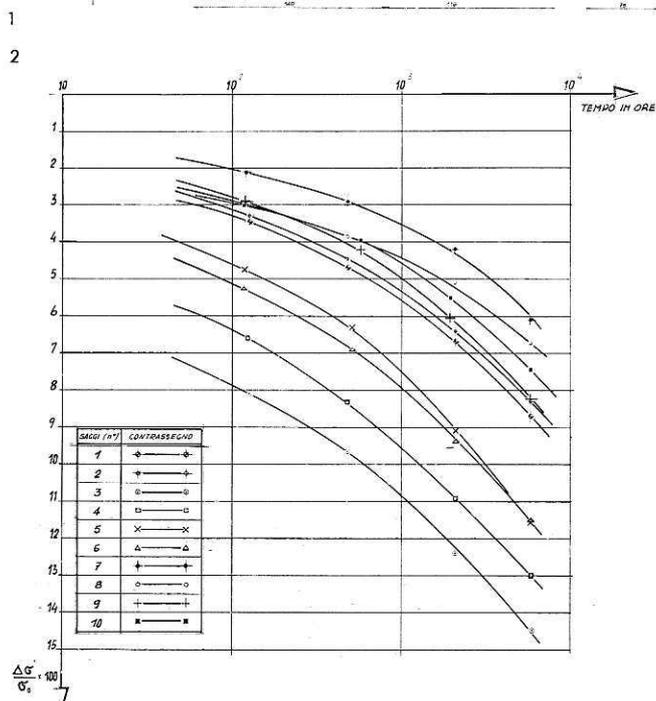
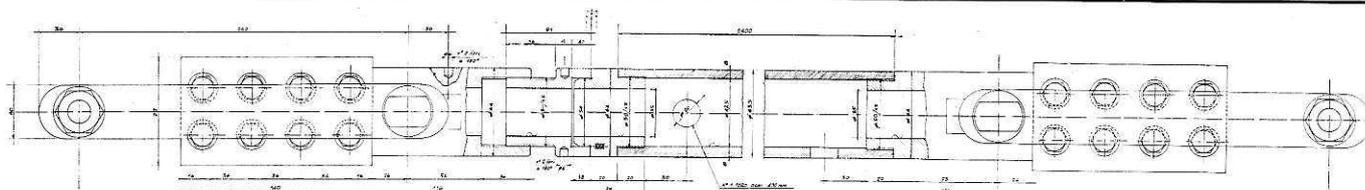
(2) dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria - Politecnico di Torino.

TABELLA I

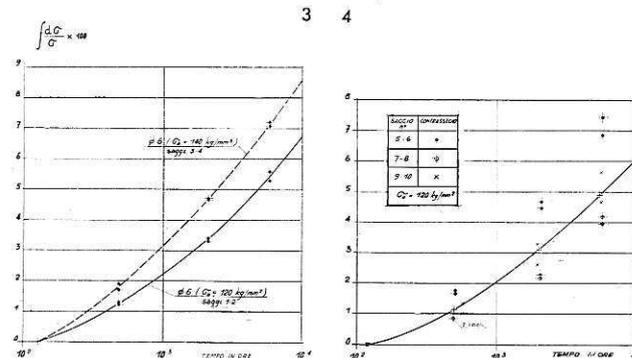
Saggi	Diametro filo mm	Modulo di Joung kg/mm ²	σ 0,2% kg/mm ²	σ R kg/mm ²	A ₁₀ %	Osservazioni
1-2-3-4	6	20.200	166	182	6,7	Analisi chimica (%) C = 0,82 P = 0,016 Mn = 0,50 S = 0,016 Si = 0,25
5-6	7	20.400	151	172	5,7	Diametro della vergella di partenza: 12 mm
7-8	7	20.600	165	180	7,4	Analisi chimica (%): C = 0,81 Cn = 0,06 Mn = 0,67 Cr = 0,04 Si = 0,30 Ni = 0,03 S = 0,004 Sn < 0,02 P = 0,013
9-10	7	20.400	160	172	7,6	—

TABELLA II

Saggio n.	Diame-tro mm	Data inizio prova	Tensione di tiro		Caduta di tensione							
			kg Totale	Unitaria kg/mm ²	Tempo h	Caduta %	Tempo h	Caduta %	Tempo h	Caduta %	Tempo h	Caduta %
1	6	14/1/67	3392	120	127	3,45	480	4,69	2110	6,69	5810	8,70
2	6	14/1/67	3392	120	126	3,27	480	4,45	2112	6,40	5808	8,27
3	6	14/1/67	3957	120	126	8,09	480	9,63	2112	12,36	5808	14,50
4	6	14/1/67	3957	120	122	6,57	480	8,31	2112	10,87	5808	12,97
5	7	13/1/67	4617	120	119	4,74	504	6,30	2112	9,10	5808	11,55
6	7	13/1/67	4617	120	118	5,24	504	6,89	2112	9,38	5808	11,50
7	7	14/1/67	4617	120	120	2,10	480	2,92	2088	4,20	5784	6,12
8	7	14/1/67	4617	120	120	2,97	480	3,78	2088	5,13	5784	6,73
9	7	20/1/67	4617	120	119	2,92	576	4,22	1968	6,06	5640	8,24
10	7	20/1/67	4617	120	118	2,99	576	3,96	1968	5,50	5640	7,43



1. - Telaio per prove di rilassamento; 2. - Cadute di tensione nel tempo; 3. - Fili \varnothing 6 mm.; 4. - Fili \varnothing 7 mm.



mento alla tensione effettiva del filo ad un certo tempo. Si possono così costruire le curve:

$$\Sigma \frac{\Delta \sigma}{\sigma} = f(t) \quad (1)$$

cioè, tenuto conto dei modesti valori di $\Delta\sigma$:

$$\int \frac{d\sigma}{\sigma} = f(t) \quad (1 \text{ bis})$$

Nella fig. 3 sono riportate le curve relative ai fili di diametro 6 mm, nella fig. 4 quelle relative ai fili di diametro 7 mm.

Se si suppone, come pare logico, una legge di variazione della tensione che tenda ad un limite non nullo, la forma della funzione del tempo sarà:

$$\int \frac{d\sigma}{\sigma} = \frac{a t^b}{t^b + c} \quad (2)$$

da cui si ricava:

$$\sigma = \sigma_0 e^{-\frac{a t^b}{t^b + c}} \quad (3)$$

La determinazione delle tre costanti dell'equazione (3) è scarsamente attendibile per i fili di diametro 6 mm, per il ristretto numero di saggi provati.

Per i fili di diametro 7 mm, pur non essendo ancora completato il periodo di osservazione, si possono ricavare, in base alla media geometrica delle diverse misure, i seguenti valori:

$$\begin{aligned} a &= 0,272 \\ b &= 0,50 \\ c &= 260 \end{aligned} \quad (4)$$

In base ad essi si ricava la tensione a 100.000 ore:

$$\sigma_{100.000} = 0,862 \sigma_0 \quad (5)$$

Poiché i valori (4) sono calcolati nell'intervallo 120 h ÷ 6.000 h la sollecitazione fornita dalla (5) è in

realtà superiore a quella effettiva. La formula (3) fornisce infatti, per la tensione a 120 ore il valore:

$$\sigma_{120} = 0,989 \sigma_0$$

nettamente superiore al valor medio effettivamente misurato. Ciò fornisce conferma dell'impossibilità di ottenere un valore attendibile del rilassamento per estrapolazione di una misura a breve durata, poiché, nelle fasi iniziali, al rilassamento legato alla diffusione atomica (di C ed N soprattutto) si sovrappongono, accrescendo la caduta, fenomeni di scorrimento di dislocazioni.

Pertanto un valore attendibile della tensione residua potrà essere calcolato in base alla (3) ricavando i valori delle costanti tra le 1.000 e 10.000 ore, con l'avvertenza di correggere la caduta finale, in base al rilassamento misurato a 120 ore.

Si può inoltre osservare dai diagrammi di figura 3 e 4 che per tutti i saggi in prova, la velocità di caduta della tensione è crescente, con il logaritmo del tempo in tutto l'intervallo di prova. Inoltre, per i saggi dall'1 al 6 i valori misurati sono molto rilevanti, tanto più che le misure di rilassamento a 120 ore sono affatto normali per acciai di impiego corrente.

E' perciò pensabile che la prova di rilassamento puro, sia più severa della realtà.

Nel filo in esercizio, per effetto dei fenomeni di fluage del calcestruzzo, la lunghezza diminuisce nel tempo.

Il rilassamento ne risulta frenato, sia per la diminuzione conseguente di tensione, sia per il maggior incrudimento subito dal filo nel tempo precedente, che tende ad opporsi ed a ridurre l'entità della successiva deformazione plastica. Onde ricavare l'andamento del fenomeno in modo più conforme al reale, si richiederebbe quindi di poter variare la lunghezza del provino, nel corso della prova. La difficoltà sperimentale derivante, è però tutt'altro che trascurabile.

BIBLIOGRAFIA

- F. LEVI: *Il problema degli acciai per cemento armato precompresso* - Giornale del Genio Civile - Fascicolo 4°, Aprile 1954 - Fascicolo 10°, Ottobre 1954.
- C. RAYMONDI: *Sulla precisione dei dispositivi a correzione discontinua del carico per misure di rilassamento*

- Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Pisa - Pubblicazione 105.

- T. CAHILL, G.D. BRANCH, LONG: *Term relaxation behaviour of stabilized prestressing wires and strands* - Paper 19 - Group. D - Conference on prestressed concrete pressure vessels. London. 13-17 Marzo 1967.

Sulla dinamica delle travi precomprese in parete sottile

Prof. Ing. MARTO COMO - Prof. Ing. C. GRECO

INTRODUZIONE

Il notevole sviluppo della tecnologia della precompressione, unitamente all'affermarsi delle moderne tecniche orientate verso la prefabbricazione e la produzione di elementi precompressi in grandi serie, impongono al progettista ed al costruttore membrature sempre più sottili ed ardite.

E' indispensabile, pertanto, approfondire la conoscenza del comportamento strutturale di tali membrature ed indagare sullo stato di sollecitazione che in esse insorge in tutte le diverse fasi esecutive; assume un particolare rilievo ancora lo studio della loro risposta sia nel campo della stabilità che in quello dinamico, tenendo presente fra l'altro eventuali effetti dissimetrici (1).

Oggetto del presente lavoro è l'analisi della dinamica delle travi precomprese in parete sottile.

In quanto segue vengono anzitutto determinate le equazioni della dinamica della trave precompressa di sezione generica in parete sottile.

La precompressione, d'altra parte, al fine di rendere più agevole la trattazione, viene pensata realizzata da cavi rettilinei disposti parallelamente all'asse della trave. Si particolarizzano poi i risultati generali nell'esame delle sezioni precomprese con un asse di simmetria. Emerge così l'effetto della precompressione: effetto nullo sulle frequenze di oscillazione flessionale nel piano di simmetria della trave ed effetto invece sensibile sulle frequenze di oscillazione flesso-torsionali. La precompressione infatti altera la rigidezza torsionale della trave diminuendola o aumentandola a seconda prevalga o meno l'azione instabilizzante delle fibre di calcestruzzo sostanzialmente compresse sull'azione stabilizzante dei cavi tesi di precompressione.

Lo studio svolto affronta mediante calcolazioni approfondite, corredate da numerosi grafici e diagrammi, l'analisi della reale importanza del problema in concreto. Si esaminano quindi le sezioni sottili precomprese di più comune impiego quali le sezioni a doppio T simmetriche e dissimetriche, le sezioni a V , a U , ad arco circolare, valutando per queste l'effettiva rigidezza torsionale e le loro frequenze di oscillazione. A particolare esame vengono sottoposte le sezioni precomprese con più cavi rettilinei dato l'elevato interesse pratico del problema, corrispondente alla precompressione a fili aderenti.

Vengono infine svolte alcune applicazioni numeriche fra le quali una interessante il caso della precompressione di travi metalliche.

L'IMPOSTAZIONE DEL PROBLEMA

Si consideri una trave di sezione sottile aperta, di forma generica (fig. 1) e soggetta all'azione di un cavo di precompressione. Siano x ed y gli assi principali d'inerzia della sezione, B ed O rispettivamente il bari-

centro ed il centro di torsione, E il punto di applicazione del cavo, x_0 , y_0 le coordinate del centro di torsione ed e_x , e_y quelle del centro di pressione E .

Per semplicità di trattazione si penserà la trave a sezione costante e la precompressione realizzata con cavo rettilineo, disposto parallelamente all'asse z della trave; si considererà inoltre la trave priva di peso.

In tali ipotesi lo stato tensionale della trave è costituito dalle sole componenti normali:

$$\sigma_z = - \frac{N}{A} - \frac{N e_y}{I_x} y - \frac{N e_x}{I_y} x \quad [1]$$

e dalla forza concentrata:

$$N$$

applicata in E che equilibra la distribuzione di tensioni [1].

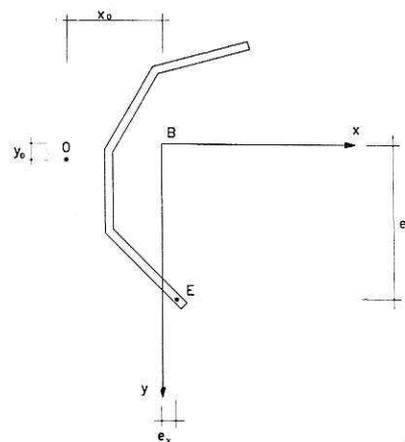
Le equazioni che reggono il problema dinamico della trave possono ottenersi attraverso l'applicazione del principio dell'Hamilton, cioè attraverso la condizione variazionale (2):

$$\int_{t_1}^{t_2} (\delta T - \delta W - \delta L_2^*) dt = 0 \quad [2]$$

che esprime l'annullarsi dell'integrale dell'Hamilton per un qualsiasi moto variato, sincrono fra le configurazioni estreme.

Nella [2] δT è la variazione dell'energia cinetica del sistema, δW la corrispondente variazione di energia elastica, relativa alla generica configurazione iniziale del moto effettivo, considerata come naturale e quindi priva di sforzi interni, δL_2^* il lavoro del secondo ordine delle tensioni interne dovute alla precompressione; manca ovviamente il termine relativo al lavoro delle forze esterne, essendo queste assenti nel caso in esame.

Il movimento della trave è caratterizzato dall'accoppiamento di due deformazioni flessionali $u(z)$ e $v(z)$



1. - La sezione trasversale della trave in parete sottile precompressa.

ed una torsionale $\varphi(z)$; le componenti dello spostamento di un punto della generica sezione trasversale della trave (fig. 2) sono:

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= u(z) + (y_0 - y) \varphi(z) \\ v(x, y, z) &= v(z) - (x_0 - x) \varphi(z) \\ w(x, y, z) &= -x u'(z) - y v'(z) - \omega(x, y) \varphi'(z), \end{aligned} \quad [3]$$

essendo ω la coordinata settoriale (3), ed indicando gli apici le derivate rispetto a z

L'energia elastica W conseguente le [3] si scrive:

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{2} E I_y \int_0^1 u''^2 dz + \frac{1}{2} E I_x \int_0^1 v''^2 dz + \\ &+ \frac{1}{2} C \int_0^1 \varphi'^2 dz + \frac{1}{2} C_1 \int_0^1 \varphi''^2 dz, \end{aligned} \quad [4]$$

dove $C = GJ = e C_1 = EI_\omega$ indicano rispettivamente la rigidità torsionale e quella all'ingobbamento, se J è la costante di torsione e I_ω il momento d'inerzia settoriale.

Il lavoro del secondo ordine degli sforzi interni L_2^* va valutato tenendo in conto l'effetto delle tensioni [1] e dello sforzo di precompressione N ; si ha così:

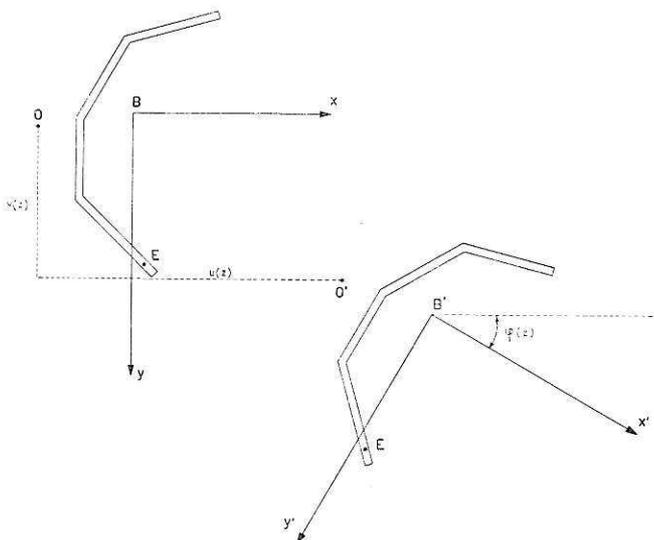
$$L_2^* = \int_0^1 \int_A \sigma_z \varepsilon_{zz}^{(2)} dA dz + \int_0^1 N \varepsilon_{zz}^{(2)}(E) dz, \quad [5]$$

se $\varepsilon_{zz}^{(2)}$ è la componente del secondo ordine della deformazione pura secondo z (4), fornita per le [3] dalla:

$$\varepsilon_{zz}^{(2)} = \frac{1}{2} [u' + (y_0 - y) \varphi']^2 + \frac{1}{2} [v' - (x_0 - x) \varphi']^2. \quad [6]$$

Sostituendo la [6] nella [5] e ricordando la [1], si ottiene:

$$\begin{aligned} L_2^* &= -\frac{N}{2} \left(\frac{I_x + I_y}{A} + e_x \beta_x + e_y \beta_y - e_x^2 - e_y^2 \right) \cdot \\ &\cdot \int_0^1 \varphi'^2 dz, \end{aligned} \quad [7]$$



2. - Il movimento della sezione trasversale per effetto della flessione e torsione della trave.

nella quale si è posto:

$$\begin{aligned} \beta_x &= \frac{1}{I_y} \left(\int_A x^3 dA + \int_A x y^2 dA \right) \\ \beta_y &= \frac{1}{I_x} \left(\int_A y^3 dA + \int_A x^2 y dA \right) \end{aligned} \quad [8]$$

L'energia cinetica T , tenendo sempre presenti le [3], si scrive:

$$\begin{aligned} T &= \frac{1}{2} \mu A \int_0^1 \left[\dot{u}^2 + \dot{v}^2 + 2y_0 \dot{u} \dot{\varphi} - 2x_0 \dot{v} \dot{\varphi} + \right. \\ &+ \frac{I_y}{A} \dot{u}'^2 + \frac{I_x}{A} \dot{v}'^2 + \left(x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \right) \dot{\varphi}^2 + \\ &\left. + \frac{I_\omega}{A} \dot{\varphi}'^2 \right] dz, \end{aligned} \quad [9]$$

essendo, come è noto, (3)

$$I_\omega = \int_A \omega^2 dA, \quad [10]$$

ed indicando con un punto le derivate rispetto al tempo.

Il calcolo delle variazioni delle quantità [4], [5] e [9] permette di giungere mediante applicazione della [2] alle equazioni del moto della trave precompressa.

IL CASO DELLA TRAVE PRECOMPRESSA DA UN SOLO CAVO

Semplici sviluppi di calcolo alle variazioni consentono di scrivere le equazioni del moto della trave:

$$\begin{aligned} EI_y u^{IV} - \mu I_y \ddot{u}'' + \mu A \ddot{u} + y_0 \mu A \ddot{\varphi} &= 0 \\ EI_x v^{IV} - \mu I_x \ddot{v}'' + \mu A \ddot{v} - x_0 \mu A \ddot{\varphi} &= 0 \\ C_1 \varphi^{IV} - C^* \varphi'' + y_0 \mu A \ddot{u} - x_0 \mu A \ddot{v} - \mu I_\omega \ddot{\varphi}'' - \\ - (I_x + I_y) \mu \ddot{\varphi} &= 0 \end{aligned} \quad [11]$$

avendo fatto la posizione:

$$C^* = C - N \left(\frac{I_x + I_y}{A} + e_x \beta_x + e_y \beta_y - e_x^2 - e_y^2 \right) \quad [12]$$

L'analisi delle tre equazioni del sistema [11] permette alcune interessanti osservazioni sul comportamento dinamico e sulla stabilità della trave precompressa. Infatti, mediante confronto con le analoghe equazioni relative alla trave non precompressa, si rileva come l'effetto della precompressione si risente nella terza delle [11]; la rigidità a torsione C è alterata, assumendo l'espressione [12].

Se si pone:

$$C_N = + N \left(\frac{I_x + I_y}{A} + e_x \beta_x + e_y \beta_y - e_x^2 - e_y^2 \right) \quad [13]$$

la [12] si scrive:

$$C^* = C - C_N, \quad [14]$$

La quantità C_N , indicata come «rigidezza torsionale di precompressione» può, come appare chiaramente dalla [13], assumere segno positivo o negativo in dipendenza, per una data sezione, delle eccentricità e_x ed e_y che individuano la posizione del centro di precompressione. Tale dipendenza può precisarsi attraverso una semplice costruzione geometrica; infatti se si pone $C_N = 0$ si ottiene l'equazione:

$$\frac{I_x + I_y}{A} + e_x \beta_x + e_y \beta_y - e_x^2 - e_y^2 = 0, \quad [15]$$

che definisce il cerchio di centro P di coordinate:

$$c_{Px} = \frac{\beta_x}{2}; \quad c_{Py} = \frac{\beta_y}{2}, \quad [16]$$

e raggio:

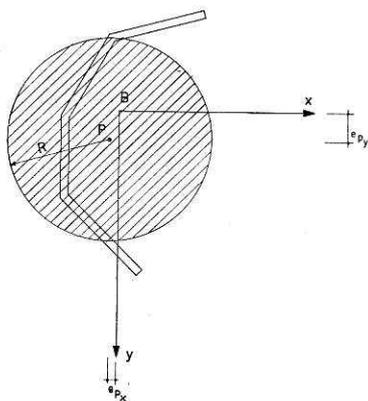
$$R = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A} + \frac{\beta_x^2 + \beta_y^2}{4}} \quad [17]$$

Tale cerchio, indicato come «cerchio della rigidezza torsionale nulla di precompressione», individua nella sezione trasversale (fig. 3) due zone, l'una interna e l'altra esterna al cerchio stesso.

Si dimostra facilmente dalla [15] che ai centri di precompressione E interni al cerchio corrispondono valori positivi della rigidezza torsionale di precompressione C ; si hanno invece valori negativi per centri di precompressione esterni.

Da tali considerazioni scaturisce quindi che la precompressione aumenta o diminuisce la rigidezza torsionale complessiva C^* delle sezioni se il cavo di precompressione è rispettivamente esterno od interno al cerchio ora definito.

Di conseguenza può affermarsi che le frequenze di vibrazione naturale di una trave precompressa risulteranno maggiori o minori delle corrispondenti frequenze della stessa trave non precompressa a seconda che il cavo di precompressione è esterno od interno al cerchio di rigidezza torsionale nulla di precompressione.



3. - Il cerchio della rigidezza torsionale nulla di precompressione.

In completa analogia può ancora dirsi che condizioni di instabilità per effetto della sola precompressione possono insorgere solo quando il centro di precompressione è localizzato all'interno del cerchio.

Può essere interessante soffermarsi ad analizzare, sia pure attraverso semplici considerazioni intuitive, il significato meccanico dei risultati ottenuti precedentemente attraverso il procedimento variazionale adoperato.

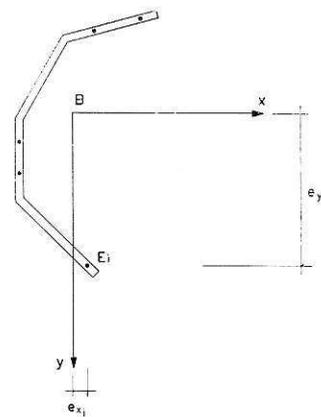
E' noto che la rigidezza flessionale di una trave risulta rispettivamente incrementata o diminuita in presenza di uno sforzo assiale di trazione o di compressione. La trave precompressa in esame può schematizzarsi come un insieme di strisce o fibre longitudinali, tra le quali è compreso il cavo di precompressione; per effetto della coazione le fibre di calcestruzzo risultano prevalentemente compresse, mentre il cavo è teso. Imprimendo allora una deformazione che infletta le fibre della trave, ogni fibra di questa, che può assimilarsi, come detto, ad una trave soggetta a sforzo assiale, reagirà diversamente a seconda di risultati, per effetto della precompressione, tesa, scarica o compressa.

Se la deformata imposta è di tipo flessionale gli effetti di irrigidimento o di indebolimento delle diverse fibre si compensano tra loro e la rigidezza flessionale della trave resta invariata; ciò non accade invece se la deformata imposta è di tipo torsionale, in quanto i momenti torcenti unitari derivanti dallo sforzo assiale nelle fibre incurvate non si bilanciano in generale fra loro, a meno che il cavo di precompressione non sia applicato sul cerchio dianzi definito.

IL CASO DELLA TRAVE PRECOMPRESSA DA PIU' CAVI

Il caso della dinamica della trave precompressa con più cavi può essere risolto in perfetta analogia con quanto già esposto al n. 2, conservando peraltro l'ipotesi di cavi rettilinei.

L'equazione [2], la cui soluzione permette di giungere alla scrittura delle equazioni del moto, resta formalmente immutata; immutate sono ancora le espressioni [4] e [9], mentre il lavoro del secondo ordine degli sforzi interni L_2^* espresso prima dalla [5] assume l'aspetto: (fig. 4)



4. - Il caso della trave precompressa da più cavi.

$$L_2^* = \int_0^1 \int_A \sigma_z \varepsilon_{zz}^{(2)} dA dz + \sum_{i=1}^n \int_0^1 N_i \varepsilon_{zz}^2(E_i) dz, [5']$$

essendo N_i lo sforzo di precompressione dell'iesimo cavo ed E_i il suo punto di applicazione di coordinate e_{xi} , e_{yi} .

Se con N si indica:

$$N = \sum_{i=1}^n N_i \quad [18]$$

lo sforzo risultante, e con:

$$e_y = \frac{\sum_{i=1}^n N_i e_{yi}}{N} \quad e_x = \frac{\sum_{i=1}^n N_i e_{xi}}{N} \quad [19]$$

le coordinate del cavo risultante, la [7] diviene:

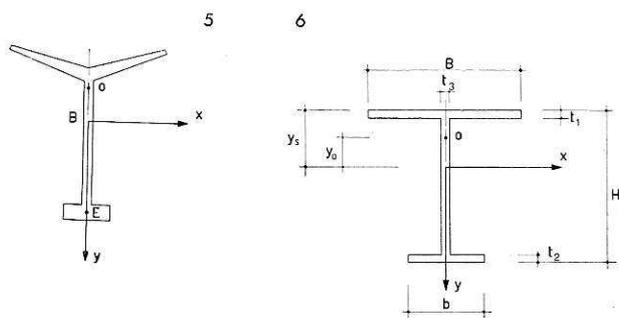
$$L_2^* = -\frac{N}{2} \left[\frac{I_x + I_y}{A} + e_x \beta_x + e_y \beta_y - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n N_i (e_{xi}^2 + e_{yi}^2) \right] \int_0^1 \varphi'^2 dz \quad [7']$$

$$C^* = C - N \left[\frac{I_x + I_y}{A} + e_x \beta_x + e_y \beta_y - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n N_i (e_{xi}^2 + e_{yi}^2) \right] \quad [12']$$

Le equazioni [11] rimangono formalmente inalterate, salvo che in tal caso è:

Il caso della precompressione realizzata con più cavi si presenta quindi diverso da quello con un solo cavo per il differente valore che assume la rigidezza torsionale di precompressione C .

Vale la pena di osservare che le espressioni [12] e [12'] mettono in evidenza il diverso comportamento di travi egualmente precomprese, ma la cui precompressione sia ottenuta attraverso una differente disposizione dei singoli cavi.



5. - Il caso della sezione precompressa con un asse di simmetria.
6. - La sezione a doppio T.

E' interessante analizzare il problema dell'equivalenza nei riguardi della rigidezza torsionale tra una sezione precompressa con più cavi di sforzo risultante N e la stessa sezione precompressa da un solo cavo di sforzo N .

Più precisamente si vuol determinare per una data sezione, le coordinate e_x , e_y del punto di applicazione di un cavo di tiro N , tali che la rigidezza torsionale C^* sia pari a quella della stessa sezione precompressa da n cavi di eccentricità e_{xi} ed e_{yi} e tiro risultante N .

Perché ciò avvenga deve essere dalle [12] e [12']:

$$e_x \beta_x + e_y \beta_y - e_x^2 - e_y^2 = e_x \beta_x + e_y \beta_y - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n N_i (e_{xi}^2 + e_{yi}^2), \quad [20]$$

ove le e_x ed e_y sono fornite dalle [19].

IL CASO DELLA SEZIONE PRECOMPRESSA CON UN ASSE DI SIMMETRIA

Per tale caso, di gran lunga il più frequente nella pratica tecnica, i risultati di cui innanzi possono semplificarsi. Con riferimento alla figura 5 sia y l'asse di simmetria della trave; in tal caso si ha:

$$x_o = e_x = 0 \quad [21]$$

e le [11] divengono:

$$E I_y \ddot{u}^{IV} - \mu I_y \ddot{u}'' + \mu A \ddot{u} + \gamma_o \mu A \ddot{\varphi} = 0$$

$$E I_x \ddot{v}^{IV} - \mu I_x \ddot{v}'' + \mu A \ddot{v} = 0 \quad [22]$$

$$C_1 \varphi^{IV} - C^* \varphi'' + \gamma_o \mu A \ddot{u} - \mu I \omega \ddot{\varphi} - (I_x + I_y) \mu \ddot{\varphi} = 0,$$

ove, nel caso di un solo cavo, è:

$$C^* = C - N \left(\frac{I_x + I_y}{A} + e_y \beta_y - e_y^2 \right) \quad [23]$$

e nel caso di più cavi simmetricamente disposti rispetto all'asse y , è:

$$C^* = C - N \left[\frac{I_x + I_y}{A} + e_y \beta_y - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n N_i (e_{xi}^2 + e_{yi}^2) \right] \quad [24]$$

Se si considera il cavo di equivalente rigidezza torsionale di precompressione, per la [20] deve essere:

$$e_y \beta_y - e_y^2 = e_y \beta_y - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n N_i (e_{xi}^2 + e_{yi}^2); \quad [25]$$

tale equazione permette di ricavare il valore della eccentricità fittizia e_y .

