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

# Giornate del Precompresso

(Ravello, 3 - 5 Ottobre 1965)

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

### Giornate del Precompresso

(Ravello, 3 - 5 Ottobre 1965)

#### **Indice**

#### ASSEMBLEA DEI SOCI (Ravello, 3 Ottobre 1965)

C. CESTELLI GUIDI: Comunicazione del Presidente E. F. RADOGNA: Relazione del Segretario

F. PICCININI: Relazione del Presidente della Commissione Tecnica

#### **TEMA I - STATI LIMITI (Flessione e taglio)**

E. GIANGRECO: Relazione generale

Interventi:

E. F. RADOGNA: Nota informativa su esperienze in corso sul comportamento a taglio di

travi precompresse a cavi post-tesi

E. RUSSO ERMOLLI: Ricerca su travi in c.a.p. armate a taglio con staffe pretese

U. ROSSETTI: Prove di flessione svolte al Politecnico di Torino sul comportamento

nel tempo delle travi precompresse

L. GOFFI: Prove di sollecitazioni dinamiche su travi in c.a.p. a fili aderenti

C. MUTTONI: Prove a fatica su strutture precompresse

Comunicazione:

G. DELLA LIBERA: Proposta di specifiche tecniche per il calcestruzzo

#### TEMA II - COMPORTAMENTO NEL TEMPO DELLE OPERE ESEGUITE

D. VANONI: Relazione generale

G. RINALDI: Osservazioni e considerazioni sulle strutture in c.a.p