Per alcune sezioni di più frequente impiego nella pratica tecnica, e per rendere agevoli le applicazioni, sono riportate di seguito le grandezze che intervengono nel calcolo della rigidezza torsionale delle travi precomprese.

Sezione a doppio T (fig. 6)

$$A = Bt_1 + bt_2 + Ht_3$$

$$y_s = \frac{0,5 H^2 t_3 + b t_2 H}{Bt_1 + bt_2 + Ht_3}$$

$$I_x = Bt_1 y_s^2 + bt_2 (H - y_s)^2 + \frac{t_3}{3} [y_s^3 + (H - y_s)^3]$$

$$I_y = \frac{1}{12} (t_1 B^3 + t_2 b^3)$$

$$y_o = -\frac{1}{I_y} \left[y_s \frac{B^3 t_1}{12} - (H - y_s) \frac{b^3 t_2}{12} \right]$$

$$J = \frac{1}{3} (B t_1^3 + b t_2^3 + H t_3^3)$$

$$I\omega = (y_s + y_o)^2 \frac{B^3 t_1}{12} + (H - y_s - y_o)^2 \frac{b^3 t_2}{12}$$

$$\beta_y = -\frac{1}{I_x} \left\{ y_o I_y + y_s^3 t_1 B - (H - y_s)^3 t_2 b + \frac{t_3}{4} [y_s^4 - (H - y_s)^4] \right\}$$

$$\beta_x = 0$$

Sezione a V (fig. 7)

$$A = 2 bt$$

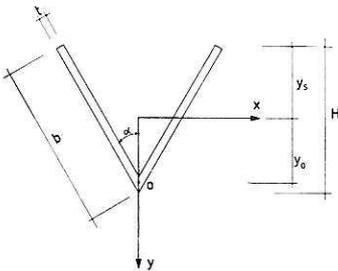
$$y_s = \frac{b}{2} \cos \alpha$$

$$I_x = \frac{t b^3}{6} \cos^2 \alpha$$

$$I_y = \frac{2}{3} t b^3 \sin^2 \alpha$$

$$y_o = \frac{b}{2} \cos \alpha$$

$$J = \frac{2}{3} b t^3$$



7. - La sezione a V.

$$I\omega = 0$$

$$\beta_y = 0$$

$$\beta_x = 0$$

Sezione ad U (fig. 8)

$$A = 2 H t_1 + b t_2$$

$$y_s = H \frac{H t_1 + b t_2}{2 H t_1 + b t_2}$$

$$I_x = \frac{2 t_1 y_s^3}{3} + \frac{2 t_1 (H - y_s)^3}{3} + b t_2 (H - y_s)^2$$

$$I_y = \frac{t_1 H b^2}{2} + \frac{t_2 b^3}{12}$$

$$y_o = \frac{3 H^2 t_1}{6 H t_1 + b t_2} + (H - y_s)$$

$$J = \frac{1}{3} (2 H t_1^3 + b t_2^3)$$

$$I\omega = \frac{t_1 H^2 b^2}{12} + \frac{3 H t_1 + 2 b t_2}{6 H t_1 + b t_2}$$

$$\beta_y = \frac{1}{I_x} \left\{ \frac{2}{3} t_1 [(H - y_s)^4 - y_s^4] + t_2 b (H - y_s)^3 + \frac{1}{4} t_1 b^2 [(H - y_s)^2 - y_s^2] + \frac{1}{12} (H - y_s) t_2 b^3 \right\}$$

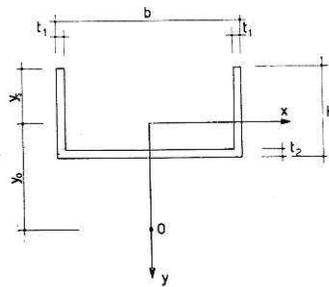
$$\beta_x = 0$$

Sezione ad arco di cerchio (fig. 9)

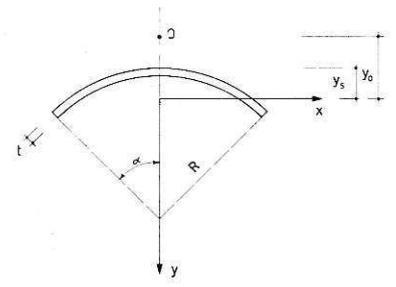
$$A = 2 R \alpha t$$

$$y_s = R \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha} \right)$$

$$I_x = 2 R t \left[(R - y_s)^2 \alpha + \frac{R^2}{2} \left(\alpha + \frac{1}{2} \sin 2 \alpha \right) - 2 R (R - y_s) \sin \alpha \right]$$



8. - La sezione a U.



9. - La sezione ad arco di cerchio.

$$I_y = R^3 t \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right)$$

$$y_o = - \left\{ \frac{2 R (\sin\alpha - \alpha \cos\alpha)}{(\alpha - \sin\alpha \cos\alpha)} - (R - y_s) \right\}$$

$$J = - \frac{2}{3} t^3 R \alpha$$

$$I\omega = \frac{2 t R^5}{3} \left[\alpha^3 - \frac{6 (\sin\alpha - \alpha \cos\alpha)^2}{\alpha - \sin\alpha \cos\alpha} \right]$$

$$\beta_y = \frac{2 \sin\alpha}{\alpha}$$

$$\beta_x = 0$$

Allo scopo di mettere in luce l'influenza della precompressione sulla rigidezza torsionale di una trave precompressa e conseguentemente sul suo comportamento dinamico, sono state prese in esame le sezioni precedentemente indicate e si è riportato in diagramma il variare della quantità C^*/C in funzione della eccentricità e/H e del grado di precompressione.

Per il tracciamento di tali diagrammi la [23] è stata trasformata in forma adimensionale:

$$\frac{C^*}{C} = - \frac{N \sigma_o A H^2}{N_o G J} \left(\frac{I_x + I_y}{A H^2} + \frac{e_y \beta_y}{H^2} - \frac{e_y^2}{H^2} \right) \quad [26]$$

nella quale:

σ_o è la tensione di plasticizzazione del conglomerato a compressione;

$N_o = \sigma_o A$; G è il modulo di elasticità tangenziale.

Sono stati considerati tre diversi rapporti di N/N_o , rispettivamente eguali a 0,20 0,40 e 0,60; si è inoltre, a solo scopo esemplificativo, assunto per σ_o/G il valore ricavato dalle note relazioni che collegano la resistenza a rottura del calcestruzzo al modulo elastico, avendo fissato per E il valore di $300.000 \text{ kgcm}^{-2}$.

Si è ancora posto:

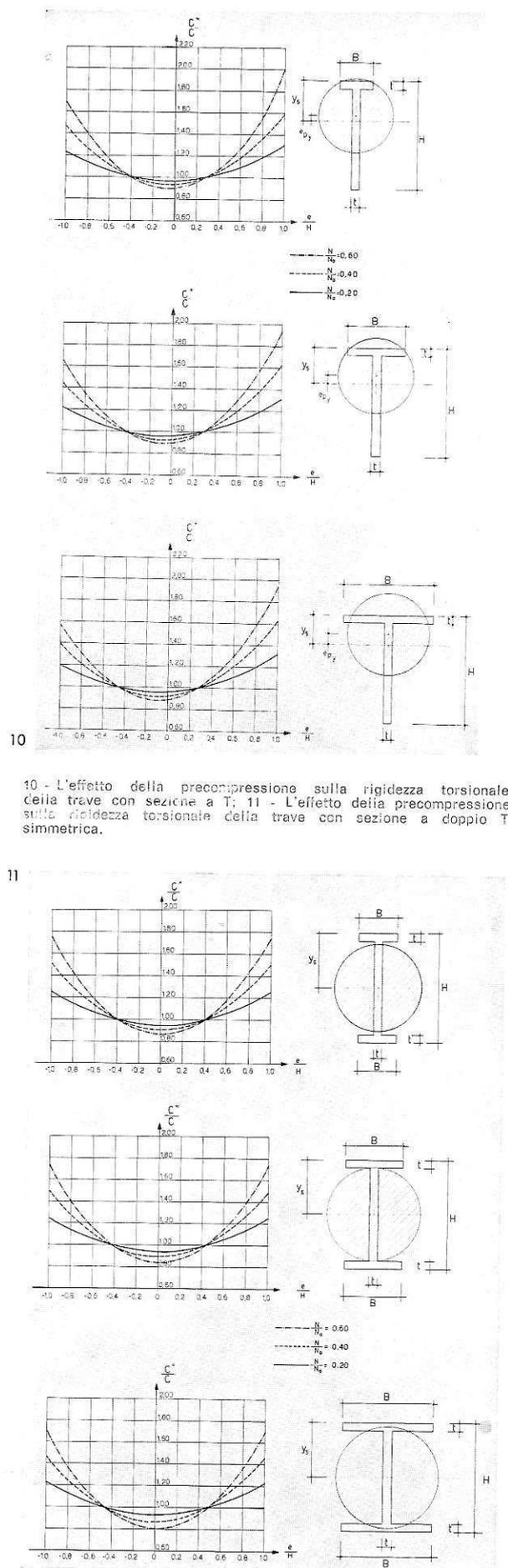
$$K = \frac{t}{H} = 0.075$$

il rapporto fra lo spessore della parete e l'altezza della trave; nel caso della sezione ad arco di cerchio il rapporto t/R è stato posto eguale a 0,050.

Dai diagrammi delle figure da 10 a 15 possono formularsi le seguenti osservazioni circa la legge di variazione di C^*/C :

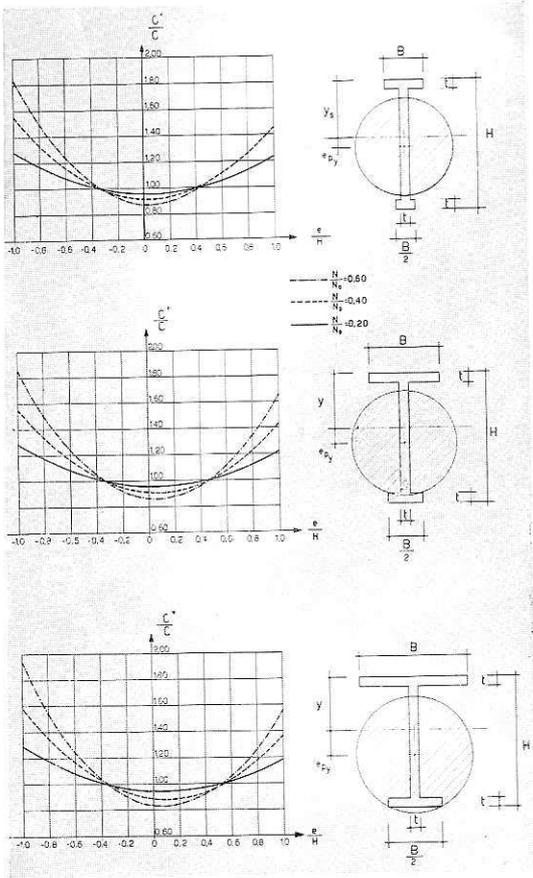
a) esiste una sensibile influenza della precompressione sia per quanto attiene la sua intensità, sia per quanto attiene la sua dislocazione nella sezione;

b) esiste una maggiore o minore sensibilità del fenomeno al variare della geometria della sezione; fra le sezioni esaminate quelle circolari e ad U sembrano risentirne particolarmente.

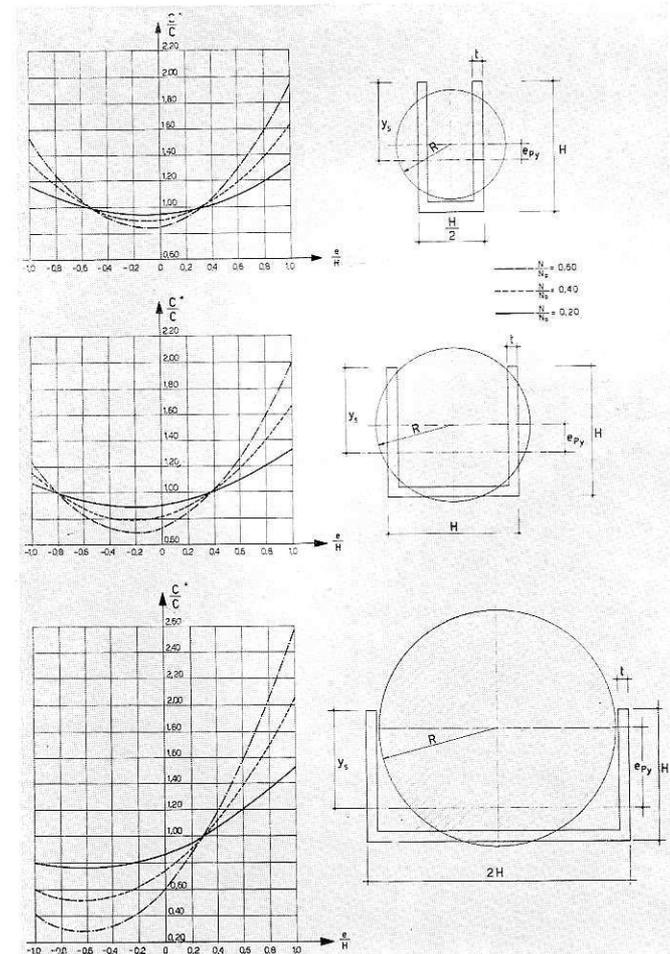


10 - L'effetto della precompressione sulla rigidezza torsionale della trave con sezione a T; 11 - L'effetto della precompressione sulla rigidezza torsionale della trave con sezione a doppio T simmetrica.

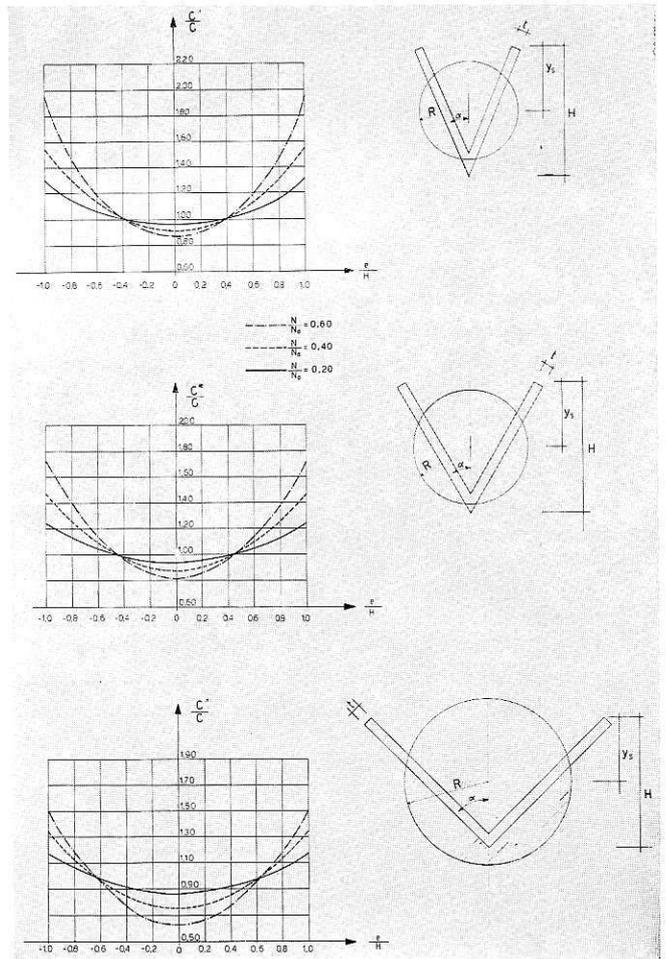
12 - L'effetto della precompressione sulla rigidità torsionale della trave con sezione a doppio T dissimmetrica; 13 - L'effetto della precompressione sulla rigidità torsionale della trave con sezione ad U; 14 - L'effetto della precompressione sulla rigidità torsionale della trave con sezione a V.

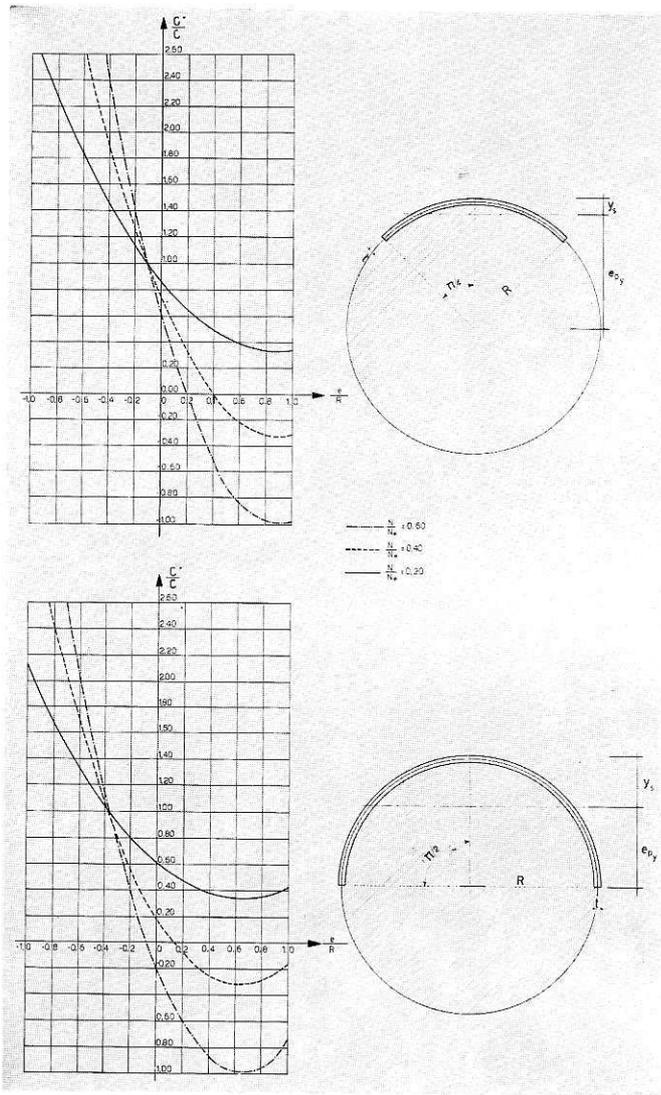


12
13



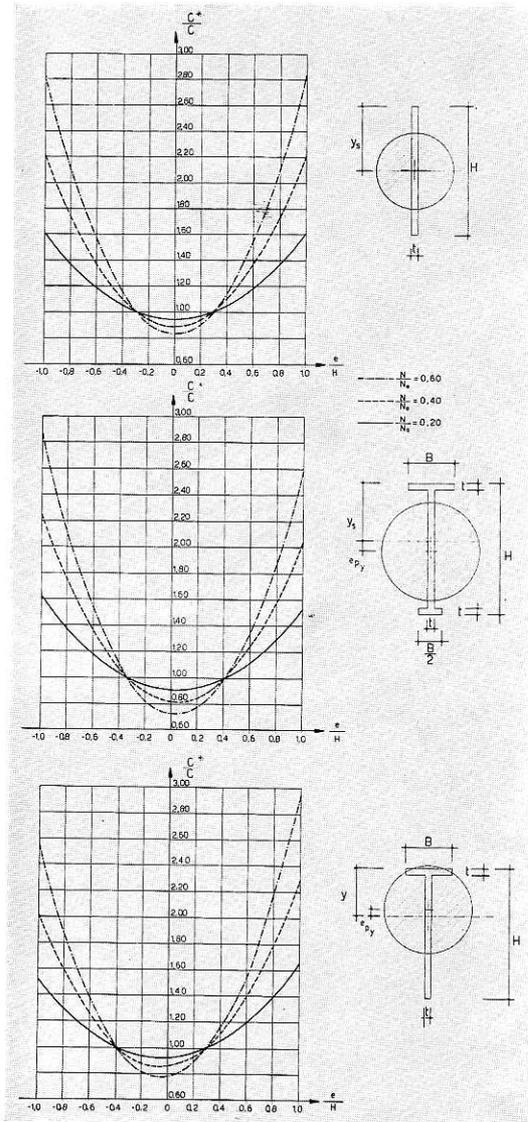
14





15. - L'effetto della precompressione sulla rigidezza torsionale della trave con sezione ad arco di cerchio.

Nella figura 16 sono riportate le stesse curve C^*/C relative alle sezioni rettangolare T, e doppio T dissimmetrico con un rapporto $K = 0,050$; per tale valore peraltro non frequentemente impiegato nella pratica tecnica delle sezioni in cemento armato precompresso, si rileva una esasperazione del fenomeno.



16. - L'esaltazione dell'effetto al ridursi dello spessore per la trave a doppio T.

Il diminuire dello spessore esalta fortemente l'effetto della precompressione: tale effetto quindi acquista una estrema importanza nell'ambito delle strutture in acciaio compresse, ancora in fase sperimentale.

APPLICAZIONE NUMERICHE

Per saggiare in concreto l'effetto della precompressione sulla rigidezza torsionale vengono svolte alcune applicazioni numeriche.

Sezioni in cemento precompresso

Per la sezione di figura 17 precompressa con 8 trefoli aderenti di area unitaria pari a $1,20 \text{ cm}^2$, essendo:

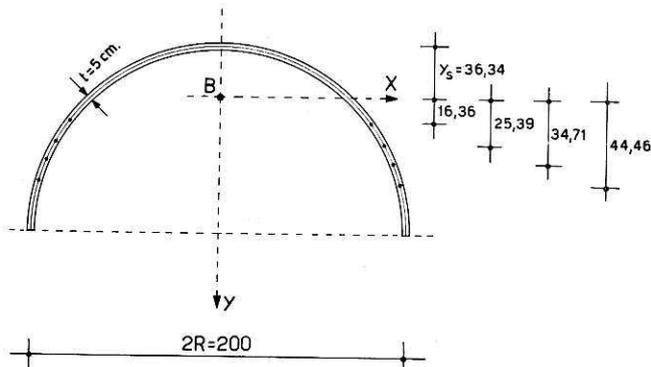
$$A = 1570,80 \text{ cm}^2 \quad y_s = 36,34 \text{ cm} \quad I_x = 1.487.820 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 7.854.000 \text{ cm}^4 \quad J = 13.090 \text{ cm}^4 \quad \beta_y = 1,27 \text{ cm}$$

$$N = 8 \times 1,2 \times 10.500 \times 1,30 = 131.040 \text{ Kg,}$$

si ha con $G = 135.000 \text{ Kgcm}^{-2}$:

$$\frac{C^*}{C} = 1,285.$$



17. - Sezione di un arco di cerchio precompresso con 8 trefoli aderenti.

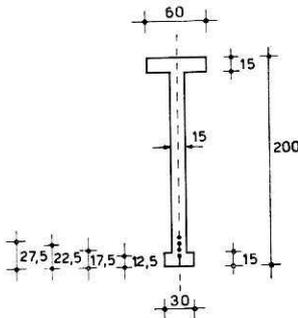
Per la sezione di figura 18, precompressa da 4 cavi da 42 \varnothing 6, essendo:

$$A = 4.350 \text{ cm}^2 \quad J = 326.250 \text{ cm}^4 \quad I_x = 23.234.480 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 303.750 \text{ cm}^4 \quad y_y = 89,65 \text{ cm} \quad \beta_y = 12,50 \text{ cm}$$

$$N = 520 \text{ t, si ha con } G = 135.000 \text{ Kgcm}^{-2}:$$

$$\frac{C^*}{C} = 0,93$$

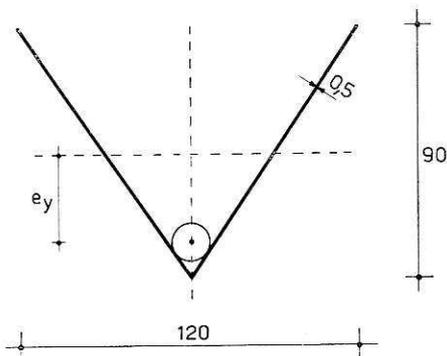


18. - Sezione di una trave precompressa da 4 cavi da 42 \varnothing 6.

Sezione in acciaio precompresso

Come già rilevato in precedenza l'effetto della precompressione viene fortemente esaltato al diminuire dello spessore della parete e la variazione della rigidità torsionale è estremamente elevata per le sezioni precomprese in acciaio il cui impiego si sta sviluppando in questi ultimi anni particolarmente nel campo delle strutture miste in acciaio-calcestruzzo.

La figura 19 rappresenta la sezione trasversale di una trave metallica, precompressa da 1 cavo da 12 \varnothing 7, destinata ad essere successivamente solidarizzata ad una soletta in conglomerato cementizio.



19. - Sezione trasversale di una trave metallica precompressa da 1 cavo da 12 \varnothing 7.

Essendo:

$$A = 108 \text{ cm} \quad y_s = 45 \text{ cm} \quad I_x = 72.700 \text{ cm}^4$$

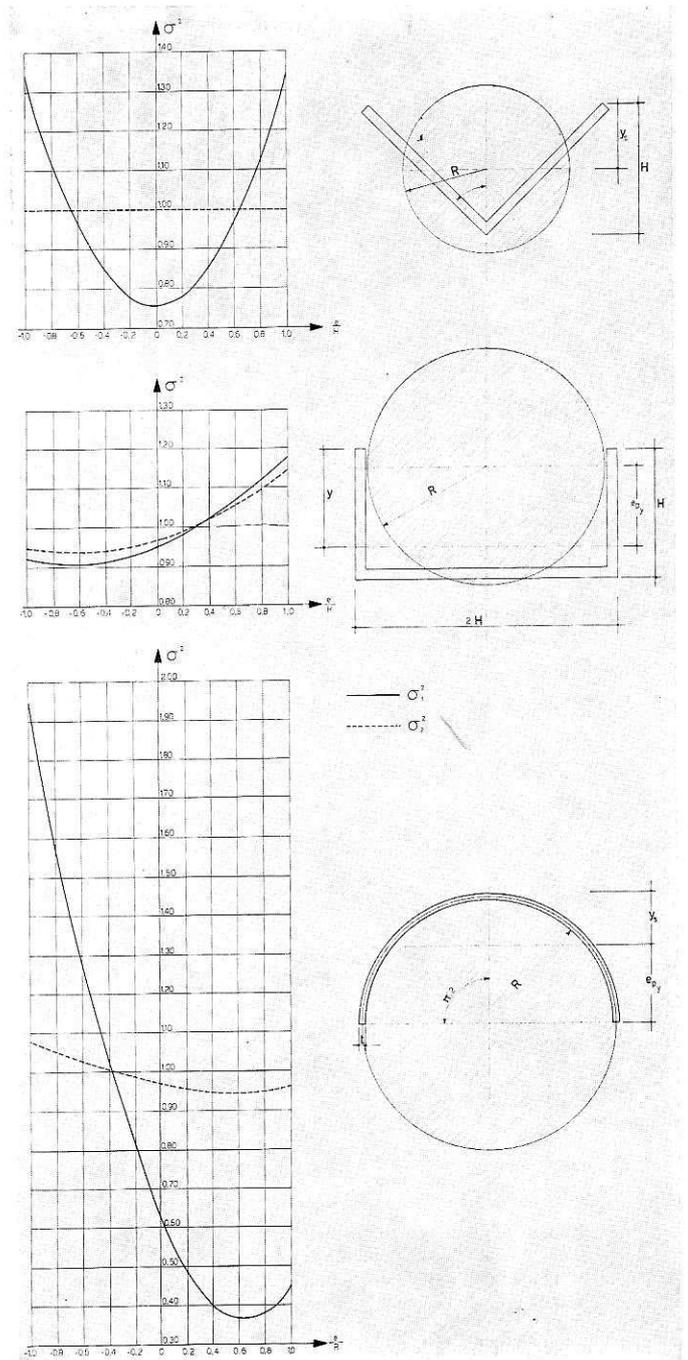
$$I_y = 129.000 \text{ cm}^4 \quad J = 9 \text{ cm}^4 \quad \beta_y = 0; \quad N = 40 \text{ t,}$$

si hanno con $G = 770.000 \text{ Kgcm}^{-2}$ i valori di $\frac{C^*}{C}$ riportati

nella tabella che segue in funzione della eccentricità e_y del cavo in cm.

Si nota così come la rigidità C^* può assumere teoricamente valori negativi corrispondenti al superamento del carico critico torsionale di precompressione.

e_y	$\frac{C^*}{C}$
15	-8,48
25	-6,17
35	-2,71
45	+1,91



20. - Diagrammi di frequenze di oscillazione flessio-torsionale.

LA DETERMINAZIONE DELLE FREQUENZE DI OSCILLAZIONE PER LA SEZIONE CON UN ASSE DI SIMMETRIA

Dalle equazioni [22], se si pone:

$$u_n(z, t) = A \sin \frac{n \pi z}{l} \sin \omega_n t$$

$$\varphi_n(z, t) = B \sin \frac{n \pi z}{l} \sin \omega_n t, \quad (n = 1, 2, \dots)$$

considerando quindi travi incernierate alle estremità e libere di ingobbarsi, si ricava l'equazione:

$$\begin{vmatrix} E I_y \lambda_n^4 - (I_y \lambda_n^2 + A) \mu \omega_n^2 & -y_o \mu A \omega_n^2 \\ -y_o \mu A \omega_n^2 & -y_o \mu A \omega_n^2 \end{vmatrix} = 0 \quad [27]$$

$$C_1 \lambda_n^4 + C^* \lambda_n^2 - (I \lambda_n^2 + I_x + I_y) \mu \omega_n^2$$

ove si è posto:

$$\lambda_n = \frac{n \pi}{l}$$

Dalla [27] è possibile analizzare l'influenza dello sforzo di precompressione e della sua localizzazione nella sezione trasversale sulle frequenze ω_n di oscillazione flessio-torsionale.

Se si pone nella [27]

$$N = 0$$

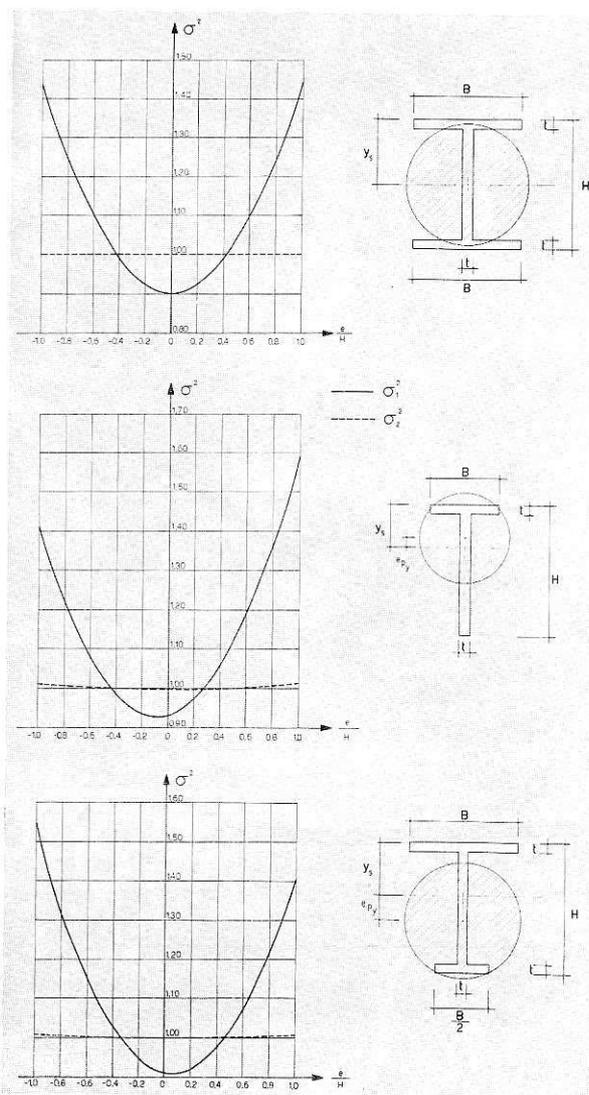
si hanno in particolare le frequenze di oscillazione ω_{on} per la trave libera (3).

Per le sezioni studiate precedentemente e per il rapporto $N/N_o = 0,40$ sono stati tracciati diagrammi che mostrano la variazione del rapporto:

$$\sigma_n = \frac{\omega_n}{\omega_{on}}$$

in funzione dell'eccentricità e del centro di pressione.

Nelle figure 20 e 21 sono state esaminate le prime due frequenze di oscillazione flessio-torsionale. E' da



21. - Diagrammi di frequenze di oscillazione flessio-torsionale.

notare che per le sezioni a doppio T ad ali eguali ed a V la sola frequenza di oscillazione torsionale è influenzata dalla precompressione: in tal caso infatti le oscillazioni flessionali non risultano più accoppiate.

BIBLIOGRAFIA

- (1) F. LEONHARDT: *Prestressed Concrete Design and Construction*. W. Ernest e John, Berlin 1964.
- P. LEBELLE: *Stabilité élastique des poutres en béton précontraint à l'égard du déversement latéral*, «Annales de l'Istitut Technique du Batiment e des Travaux Publics», 12, 1959.
- M. COMO: *Sullo svergolamento delle travi precomprese in parete sottile*, Rend. Acc. Naz. Lincei, Vol. XLI, 1966.
- (2) G. KRALL: *Meccanica Tecnica delle vibrazioni*, Zanichelli, Bologna, 1939.
- (3) V. V. VLASOV: *Pieces longues en voiles minces*, Eyrolles, Paris, 1962.
- S. THIMOSHENKO: *Theory of elastic stability*, Mc Graw-Hill, N.Y., 1962.
- (4) M. COMO: *Teoria della stabilità dell'equilibrio elastico*, Liguori, Napoli, 1967.

INTERVENTI

Dr. Ing. GIOVANNI BORZANI

Opere marittime in cemento armato precompresso

Il Freyssinet è solito rilevare come la prima pratica dimostrazione delle grandi possibilità del precompresso da lui offerta nel 1934 impiegando 700 pali in precompresso lunghi in media m 30 per il consolidamento urgente delle fondazioni della Stazione Marittima di Le Havre, si sia svolta in ambiente marino [1], [2].

Seguiva nel 1937 a Brest un'opera più tipicamente marittima: la banchina detta « a grande profondità »; prevista da costruire con degli onerosi cassoni massicci sostituiti poi su proposta del Freyssinet con cassoni cellulari prefabbricati, alleggeriti grazie all'installazione di fasci di cavi pretesi con accorgimenti particolari, non essendo ancora impiegati con d'ancoraggio [2].

Superata la stasi del periodo bellico la pratica del precompresso si è diffusa in vari settori del dominio marittimo.

Il gruppo più numeroso di applicazioni è rappresentato dagli *accosti su sostegni isolati* o « a giorno » quali: « *banchine* » o « *pontili* ». In molti la precompressione è limitata ai soli sostegni formati sia con pali in c.a.p. prefabbricati dell'intera lunghezza e sia con piloni, ottenuti solidarizzando elementi cilindrici; in altri l'impalcato comprende elementi precompressi prefabbricati (quali: passerelle, travi principali, traversoni porta-tubi, grandi lastre massicce o nervate, ecc.) di consueto collocati a mezzo gru, del tipo galleggiante ovvero avanzanti sull'impalcato in costruzione, e talvolta pure avviati galleggianti come gli elementi d'impalcato dei « *quais de Saigon et de la Plata* » [27] e « *Hermann-du Pasquier* » [2] a Le Havre.

Altre opere infine — tra le prime il « *quai d'armement* » a Brest (1957 [2]) — presentano sostegni ed impalcato formati con elementi in c.a.p., prefabbricati e poi solidarizzati dopo la posa; di norma a mezzo saldatura di barre, di getti locali, ecc. secondo accorgimenti comuni pure al c.a.p. normale.

L'impiego promiscuo negli accosti di cemento armato e di precompresso è dovuto essenzialmente a ragioni economico-esecutive.

Ricorderemo solamente alcune delle più recenti maggiori realizzazioni: l'*Ocean-Terminal di Hong-Kong*, ultimato nel 1966, presenta un impalcato, lungo m 455 e largo m 91, poggiato su 1217 colonne cave, lunghe da 15 a 38 m; colonne, travi e solette d'impalcato sono tutti elementi prefabbricati in c.a.p. Al centro del pontile sorge un magazzino a quattro piani pure prefabbricato in c.a.p. [3].

Al *Molo VII di Trieste*, in costruzione e che risulterà — con un fronte principale di circa 1 Km. ed una larghezza di m. 250 (per un totale di 230.000 m²) — tra i maggiori del genere, 2.000 grandi lastre precomprese, ciascuna di m. 9,90×9,90 in pianta e peso 125 t, vengono poggiate ai vertici, a mezzo gru galleggianti, su piloni in c.a. spinti sino a m 40/50 di profondità [4].

A New-York si prevede allungare per circa 600 m due piste dell'aeroporto « La Guardia » formando un grande sporgente su pali e con l'impalcato composto con 13.000

travi in c.a.p. e 3.000 lastre di copertura (peso singolo 22 t) pure in c.a.p.

E' da porre in evidenza il diffuso impiego in molti paesi di pali prefabbricati (precompressione a fili aderenti) che, costruiti con lunghezze rilevanti [9], risultano particolarmente indicati per accosti ad alto fondale di porti soggetti a forti escursioni di marea o che presentano terreni mediocri o limosi. I pali in c.a.p. sono spesso preferiti a quelli in acciaio perché, oltre ad essere meno costosi, uniscono — grazie alla precompressione — elevate doti di maneggevolezza e resistenza ad una migliore durata all'azione aggressiva marina, sempre con dovute cautele di calcolazione [26].

Un gruppo di applicazioni, di per se stesso meno numeroso ma importante per la mole singola, è costituito da vari *bacini da carenaggio* o da *costruzione* di recente realizzazione, in cui la precompressione, anche se limitata ad alcune parti, è elemento condizionante del risultato *statico ed economico*, consentendo l'adozione di *platee di minor spessore*. Si è ricorso sia alla presollecitazione *trasversale* della platea e sia alla disposizione nella stessa di *tiranti pretesi* che riportano la sottospinta idrostatica a strati profondi del terreno.

L'allestimento di grandissimi navigli e quindi la necessità di bacini di servizio di adeguata larghezza (in Giappone sono in costruzione bacini larghi m 75) rende attuale il problema dell'*ancoraggio diffuso* della platea, risultando sempre più difficile superare il deficit di stabilità di platee, vaste ed a spessore ridotto, col solo concorso del peso di fiancate troppo distanziate. Un ancoraggio della maggior sicurezza, ammesso che accurati studi geologici e geotecnici ne accertino la possibilità di funzionamento, può essere realizzato solo con la pretensione. Una delle prime applicazioni si è avuta al *bacino n. 8 di Brest* (1954) con tiranti formati con 36, o 72, fili \varnothing 5 mm, posti in fori da 70, o 90 mm, di diametro, prudenzialmente spinti sino a 12/18 m nella roccia d'appoggio, i fili erano cementati con un getto di malta di m 2 al termine [2].

Perspicuo il *bacino di Emden* (1953) con platea, dello spessore m 2, provvista di n. 496 tiranti-pretesi a 105 t (carico utile finale 95 t) formati con cavi metallici \varnothing 46 mm, ancorati a grosse piastre in c.a. a forma di croce, collocate a circa m 12 sotto la platea, nel letto sabbioso di posa, sottoposto ad un trattamento di vibroflottazione. I tiranti sono protetti dalla corrosione con 7 involucri sovrapposti [5], [6], [7], [19], [20].

Al *bacino di Karachi* (ultimato nel 1958) [7], [8], ed al successivo di *Alessandria* [7] gli ancoraggi delle platee sono ancora formati con cavi a fili paralleli, rispettivamente per tirante: n. 46 fili \varnothing 5 mm, portata finale 105 t, a Karachi, e n. 44 fili \varnothing 7 mm, con portata 178 t ad Alessandria. I cavi sono isolati da guaine metalliche e posti in fori (diametro rispettivamente 55 e 40 cm) trivellati nei terreni di natura sabbiosa, argillosa e ghiaiosa e riempiti con calcestruzzo versato dopo la

posa dei cavi inguainati. L'estremità inferiore dei fasci di fili si espande negli ancoraggi cosiddetti a «scopa» entro grossi bulbi (rispettivamente diametri m 1,50 e m 2,50) ricavati negli strati più consistenti di fondo (marna dura a Karachi ed arenaria porosa ad Alessandria). Ancoraggi superiori con piastre metalliche.

Ad Alessandria la platea raggiunge una larghezza di m 43 con spessore massimo m 2,70 di contro allo spessore di almeno m 7 richiesto da una soluzione a gravità. E' da rilevare come il getto in calcestruzzo di riempimento dei fori trivellati sia stato interrotto alla sommità per lasciare i cavi avvolti per circa m 1,50 con sola argilla plastica, ed evitare che i fori stessi, totalmente gettati, venissero a costituire dei sostegni localizzati per il bacino con vasca caricata [7].

Anche ai bacini di costruzione navale di Genova-Sestri le platee beneficiano di una pretensione data alle barre d'armatura dei pali di sottofondazione.

Tiranti formati con 3 barre ϕ 26 Dywidag pretese — carico d'esercizio 75 t — sono impiegati per l'ancoraggio di parte della platea, larga m 56, del bacino in costruzione a Monfalcone; le barre sono ancorate al fondo roccioso in fori diametro 13,5 cm, e direttamente cementate nell'ultimo tratto di circa 6 m di lunghezza con iniezione di malta in cemento e sabbia; l'aderenza è accresciuta con appositi ringrossi.

Al bacino n. 8 di Marsiglia, (1961), larghezza vasca m 50 e platea a q. -13,50 dello spessore m 5,50, il concorso delle grosse fiancate è sufficiente a contrastare la sottospinta idrostatica a «vasca a secco», però sono state evitate trazioni pericolose nel beton con una robusta precompressione trasversale data da cavi a trecce, bloccati a 65 t iniziali, ancoraggi in acciaio; i cavi sono stati disposti ai due lembi della platea per ovviare alla tipica inversione di carico susseguente al passaggio da «vasca a secco vuota» a «vasca a secco con nave». Con accorgimenti è stato evitato che la pretensione dei cavi posti al lembo inferiore platea provocasse trazioni aggiuntive al lembo superiore. Complessivamente sono stati posti in opera, in guaina d'acciaio dolce spessore mm 1,75, 132 Km di cavi, che esercitano una precompressione di 332 t per ml di platea [2], [10], [11].

Al bacino n. 9 di Lanion (Brest) la platea invece è stata presollecitata con spinte trasversali (pari a 700 t/ml) esercitate da verini piatti collocati in giunti obliqui situati alla base delle fiancate ed aventi riscontro nelle stesse di notevole volume [2], [14].

Una precompressione completa della platea, con cavi sia longitudinale che trasversali, si è raggiunta nel bacino n. 5 di Genova, (1962) che presenta l'originalità d'esser stato prefabbricato interamente galleggiante sino a formare un monolite del dislocamento di 140.000 t (lungo m 260,50, largo m 52, pescaggio m 10 circa) rimorchiato per circa 3 Km sino alla zona d'impiego, ove venne poi affondato a mezzo d'un primo zavorramento provvisorio con acqua e poi definitivo con sabbia marina rifulata da draga. L'esecuzione in sito avrebbe richiesto: l'impiego di cassoni affondati con aria compressa sino ad oltre 25 m sotto lo zero marino, da escludersi perché troppo onerosi e di lunga esecuzione, ovvero il prosciugamento della zona interessata con l'aiuto di argini d'ingombro tale da rendere inutilizzabile per parecchio tempo un importantissimo bacino portuale.

La platea è stata ottenuta solidarizzando 15 cassoni cellulari elementari (di m 52 \times m 17,4 in pianta ed altezza m 7,8) con l'infilaggio nei tubi-guaina predisposti nel getto dei cassoni dei cavi longitudinali di precompressione del bacino; i cavi trasversali sono stati invece sistemati direttamente in fase di getto dei cassoni elementari, assieme ai cavi verticali. La platea solidarizzata divenne cantiere galleggiante per il graduale innalzamento delle fiancate, a conci sfalsati e bilanciati anche con zavorre provvisorie per non provocare sollecitazioni eccessive nella platea o nei getti delle fiancate stesse in formazione. Pure le fiancate sono a struttura cellulare e fornite di precompressione verticale e trasversale. I n. 9.800 cavi (per un totale di Km 183 circa) sono stati formati con 12 ϕ 7 mm (1) ancorati con n. 12.450 coni STUP in calcestruzzo [12].

Assieme ai bacini una serie di altre opere di vario tipo confermano le grandi possibilità della precompressione a risolvere con ottimi risultati statici i problemi più complessi o particolari [28]; un esempio: la barca-porta per il bacino Elba 17 di Amburgo, lunga circa m 62, alta m 15 e larga al centro 13 m, costruita a forme carenate quasi da battello, superando tutti gli ardui problemi statici tipici delle chiusure mobili dei bacini. Brillanti i risultati ottenuti solidarizzando cassoni cellulari, prefabbricati di limitate dimensioni per ridotta disponibilità di cantiere, sino ad ottenere cassoni di assai maggiore mole e perfetta efficienza come effettuato alla platea del bacino n. 5 di Genova; recente (1963) in Italia il cassone di fondazione dell'opera di presa della Centrale ANIC di Gela, di base m 36 \times 31, che è stato ottenuto solidarizzando quattro cassoni minori (in pianta m 18 \times 15,50 ed altezza di soli 3,50 m), elevandosi poi il complesso così formato sino ai m 32 richiesti per l'opera finita [13].

Un cenno meritano ancora i grandi cassoni per tunnel stradali sottomarini, come i due eseguiti all'Avana (Cuba), ciascuno con cassoni lunghi circa 100, sezione a doppio telaio chiuso assai appiattito. Particolarmente al secondo tunnel (sotto il Rio Almendares) la precompressione è solo parziale, esistono delle trazioni sopportate dalle orditure tradizionali, ma i cavi di precompressione rettilinei e centrali determinano nelle membrature, sia in senso trasversale che longitudinale, una tensione media di compressione di circa 20 Kg/cm², ottenendone una tenuta stagna perfetta [10], [19], [22], [23], [29].

La nostra brevissima rassegna deve porre in evidenza come le opere in precompresso sinora eseguite nel campo marittimo, abbiano sempre offerto un eccellente comportamento in presenza di ambiente aggressivo, pure combinato con forti escursioni climatiche tipo africano, ecc. e ciò con la sola osservanza delle semplici prescrizioni [25] raccomandate per il c.a. tradizionale: *copriferro minimo adeguato, calcestruzzi di buona qualità, compattezza ed impermeabilità*, qualità quest'ultima che nel campo marittimo hanno importanza non minore di una buona resistenza a compressione. Non risulta che siano state osservate speciali misure di protezione catodica come effettuato per tubazioni, serbatoi, ecc. fuori del settore marittimo. Né si richiedono criteri di calcolo particolari; può osservarsi come

(1) Tensione iniziale nei fili all'ancoraggio: 120 Kg./mm², tensione di esercizio: 85/88 Kg./mm².

nelle opere permanentemente immerse si abbiano *coefficienti di sicurezza a fessurazione* molto elevati, tali da non rispettare norme regolamentari relative al rapporto fra il carico di rottura ed il carico a fessurazione. Infatti, se nelle travi in vista interessa che la fessurazione avvenga con sufficiente anticipo l'avvicinarsi della rottura, per le opere in esame invece la fessurazione è un evento molto pericoloso, perché ne seguirebbero infiltrazioni e sottopressione, senza per altro costituire un avvertimento della comparsa di tali fenomeni; in effetti è proprio nell'evitare tale eventualità che la precompressione dimostra la sua particolare convenienza (2).

Sempre per opere immerse, nella valutazione delle cadute di tensione di precompressione è da considerare come i getti si trovino a maturare in uno stato igrometrico assai favorevole. Noti studi del Dischinger [15], dell'Hermite [16], del Weber [17] rilevano come il « *fluage* » nei calcestruzzi può ridursi persino al 60% rispetto ai valori per compressioni a date brevi e maturazione in ambiente asciutto [18]; considerazioni analoghe possono esser fatte sulle entità delle cadute al *ritiro*, si possono apprezzare deformazioni del valore massimo del 0,12‰ [18].

È evidente come la caratteristica intrinseca della precompressione diffusa di contrastare le trazioni nel beton porti di per se stessa a *realizzare opere non fessurabili* e pertanto non penetrabili all'acqua, con la conseguente più efficace difesa del beton dalle azioni chimiche marine e dell'armature dalla corrosione, e ciò senza dover ricorrere a valori elevati di precompressione, che in molte opere varia dai 10 ai 45 Kg/cm². Al bacino n. 5 di Genova la compressione massima non supera i 42 Kg/cm² (3); nella solidarizzazione dei tronchi di pile cave (∅ esterno m 1,20) di una recente banchina del porto di Belawan (Sumatra) si sono raggiunti i 60 Kg/cm², perché con valori inferiori all'atto della battitura in terreno soffice si è notato che non potevano sopportarsi gli effetti orizzontali dell'onde d'urto [24]; i giunti tra i cassoni del tunnel sotto il fiume San Lorenzo (Montreal) sono precompressi con 12 Kg/cm² [23]. Spesso *questi valori moderati di compressione risultano dall'esser applicati a sezioni in beton non esili*, e ciò per acquisire peso stabilizzante, per poterle eseguire *con getti economici di massa*, per ottenere elevati copriferri, ecc.

Alla inestimabile proprietà di poter eseguire *opere poco fessurabili* si aggiungono, come già fatto cenno: la *possibilità di solidarizzare* elementi prefabbricati parziali, la *possibilità di consentire strutture meno pesanti* e pertanto più facilmente trasportabili e sollevabili, benché sempre pienamente difese dalle fessurazioni, ecc. [27].

Ne le strutture risultano meno robuste, come lo confermano, per es., l'esperienza dei cassoni della già citata banchina di Brest, che hanno ricevuto dalle mine interrate dalle truppe tedesche danni limitati, assai inferiori a quelli verificatisi in altre banchine della base navale; alcuni cassoni in c.a.p., sempre a Brest,

risalpati, rimorchiati al largo, usati per accosto di fortuna e poi recuperati non hanno perso, in tante vicissitudini, la tenuta stagna.

I *calcestruzzi non richiedono, di norma, attenzioni maggiori della buona pratica*: per il bacino n. 5 di Genova si sono usate le stesse attrezzature e modalità dei comuni cassoni in c.a., elevando solamente la dosatura del cemento pozzolanico tipo 550 dai 3 ai 3,5 q.li per m³ reso (resistenze medie su provini cubici a 28 gg.: 270 Kg/cm² accresciute a 90 gg. a 340 Kg/cm²) [12].

Nonostante così evidenti vantaggi e possibilità, non si hanno affermazioni di rilievo, sino a mancar del tutto le realizzazioni, in alcuni settori, quali i lunghi muri di banchina a paramento verticale continuo in cassoni cellulari, ovvero le grandi dighe foranee, pure a cassoni cellulari, opere marittime per eccellenza, e di cui proprio a Genova si hanno imponenti esempi per Km di sviluppo.

Mancato impiego essenzialmente dovuto a motivi di carattere tecnico-esecutivo ed economico.

I cassoni marittimi vengono comunemente approntati per fasi su piattaforme gradatamente affondate in modo che la sottospinta idrostatica intervenga a sostenere il peso del cassone in formazione quando verrebbe a superare la portata delle piattaforme, pari a circa il peso del solo solettone di base (dalle 300 alle 600 e più t). Le pareti del fusto sono gettate a mezzo di casseforme auto-sollevanti con una progressione giornaliera, per esempio, di m 3, che, per il successivo graduale affondamento del cassone, risultano cementate dalla pressione idrostatica esterna dopo 3/4 gg. in media dal getto [21], così breve stagionatura non consente una preventiva precompressione orizzontale; per non rilevare poi le diverse e gravi difficoltà tecniche che accompagnerebbero un'operazione del genere, difficoltà accresciute per una eventuale sistemazione di cavi verticali.

Al riguardo è probante l'esperienza dei quindici cassoni del bacino n. 5 di Genova, costruiti su normali piattaforme mobili e con le cassature dei cassoni in c.a.

I cavi verticali, disposti in n. da 2 a 4 nelle pareti delle varie celle e sospesi ad un telaio che seguiva i movimenti della piattaforma, non poco intralciando le varie operazioni di confezione dei cassoni ed in particolare la posa dell'orditura tradizionale, indispensabile perché i cassoni all'atto del varo (a circa 10 gg. dall'inizio dei getti) non potevano ricevere precompressione. Non meno onerosa è risultata la accurata disposizione dei cavi orizzontali *trasversali* al futuro bacino (in media 4 superiori e 4 inferiori al ml di bacino) e relativi ancoraggi, nonché dei tubi metallici per il successivo infilaggio dei cavi *longitudinali* di collegamento (sino a 237, compreso i raddoppi, sulla larghezza del bacino [12]).

Non è però da concludere che l'esperienza esecutiva della precompressione al bacino n. 5 sia stata negativa; per es. le operazioni di solidarizzazione dei cassoni elementari, accuratamente predisposte, sono sempre riuscite al primo tentativo; i tubi-guaina dei cavi longitudinali si presentavano dopo l'accostamento dei cassoni regolarmente affacciati, anche se collocati in membrature gettate con criteri di speditezza industriale; perfetta è risultata la sigillatura dei n.14 giunti trasversali. Anche l'infilaggio in opera dei cavi, che lunghi

(2) Al bacino n. 5 di Genova si hanno coefficienti variabili da 1,7 a circa 6, consentiti con deroga del Consiglio Superiore LL.PP. alle norme in vigore (1959).

(3) Sforzo massimo di pressione all'atto della precompressione: 30 Kg./cm², compressione minima nelle strutture in c.a.p.: 3 Kg./cm².

dai 45 ai 60 m attraversano sempre almeno due giunti, procedette normalmente, pur dovendosi spesso lavorare in ristrette celle profonde 8 m; vennero riscontrate cadute per attriti in linea inferiori al 3% (le perdite scesero al 2,5% nei cavi posti in opera prima del getto).

Il comportamento in esercizio del bacino, poggiato su giacitura elastica *non uniforme in senso longitudinale e in parte neppure in senso trasversale*, è stato più che soddisfacente, pur essendosi manifestato una inflessione longitudinale della struttura non del tutto trascurabile; la tenuta stagna nettamente superiore a quella degli altri bacini di Genova, benché formati direttamente sulla roccia, però con metodi tradizionali.

E' ora evidente come gli oneri richiesti da una razionale applicazione della precompressione non possano

affrontarsi in normali cassoni, per esempio, di diga, per non superare ben precisi limiti di costo, e ciò valga a spiegare la assenza di realizzazioni del genere in uno dei più tipici settori dell'edilizia marittima e *dove ne sarebbe dal lato statico ben razionale l'impiego, particolarmente per una difesa dalle fessurazioni, più completa di quanto venga comunemente osservato.*

Vorremo concludere con l'auspicio che modificate condizioni tecniche d'esecuzione ed una ponderata valutazione dei vantaggi statici, rispetto a ridotti maggiori oneri economici, possano consentire il rafforzamento delle membrature dei grandi elementi monolitici cellulari, di dimensioni crescenti, che difendono i nostri porti dalla violenza non mai esattamente quantificata delle onde, con l'inestimabile ausilio delle « armature viventi » della precompressione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] EUGÈNE FREYSSINET PAR LUI-MÊME - Travaux, Paris, aprile, 1966.
- [2] CHAUDESAIGUES J.: *Les ouvrages maritimes et de navigation intérieure en béton précontraint* - Travaux, Paris, maggio, 1966.
- [3] — — *Hong-Kong's new Ocean-Terminal designed to withstand typhoons* - World Construction, New York, gennaio, 1966.
- [4] — — *L'industria Italiana del Cemento*, Roma, maggio, 1967.
- [5] SZECHY K.: *Der Grundbau* - Zweiter Band, Springer-Verlag, Wien, 1965.
- [6] AGATZ A., LACKNER E.: *Dry Docks* - XIXth International Navigation Congress, London, Bruxelles, 1957.
- [7] LACKNER E.: *Vorgespannt verankerte Trockendocke* - Vorträge der Baugrundtagung 1962 in Essen, Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V., 1962.
- [8] — — *New prestressing System* - Contracting and Construction Equipment, febbraio, 1960.
- [9] DE QUINN A.: *Design and Construction of Ports and Marine Structures* - Mc Graw Hill, New York, 1961.
- [10] ASSOCIATION SCIENTIFIQUE DE LA PRECONTRAINTE: *Réalisation Françaises* - 4° Congresso F.I.P., Roma, maggio-giugno, 1962.
- [11] COURBON M.J.: *Forme de radoub n. 8 a radier précontraint* - Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, dicembre, 1961.
- [12] BORZANI G., VIAN P.: *Bacino da carenaggio n. 5 del Porto di Genova* - L'industria italiana del cemento, Roma, maggio, 1962.
- GASCO L., GRIMALDI M., DEL BALZO E.: *A remarkable Dry-Dock at Genua* - The Dock and Harbour Authority, London, Vol. XLII, n. 495, 1962.
- [13] ANICAP: *Realizzazioni italiane in cemento armato precompresso 1962-1969* - Aitec, Roma, 1966.
- [14] LE GORGEU V., COUTEAUD J.: *Formes de radoub* - XIX° Congrès International de Navigation, Londres, Bruxelles, 1967.
- [15] DISCHINGER F.: *Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken* - Der Bauingenieur, 20, 1939.
- Untersuchungen über die Knick-sicherheit des elastische Verformung und des Kriechen des Betons bei Bogenbrücken* - Der Bauingenieur, 18, 1951.
- [16] L'HERMITE R.: *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, Septembre, 1957; Février, 1959.
- [17] WEBER F.: *Kriechen von Umbewehrtenbeton*, 1968.
- [18] DIN 4227: *Spannbeton* - Richtlinien für Bemessung und Ausführung - 8.3 Kriechen des Betons - 8.4 Schwinden des Beton.
- [19] PRESS H.: *Seewasserstrassen und Seehäfen* - II Teil, W. Ernst u. Sohn, Berlin-München, 1962.
- [20] — — *Marine Construction aided by Soil Compression Method* - World Construction, New York, aprile, 1962.
- [21] BORZANI G.: *Le dighe foranee dell'ampliamento di ponente del Porto di Genova, formate con cassoni cellulari in c.a.* - L'industria italiana del cemento, Roma, febbraio, 1967.
- [22] GONON R.: *Les tunnels en beton précontraint* - Travaux, Paris, aprile, 1966.
- [23] — — *Il ponte-tunnel La Fontaine sul San Lorenzo a Montreal* - L'industria italiana del cemento, Roma, luglio, 1967.
- [24] LAUNAY P.: *Les travaux portuaires en Indonésie* - Travaux, luglio-agosto, 1966.
- [25] CAMPUS F.: « *Rapport General* » del « *Colloque international sur le comportement des betons exposes a l'eau de mer* » - Palermo, 1965.
- [26] SHU-T'EN LI: *Installation practice for prestressed concrete piling* - The Dock and Harbour Authority, London, agosto, 1967.
- [27] COT M.: *Reconstruction des quais* - Journées Internationales 1950 de l'Association Scientifique de la Précontrainte, Travaux, Paris, février, 1951.
- [28] MICHE R.: *L'élargissement du bassin Vauban Sud-Ovest de Toulon III Procédés de renforcement de la section courante de la forme de radoub et résumé des calculs de stabilité générale* - Travaux, Paris, septembre, 1964.
- [29] COURBON M.J.: *Le tunnel sous-marin de la Havane* - Travaux, Paris, novembre, 1958.

Mi si consenta di fare alcune considerazioni su due argomenti: le costruzioni antisismiche e le pavimentazioni per strade e piste di volo.

SULLE COSTRUZIONI ANTISISMICHE

E' noto che il problema più importante, in questo caso, è quello delle fondazioni. Supposto che esso sia risolto in maniera soddisfacente, è necessario, negli edifici ad ossatura portante, porre la massima cura nell'assicurare i collegamenti tra le varie membrature. Il problema dei collegamenti assume una particolare rilevanza nelle ossature in c.a.p. e rischia di costituirne il « tallone di Achille ». A parte i solai in travetti di c.a.p. sui quali non c'è nulla da dire, gli elementi primari orizzontali dell'ossatura: correnti e trasversi, debbono essere perfettamente solidali ai pilastri; il che non è facile realizzare, non essendo materialmente possibile « gettare » simultaneamente tutti gli elementi dell'ossatura.

E' da riflettere, inoltre, che anche se si potessero « gettare » simultaneamente tutte le membrature e quindi « precomprimerle », si creerebbe un sistema supplementare di coazioni visco-elastiche, derivanti dalla precompressione, molto complesso e forse difficile da dominare col calcolo.

Per facilitare la soluzione di questo problema dei collegamenti nelle ossature in c.a.p., io penso che i recenti progressi della chimica industriale, nella produzione delle resine sintetiche, per confezionare béton plastici e « collanti », possano trovare una preziosa applicazione.

Le membrature potrebbero allora confezionarsi « fuori opera », quali « prefabbricati », e venir poi montate e solidarizzate, incollandole con i collanti resinosi (a base di poliesteri, resine epossidiche et simili). Dalle prove eseguite su elementi in calcestruzzo incollati con queste resine, risulta che le parti incollate presentano una maggior resistenza alla trazione ed al taglio di quanto non si abbia nelle parti continue dello stesso materiale.

Oltre al vantaggio essenziale di poter realizzare collegamenti di sicuro affidamento, si conseguirebbe anche l'altro vantaggio, di carattere statico, di poter calcolare il sistema strutturale con i metodi consueti, senza dover mettere in conto il sistema supplementare di coazioni cui sopra accennato, derivanti da una « precompressione » eseguita « a posteriori » dopo il getto dell'intera ossatura.

Questo problema dei collegamenti, una volta risolto, metterà in valore gli altri ben noti vantaggi economici, industriali e statici del c.a.p., quali la costruzione rapida, modulare, ed in serie dei vari elementi; l'assenza di sforzi di trazione nel calcestruzzo, ecc.

In tesi generale io penso che la soluzione del problema dell'incollaggio degli elementi in calcestruzzo, consentirà di far molti progressi nella tecnica e nella economia, sia del c.a. che del c.a.p.; contribuendo po-

temente a far passare la « imprenditoria edilizia », dalla fase artigianale, in cui si trova ancora oggi, alla fase più propriamente industriale.

Rammento, per analogia, che quando le cellule degli aeroplani si costruivano con strutture in legno, la introduzione di colle speciali, resistenti molto al di là dello stesso legno, liberò i costruttori aeronautici dalla necessità di usare il pregiatissimo legno esotico (leggero e resistente), che fu infatti sostituito dal cosiddetto « legno migliorato », molto meno costoso, composto artificialmente con elementi lamellari di legno dolce comune solidarizzati con collante.

Circa il comportamento dinamico delle ossature in c.a.p. all'urto sismico, sono da fare due ordini di considerazioni che ritengo di cospicua rilevanza: la prima è a favore del c.a.p.; l'altra non può dirsi, in tal senso, positiva:

1) le membrature in c.a.p. essendo più flessibili delle altre in c.a. ordinario, consentono di assorbire elasticamente una maggior quantità dell'energia cinetica derivante dal sisma; perciò sono, per questo verso, dinamicamente più atte a resistere all'urto sismico;

2) l'acciaio del c.a.p., possiede, come è noto, un intervallo di deformazioni plastiche (tra il limite elastico convenzionale e quello di rottura), estremamente ridotto. Ne consegue una sensibile riduzione del margine di adattamento plastico dei singoli elementi della struttura la quale, perciò stesso, è più vulnerabile all'urto. Ciò non accade per l'acciaio, più dolce, del c.a. ordinario, il quale presenta un più largo margine tra il limite elastico ed il carico di rottura; il che consente alla struttura una notevole ampiezza di scorrimenti plastici e perciò la possibilità di disperdere sotto forma di lavoro di deformazione plastica una parte più cospicua dell'energia cinetica provocata dal sisma.

In definitiva, e raffrontando i due tipi di ossatura: in c.a. ordinario ed in c.a.p., si può dire che il primo ha maggiore capacità di assorbire energia cinetica deformandosi plasticamente; il secondo, invece, ha maggiore capacità di assorbire energia cinetica per mezzo delle deformazioni elastiche che poi si estinguono (per via degli smorzamenti viscosi), dissipando l'energia in calore.

Al fine di garantire meglio la integrità, o quanto meno evitare il collasso, delle strutture portanti in c.a.p. negli edifici antisismici, si ritiene opportuno eseguire delle calcolazioni basate sui limiti di rottura; considerando dei coefficienti sismici equivalenti ai va-

lori effettivi del rapporto $\frac{a_s}{g}$, tra l'accelerazione sismica

e quella di gravità, e non a valori ridotti come prescrive il nostro regolamento. Se non erro, questo sistema di calcolo è in uso presso i giapponesi.

E' questa una raccomandazione che potrebbe uscire da questo Congresso, per una modifica della nostra attuale Regolamentazione sismica.

Per questo campo di applicazione il c.a.p. sembra particolarmente vocato; eppure — per una specie di ironia naturale delle cose — lo svolgimento pratico dei procedimenti relativi non è ancor pervenuto, in esso, a risultati definitivi che siano insieme economici e di sicuro affidamento.

E' noto che le pavimentazioni per strade e piste di volo del tipo cosiddetto rigido si fanno ordinariamente in calcestruzzo cementizio semplice; inserendo talvolta nel corpo delle lastre una rete leggera di acciaio saldato, il cui scopo principale è quello di contenere le lesioni, evitandone, se possibile, la comparsa, oppure impedendone l'allargamento quando esse si manifestano.

E' proprio in questo caso, delle sovrastrutture stradali ed aeroportuali, in cui le lastre di copertura sono principalmente cimentate a flessione e taglio, sia per effetto del carico dei veicoli transitanti, sia per cause di origine termoigrometrica, che non avendosi — per ragioni economiche — alcuna armatura metallica nelle zone sollecitate a trazione, la precompressione potrebbe dare i risultati più efficaci. Con essa si impedirebbe il verificarsi così frequente delle lesioni nel calcestruzzo — vera debolezza costituzionale — dovute al superamento del limite di resistenza a trazione, il cui valore, come si sa, è sensibilmente basso. Eppure, siamo ancora nella fase dei tentativi; almeno dal punto di vista industriale delle applicazioni su larga scala.

Fatto sta, che per questo caso di applicazione, le considerazioni economiche hanno importanza preponderante, date le grandi superfici in giuoco, e la precompressione consueta, con l'ausilio dei cavi, riesce molto costosa; cosicché per risparmiare in acciaio si

è fatto spesso ricorso alla precompressione esterna, a mezzo di martinetti piatti applicati lungo le facce estreme di tratti di pavimentazione più o meno lunghi. Con questo sistema, però, il calcestruzzo non viene modificato nelle sue caratteristiche statiche intrinseche, come accade con l'applicazione delle armature interne nelle ordinarie travi in c.a.p.; ma è soltanto compresso dal di fuori. E questa precompressione estrinseca subisce tutte le vicissitudini derivanti dai fattori climatici, idrologici, termici, di assetto e movimento del terreno di sottofondo, ecc., che non sono controllabili e regolabili a volontà.

Ora, io penso che anche in questo caso le resine sintetiche d'incollaggio possano contribuire a trovar la soluzione, soprattutto economica, del problema. Non è difficile, infatti, immaginare un processo costruttivo, su scala industriale, basato sull'applicazione di sottili lastre in calcestruzzo di cemento, di limitate dimensioni planimetriche, precomprese (magari con fili aderenti), quindi poste in opera e rese solidali tra loro sia in senso trasversale che, per lunghi tratti, in senso longitudinale, da resine sintetiche di forte potere collante.

Si legge, in proposito, che alcune di queste resine poliestere possiedono una resistenza a trazione dell'ordine di 300 kg/cm².

Se l'economia di spesa, derivante dall'industrializzazione del processo, potrà compensare, almeno in larga parte, gli eventuali maggiori costi dei materiali, il vantaggio, incalcolabile, di poter ottenere superficie continue prive di giunti, con strutture efficacemente resistenti alle molteplici sollecitazioni di varia natura che le affaticano, farà pendere nettamente la bilancia dalla parte delle sovrastrutture rigide in c.a.p., anche nel campo estesissimo delle pavimentazioni stradali ed aeroportuali.

TEMA II

Nuove tendenze di particolare interesse

RELAZIONE GENERALE

Prof. Ing. ALFREDO PASSARO

PREMESSE

Più che di una vera e propria estensione del campo di applicazione delle strutture in c.a.p. (salvo alcune particolari realizzazioni di cui si dirà in appresso), si deve parlare, a stretto rigore, di evoluzione dei sistemi costruttivi, nei vari campi di applicazione, tendente a realizzare, nei limiti consentiti dalle diverse situazioni ambientali:

- a) una maggiore funzionalità della struttura;
 - b) la massima rapidità di esecuzione;
 - c) una riduzione del costo delle strutture provvisoriamente occorrenti per il contenimento ed il sostegno dei getti;
 - d) il minimo impiego di mano d'opera;
- e cioè, in termini concisi, i presupposti per ottenere la massima economia nei costi dell'opera.

Questo sforzo dei tecnici non è ovviamente disgiunto dallo sforzo condotto in parallelo allo scopo di ottenere materiali di caratteristiche meccaniche sempre migliori con il che, oltre a realizzare una economia, viene ad aumentare la competitività del c.a.p. nei riguardi di strutture con diverso materiale.

TECNICHE COSTRUTTIVE IN VIA DI SVILUPPO

Il costruttore ed il progettista di strutture in c.a.p., si prefiggono, nel loro sforzo costante, di realizzare le seguenti mete:

- a) migliorare i sistemi di precompressione da un punto di vista tecnologico ed economico;
- b) guadagnare al calcestruzzo precompresso, a parità di funzionalità, altre strutture un tempo dominio incontrastato dell'acciaio.

Le due mete su esposte sono perseguite, da un lato:

1) rendendo di più agevole ed universale adozione i sistemi di messa in tensione ed ancoraggio dei cavi di precompressione;

2) realizzando materiali di caratteristiche più aderenti ai tipi diversi di strutture da realizzare, e di caratteristiche meccaniche superiori (acciai stabilizzati per riduzione del fluage, calcestruzzi studiati per ottenere alta resistenza, rapida maturazione, minimo ritiro, alto modulo elastico, ecc.); e, da un altro lato:

1) studiando nuovi schemi strutturali che più si adattano all'adozione della precompressione;

2) promuovendo o adottando criteri di costruzione che diano la massima garanzia di una realizzazione rapida e sicura dell'opera, eliminando le pause derivanti da interferenze tra le varie fasi di costruzione, o l'adozione di strutture provvisoriamente di costo elevato.

All'economia delle strutture in c.a.p. ha giovato e gioverà più di ogni altra cosa l'uso sempre più spinto che esse consentono di fare delle tecniche della prefabbricazione.

I vantaggi derivanti dall'adozione di elementi prefabbricati sono tali, infatti, che spesso si è subordinata la soluzione strutturale di una opera alla possibilità di prefabbricarla in tutto o in parte.

Così facendo, si conseguono notevoli vantaggi che si riassumono in:

1) economia dovuta alla eliminazione della centina. Ciò è particolarmente importante nelle grandi opere in cui il costo delle centine può rappresentare fino al 30% del costo totale dell'opera.

2) economia nelle casseforme, dovuta al notevole reimpiego che se ne fa;

3) possibilità di servirsi dei metodi della produzione in serie, che consentono di predisporre un programma dettagliato delle lavorazioni, e quindi di conseguire un incremento della produttività;

4) indipendenza assoluta dalle condizioni atmosferiche, quando la prefabbricazione avvenga in officina;

5) possibilità di adoperare i metodi di maturazione accelerata del calcestruzzo, con vapore;

6) impiego di operai specializzati in officina, riducendo così al minimo, il fabbisogno di mano d'opera in cantiere (il lavoro in cantiere, infatti, è limitato al posizione ed alla giunzione dei pezzi);

7) velocità di esecuzione;

8) controllo tecnico della produzione; la sicurezza della buona qualità e dell'uniformità del prodotto si traduce in economia in quanto, a norma della maggior parte dei regolamenti (fra cui quello italiano), le sollecitazioni ammissibili sono più elevate.

PONTI

Le costruzioni che più si avvantaggiano delle tecniche della prefabbricazione e della precomposizione sono quelle delle opere d'arte stradali: ponti e viadotti.

I ponti costruiti in opera, a meno che non si tratti di manufatti minori, rappresentano oggi una eccezione e si limitano ai casi in cui si richieda una soluzione tecnica particolare.

La possibilità di prefabbricare e varare una struttura da ponte è legata ovviamente allo sviluppo delle tecniche di posa in opera e di giunzione dei conci prefabbricati; il limite di convenienza economica di tali procedimenti risiede infatti nel costo delle attrezzature di trasporto e montaggio. A questo riguardo, la si-

tuazione risulta particolarmente favorevole nel caso dei ponti, per i quali l'unificazione dei tipi e delle misure ha permesso il diffondersi di attrezzature semplici ed economiche per il varo ed il montaggio.

L'esecuzione di opere di tale tipo si effettua quindi, in un cantiere appositamente attrezzato ed è sostanzialmente identica sia che si tratti di un cavalcavia ad una sola campata sia che si tratti di un viadotto di notevole lunghezza.

L'importanza del manufatto semmai può influire sulla scelta delle attrezzature atte al posizionamento in opera, naturalmente influenzata anche dalle condizioni ambientali.

Ricorderemo in questa sede le modalità di esecuzione di tale importante operazione precisando i limiti di ciascuna:

a) *Sollevamento con argani montati su galleggianti*

Tale sistema si presta per i ponti dei più svariati tipi. Si sono posti in opera con argani galleggianti travi di luce anche superiori ai 60 mt. del peso di 210 t.

Il loro uso richiede particolare perizia poiché comporta il rischio di svergolamenti laterali, data la scarsa inerzia che generalmente le travi presentano trasversalmente.

b) *Sollevamento con falconi da terra*

I problemi sono analoghi a quelli che si presentano per il sollevamento con argani galleggianti. Per di più,

difficilmente può adoperarsi tale sistema per travi di luce maggiore di 30 mt.

c) *Sollevamento con apparecchi fissati alla testa della pila*

Tale sistema, di concezione molto semplice, richiede particolare cura nell'esecuzione. La trave infatti, prima di essere deposta nella posizione definitiva, deve subire una traslazione trasversale. Per questo motivo si adoperano generalmente per il sollevamento bracci oscillanti.

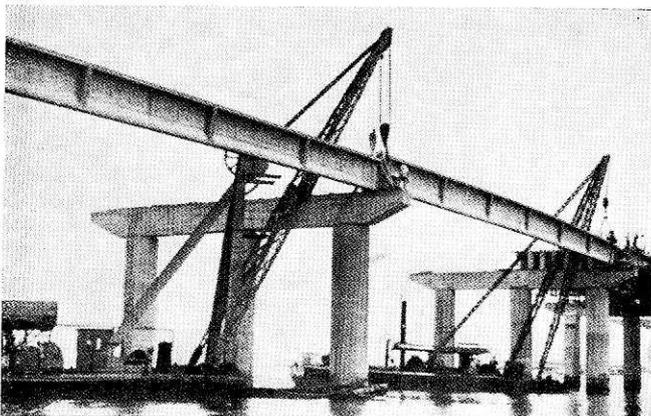
d) *Avanzamento mediante trave di varo*

E' il sistema più adoperato per travi di luce fino a 40 metri. Possono essere adottati sistemi diversi ma sostanzialmente di estrema semplicità. La relativa attrezzatura può essere noleggiata o facilmente ammortizzata.

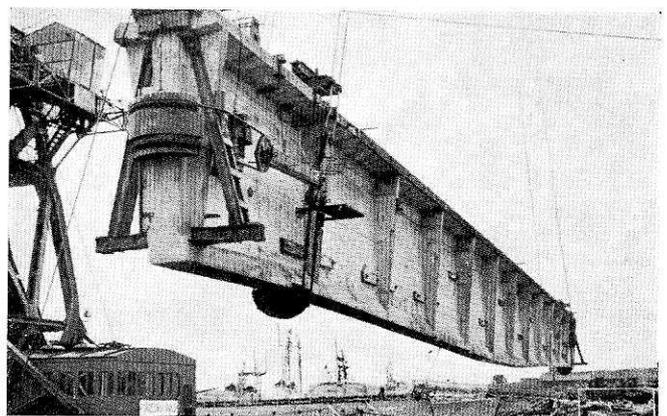
Le modalità adottate per la posa in opera delle travi di un viadotto differiscono in rapporto all'importanza ed alle condizioni ambientali di cantiere, e sono funzione delle attrezzature disponibili per l'operazione. Esse tuttavia rimangono concettualmente identiche sia per una opera ad una sola campata che per un ponte a numerose luci.

Non così per quanto attiene alla costruzione della soletta d'impalcato. Nella maggior parte dei casi in-

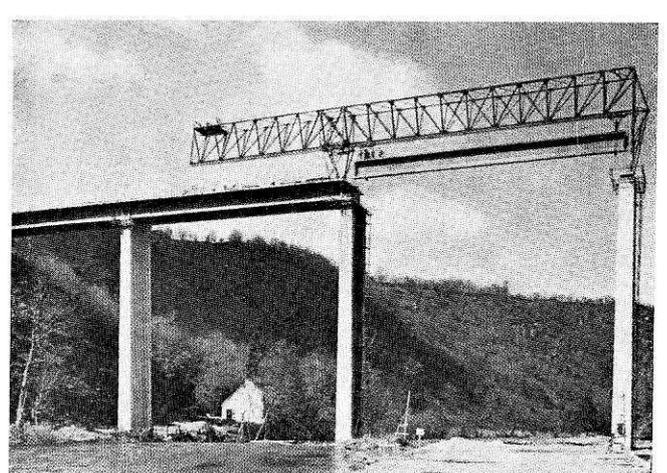
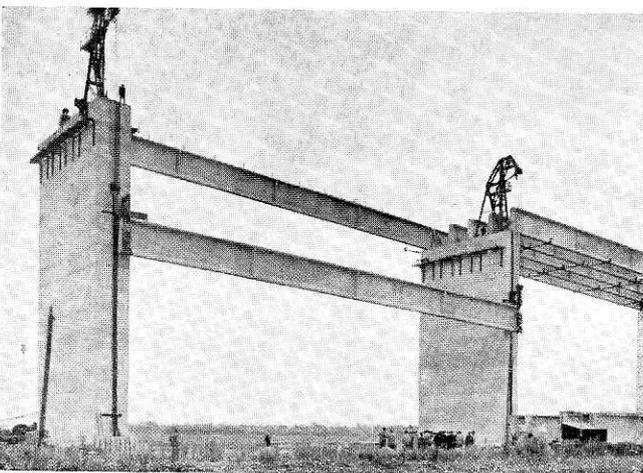
1 - Travi montate a mezzo di pontoni galleggianti; 2 - Travi montate a mezzo di pontoni galleggianti. Particolare delle selle di aggancio delle



1 2



3 4



fatti, la soletta viene attualmente gettata in opera su casseforme poggianti sulle stesse travi. Questo sistema, naturalmente, riduce molto i vantaggi che la prefabbricazione della trave arreca alla economia ed alla rapidità di esecuzione dell'opera. Per i grandi viadotti, però, si va sostituendo a questa, la pratica di prefabbricare anche la soletta con il che si riduce ai soli giunti di saldatura la parte dell'opera gettata in sito.

Le dimensioni dei campi di soletta prefabbricati e successivamente messi in opera, dipendono dai mezzi di trasporto e di varo disponibili in cantiere. Fino a poco tempo fa si prevedevano campi di prefabbricati di larghezza pari all'interesse delle travi, successivamente giuntati in opera, mediante getti di saldatura involuppati le armature di attesa, emergenti dai campi contigui, e studiate in maniera da fornire una conveniente sovrapposizione.

Molto spesso la soletta veniva successivamente precompressa trasversalmente onde migliorarne la monoliticità, e in qualche caso, la precompressione laterale era effettuata sulla soletta avulsa dalle travi d'impalcato, e fissando successivamente il complesso alle travi con una precompressione verticale. In questo caso i cavi venivano ancorati ad una piastra annegata nei getti di cucitura dei settori di soletta.

Recentemente l'orientamento seguito è quello di prevedere solette realizzate per conci interessanti trasversalmente più travi o addirittura di larghezza pari all'intera larghezza dell'impalcato, con il che si ottiene:

1) l'eliminazione delle sovrapposizioni delle armature principali della soletta e dei giunti di costruzione, i quali oltre ad essere di delicata esecuzione rappresentano sempre punti di discontinuità nella struttura resistente;

2) la ulteriore riduzione di getti in opera;

3) la precompressione fuori opera (quando ritenuta necessaria) degli elementi di soletta, con evidente vantaggio per la sicurezza, la facilità e la rapidità dell'operazione. Molto usato, a questo proposito è il sistema a fili aderenti, particolarmente idoneo in questo caso, data la esiguità dello spessore;

4) l'agibilità immediata dell'opera con notevole vantaggio per l'organizzazione del cantiere;

5) l'eliminazione del problema relativo al sostentamento degli elementi dell'aggetto della soletta dalle travi di bordo.

Quale che sia la dimensione degli elementi prefabbricati il problema più grave che si pone al progettista quando la soletta è prefabbricata è quello della monoliticità dell'opera. Opportuni collegamenti vanno predisposti non solo fra i diversi elementi, ma altresì fra la soletta e la nervatura, poiché l'inflessione della trave deve infatti lasciare piana la teorica sezione resistente a T. In altri termini, occorre creare sulla superficie di contatto la possibilità che siano assorbite fra l'ala (soletta) e la nervatura (trave) le sollecitazioni tangenziali, tal quale avviene sulle superfici di ripresa di getto, quando questo è fatto in opera.

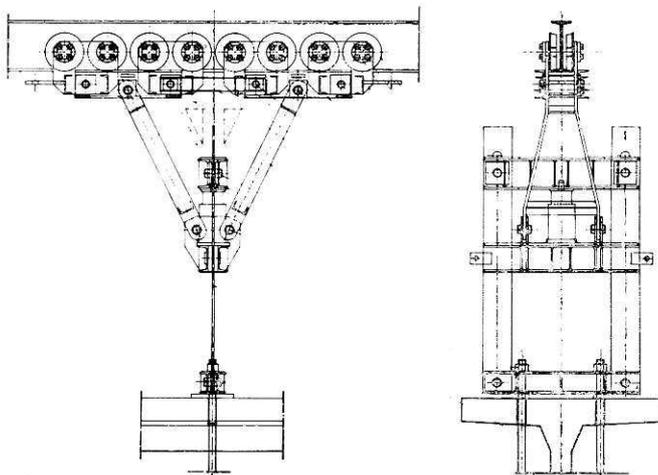
Questo problema è automaticamente risolto nel caso di campi di soletta interrotti in corrispondenza delle nervature, poiché basta all'uopo, lasciare un'armatura di attesa emergente dalla parte superiore della trave, che viene inglobata nel getto di cucitura.

Nel caso di posa di campi di larghezza pari a quella dell'intero impalcato il problema è stato risolto lasciando ad esempio in corrispondenza delle travi dei cavi di forma e dimensioni opportune negli elementi di soletta, atti ad accogliere dei ferri di attesa sporgenti dalla trave ad intervallo adeguati. Il numero dei ferri predisposto è naturalmente variabile in funzione della lunghezza dei campi prefabbricati. I vani vengono riempiti successivamente in opera, dopo aver predisposto in essi un'armatura supplementare. A getto indurito queste parti sono in grado di assorbire gli sforzi di scorrimento insorgenti sotto l'azione dei carichi utili.

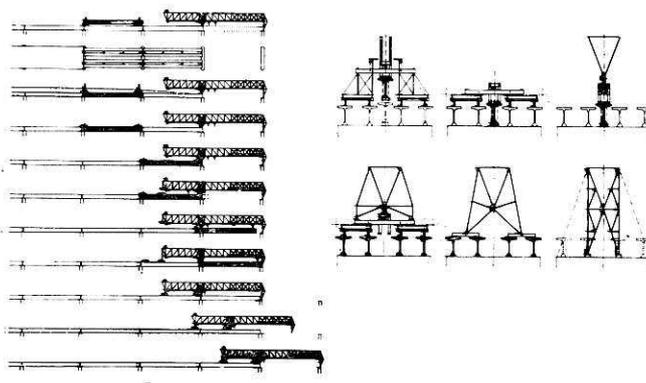
Le parti di lastra fra vani successivi, che racchiudono i fili di acciaio pre-teso, realizzano uno schema di striscia continua appoggiata sulle travi.

Con questo sistema la giunzione fra trave e soletta viene realizzata, anziché lungo tutta la superficie di contatto, in punti discreti di questa; tuttavia, poiché l'intervallo è convenientemente piccolo, il calcolo si può condurre con gli ordinari metodi in uso per le sezioni miste. Un ulteriore vantaggio del sistema anzi deriva dal poter considerare omogenei il calcestruzzo della trave e quello della soletta.

I giunti trasversali fra una lastra e la successiva vengono realizzati normalmente mediante sovrapposizione dell'armatura secondaria della soletta e getto di saldatura in opera.



5
6



5 - Dettaglio del carrellone di trasfusione del traliccio di varo longitudinale; 6 - Schema delle sequenze delle operazioni di varo longitudinale.

A titolo d'esempio descriveremo il cantiere di costruzione del Viadotto di Roberval sull'« Autoroute du Nord » in Francia.

Per la costruzione di tale opera l'impresa si è orientata verso una prefabbricazione spinta che permettesse di svincolarsi il più possibile dalle sfavorevoli condizioni climatiche del luogo.

D'altra parte il cospicuo numero delle travi (in totale 155) giustificava la installazione di un cantiere ben attrezzato.

Onde svincolare la costruzione delle pile e la posa in opera dell'impalcato dalla costruzione delle travi, il cantiere è stato concepito in due parti completamente distinte:

a) una installazione bassa per l'esecuzione delle pile;

b) una installazione alta per la costruzione dell'impalcato.

La parte bassa è costituita da un impianto di betonaggio servito da una gru da 120 t. corrente su di un binario, installato per tutta la lunghezza del ponte.

La parte alta comprende un impianto di betonaggio indipendente dal precedente e due reparti per la fabbricazione delle travi.

Il piazzale antistante a questi è utilizzato come magazzino delle travi. Le casseforme sono montate su supporti di gomma atti a permettere una efficace vibrazione.

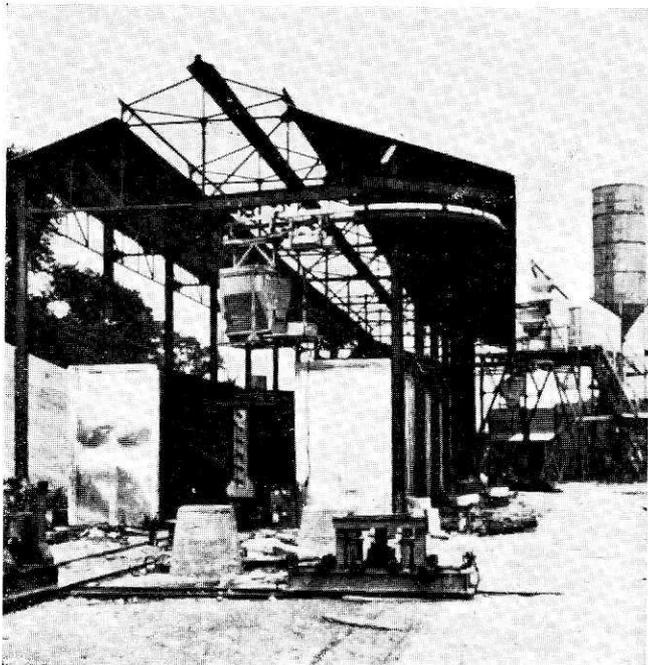
La gabbia di armatura, cui vengono fissati anche i cavi di precompressione, è prefabbricata nell'apposito reparto e traslata all'interno della cassaforma con l'aiuto di ganci scorrevoli.

Il getto viene effettuato mediante benne portate da un impianto a teleferica a ciclo continuo.

Con tale sistema il tempo di getto e vibrazione del calcestruzzo non supera le 2 ore per ciascuna trave.

Dopo un breve periodo di 1h30' in cui avviene una pre-presa del cemento la trave viene racchiusa in un tunnel per il vapore, che ha la possibilità di essere traslato su rotaie. Un impianto termostatico assicura

7 - Tunnel di stagionatura con vapore di travi prefabbricate.



al calcestruzzo un ciclo termico, con un aumento di temperatura di 15° per ora, fino a 65°; permanenza a 65° per nove ore; raffreddamento naturale.

La qualità e la riuscita di ciascuna trave vengono controllate su di un provino dello stesso getto della trave, che ha subito le medesime vicissitudini di questa.

A questo punto la trave può essere disarmata, pre-compressa e trasportata sull'area di deposito tramite una coppia di argani. Il tempo totale d'esecuzione dell'opera è stato di 13 mesi e mezzo. Ciò ha richiesto la messa a punto di un appoggio completo (fondazioni ed elevazioni della pila) ogni settimana e di una trave al giorno. La durata del descritto ciclo di produzione di una trave non supera le 15 ore.

La lunga disamina degli impalcati a travi prefabbricate fin qui condotta conduce ad associare questa tecnica a quella dei ponti isostatici, tanto che i due aspetti vengono spesso considerati complementari.

In effetti, avendo imposto il trasporto e la messa in opera di travi prefabbricate, e quindi un determinato sistema portante per i carichi permanenti, un cambiamento dello schema statico per i sovraccarichi è raramente conveniente, poiché conduce ad una diversa legge di ripartizione delle sollecitazioni, e quindi ad un secondo sistema di cavi da affiancare al primo.

Per di più la continuità nei riflessi dei sovraccarichi è raramente conveniente nelle strutture di questo tipo, in quanto modifica poco o nulla le variazioni del momento, anche se ne riduce i valori estremi. Per questo motivo si è generalmente indotti a lasciare isostatici gli elementi varati salvo poi, in qualche caso, a creare una forma di continuità dopo il varo, per l'assorbimento delle sollecitazioni da carichi mobili.

Questo procedimento, eccezionale per i viadotti a travate varate, è la norma per un altro tipo di ponti precompressi; il ponte costruito a sbalzo per successivi conci.

Il principale vantaggio che queste strutture presentano rispetto a quelle a travata è quello di poter realizzare campate di luce notevolmente superiore. Mentre infatti il limite economico delle luci per i ponti a travi varate è di 50 m., per i ponti a sbalzo sono frequenti luci di 90 o 100 m. e si sono realizzate luci fino a 240 m. (Bendorf); inoltre la costruzione di tali manufatti presenta in massimo grado i vantaggi della prefabbricazione.

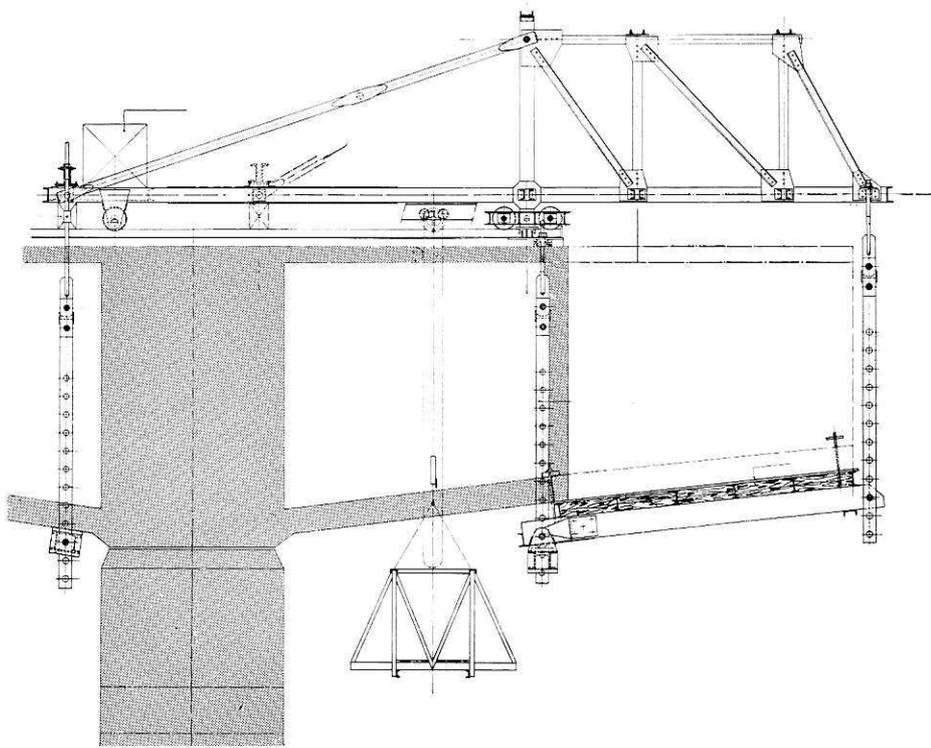
Fino a poco fa i ponti costruiti a sbalzo avevano le seguenti caratteristiche:

1) dal punto di vista dello schema statico: fra le estremità di due mensole contigue veniva interposto uno svincolo capace di trasmettere sforzi comunque diretti, ma nessun momento;

2) dal punto di vista costruttivo: i conci successivi venivano gettati in opera procedendo simmetricamente a partire dalla pila. Sulla pila inoltre era realizzato un incastro, rigido o cedevole, per le mensole spicanti dalla medesima.

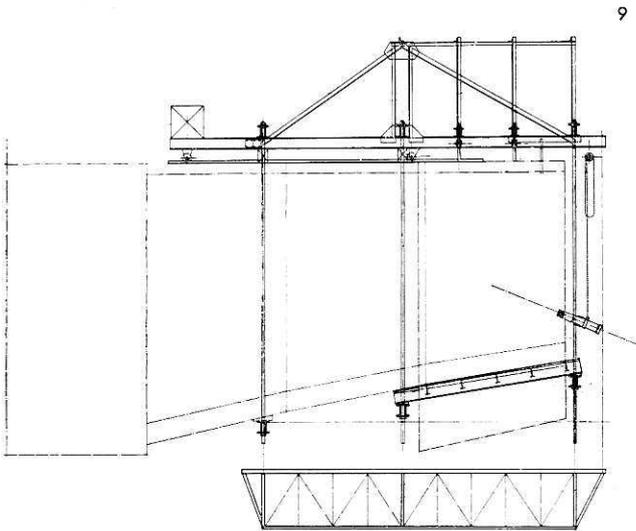
Grazie all'interposizione di articolazioni fra le estremità delle mensole, le opere così fatte risultano di semplice concezione ed esecuzione.

In alcuni casi, in funzione delle caratteristiche strutturali dell'opera, ed allo scopo di ridurre le deformazioni permanenti dovute alla viscosità, le quali, anche non pregiudicando affatto la resistenza meccanica del-

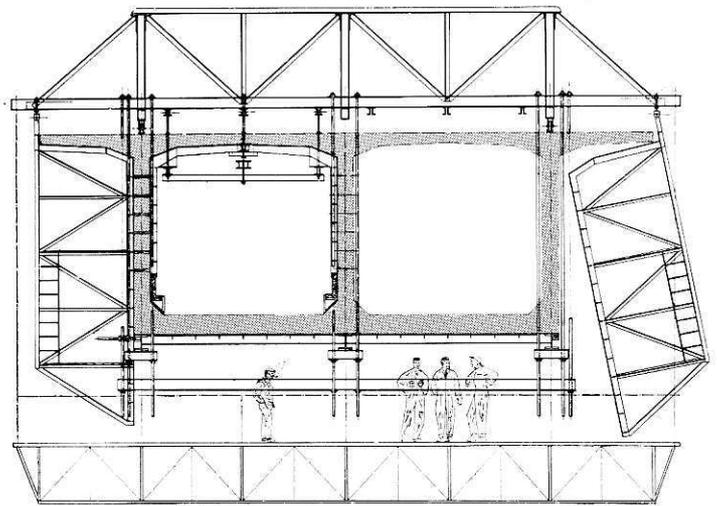


8

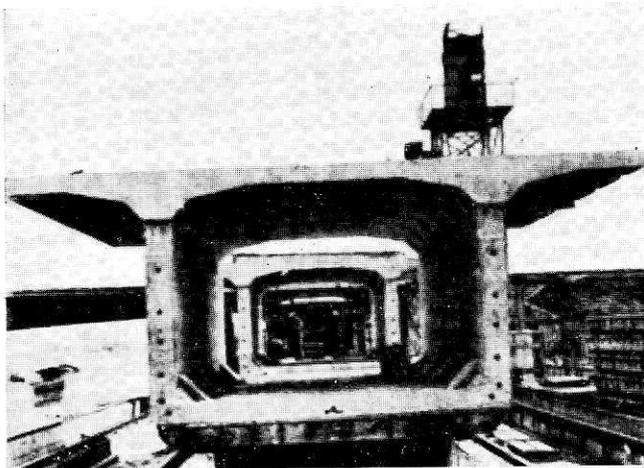
8 - Getto in opera a mezzo di traliccio di un concio di un ponte a sbalzo; 9 - Vista longitudinale e trasversale di un traliccio per il getto di un conco con particolari movimenti delle cassature delle facciate; 10 - Vista di un conco prefabbricato per trave costruita a sbalzo.



9

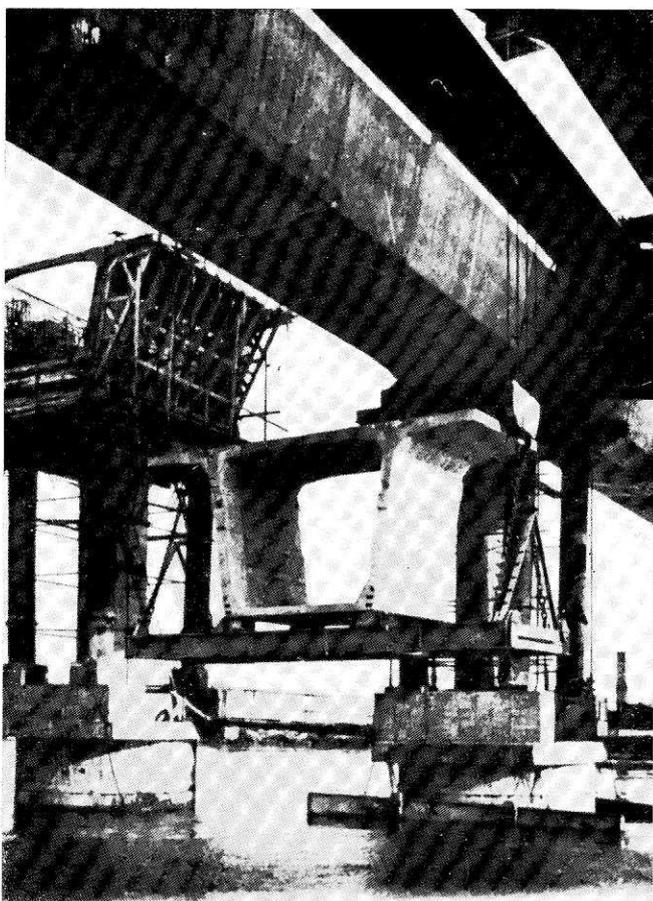


10



l'impalcato, producono in corrispondenza dello snodo centrale una cuspide spiacevole sia dal punto di vista estetico che funzionale della strada, detti impalcati, pur essendo costruiti per conchi successivi e a sbalzo, sono poi resi continui nelle mezzerie, mantenendoli incastrati sulle pile o semplicemente appoggiati su di esse: in questo ultimo caso si predispone un incastro provvisorio in fase di costruzione.

Una seconda importante innovazione apportata alla costruzione di manufatti di questo tipo è la pratica di prefabbricare fuori opera i conchi, e indi vararli. L'interesse che la prefabbricazione presenta in questi casi si riferisce soprattutto alla riduzione dei tempi di esecuzione poiché, mentre con il procedimento del getto in sito la velocità di costruzione è condizionata dai tempi necessari alla esecuzione dei due elementi simmetrici rispetto all'appoggio nonché alla presa ed



11

all'indurimento del calcestruzzo, con la prefabbricazione dei conci è possibile affrancarsi completamente da questa limitazione.

L'uso di conci prefabbricati ha però imposto la soluzione di un importante problema costruttivo: *il problema dei giunti di costruzione*, poiché, da una parte infatti è assai difficile realizzare perfettamente combacianti le due facce a contatto di conci successivi, e dall'altra occorre interporre fra due conci un elemento che ripristini la continuità della struttura e sia capace di trasmettere sollecitazioni tangenziali. Inoltre, a causa delle deformazioni elastiche e plastiche che si verificano nel ponte durante l'esercizio, occorre conferire a ciascun concio una opportuna monta affinché il tracciamento risulti in definitiva corretto.

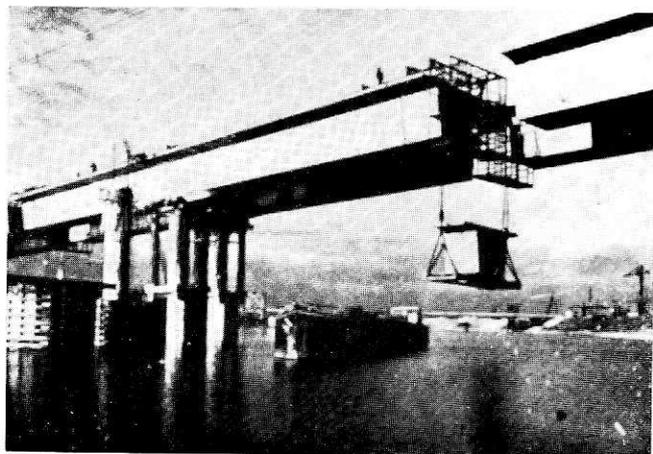
La soluzione data in fasi successive a questo problema è stata, in un primo tempo, quella di interporre fra due successivi conci uno strato di malta cementizia di opportuna resistenza, cui fra l'altro poteva darsi uno spessore leggermente variabile per realizzare la monta.

Questa soluzione, perfettamente rispondente da un punto di vista tecnico, non lo è altrettanto dal punto di vista costruttivo, né da luogo a risparmio sensibile di tempo, poiché per ogni concio posto in opera, occorre attendere che lo strato di malta faccia presa prima di tendere i cavi di precompressione, con grave ritardo di tutto il lavoro.

Le soluzioni costruttive adottate nelle ultime realizzazioni di questo tipo hanno perciò seguito nuove vie onde sfruttare meglio le possibilità della prefabbricazione.

Da una parte si sono realizzate superfici di contatto fra conci contigui che si adattassero perfettamente l'una all'altra, il che si è ottenuto utilizzando come cassaforma su di una faccia verticale di ciascun concio la superficie omologa del concio precedente (i giunti corrispondenti sono stati detti coniugati); dall'altra, si sono utilizzati dei collanti a base di resine polimerizzanti tipo Epoxy per il congiungimento di due conci successivi. Poiché però, queste colle particolarmente adatte per la loro scarsa sensibilità alle variazioni di temperatura e di umidità, non acquistano una apprezzabile resistenza alle sollecitazioni di tra-

11-12 - Sollevamento di un concio prefabbricato trasportato a mezzo di pontoni galleggianti a diga.



12

zione e taglio se non dopo un certo numero di ore, è stato contemporaneamente necessario provvedere al sostentamento provvisorio del singolo concio mediante un risalto che combacia con un incavo nel concio successivo.

In tale modo il tempo necessario alla presa della colla non determina un apprezzabile rallentamento della costruzione.

Poiché l'estrema precisione dei giunti coniugati porta, per conseguenza, alla realizzazione di un sicuro dispositivo di centramento dei conci, il medesimo dispositivo è stato adottato anche in corrispondenza della soletta in modo di centrare nelle due direzioni con estrema precisione il pezzo, ed effettuare il montaggio in pochi minuti. Le dimensioni dei conci posti in opera dipendono naturalmente dai mezzi di sollevamento o trasporto disponibili.

Per la costruzione dei successivi conci si può sfruttare un banco fisso di prefabbricazione ovvero un banco mobile, e la scelta fra i due metodi dipende sia dalle condizioni del luogo che dalla forma dell'opera (impalcato a sezione costante o variabile).

Come per i modi di costruire i conci anche per i sistemi di trasporto il tecnico può scegliere il più idoneo.

Per quanto riguarda i sistemi di trasporto in opera dei conci prefabbricati, si possono distinguere tre sistemi:

1) trasporto dei conci per via d'acqua e posa in opera con argani montati su galleggianti;

2) trasporto per via d'acqua e posa in opera con argani montati sulla parte di impalcato già costruita;

3) trasporto sulla parte d'impalcato già costruita e posa in opera a partire dalla stessa con speciali dispositivi.

Naturalmente i dispositivi previsti per la costruzione di ponti sull'acqua di cui ai punti 1 e 2 possono trasferirsi con ovvie variazioni ad un'opera costruita sulla terra ferma a condizione che il luogo sia raggiungibile dai mezzi di trasporto e sollevamento.

Volendo usare il sistema di cui al punto 2 occorre disporre di una base di partenza per la messa in opera dei conci. Pertanto la parte di impalcato sulla pila dovrà essere costruita in opera.

Il metodo di cui al punto 3 è di gran lunga il più elegante e funzionale ed è adottato a tutte le situazioni incontrabili per tutte le maggiori opere costruite a sbalzo.

In questo modo si realizzano da due pile successive due sbalzi di lunghezza pari alla metà della campata. Se si vuole rendere continua la campata stessa si può farlo con l'aiuto di cavi di precompressione sistemati fra i conci estremi degli balzi nella parte inferiore della trave. Prima di mettere in tensione tali cavi si procede alla compensazione tendente a ridurre l'effetto delle deformazioni lente in fase di esercizio. Questa compensazione si ottiene mettendo in forza fra le facce esterne degli sbalzi dei martinetti piatti nella parte superiore delle anime.

Terminata la compensazione, si effettua il getto nella parte inferiore e si tendono i cavi previsti per la giunzione; dopodiché si effettua eventualmente una ulteriore regolazione, tendente a correggere eventuali errori di tracciamento, mediante l'introduzione di un

momento positivo d'intensità costante nella campata. Nel corso di questa operazione si mettono nuovamente in forza i martinetti piatti in maniera da far ruotare le forme del giunto l'una rispetto all'altra.

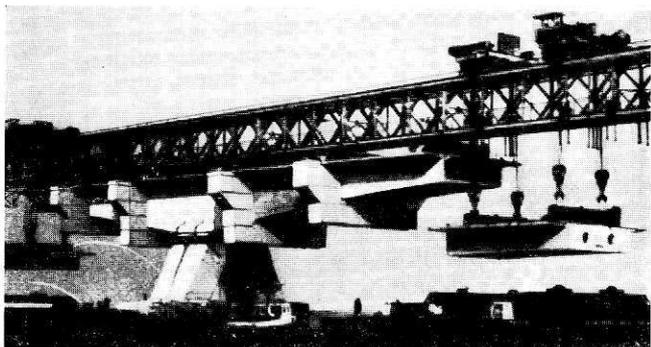
Completato il riempimento del giunto si porta a termine il tiro dei cavi di giunzione.

Gli appoggi dei ponti costruiti a sbalzo sulle pile che in fase di costruzione, per ragioni evidenti di stabilità, debbono essere in grado di impedire rotazioni, vengono spesso poi trasformati in appoggi semplici una volta terminato l'impalcato. Nella fase di costruzione l'impalcato è quindi rigidamente collegato alla pila mediante barre di precompressione che sono poi rimosse una volta completato l'impalcato stesso.

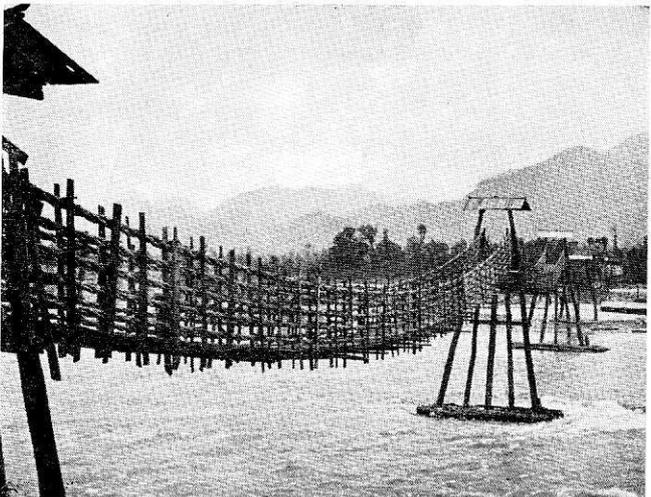
In questo caso la precompressione della sezione di attacco dell'impalcato alla pila ha una funzione locale per di più limitata nel tempo.

In alcune situazioni si ricorre alla precompressione anche per sopperire ad alcune necessità limitate ad una sezione o ad una fase di vita dell'opera: così quando anche le pile di un'opera d'arte sono prefabbricate, si può ricorrere a precompressioni locali per giuntare efficacemente i pezzi tra loro e, ancora, si può ricorrere a precompressioni locali alle imposte di archi incastrati; e infine, all'adozione di martinetti piatti per disarmare archi e diminuire gli effetti della caduta di spinta da peso proprio.

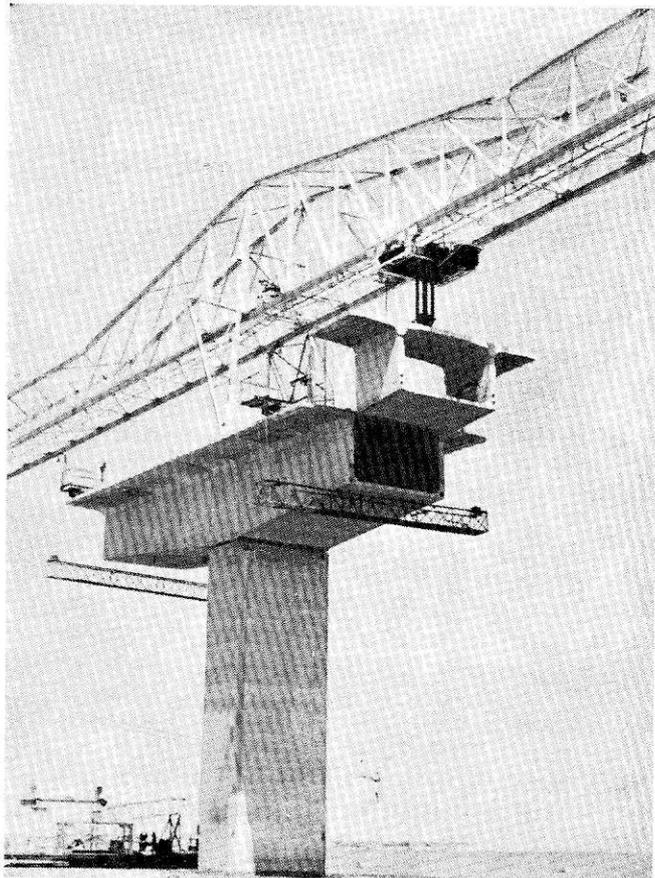
13 - Sollevamento a mezzo di traliccio longitudinale di un coniglio prefabbricato trasportato a mezzo di pontone. Notare i conci prefabbricati in cemento armato precompresso di appoggio provvisorio del traliccio; 14 - Passerella cinese del 2000 a.c.; 15 - Trasporto e posa in opera di un coniglio prefabbricato a mezzo di carrelloni e traliccio che scorrono sull'impalcato.



13



14



15

In definitiva la tecnica della coazione è intervenuta come elemento indispensabile alla realizzazione di opere d'arte di carattere stradale.

L'importanza di ciò risiede nel fatto che, grazie ad essa, sono oggi possibili, in termini di giusta economia, ardite soluzioni costruttive che permettono tracciati stradali più aderenti alle aumentate esigenze della moderna viabilità.

E' opportuno, a questo punto, soffermarsi brevemente su problemi di ordine tecnologico che riflettono le caratteristiche dei materiali da adottare sia, e soprattutto, la loro variabilità nel tempo.

Ci si riferisce, più precisamente, al comportamento viscoso del calcestruzzo ed alle cadute di tensione nell'acciaio, conseguenti al fenomeno di rilassamento istantaneo e differito, che vengono ad influenzare in maniera apprezzabile sia il regime tensionale della struttura, sia, da un punto di vista pratico, i criteri da seguire nel tracciamento della struttura medesima.

Senza entrare nella trattazione teorica dei vari problemi, il che esula dai limiti della odierna conversazione, si cercherà in quanto segue di esaminare alcuni dei problemi pratici di particolare interesse:

1) non vi è la possibilità pratica di valutare in laboratorio, l'entità dei fenomeni di ritiro che debbono attendersi, in rapporto alle condizioni dell'ambiente specifico in cui sorge l'opera, se non in via del tutto approssimata che riflette oltre tutto un tempo assai limitato rispetto all'effettivo tempo di esaurimento del fenomeno;

2) è, del pari, assai difficile valutare l'entità del rilassamento differito dell'acciaio, e tale situazione fa oggi preferire l'adozione di acciai armonici stabilizzati nei quali è ridotto a circa metà il valore della caduta istantanea di rilassamento;

3) è, infine, praticamente impossibile determinare in laboratorio i valori dei coefficienti di deformazione viscosa del calcestruzzo poiché, quando il manufatto è seguito per concii successivi, queste prove per essere significative dovrebbero essere instaurate:

a) con il calcestruzzo del tutto uguale a quello confezionato in cantiere;

b) in condizioni ambientali identiche a quelle reali dell'opera;

c) su campioni diversi posti in carico alle diverse età di maturazione, emergenti dal programma di costruzione dei vari concii, e considerare, inoltre, le variazioni nel tempo delle sollecitazioni indotte nello stesso concio dalla successiva messa in tensione dei cavi, il che comporta oltre tutto una durata assolutamente proibitiva in rapporto al tempo a disposizioni e costi rilevanti.

In pratica, in assenza di una regolamentazione del problema, non resta che attenersi a criteri cautelativi procedendo:

a) per quanto riguarda il fenomeno del ritiro ad un prolungato e continuo annaffiamento dei getti;

b) per quanto riguarda le deformazioni viscosi sotto carico, ad una valutazione delle cadute di tensione nel calcestruzzo sulla base delle indicazioni approssimate delle norme tedesche DIN 4227.

Ovviamente, nel caso dei ponti a sbalzo con concii prefabbricati, il problema risulta maggiormente definito poiché da una parte, la maturazione dei getti può essere realizzata in condizioni più favorevoli, e da

un'altra, ci si riesce a svincolare dalle caratteristiche specifiche del calcestruzzo all'istante della messa in tensione dei cavi di precompressione.

SERBATOI IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Le ragioni tecnico-economiche che hanno condotto all'applicazione del c.a.p. nel caso dei serbatoi per liquidi sono a tutti ben note, e non è certo il caso di punteggiarle in questa sede.

Deve peraltro porsi in rilievo, a questo proposito, la sempre maggior tendenza che si riscontra ad adottare strutture in c.a.p. nel caso di serbatoi per il deposito di idrocarburi, per i vantaggi che essi presentano rispetto ai serbatoi in acciaio, e cioè:

a) minore costo;

b) maggiore sicurezza nei riguardi degli incendi, oggi che l'industria moderna è capace di fornire prodotti impermeabilizzanti a base di resine epossidiche o poliviniliche (possedenti tra l'altro un elevato potere collante) che possono sostituirsi vantaggiosamente al lamierino di rivestimento adottato in passato.

In alcuni casi, e particolarmente nel caso di serbatoi per gasolio e combustibili leggeri, il problema dell'impermeabilizzazione è stato vantaggiosamente risolto sfruttando la contropinta esercitata da una massa di acqua disposta per una certa altezza nell'intercapedine prevista dalle norme vigenti in materia.

Vi è da segnalare, a questo proposito, una particolare soluzione prospettata dall'ing. Enzo Monti, di serbatoi per idrocarburi in cemento armato precompresso completamente sommersi in acqua, e inizialmente colmi di acqua. Su detta soluzione, riferirà direttamente l'ing. Monti.

Anche per i serbatoi in c.a.p. vi è da segnalare infine una tendenza spiccata all'adozione della prefabbricazione, con conseguente variazione di forma strutturale (sostituzione al serbatoio cilindrico di serbatoi a paraboloide, ecc.).

COPERTURE SOSPENSE E STRUTTURE SOSPENSE IN GENERE

E' questo un nuovo orizzonte che si apre per quanto concerne la applicazione del c.a.p., che merita, a parere nostro, di essere posto nel dovuto rilievo sia per le imponenti realizzazioni già in atto sia per gli sviluppi che immancabilmente sono da prevedersi in futuro.

Per copertura sospesa, si definiscono in quanto segue, una lastra di copertura portata da cavi, pretesi e non, ancorati in testata ad una struttura principale costituita da un arco, una trave o da un altro sistema di cavi tesi direttamente tra piloni di ancoraggio.

Le forme architettoniche assunte da queste strutture sono le più varie, e nuove forme e sistemi costruttivi certamente saranno creati in futuro dalla fantasia di strutturisti ed architetti.

a) membrane tese;

b) reti di cavi, generalmente pretesi, sottese tra archi;

c) reti di cavi sottese fra travi rettilinee;

Non ci riferiamo in questa sede ai ponti sospesi in c.a.p., perché essi oggi rappresentano una realtà più che una nuova tendenza, e perché le loro imponenti applicazioni all'estero ed in Italia (frutto, in particolare, di un ingegno tutto italiano) sono universalmente note. Desideriamo invece riferirci specificamente alle

coperture sospese, non tralasciando di riferire come si stiano peraltro ventilando delle possibilità in riguardo all'applicazione di membrane tese al caso di ponti di grande luce (in sostituzione di ponti sospesi del tipo tradizione) ad esempio (Ponte sul Bosforo ad Istanbul, Nuovo Ponte a San Francisco ecc.), estrapolazioni imponenti della antesignana passerella cinese del 2000 A.C. riportata nella foto 14.

MEMBRANE SOSPESSE

Esempi di membrane sospese sono dati in fig. 16 (tendone classico da circo equestre), ed in figg. 17-18-19.

RETI DI CAVI SOTTESE TRA ARCHI

L'esempio ormai classico realizzato a Raileigh (USA) trae origine dalla concezione del grande architetto Nowiocki, che purtroppo non poté realizzarla perché morì in un incidente aereo. Le figg. 20-21 rappresentano la copertura che fu realizzata dall'architetto Dietrick, dall'ingegnere Severud e dall'impresa William Mairhead nel 1953.

La copertura è realizzata con cavi sospesi a due grandi archi che giacciono in due piani inclinati di circa 20° rispetto al suolo. In una direzione la copertura presenta una forte concavità verso l'alto mentre nella direzione ortogonale (parallela alle corde degli

arconi) la concavità leggera è verso il basso, anche per consentire il deflusso delle acque piovane.

Gli arconi parabolici hanno luce di 92 metri e il loro vertice è a 27 m. sul piano di campagna.

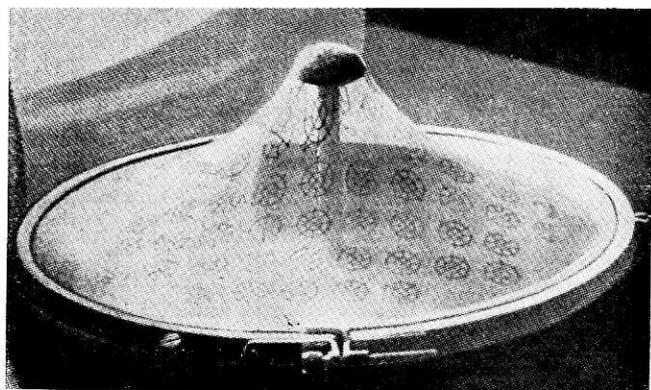
La volta è realizzata con cavi pretesi; ma ha dei controventi inferiori per ovviare agli sforzi del vento.

Si può dire che solo da questo progetto, invero assai singolare, è venuto lo sviluppo odierno delle strutture sospese.

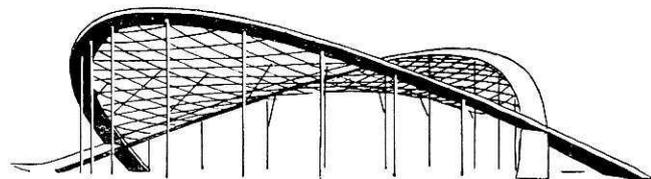
Evidenti infatti sono gli enormi vantaggi che una struttura del genere presenta rispetto ad una cupola. Essi possono riassumersi:

- 1) cubatura ridotta (economia di esercizio del riscaldamento);
- 2) forma tale da riflettere bene la luce che proviene dai lati, e anche, per altro, aderentissima alla funzione dell'edificio;
- 3) risparmio nelle centina. Possibilità di un'estesa applicazione della prefabbricazione;
- 4) minore peso.

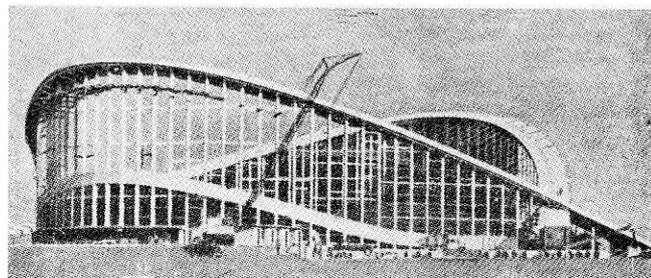
Altri esempi ormai classici sono dati in Germania, della Sala dei Concerti in Berlino (1951) e della Sala della Selva Nera in Carlsruhe. Moderni esempi realizzati sempre in America sono un'arena in Oklahoma City su pianta ellittica ed un'altra a Phoenix in Arizona.



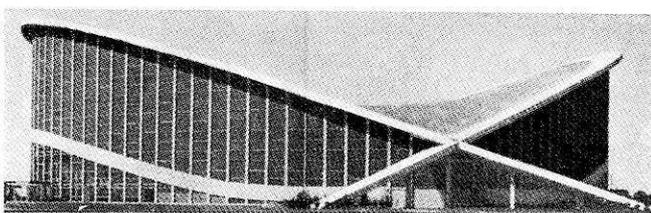
16



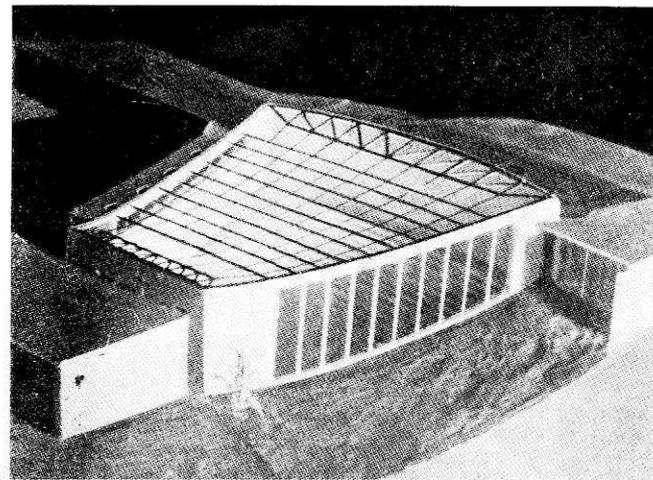
17



18



19



20



21

16 - Tendone classico da circo equestre; 17 - Sistema fondamentale della copertura di Raleigh; 18 - L'Arena di Raleigh in costruzione; 19 - L'Arena di Raleigh completata; 20 - La sala per concerti di Berlino; 21 - L'Arena di Phoenix in Arizona.

Per esse sono stati fatti calcoli rigorosi mediante l'impiego di calcolatori elettronici.

Da questi esempi possiamo trarre alcune osservazioni utili per la progettazione e l'esecuzione di queste strutture:

a) la delicatezza esecutiva e di calcolo; infatti basta una modestissima sovratensione o sottotensione nei cavi, perché l'anellone portante di bordo subisca grandi spostamenti orizzontali e rischi di rovinare. Questa, diremmo instabilità, cessa però al getto della membrana, che, possiamo dire, ferma i movimenti dell'anellone;

b) la tridimensionalità dell'anellone provoca grande disparità di sforzi normali nei pilastri periferici (i pilastri più corti vengono fortemente sovraccaricati rispetto ai lunghi;

c) la opportunità di irrigidire in qualche modo inferiormente la struttura con tralicci aggiunti per contrastare gli sforzi del vento (il che è invero un punto a demerito per questo tipo di strutture).

La realizzazione delle volte è fatta con cavi sospesi ed ai quali sono a loro volta sospesi dei pannelli quadrati di calcestruzzo; tra un pannello e l'altro viene lasciato uno spazio per il getto di saldatura; dopo di che avviene il tiro dei cavi.

CENNI SULLE RETI DI CORDE O CAVI SOTTESE FRA TRAVI RETTILINEE

Queste strutture sono più semplici delle precedenti: i cavi sono semplicemente sospesi a due travi rettilinee tralicciate o meno ed il comportamento è molto chiaro; bisogna però stare attenti ad irrigidire queste strutture al vento perché sono ad esso anche più sensibili delle precedenti.

Riteniamo che tutti i tipi di coperture citate abbiano grande sviluppo in avvenire specialmente in opere di grande rilievo architettonico, perché consentono al progettista la più grande variabilità delle forme che opportunamente scelte possono aderire in maniera perfetta alla funzione architettonica dell'opera stessa.

CASSONI DI REATTORI PER CENTRALI NUCLEARI

Su questo tema, parlerà in dettaglio Mr. Harris nella riunione che segue la presente. E' opportuno, in questa sede, porre in evidenza le ragioni per le quali si è passati da cassoni metallici a cassoni in c.a.p., che possono così riassumersi:

a) il reattore deve produrre vapore di caratteristiche uguali a quello prodotto nelle centrali termiche, onde poter utilizzare i tipi di turbine di normale produzione.

Ciò comporta un aumento della temperatura e pressione del gas di raffreddamento, il che ha determinato un cambio radicale nella concezione dei cassoni in quanto venivano a superarsi i limiti di dimensione e resistenza compatibili con la tecnologia dell'acciaio.

Basta pensare, in proposito che a *Sidewell*, i cassoni, costituiti da due sfere d'acciaio di diametro di m. 19,50, per sopportare una pressione di soli 19,5 Kg./cm.² hanno uno spessore di parete di ben 10,3 cm. il che è considerato lo spessore massimo assegnabile in rapporto ai metodi in uso per il controllo in cantiere delle saldature.

Nel caso di Oldbury, la pressione dei gas doveva essere portata a valori dell'ordine di 45 + 60 Kg./cm.² il che escludeva l'adozione di cassoni metallici;

b) aumento delle dimensioni del cuore del reattore;

c) la necessità, derivante dall'aumento della pressione all'interno del cassone, compresi gli scambiatori di calore e le soffianti del gas.

ANCORAGGI IN C.A.P. IN ROCCIA ED IN TERRENI ALLUVIONALI

Questi tipi di ancoraggio trovano, nella tecnica, una sempre crescente applicazione nelle seguenti situazioni:

a) pareti di sostegno di terrapieni;

b) rivestimenti di pareti rocciose a protezione della medesima dagli agenti atmosferici;

c) scavi di trincee a grande sezione, eliminando opere di controvento;

d) consolidamento e risanamento di bonchi rocciosi o di terreni alluvionali;

e) ancoraggi di vasche, serbatoi, canalizzazioni contro l'azione di una sottospinta;

f) consolidamento di strutture esistenti;

g) ancoraggi al terreno di carichi concentrati di trazione;

h) acceleramento di cedimenti strutturali, altrimenti prolungati nel tempo.

L'adozione di cavi pretesi, disposti negli ancoraggi, presenta, rispetto ad altri tipi di armature, l'ovvio vantaggio di evitare sollecitazioni tensionali in elementi che lavorano prevalentemente a trazione, e determina quindi, nel complesso, una riduzione dei costi. Ciò, in aggiunta al vantaggio saliente di potere indurre una pre-sollecitazione di compressione nel corpo del masso da consolidare, e quindi di potere ottenere, insieme ad eventuali iniezioni, un consolidamento del masso medesimo.

Nella pratica corrente questi ancoraggi in passato hanno trovato estesa applicazione soprattutto in presenza di terreni rocciosi; l'uso dei medesimi si è esteso in epoca recente anche al caso dei materiali sciolti. Evidentemente, in rapporto alla natura diversa dei terreni e, conseguentemente, all'azione esplicata da questi ancoraggi, variamo le modalità con le quali gli stessi sono realizzati.

Così possono aversi ancoraggi cosiddetti « morbidi » nei quali la porzione compresa tra la zona di ancoraggio vera e propria e la testata non è aderente al terreno (ed è svincolata dal medesimo sia a mezzo di una guaina oppure iniettando del materiale bituminoso che resta allo stato plastico e che previene la corrosione) oppure ancoraggi « rigidi » (in cui tutto l'elemento è reso aderente al terreno circostante) a seconda che siano permessi o no dei piccoli movimenti della struttura da ancorare.

Ancora, nel caso di terreni sciolti, vanno adottate particolari modalità nella perforazione, che va eseguita necessariamente con l'ausilio di tubo forma ritraibile successivamente.

Con riferimento agli ancoraggi precompressi in terreni sciolti (pozzolane), il Prof. Pagano dell'Università di Napoli descriverà tra poco una particolare realizzazione studiata, illustrandone le premesse ed i vantaggi che hanno consigliato l'adozione di questi ancoraggi, e discutendone i dettagli esecutivi nonché un programma di prove che sono in corso.

Serbatoi sommersi per carburanti in cemento armato precompresso

Dr. Ing. ENZO MONTI

Sono già iniziati i lavori della Commissione interministeriale che ha lo scopo di studiare le nuove modifiche da apportare al regolamento vigente relativo agli oli minerali e carburanti, approvato con Decreto ministeriale 31 luglio 1934 e modificato con Decreto ministeriale 12 maggio 1937, oramai insufficiente a fronteggiare le esigenze dell'industria petrolifera. Riteniamo pertanto utile illustrare in questa fase di studio della Commissione un nuovo sistema di conservazione degli oli minerali e dei carburanti, che offre la massima sicurezza ed elimina completamente gli incendi e le esplosioni, che sono i due maggiori paricoli che preoccupano i legislatori preposti in materia.

La tecnica petrolifera è tuttora orientata verso i serbatoi metallici, aerei per grandi e interrati per piccole capacità, ed è restia ad accettare delle innovazioni, che vengono a modificare i vecchi schemi d'impianto ormai standardizzati. E' quindi compito dei legislatori esaminare le innovazioni ed imporle nel nuovo regolamento, una volta riconosciuto l'efficace vantaggio e la sicurezza da loro offerte rispetto ai sistemi attualmente in uso. Un criterio molto importante è anche quello dell'economia: il presente sistema — come dimostreremo in appresso — permette di realizzare una notevolissima economia nelle spese sia d'impianto, sia di manutenzione e d'esercizio, economia che va a vantaggio non solo del privato, ma anche dello Stato.

DESCRIZIONE DEL SISTEMA

Due sono i principi fondamentali su cui si basa il presente sistema:

1° La differenza di peso specifico tra l'acqua e gli oli minerali e carburanti.

2° La non mescolanza tra l'acqua e gli oli minerali e i carburanti e l'inalterabilità quando tali liquidi sono messi tra loro a contatto.

Tali principi sono largamente utilizzati nell'industria petrolifera dove l'acqua viene utilizzata per le operazioni di travaso, per la pulizia dei serbatoi e per variane il livello del liquido contenuto.

Il presente sistema prevede di collocare i serbatoi sott'acqua e cioè di circondarli completamente con un liquido protettivo inalterabile e incombustibile, appoggiandoli sul fondo di un bacino naturale o artificiale, a una profondità d'immersione variabile a secondo delle località d'impiego e delle esigenze di servizio.

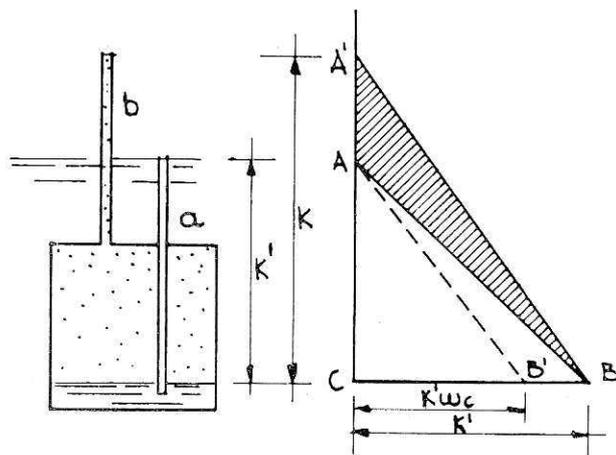
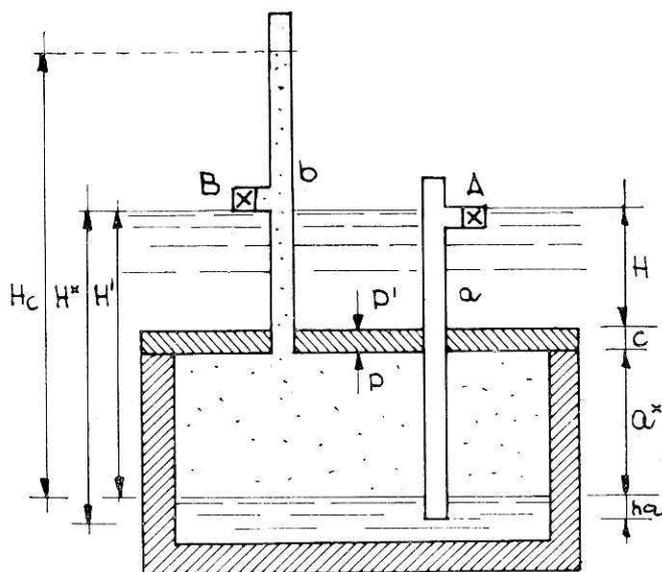
Riferendoci alla figura 1, consideriamo un serbatoio collocato sott'acqua a una profondità H sotto il pelo libero.

Sulla parte più alta del coperchio sono fissati a tenuta ermetica due tubi: il tubo a in comunicazione col bacino esterno per mezzo della saracinesca A e penetrante nell'interno del serbatoio e il tubo b , che si arresta in sommità e non comunica con l'acqua esterna. Il serbatoio viene collocato sul fondo del bacino ed è riempito d'acqua attraverso la saracinesca e il tubo a . Il carburante viene introdotto nel serbatoio con una pompa di prevalenza adatta attraverso il tubo b .

Per il primo principio il liquido di minore peso specifico sale verso l'alto e si arresta contro il coperchio, premendo a causa della maggior pressione esercitata dalla pompa l'acqua sottostante, che è obbligata a risalire il tubo a e a fuoriuscire nel bacino esterno.

L'operazione di estrazione del carburante si effettua operando in senso diverso. Introducendo nell'interno del serbatoio la pressione esterna determinata dal battente H' , variabile tra H^* e H , il carburante è obbligato a risalire il tubo b e per un'adatta profondità d'immersione erogherà spontaneamente dalla sommità del tubo.

Riferendoci alla figura allegata consideriamo un serbatoio in fase di riposo cioè in regime statico: indicando con ω_c il peso specifico del carburante, espresso



1 - Schema di un serbatoio a pianta rettangolare con coperchio pieno in regime statico; 2 - Diagramma raffigurante come il serbatoio nelle fasi di riposo, raggiunge le condizioni ideali di tenuta, poiché è completamente circondato da una pressione esterna.

in *tonn/mc*, mentre quello dell'acqua lo poniamo uguale 1 *tonn/mc*, l'equilibrio delle due colonne liquide, espresse in metri e riferite al termine del tubo pescante nell'interno richiede che:

$$[1] \quad H c \cdot \omega_c + h = H + c + a^* + h$$

ossia

$$[2] \quad H c \cdot \omega_c = H + c + a^*$$

Dall'equazione fondamentale [2] si deduce subito che l'equilibrio delle due colonne liquide (carburante, acqua) avviene in corrispondenza della superficie del materasso d'acqua contenuta nel serbatoio.

Estraendo carburante dal serbatoio e introducendo acqua, si avrà al limite, a serbatoio pieno d'acqua:

$$[3] \quad H \omega_c = H + c$$

Esaminiamo ora i valori delle pressioni interna P ed esterna P' esercitate contro il coperchio dal fluido interno e dall'acqua esterna, nell'ipotesi di serbatoio in fase di esercizio, e cioè con aperta la saracinesca A in comunicazione coll'esterno e pieno di carburante.

Il massimo valore della pressione interna P contro la superficie d'intradosso del coperchio è:

$$[4] \quad P = a^*_{\max} + H + c - a^*_{\max} \omega_c$$

La pressione esterna P' è rappresentata dal segmento H onde la differenza delle due pressioni è rappresentata dalla seguente:

$$[5] \quad P - P' = a^*_{\max} (1 - \omega_c) + c$$

Dalla [5] si deduce che, per serbatoio pieno di carburante e tuba a pieno d'acqua fino al livello del bacinio esterno, il carburante esercita contro il coperchio una pressione superiore alla corrispondente pressione esterna.

Tenendo conto anche del termine p , peso proprio del coperchio per unità di superficie, sarà:

$$[6] \quad C = a^*_{\max} (1 - \omega_c) + c - p$$

il carico risultante sul coperchio per unità di superficie.

Coll'estrazione di carburante e conseguente introduzione di acqua nel serbatoio il valore dell'espressione [6] diminuisce fino a che al limite, cioè per serbatoio pieno d'acqua, è

$$[7] \quad C = c - p$$

Le espressioni [6] e [7] si prestano alle seguenti considerazioni: per serbatoio pieno di carburante e tuba a pieno d'acqua, il coperchio è assoggettato a una spinta interna di valore massimo che tende a sollevarlo, qualora il suo peso proprio non sia sufficiente a tenerlo a posto.

Qualora il coperchio presentasse un foro o una qualsiasi fessurazione si verificherebbe, essendo la pressione risultante rivolta verso l'alto (vedi formula [5]), la fuoriuscita di carburante.

Nel caso di serbatoio pieno d'acqua l'espressione [7] ha un valore minimo: il coperchio è assoggettato solo al peso proprio, diminuito del valore della sottospinta idrostatica dovuta al battente c .

Allo scopo di mettere il serbatoio nelle migliori condizioni di tenuta conviene nelle fasi di riposo (che sono di gran lunga superiori a quelle di carico e di scarico) tenere chiusa la saracinesca A e abbassare la colonna a dell'acqua. Si diminuisce così la pressione interna del carburante e si può regolare in modo tale pressione da essere inferiore a quella esterna corrispondente dell'acqua.

Il serbatoio è così messo nelle condizioni ideali di tenuta in quanto è completamente circondato da una pressione esterna, che tende a bloccare qualsiasi piccola perdita che potesse verificarsi. In fig. 2 è graficamente dimostrato quanto sopra abbiamo esposto:

Il triangolo isoscele ABC rappresenta la pressione dell'acqua esterna, il triangolo $A'BC$ quella del carburante, a tubo a pieno d'acqua; l'area $AA'B$ l'eccedenza della pressione interna sopra l'esterna. Abbassando la colonna dell'acqua e conseguentemente quella del carburante (ciò si ottiene chiudendo la saracinesca A e aprendo la saracinesca B e facendo uscire una quantità di carburante equivalente alla quantità di acqua entrata nel serbatoio), si può fare in modo da portare il vertice A' a coincidere con A .

In tal caso il triangolo rappresentante la spinta del carburante è $AB'C$, che è interno al triangolo ABC , ciò significa che la pressione esterna è superiore a quella interna in ogni punto del serbatoio e del tratto del tubo immerso a .

PROVE SPERIMENTALI

Riteniamo utile illustrare alcune prove sperimentali, la più importante delle quali è stata oggetto di esame favorevole da parte della Commissione consultiva per le sostanze esplosive ed infiammabili del Ministero dell'Interno (verbale 20-628 del 1° giugno 1950).

Le prove sono state eseguite su piccoli modelli in ferro e in cemento allo scopo di verificare il comportamento idraulico del sistema e la rispondenza pratica.

Le prove eseguite su un piccolo modello in lamiera di ferro, di forma cilindrica, con coperchio piano asportabile munito dei tubi a e b , hanno dimostrato il perfetto funzionamento idraulico del sistema.

Praticando sul coperchio un foro del diametro di mm 3, si è constatato attraverso di esso la fuoriuscita del carburante contenuto nel modello, quando nell'interno si fece agire la pressione idrostatica massima e cioè quella determinata dal dislivello esistente tra la quota dell'acqua esterna e quella contenuta nel modello. Chiudendo il tubo del carico idrostatico e scaricando parte dell'acqua contenuta nel tubo a nell'interno del serbatoio, si è constatato l'arresto automatico della fuoriuscita del carburante.

Le esperienze sono state eseguite anche su un modello costruito in argilla con coperchio in cemento retinato (spessore delle pareti mm 12, spessore del coperchio mm 18, capacità litri 20).

Tali esperienze, eseguite con benzina colorata, hanno avuto soprattutto lo scopo di verificare se, a serbatoio immerso e soggetto ad una pressione interna superiore all'esterna, si verificavano perdite di carburante per permeabilità attraverso le pareti e il coperchio del vaso. E precisamente: mentre la pressione interna si fece variare entro vasti limiti (da 0 a 3 metri d'acqua riferiti al piano inferiore del coperchio), la pressione esterna si mantenne costante e fu determinata da una altezza d'acqua di m 0,05 su tale piano.

Il coperchio è stato quindi assoggettato a una spinta dal basso verso l'alto del valore di (formula 5).

$$P - P' = (3 - 0,05) T/mq = 2,95 T/mq$$

I risultati delle prove hanno dimostrato che non si è verificata alla superficie dell'acqua della vaschetta, in cui era immerso il vaso, nessuna traccia di carburante.

Ciò significa che — una volta immerso un serbatoio costruito in calcestruzzo o in laterizio sott'acqua e imbevute le pareti e il coperchio di tale liquido — il carburante dall'interno, anche se assoggettato ad una notevole pressione, non riesce ad aprirsi un cammino attraverso i condotti capillari del materiale (calcestruzzo o laterizio) di cui sono formate le pareti e il coperchio del serbatoio, in quanto tali condotti sono già stati occupati dall'acqua.

La prova, effettuata alla presenza dei delegati della Commissione consultiva per le sostanze esplosive ed infiammabili del Ministero dell'Interno, ha dimostrato in un serbatoio in cemento armato della capacità di 100 litri (spessore delle pareti e del coperchio *cm* 10) il perfetto funzionamento del presenta sistema.

ESAME DEI RISULTATI

Da quanto sopra è stato esposto balzano subito in evidenza le seguenti considerazioni:

1) Poiché i serbatoi in tale sistema sono sempre immersi sott'acqua e sempre pieni o d'acqua o di carburante ed acqua, è eliminata la formazione di una camera di vapori e di gas nell'interno; è quindi eliminato il pericolo di formazione di miscele esplosive.

2) Essendo i serbatoi isolati dall'esterno e circondati da un liquido protettivo (acqua) le perdite per evaporazione sono abolite. E' noto infatti che tali perdite si verificano durante le operazioni di travaso da o nei serbatoi, ma in molto maggior misura (circa l'80%) per la quotidiana respirazione, che dipende dalle variazioni della temperatura esterna. Tali perdite sono piuttosto rilevanti e dipendono dal clima, dalla natura delle essenze e dal tipo di serbatoio (1).

3) Le prove eseguite hanno dimostrato che per ottenere una perfetta tenuta non è necessario usare il ferro, ma si presta benissimo il cemento armato. Infatti tale materiale presenta una compattezza, un peso specifico e una rigidità in virtù dell'armatura metallica che la fanno nettamente preferire rispetto agli altri materiali.

Non occorrono rivestimenti metallici o vernici speciali o particolari sistemi di tenuta idraulica sull'interno delle pareti, come a tutt'oggi hanno richiesto i serbatoi costruiti con materiali laterizi e cementizi collocati in terraferma.

A seconda della qualità dell'acqua occorre usare dei cementi adatti (ad esempio in acqua di mare si useranno cementi metallurgici supersolfatati) e si curerà in modo particolare la granulometria e l'impasto, usando la vibrazione e — se necessario — la precompressione del calcestruzzo, in modo da assicurare la compattezza del getto e quindi l'eliminazione di qualsiasi fessurazione. Sarà pure consigliabile una buona intonacatura in malta cementizia sia sulle pareti interna che esterna dei serbatoi, possibilmente applicata a pressione (gunite).

E' buona norma, durante le fasi di riposo dei serbatoi (che sono di gran lunga superiori a quelle di carico e di scarico) di abbassare la colonna del carico idrostatico, in modo da circondare i serbatoi con una pressione esterna superiore a quella interna. Tale operazione offre la garanzia della perfetta tenuta dei ser-

batoi. Questa garanzia è molto importante e non è offerta dai sistemi costruttivi attualmente in uso, se non dai serbatoi aerei metallici, i quali però accusano il grave difetto di non eliminare le perdite per evaporazione.

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE, D'INSTALLAZIONE E D'ESERCIZIO

Senza entrare in dettagli, che formano oggetto di una particolare privativa, riteniamo utile illustrare, sia pure sommariamente, le caratteristiche più importanti per la realizzazione d'impianti di tale tipo:

1) *Costruzioni dei serbatoi.* — A seconda della località d'impiego, la destinazione, la profondità, la qualità dell'acqua, ecc. ecc., si useranno cementi adatti con studiati dosaggi e granulometrie.

In presenza di correnti subacquee si potrà aumentare il peso proprio dei serbatoi con dei corpi morti agganciati al mantello esterno. Se i serbatoi dovessero collocarsi a profondità notevoli, occorrerà studiare delle forme adatte, con scomparti interni di rinforzo tra loro intercomunicanti. E' comunque da tener presente che a serbatoi pieni d'acqua le pressioni interna ed esterna sono equilibrate, mentre a serbatoi pieni di carburante l'eccedenza della pressione interna sull'esterna (vedi formula 5) non raggiunge mai valori tali da richiedere forti spessori delle pareti e del coperchio.

Tale eccedenza dipende dall'altezza del tubo pescante nell'interno dei serbatoi, dalla differenza di peso specifico tra l'acqua e il fluido contenuto e dallo spessore del coperchio.

Consideriamo ad esempio un serbatoio contenente benzina di peso specifico $\omega_c = 0,72$ *tonn/mc* con tubo pescante alto *m* 10 e con coperchio dello spessore di *m* 0,30, è (formula [5]):

$$P - P' = 10(1 - 0,72) + 0,30 = 3,1 \text{ tonn/mq}$$

e tenendo conto del peso del coperchio è (formula [6]):

$$C = 3100 - 0,30 \times 2400 = 2380 \text{ kg/mq.}$$

2) *Località d'installazione.* — Si sceglieranno lungo le coste adatte insenature o in terraferma delle depressioni del terreno naturali o create artificialmente, collegate alla sorgente d'alimentazione (mare, lago, fiume, ecc.) mediante delle condotte o dei canali, possibilmente navigabili. Se i serbatoi dovessero venire collocati nei porti, si proteggerà il lato aperto verso il porto con uno sbarramento galleggiante, da realizzarsi pure in cemento armato.

3) *Varo dei serbatoi.* — Il varo verrà eseguito secondo la procedura d'uso corrente per il varo dei natanti, ricorrendo ad appositi scali. Se i serbatoi sono di piccola capacità possono essere costruiti sulla terraferma in vicinanza del posto ove devono prestare servizio, se di grande capacità saranno rimorchiati fino alla località d'impiego e affondati.

4) *Affondamento.* — Verranno eseguiti particolari accorgimenti a secondo la profondità d'immersione, la grandezza e la forma dei serbatoi.

Per profondità notevoli occorrerà compensare la pressione esterna con aria compressa nell'interno dei serbatoi e — una volta adagiati questi sul fondo — si scaricherà gradatamente l'aria introducendo l'acqua esterna, controllando con dei manometri che la pressione interna equilibri entro certi limiti la pressione esterna.

5) *Funzionamento.* — Il funzionamento avviene secondo il semplice giuoco di pressioni illustrato al paragrafo 2.

(1) Si consulti all'uopo la relazione dell'ing. BERTHELOT su « Le Génie Civil » del 21 ottobre 1939.

E' importante osservare che con tale sistema tutte le manovre possono eseguirsi dalla terraferma.

Infatti il carico idrostatico può essere introdotto anche a distanza, aprendo la saracinesca *A* collocata vicino alla riva e così la fuoriuscita del fluido può essere comandata dalla terraferma.

In quanto alle tubazioni si useranno tubi metallici, con opportuno rivestimento fibro-cementizio, se devono essere immersi in acqua di mare. I pezzi speciali e i tratti flessibili, se andranno immersi in tale acqua, saranno in bronzo, materiale che resiste in acqua di mare. Potranno essere usate tubazioni in eternit, in quanto la pressione d'esercizio è molto modesta.

Le operazioni di misura del carburante contenuto nei serbatoi potranno effettuarsi pure dalla terraferma.

Eseguita la stazzatura dei serbatoi prima del loro collocamento in opera e la loro cubatura progressiva *cm* per *cm*, basterà leggere in apposito edificio, ove sono collocati i tubi di livello, l'altezza a cui si eleva il carburante, una volta aperte le saracinesche che introducono il carico idrostatico nei serbatoi. Conoscendo i pesi specifici dell'acqua e del carburante e la profondità d'immersione dei serbatoi, è facile stabilire una tabella che dà l'altezza del carburante contenuto nei serbatoi sommersi e quindi la cubatura del fluido contenuto. Occorrerà rapportare tali misure alla temperatura del fluido, che può essere determinata conoscendo quella dell'acqua esterna che circonda i serbatoi.

6) *Manutenzione.* — Al contrario dei serbatoi metallici, che richiedono ogni anno costose opere di manutenzione, tali serbatoi non richiedono particolari cure di manutenzione. Si potrà a lunghi intervalli di tempo riportarli a galla per liberarli da incrostazioni, depositi di alghe, ecc. ecc. Per riportarli a galla si pomperà nel loro interno dell'aria compressa e si seguiranno opportuni accorgimenti per impedire che la riemersione non avvenga troppo rapidamente, non appena si sarà raggiunto l'equilibrio tra il peso del serbatoio e la sottospinta idrostatica.

VANTAGGI DEL SISTEMA

Il sistema di conservazione che sopra abbiamo descritto presenta molti vantaggi, che brevemente elencheremo qui di seguito:

1) Semplicità e sicurezza delle operazioni di carico e di scarico del carburante, in quanto tali operazioni avvengono sott'acqua e cioè con uno strato liquido protettivo e incombustibile.

Eventuali perdite (molto difficili a verificarsi, ad es. per errori di manovra) sono subito identificate, in quanto salgono a galla dello specchio acqueo e possono essere anche recuperate.

2) Eliminazione di pericoli d'incendi e di esplosioni e riduzione al minimo delle perdite per evaporazione. Queste ultime — come è noto — nei serbatoi aerei in ferro e in paesi caldi, possono anche superare il 10% annuo della capacità complessiva dei serbatoi.

3) Buona protezione contro i pericoli di terremoti, inondazioni, atti di sabotaggio, ecc. ecc. Infatti i serbatoi non sono incastrati nel suolo, ma semplicemente appoggiati sul fondo del bacino e circondati da uno strato protettivo d'acqua. Essendo sempre pieni di liquido, sono in grado di sopportare con una discreta garanzia anche gli effetti di esplosioni subacquee.

4) Possibilità di creare degli impianti mobili e cioè di riportare a galla i serbatoi e di spostarli in altra sede d'esercizio.

5) Garanzia di tenuta perfetta dei serbatoi e possibilità d'isolamento perfetto e quindi una buona garanzia anche dal punto di vista fiscale. Una volta isolate le due tubazioni, che immettono ed estraggono l'acqua e il fluido, le manomissioni sono ben difficili a verificarsi.

6) Eliminazione di molte opere integrative richieste negli impianti terrestri e cioè scavi, opere di fondazione, impianti antincendio, ecc. ecc., per cui il costo complessivo d'impianti eseguiti con tale sistema risulta in molti casi inferiore a quello d'impianti terrestri della stessa capacità.

CONSIDERAZIONI FINALI

Il presente sistema schiude al tecnico un vasto orizzonte di applicazioni nuove, utilizzando come materiali da costruzione il cemento armato e in particolare il cemento armato precompresso. Mercè quest'ultima conquista della tecnica è possibile costruire elementi di serbatoi in serie e unirli tra loro mediante una precompressione longitudinale, che collega intimamente gli elementi tra loro. Dal punto di vista dell'economia — se i serbatoi sono collocati in specchi d'acqua naturali — l'economia che si può raggiungere con impianti di tale tipo può essere molto forte. Si tenga presente infatti che si vengono a valorizzare delle aree di proprietà demaniali (ad es. zone portuali, lagunari, lacustri, ecc. ecc.), che possono essere date in concessione dallo Stato a canoni d'affitto molto ridotti. Abbiamo tenuto per ultima la considerazione più importante e cioè l'economia che si realizza per il fatto che sono pressoché eliminate le perdite per evaporazione. E ciò è facilmente dimostrabile con un esempio: consideriamo un serbatoio aereo in ferro della capacità di *mc* 10.000 e ammettiamo che la perdita per evaporazione sia del 5% annuo della capacità del serbatoio. La perdita annua per evaporazione sarà di *mc* 500 e per un prezzo al litro di L. 65 la perdita in lire all'anno è di 130 milioni. Facendo un calcolo approssimativo sulla capacità complessiva dei serbatoi aerei in ferro attualmente esistenti in Italia, non riteniamo di esagerare affermando che la perdita complessiva all'anno è di diversi miliardi, che col presente sistema può essere eliminata. In brevissimo tempo quindi potrebbe venire ammortizzata la spesa di un impianto eseguito secondo il presente sistema, ottenendo in più gli altri vantaggi che sopra abbiamo elencato.

CONCLUSIONI

L'umanità ha fatto oggi giorno passi giganteschi in tutti i campi dello scibile e anche in campo petrolifero l'industria si deve allineare al progresso, abbandonando schemi d'impianti ormai sorpassati. Non sappiamo fino a quando dureranno le riserve petrolifere e se una nuova energia verrà presto a sostituire quella del petrolio. E' certo che oggi siamo nella fase aurea di tale energia e la motorizzazione è ovunque. Riteniamo quindi di aver fatto cosa utile e opportuna nell'aver segnalato ai tecnici e alle Autorità preposte in materia il presente sistema che — come abbiamo sopra dimostrato — apporta dei benefici, che si riflettono soprattutto nei riguardi dell'economia e della sicurezza collettiva.

Sistema di prefabbricazione in precompresso

(Regolo d'oro - Concorso Brenta precompressi - A. B. 1966)

PROF. ING. LUCIANO BOSCONTRECASE - PROF. ING. ETTORE MINERVINI

Signore e Signori,

con questo intervento si vogliono illustrare le caratteristiche essenziali di una sistema di prefabbricazione in c.a.p. che ha vinto il Regolo d'oro, Brenta Precompressi - 1966. Tale progetto è stato studiato dal gruppo composto dall'arch. Caròla, dal prof. Boscotrecase e da chi vi parla.

Tema del concorso era la presentazione di un'idea per il precompresso, lo studio di una struttura cioè, nata e realizzabile esclusivamente con il precompresso.

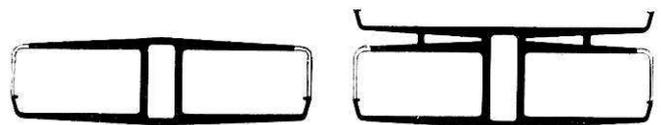
Il c.a.p., anziché intervenire come semplice sostituto in strutture realizzabili anche con le tecniche tradizionali, veniva ad assumere il ruolo di unico protagonista.

L'idea fondamentale è la seguente: una trave in c.a.p. di dimensioni e forma tali da poter essere abitata. Nella figura 1 è indicata la sezione trasversale di questa trave.

Si nota il corridoio centrale con due setti che assorbono la maggior parte degli sforzi taglianti, mentre il pavimento ed il soffitto sono le due ali di questa ideale sezione a doppio T.

Le pareti esterne sono forate per l'ingresso della luce; le finestre, come apparirà, nelle diapositive che seguono, hanno forma triangolare così che le pareti esterne assumono la statica di travatura reticolare, contribuendo all'assorbimento degli sforzi di taglio.

Varie forme di sezione sono concepibili: ad esempio nella figura 2 può scorgersi un appartamento con soprastante terrazza, ovvero un'abitazione su due piani con scala interna, ecc.



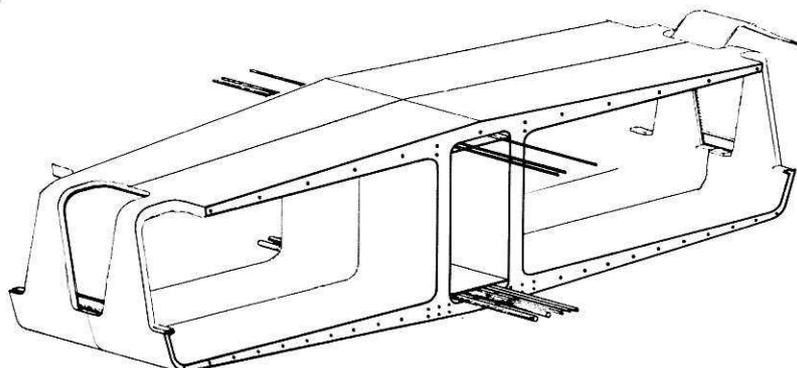
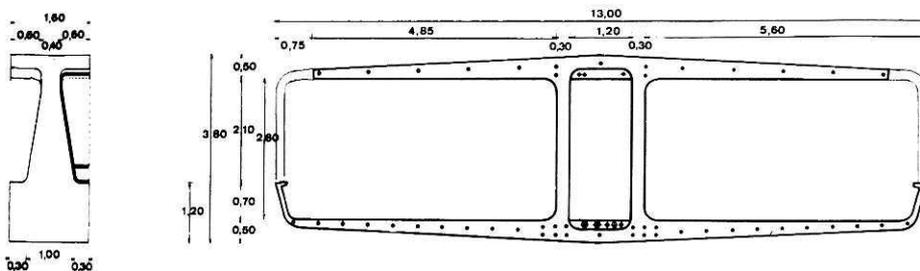
1 - Sezione trasversale di un concio tipo;

2 - Sezione trasversale di un concio con terrazza;

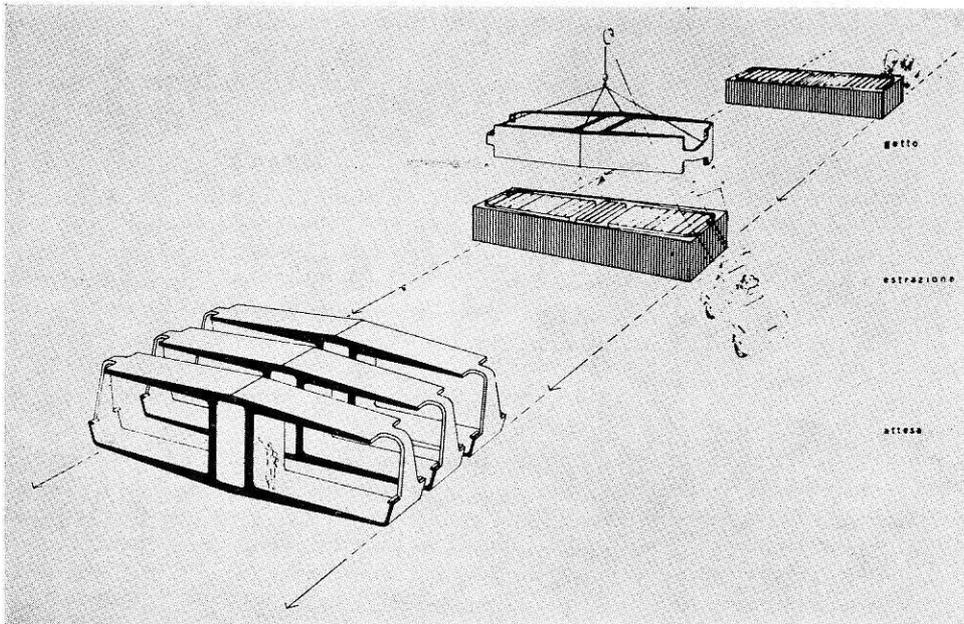
La trave è costituita da un certo numero di conci, o blocchi aventi la sezione ora descritta, che vengono serrati insieme all'atto della precompressione (fig. 3).

La trave così formata viene poi sollevata a mezzo di gru e collegata a due torri di estremità (fig. 4), tirando alcuni cavi ed ancorandoli direttamente sulla torre, con un procedimento che verrà illustrato in seguito. Le gru sono situate sulla sommità delle torri, che vengono costruite in precedenza.

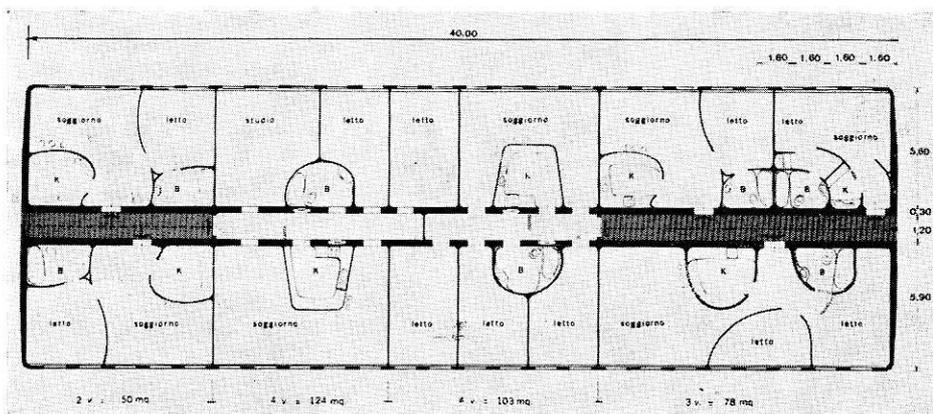
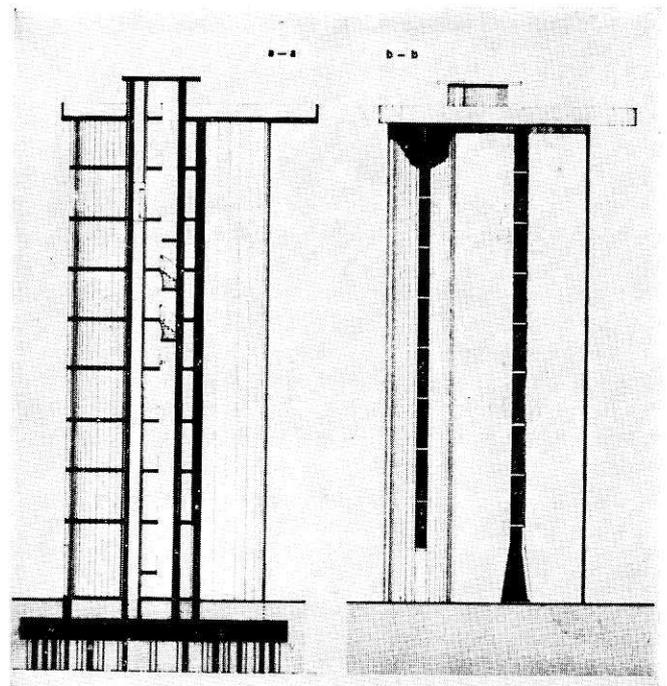
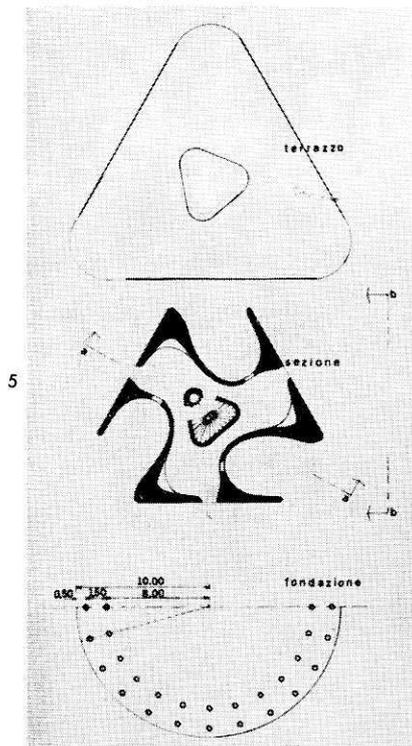
Le torri portano le scale, gli ascensori e gli allacciamenti verticali delle forniture di acqua, elettricità, gas e gli scarichi di acque bianche e nere.



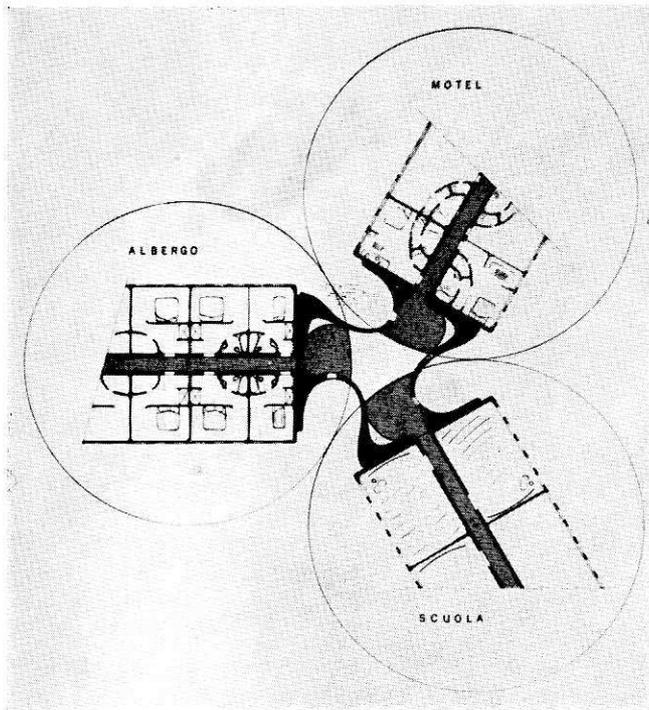
3 - Vista laterale, sezione trasversale e assonometrica di un concio.



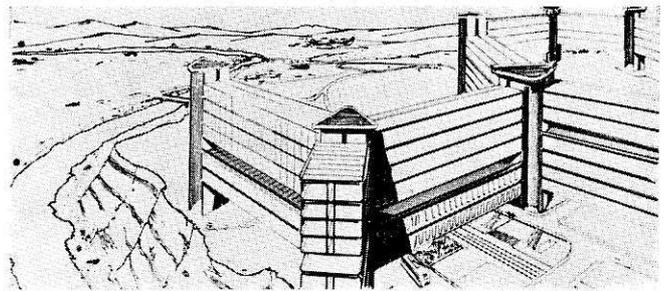
4



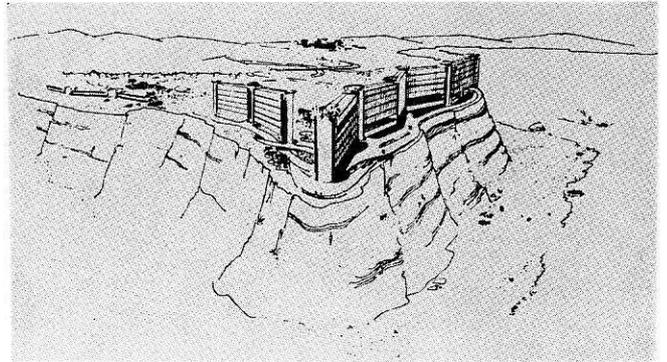
4 - La trave precompressa viene sollevata da due gru poste in sommità di due torri di estremità realizzate precedentemente; 5 - Pianta, sezione verticale e prospetto di una torre; 6 - Sistemazione in pianta della trave.



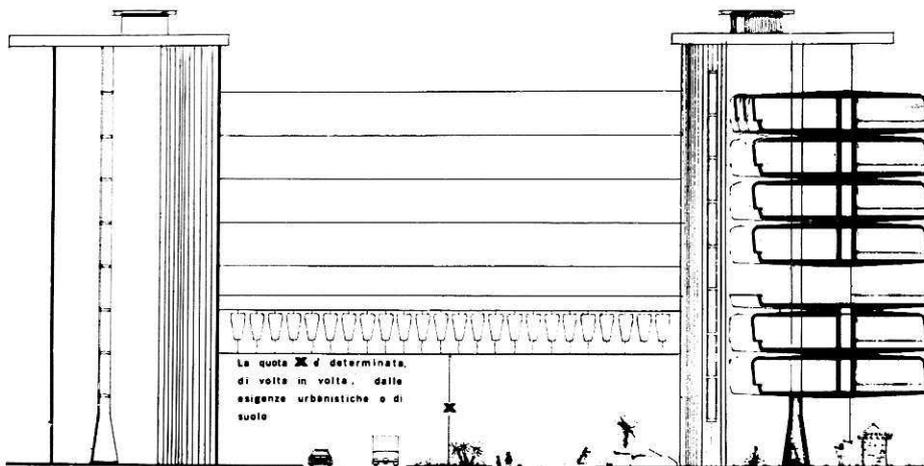
7



9
10



8



7 - Attacco della torre con tre travi poste a 120° l'una dall'altra; 8 - Prospetto e sezione del complesso dopo il montaggio delle unità abitative; 9-10 - Sul piano urbanistico questo procedimento permette di sviluppare delle maglie abitative quasi indipendenti dalla infrastruttura e dal rilievo del suolo.

La figura 5 illustra la sezione orizzontale di una torre, concepita per portare travi secondo tre direzioni, una sezione verticale ed un prospetto.

La forma particolare della torre è stata ideata anche per realizzare la possibilità di assorbire le dilatazioni delle travi nel tempo, attraverso una deformazione elastica della sezione stessa, consentita dalle pareti curve.

E' così permessa una « respirazione » delle strutture senza la necessità dei tradizionali giunti di dilatazione. Le torri vengono precostruite usando casseforme scorrevoli.

Ecco ora la sistemazione in pianta della trave (figura 6).

Le zone più esterne del corridoio (campite in scuro) servono gli alloggi esterni che hanno un piccolo numero di vani, gli alloggi interni hanno invece un corridoio proprio ed un maggior numero di vani.

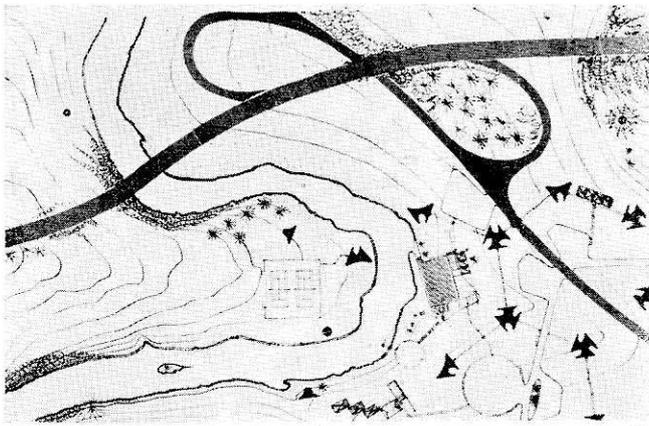
La figura 7 presenta un nodo, che mostra l'attacco della torre con tre travi, poste a 120° l'una dall'altra.

Montata e sollevata la prima trave all'altezza voluta, sotto di essa si montano e si sollevano le altre, fino a formare un complesso che lascia ampio spazio libero per il traffico, le aiuole, alberi, giardini (figg. 8, 9, 10).

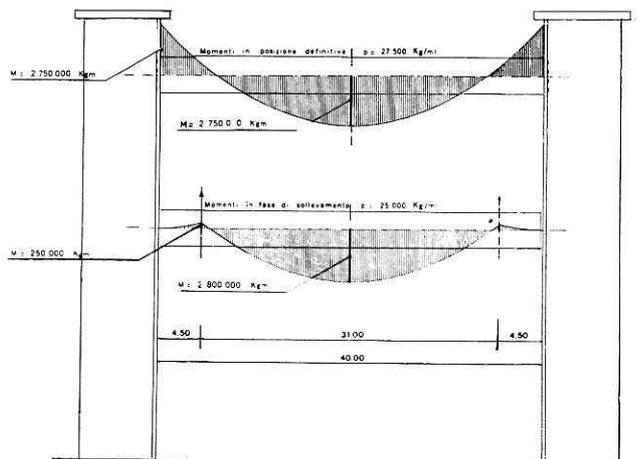
Sul piano urbanistico questo procedimento permette di sviluppare delle maglie abitative quasi indipendenti dalla infrastruttura e dal rilievo del suolo; le maglie infatti appoggiano sul suolo soltanto tramite le torri che impegnano solo un quarto della superficie totale d'ingombro.

La maglia abitativa può perciò seguire il rilievo naturale, sovrapporsi alla maglia viaria o lasciare libero il suolo alle attrezzature collettive come parchi, scuole, parcheggi, centri commerciali, impianti sportivi, ecc. (figg. 11, 12).

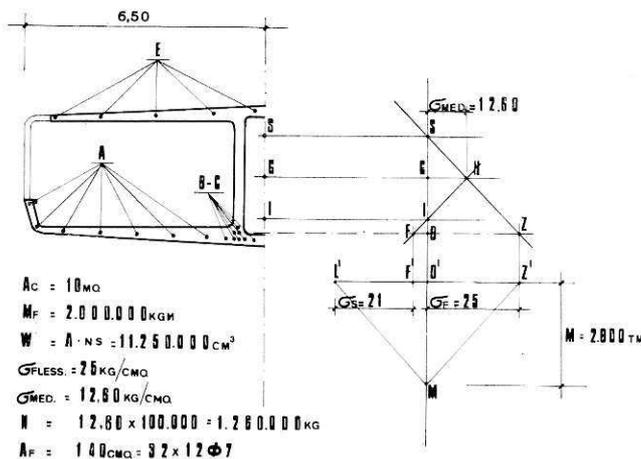
Le variabili architettoniche sono: il tipo di maglia, lo sviluppo della maglia, l'altezza assoluta, l'altezza relativa, la scelta delle sezioni delle travi, possibilità di lasciare dei vuoti più o meno grandi fra le travi sovrapposte e infine la destinazione interna.



11



13

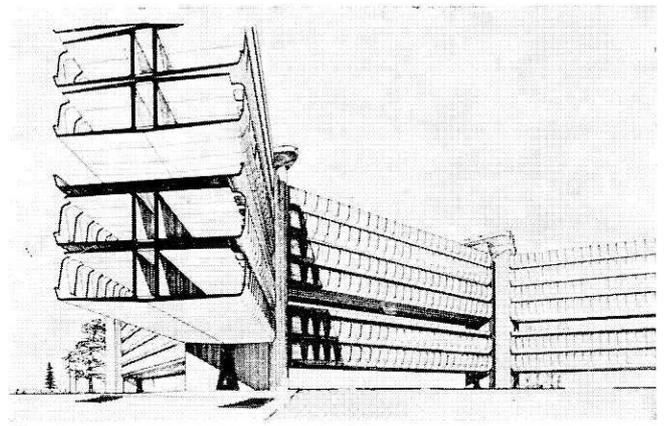


15

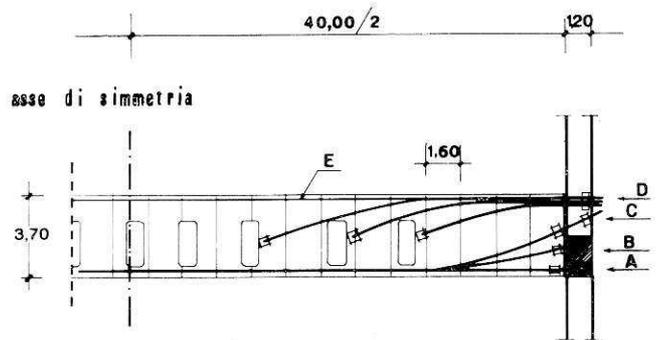
DETTAGLI COSTRUTTIVI

La trave ha una luce di 40 m. ed ha un peso proprio di circa 25.900 kg/ml; tale carico diventa 27.500 kg/ml. in esercizio.

E' previsto che essa venga sollevata tirandola con cavi che hanno il loro punto di applicazione a circa 4,50 m dagli estremi, onde ottenere (fig. 13) un momento massimo in mezzeria 2.800.000 kgm, circa uguale a quello che si verificherà in esercizio, quando la trave verrà parzialmente incastrata sulle due torri, mediante il tiro di alcuni cavi, effettuato dalle stesse torri, con relativo ancoraggio.



12



14

11-12 - La maglia abitativa, può seguire il rilievo naturale, e sovrapporsi alla maglia varia o lasciare libero il suolo alle attrezzature collettive come parchi, scuole, parcheggi, ecc.; 13 - Calcolo delle sollevazioni in fase di montaggio; 14 - Sezione longitudinale: andamento cavi di precompressione; 15 - Sezione in mezzeria.

Data la particolare forma della sezione, tale momento porta ad uno sforzo di precompressione di 1.260.000 kg, realizzato con 32 cavi di $12 \phi 7$ ciascuno.

I cavi sono per la maggior parte alloggiati nella parte inferiore dei due setti che delimitano il corridoio, e passano al di sotto delle porte praticate nello stesso.

Tali setti (fig. 15) sono invece pieni verso gli estremi della trave e in essi i cavi si rialzano fino a sporgere dalla sezione d'estremità, nella parte superiore.

Altri cavi corrono invece rettilinei lungo le pareti della trave. I conci vengono posati a distanza tale che le facce che dovranno entrare in contatto distino fra loro di pochi centimetri; vengono quindi infilati i cavi, e, immediatamente prima del tiro, sulle superfici affacciate viene spalmato uno strato di poliestere autoindurente.

Questo strato viene schiacciato dal successivo serraggio e costituisce un intimo collegamento fra i conci.

La prima trave viene sollevata e fissata all'altezza massima, nella posizione cioè dell'ultimo piano dell'edificio; l'ultima trave sarà distaccata dal suolo di un'altezza prestabilita.

Questo procedimento costruttivo richiederebbe l'impiego di mezzi di sollevamento di uso non comune; per eliminare tale necessità si è successivamente modificata la tecnica di montaggio per raggiungere gli stessi risultati finali, con impiego di normali mezzi di sollevamento.

Tale tecnica risulta meno spettacolare e brillante del procedimento precedente, ma consente notevoli economie nella realizzazione. Dopo la costruzione delle travi si prepara, all'altezza della prima trave, un piano di lavoro sostenuto da ponteggio. Su di esso si poggiano ad uno ad uno i vari conci, che vengono poi serrati tirando i cavi direttamente dalle torri. Questi conci sono d'altezza pari a quella di due travi, ottenendo in tal modo un notevole risparmio in calcestruzzo. Il peso al metro lineare si può ridurre in questo modo a 20.000 kg. All'atto del tiro la trave si autodisarma, e la sua superficie superiore può essere usata come piano di lavoro per il montaggio della trave successiva. In tal modo l'impiego del ponteggio viene limitato ad una sola trave, e in più ciascuna trave si trova a sopportare il peso

della sola trave immediatamente superiore, e solo per il periodo precedente il tiro di quest'ultima (figg. 16, 17, 18). In definitiva le attrezzature necessarie per la realizzazione di questi edifici sono poche e semplici. Per le torri un'attrezzatura di casseforme scorrevoli. Per la produzione degli elementi in calcestruzzo sono necessari pochi tipi di casseforme, il cui numero è dettato solo da esigenze di programma di produzione, una centrale di betonaggio per la produzione degli elementi e per la costruzione delle torri. I trasporti orizzontali e verticali sono assicurati dalle auto-gru e da argani montati sulle torri. I divisori, gli impianti e tutte le parti leggere necessari alla formazione e rifinitura dei locali all'interno delle travi, possono essere forniti da officine esterne e montati a secco prima o dopo la posa in opera della trave.

INTERVENTI

DR. ING. GIOVANNI DELLA LIBERA

Signor Presidente, Signore, Signori

Alcune delle condizioni eccezionali cui è sottoposto il calcestruzzo armato precompresso (argomento del 2° tema) purtroppo sono normali e cioè: fatica; gelo e disgelo; attacchi aggressivi dalle brezze marine o dai sali antigelo.

Il problema della durabilità delle strutture in calcestruzzo è stato da noi trattato in altre occasioni, tra le quali in un Simposio internazionale della RILEM tenuto a Bruxelles alla fine dello scorso agosto. Rinvio perciò alla relazione ivi presentata per una disamina generale sull'argomento.

Qui mi riferisco invece all'esperienza diretta di questi ultimi tre anni in relazione a problemi di comportamento poco soddisfacente, per non dire maleducato, di strutture in c.a.p. sottoposte a tali condizioni eccezionali, per le quali siano stati richiesti dai Progettisti e dai Committenti, di prestare la nostra consulenza, o, per essere più pratici, di dare una mano per la diagnosi e la cura.

Senza citare casi particolari, e riassumendo, possiamo espore alcune considerazioni:

1) le travi ed in generale le strutture primarie si sono generalmente comportate in modo soddisfacente, anche quando le strutture secondarie (ad esempio impalcato gettato in opera e postcompressi) hanno presentato nei casi citati fenomeni di disfacimento;

2) si ritiene che, nei casi di cui sopra, il calcestruzzo degli impalcato sia stato confezionato, messo in opera e stagionato in modo meno soddisfacente rispetto a quello delle travi. Si è notato anche un mancato rispetto della disposizione dei ferri di armatura normale, con conseguenti fenomeni di: sollecitazioni anomale e fatica nel calcestruzzo; concentrazione di

sforzi nei ferri; corrosione dei ferri periferici, a causa del copriferro ridotto o mancante.

Inoltre tali impalcato, aventi un elevato rapporto superficie/volume, e gettati senza adeguate protezioni in luoghi ove spira forte vento, hanno avuto una scadente stagionatura. Le macrofessure rilevate in campioni estratti dimostrano un eccessivo tenore d'acqua e una stagionatura scadente.

E' ampiamente dimostrato che per ottenere calcestruzzi durevoli occorrono principalmente aria microocclusa e basso rapporto A/C, come prescrive ad esempio l'American Concrete Institute, di cui ho riportato una tabella nella relazione presentata due anni or sono a Ravello.

Negli U.S.A., allo scopo, sono usati aeranti e fluidificanti fin dal 1940. In Francia, secondo quanto mi ha scritto l'ing. Reverdy, si usano estensivamente dal 1962 gli aeranti e dal 1966 i fluidificanti per ottenere un calcestruzzo durevole. Né negli U.S.A., né altrove, esistono esperienze probanti circa l'uso di sostanze ricoprenti che possono rendere perfettamente durevole un calcestruzzo che non lo sia già di per sé.

I provvedimenti per prevedere le condizioni di getto (microclima) e di lavoro (macroclima) delle strutture sono utili e non costosi; i provvedimenti per confezionare, mettere in opera e stagionare un calcestruzzo durevole sono anche essi un costo aggiunto ridotto, se non nullo. Adottando tali provvedimenti, si eviterà gran parte dei costi non lievi e dei gravi inconvenienti dovuti a manutenzioni straordinarie.

Perché quanto auspicato si verifichi, e dato che un calcestruzzo durevole nasce, non dimentichiamolo, sul tavolo da disegno del progettista, occorre una stretta collaborazione tra Enti appaltanti, progettisti, Imprese, Direzione lavori.

RELAZIONE

Fissuration des poutres précontraintes en fatigue

PROF. R. BAUS - PROF. A. BRENNISEN

Le comportement au point de vue fissuration sous sollicitations dynamiques des poutres précontraintes pose toute une série de problèmes ayant trait au moment d'apparition des fissures, à la propagation de ces fissures et au comportement des poutres fissurées après déchargement.

En ce qui concerne le moment d'apparition des fissures, on peut se demander s'il est le même sous charge dynamique et sous charge statique; on peut aussi se demander s'il est licite de compter sur la même plastification apparente du béton de la zone tendue et ce que deviennent les micro-fissures sous les charges dynamiques.

Au point de vue de la propagation des fissures, il est intéressant de connaître l'évolution de la fissuration sous charge dynamique non seulement en ce qui concerne le nombre et l'ouverture des fissures mais aussi leur hauteur; il est également important d'étudier le rôle que joue l'adhérence des armatures au droit des fissures.

Au sujet du comportement des poutres fissurées après déchargement, on peut se demander pour quelles sollicitations les fissures se referment et s'ouvrent à nouveau au cours d'un cycle ultérieur de mise en charge; il est également important d'étudier les différentes pertes de précontrainte, la relaxation des armatures, les déformations différées du béton en régime fissuré, le rôle des armatures passives et de leur adhérence.

Bon nombre de ces problèmes sont difficiles à résoudre sur des bases théoriques sans se référer à des données expérimentales précises.

Les essais de fatigue sur poutres précontraintes effectués par le Laboratoire du Génie Civil de l'Université de Liège a permis entre autre de formuler quelques observations intéressantes en ce qui concerne l'évolution de la fissuration au-delà de la décompression. Ces observations qui font l'objet de la présente note permettent seulement de tirer des conclusions fragmentaires car le but principal des essais dont il est question n'était pas l'étude systématique des caractéristiques de fissuration.

En 1965, on a effectué une série d'essais de fatigue sur 4 poutres précontraintes sollicitées tout d'abord dans les conditions normales de service des poutres précontraintes et ensuite au-delà de la fissuration. Les caractéristiques de ces poutres sont données à la figure 1.

La résistance σ_{cyl} du béton des deux premières poutres est de 500 Kg/cm²; cette résistance est de 400 Kg/cm² pour les deux autres poutres. Les armatures de précontrainte présentent pour les 4 poutres

une résistance voisine de 180 Kg/mm² mais se différencient au point de vue de leur capacité d'allongement: l'allongement maximal sous charge ε_{max} en dehors de la zone de striction est de 5% pour les deux poutres TA et de 2% pour les deux poutres TB.

Les armatures sont injectées à l'aide de pâte pure de ciment. Les diagrammes représentés aux fig. 2 à 5 montrent de façon schématique pour chacune des 4 poutres les cycles de fatigue auxquels elles ont été soumises ainsi que l'évolution de la flèche et des ouvertures de fissures relevées au cours d'essais statiques effectués entre les différentes séries de pulsations.

Pendant le premier million de cycles, la charge maximale est égale au 8/10 de la charge de décompression: on observe pour toutes les poutres une faible évolution des déformations qui tend d'ailleurs à se stabiliser.

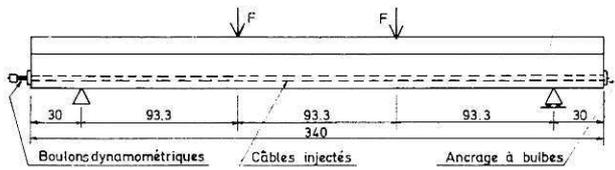
Pour les deux millions et demi de cycles suivants, la charge maximale conduit à des tractions peu importantes dans les fibres inférieures des poutres; cette charge est égale à la charge de décompression calculée sans tenir compte des pertes de précontrainte, et vaut 72% de la charge de fissuration statique. On constate que les cycles de mise en charge ne provoquent aucune détérioration du comportement des poutres; on observe même une légère augmentation de leur rigidité.

Les charges maximales produisent des déformations ε'_b de la fibre la plus tendue égales à 250×10^{-6} auxquelles correspondent des accroissements de tension dans les armatures de l'ordre de 7 Kg/mm² avec une variation de tension $\Delta \sigma_a$ de 4,5 Kg/mm²; ces valeurs restent pratiquement inchangées pendant les deux millions et demi de cycles.

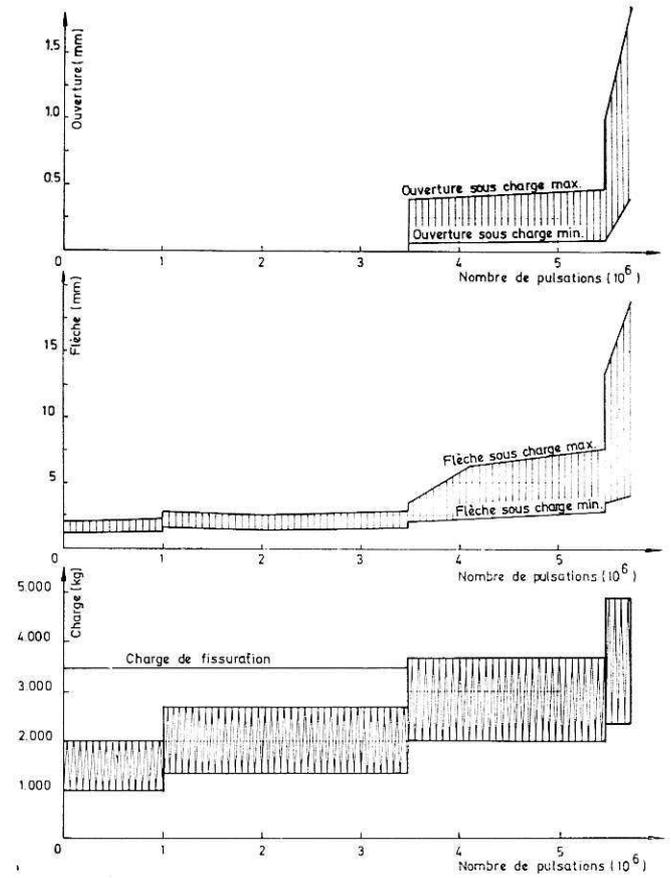
Au cours d'une mise en charge statique, on augmente ensuite les charges maximales jusqu'à l'apparition de la fissuration; le nombre de fissures observées varie entre 4 et 7 et n'augmente plus au cours des cycles de fatigue ultérieurs. Il est intéressant de noter que la résistance apparente du béton en traction calculée à partir des moments de fissuration est de l'ordre de 50 Kg/cm² ce qui laisse prévoir à ce sujet une influence défavorable de la fatigue.

Dès la mise en pulsation des poutres et contrairement à ce qui se passait pour les cycles antérieurs, on observe une augmentation rapide des déformations de la flèche et des ouvertures de fissures.

Après 600.000 pulsations sous charge maximale égale à la charge de fissuration statique, les ouvertures de fissures sous charge maximale passent de 0,02 mm à 0,10 mm; sous la charge minimale de fatigue qui est cependant inférieure à la charge de décompression, on

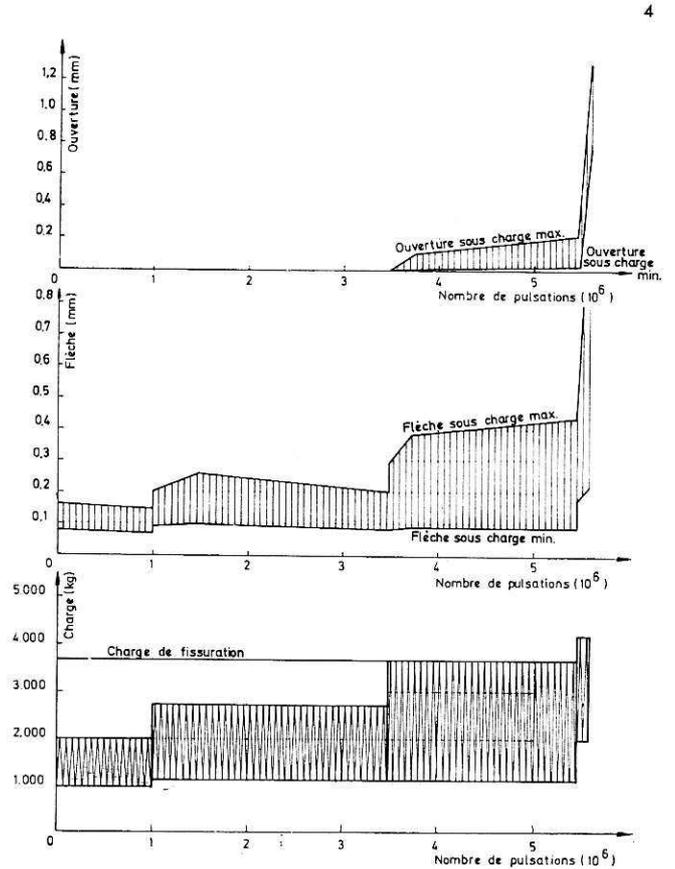
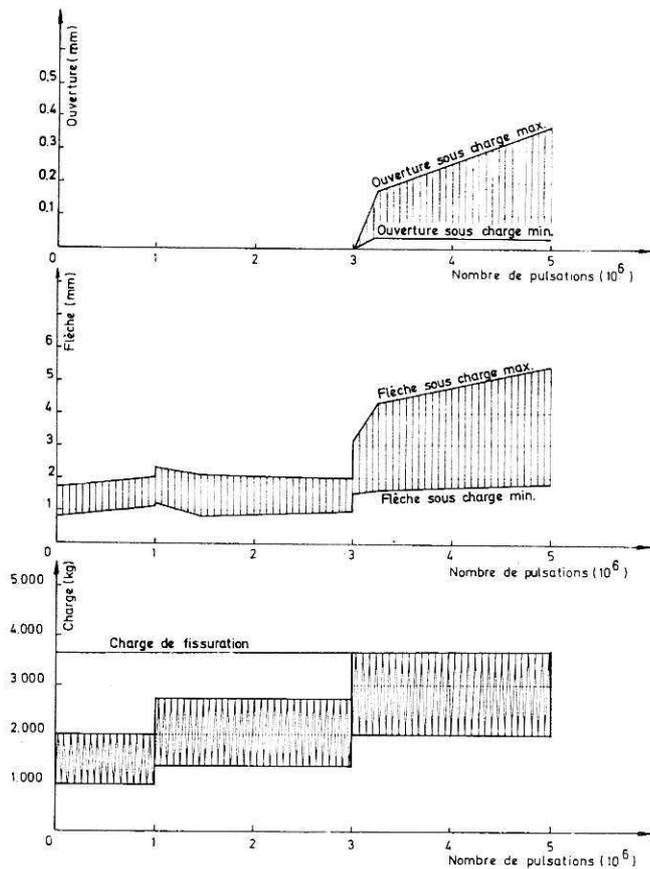


Type de poutres	TA1	TA2	TB3	TB4
Section transversale				
Type d'acier	A-CS	A-CS	Ø-ES	B-ES
Tension dans le béton en kg/mm ²				
	due à la précontrainte $P_i = 14.170 \text{ kg}$ 141.3	$P_i = 13.980 \text{ kg}$ 142.1	$P_i = 14.610 \text{ kg}$ 148.8	$P_i = 14.610 \text{ kg}$ 147.3
due à la décompression $M_d = 2.540 \text{ kgm}$ $P = 13.150 \text{ kg}$	$M_d = 2.550 \text{ kgm}$ $P = 13.220 \text{ kg}$	$M_d = 2.675 \text{ kgm}$ $P = 13.825 \text{ kg}$	$M_d = 2.650 \text{ kgm}$ $P = 13.725 \text{ kg}$	
Tensions apparentes de fissuration	48.5 kg/mm ²	48.0 kg/mm ²	57.2 kg/mm ²	52.1 kg/mm ²
Tension calculée dans les câbles	0.687	0.685	0.750	0.750
Tension réelle σ_{ai}/σ_{ar}	0.698	0.686	0.715	0.715

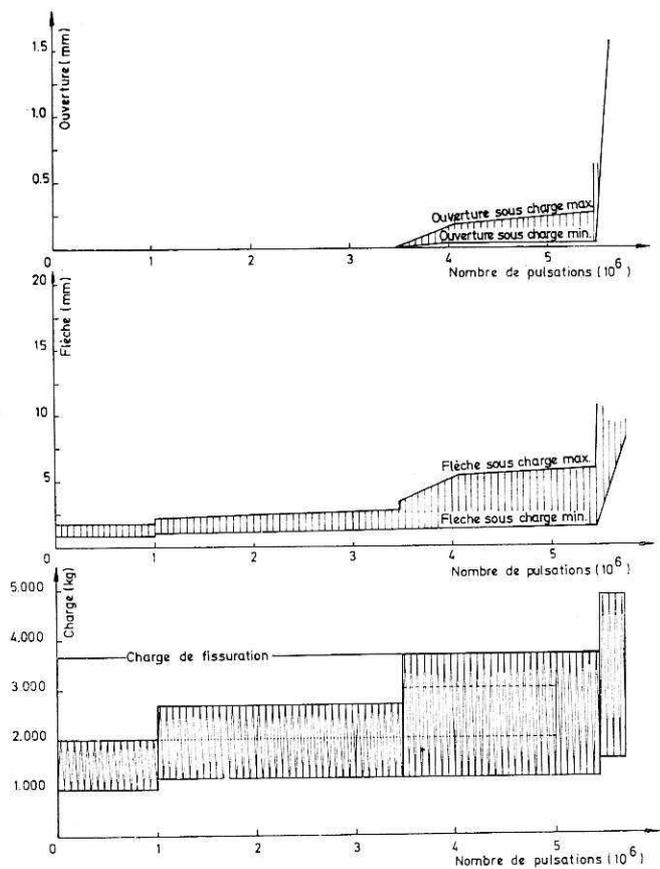


1 - Caractéristiques des poutres; 2-3-4 - Poutre TA1-TA2-TA3. Diagramma de l'ouverture des fissures, de la flèche et de la charge en fonction du nombre de pulsations.

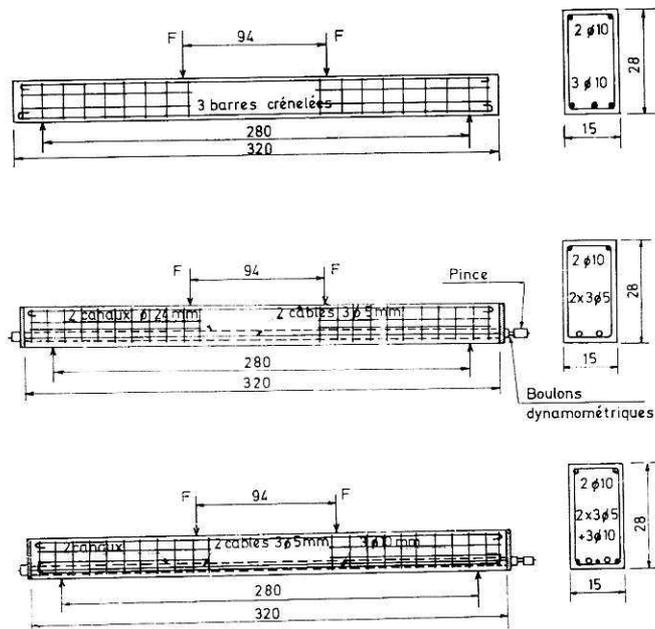
1
3



2
4



5



6

5 - Poutre TB4. Diagramme de l'ouverture des fissures de la flèche et de la charge en fonction du nombre de pulsations; 6 - Poutre armé « A ». Poutre précontrainte « P ». Poutre armée précontrainte « AP »; 7 - Poutre AP3.

observe une ouverture faible mais non négligeable des fissures.

Les variations de tensions $\Delta \sigma_a$ dans les armatures au cours de ces 600.000 pulsations passent de 7 Kg/mm² à 45 Kg/mm² tandis que les déformations proportionnelles du béton ϵ_b passent de 320×10^{-6} à 600×10^{-6} .

Pour les cycles ultérieurs sous une charge maximale égale à la charge de fissuration statique, on observe une augmentation de la déformabilité et une progression de la fissuration nettement moins rapide.

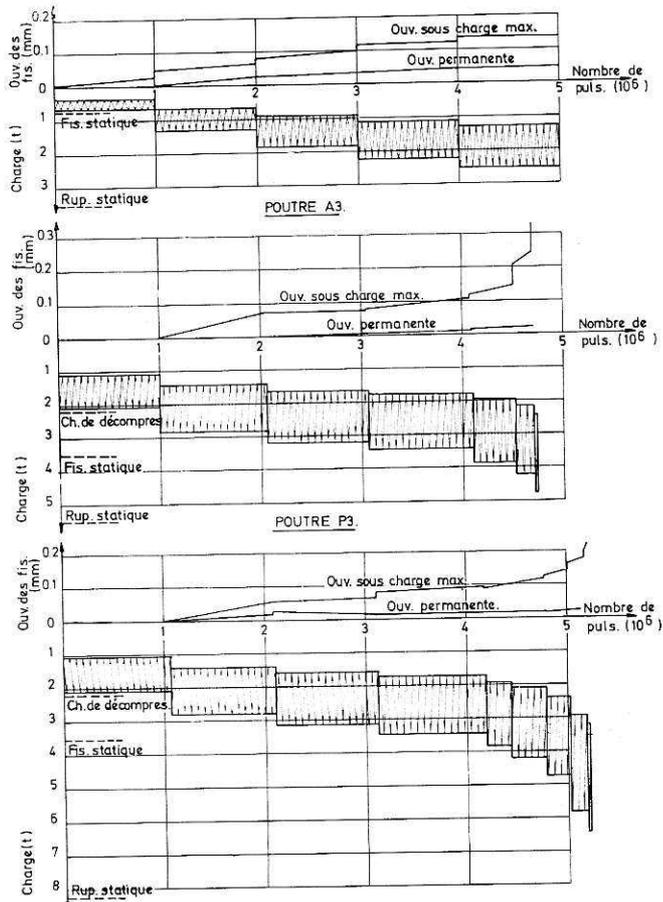
Après cinq millions et demi de pulsations, les charges maximales des cycles sont égales à 8/10 de la charge de rupture statique. On observe une progression rapide de la fissuration et des déformations suivies de rupture en fatigue.

Ces essais mettent une nouvelle fois en évidence les phénomènes bien connus de l'excellent comportement en fatigue des poutres précontraintes pour autant qu'on ne dépasse pas la charge de fissuration.

On constate par contre qu'au delà de la fissuration, la fatigue entraîne une progression rapide de l'ouverture des fissures et une diminution considérable de la rigidité des poutres; la charge de réouverture des fissures est également empêchée de façon notable.

On peut en conclure qu'en fatigue, d'une part, les pertes de précontrainte au-delà de la fissuration sont très importantes et que l'adhérence des armatures au voisinage des fissures s'annule très rapidement. Il faut cependant noter que ces résultats ne correspondent pas au cas pratique car ils sont obtenus sur des poutres sans armature passive.

Le problème du comportement en fatigue des poutres armées-précontraintes et notamment de l'influence des armatures passives sur la fissuration a été abordé



7

dans une autre série d'essais effectués en 1966. Ces essais portent sur des poutres dont les schémas sont donnés à la figure 6.

La poutre notée AP est à la fois armée et précontrainte et présente une armature égale à la somme des armatures des deux poutres notées A et P qui sont respectivement armées et simplement précontraintes.

Dans ces poutres, toutes les armatures sont situées au même niveau; les câbles sont disposés dans des canaux sans gaine, injecté directement après la mise en précontrainte. Les armatures passives sont en acier mi-dur crénelé tandis que les fils de précontrainte sont à empreintes; ces fils dont la résistance est de 180 Kg/mm² sont mis en tension à 75% de cette résistance. Les poutres sont précontraintes à l'âge de 28 jours. Les essais ont porté sur trois groupes de poutres identiques. Les six poutres des deux premiers groupes ont été soumises à des mises en charge statique tandis que les trois poutres du 3.e groupe notées A₃, P₃ et AP₃ ont été mises en pulsation à l'âge de 42 jours.

Le rapport entre les charges maximales et minimales est maintenu constant et égal à 2; les charges sont augmentées progressivement par palier jusqu'à rupture.

Une mise en charge statique avec relevé des différentes caractéristiques est effectuée entre chaque série de pulsations. Le diagramme de la figure 7 montre de façon schématique les cycles de fatigue auxquels les poutres ont été soumises ainsi que l'évolution des ouvertures des fissures sous charge maximale et l'évolution des ouvertures permanentes.

Le premier million de cycles est appliqué avec une charge maximale égale à la charge de décompression pour les poutres P₃ et AP₃; la détermination des charges de décompression prend en compte les pertes réelles de précontrainte.

On n'a constaté aucun changement dans le comportement de ces poutres sous l'effet de la fatigue.

Pour la poutre armée A₃, la charge maximale appliquée au cours du premier million de cycles est égale aux 0,85 de la charge de fissuration statique.

Après ce million de cycles, on observe des fissures dont l'ouverture est de 0,025 mm.

Pour les poutres précontraintes P₃ et AP₃, les fissures sont apparues au cours du second million de cycles pour lequel la charge maximale est égale aux 0,8 de la charge de fissuration statique. Dans le cas de la poutre armée précontrainte AP₃, les fissures restent visibles après déchargement.

On observe un accroissement rapide de l'ouverture des fissures, la charge maximale étant pour les poutres armées précontraintes égale aux 75% de la charge de rupture statique. La rupture en fatigue de la poutre AP₃ est survenue par cassure nette des armatures passives sous une charge maximale égale à 78% de la charge de rupture statique. Juste avant la rupture, les ouvertures des fissures n'étaient que de 0,2 mm. Pour la poutre précontrainte P₃, la rupture est également survenue en fatigue mais pour une charge maximale égale à 87% de la charge de rupture statique.

Pour cette dernière poutre, on a pu observer préalablement à la rupture un accroissement important des ouvertures des fissures dépassant 1 mm.

Notons que la poutre simplement armée a été rompue au cours d'un essai statique après 5 millions de pulsations.

A titre de comparaison, le tableau suivant donne certaines caractéristiques des fissuration dans le cas de poutres identiques à AP₃, P₃ et A₃ soumises à des mises en charge statique successives.

Charges de fissuration et de réouverture des fissures en Kg/vérin.

cycle de sollicitations Poutres	en Kg/vérin.		
	1er	3e	7e
AP	3425 - 3000	1400 - 1500	1200 - 950
P	3470 - 2950	2200 - 2060	2200 - 2150
A	760 - 740	0	0

Dans ce tableau figurent respectivement les charges d'apparition et de réouverture des fissures relevées au cours de la 1ère, 3ème et de la 7ème mises en charge statique.

Dans le cas des poutres précontraintes, la charge de réouverture des fissures coïncide de façon satisfaisante avec la charge de décompression calculée.

On constate d'après les résultats figurant dans le tableau que la charge d'apparition des fissures est pratiquement la même pour les poutres P et AP et qu'elle est plus grande que la somme de la charge de fissuration dans la poutre armée (A) et de la charge de décompression de la poutre précontrainte (AP). Il y a donc un effet de plastification du béton tendu.

En fatigue, les charges de fissuration comme on a vu précédemment sont nettement plus faible, on observe sur ces charges une diminution de 20% dans le cas des poutres précontraintes et armées précontraintes et une diminution de 15% pour les poutres simplement armées. La résistance à la fissuration diminue fortement en fatigue sous l'effet d'une transformation rapide des micro-fissures en fissures visibles.

Au cours des essais statiques, on observe également que la charge de réouverture des fissures est nettement moins importante pour les poutres armées précontraintes (AP) que pour les poutres précontraintes sans armature passive. Cette constatation pourrait s'expliquer par le fait que les armatures passives à adhérence améliorée empêche les fissures de se refermer au déchargement.

Sous charge dynamique, les ouvertures maximales des fissures sont plus faibles pour la poutre AP₃ que pour la poutre P₃; par contre les ouvertures permanentes apparaissent plus tardivement et restent plus

groupe de poutres Poutres	1 2 3		
	statique	statique	fatigue
A	29	30	27
AP	28	28	25
P	14	13	17

Dans la première série d'essais relative à des poutres précontraintes dans lesquelles l'armature est constituée de 20 \varnothing 7 mm (0,6%) et d'un très faible nombre d'armatures de peau en acier doux, on a pu observer un comportement en fatigue analogue en tous points à celui des poutres faisant l'objet des séries d'essais antérieures.

La première poutre de cette série a été essayée dans les conditions de service. En adoptant comme moment maximum de service (M_s) le moment de décompression, on n'a observé aucune fissuration après 4 millions de mises en charge dynamiques entre 0,6 M_s et M_s .

Cependant, le moment de fissuration déterminé au cours d'une mise en charge effectuée après l'essai dynamique s'est avéré légèrement inférieur (à peu près 5%) à celui obtenu pour des poutres identiques, essayées statiquement. La sécurité ultime n'a pas été affectée par les sollicitations dynamiques dans les conditions de service.

Les trois autres poutres de la 1ère série ont été soumises à des essais dynamiques avec charge maximale croissant par palier tous les millions de cycles.

Pour les deux premiers millions de cycles les charges maximales, égales respectivement à 80 et à 100% de la charge de décompression, ne provoquent pas de changements dans le comportement des poutres. La charge de fissuration est atteinte au début du 3ème million de mise en charge au cours duquel on observe une augmentation très importante des ouvertures de fissures sous sollicitations dynamiques. Ces ouvertures passent progressivement de 0 à 0,04 mm, à 0,016 mm et même à 0,40 mm.

Un nouvel accroissement de la charge maximale portée cette dernière à 73% de la charge de rupture statique. On observe que les fissures s'ouvrent au point d'atteindre rapidement des ouvertures de plusieurs millimètres et que la rupture survient par cassure nette des fils de précontrainte.

Au cours de l'essai en fatigue dans les conditions de service ($M_{max} = M_s = 1,15 M_{fissuration}$), d'une poutre armée précontrainte de la série 4, présentant 0,33% d'armature tendue (11 \varnothing 7 mm) et 0,84% d'armature non tendue à haute adhérence (6 \varnothing 16 mm), on a observé au cours des 500 premiers cycles une augmentation rapide des ouvertures de fissures allant de 0,07 mm à 0,09 mm. Les ouvertures des fissures sont ensuite à peu près stabilisées et n'atteignent que 0,11 mm après 4 millions de cycles.

En ce qui concerne les ouvertures résiduelles de fissures subsistant sous une charge égale aux 9/10 de la charge de décompression, adoptées comme charge permanente, on a observé que ces ouvertures sont apparues après 250.000 pulsations (ouverture maximale égale aux 5/1.000e de mm). Après 500.000 cycles ces ouvertures permanentes atteignent 14/1.000e de millimètres et après 4 millions de cycles elles sont de 27/1.000e de mm. La charge de rupture obtenue au cours d'un essai statique n'est pour la poutre étudiée pratiquement pas influencée par une mise en charge dynamique antérieure.

Une autre poutre armée-précontrainte de la série 3 essayée également dans les conditions de service a donné des résultats très semblables au point de vue fissuration. Cette poutre présente un pourcentage de armature tendues plus important que celui de la poutre précédente (14 \varnothing 7 mm soit 0,42%) avec un pourcentage d'armatures passives plus faible (6 \varnothing 12 mm soit 0,46%).

Au cours du 1er million de cycles, les ouvertures maximales de fissures augmentent progressivement jusqu'à 0,1 mm; elles restent ensuite pratiquement invariables pendant les 3 millions de cycles ultérieurs.

Au point de vue des ouvertures résiduelles sous une charge permanente égale aux 7/10e de la charge de décompression, on observe après 500.000 cycles les ouvertures de 5 à 6/100 de mm qui n'augmentent d'ailleurs plus et ont même légèrement tendance à diminuer au cours des 4 millions de cycles ultérieurs.

Il semble bien d'après les résultats obtenus sur ces deux poutres armées-précontraintes que les ouvertures résiduelles des fissures sous charge permanentes sont en liaison directe avec le pourcentage d'armatures passives.

Ces quelques observations, tout en confirmant les résultats des séries d'essais préliminaires, montrent que, dans les conditions normales de service, l'état de fissuration des poutres soumises à des sollicitations dynamiques doit faire une stabilisation. Il est encore trop tôt pour proposer sur la base de ces essais de fixer des coefficients de sécurité vis-à-vis de la fissuration sous charge dynamique; il est cependant déjà certain qu'il faudra tenir compte d'une diminution de la limite de fissuration due aux charges dynamiques ainsi que de l'influence des armatures passives sur cette limite et sur les charges de réouverture des fissures.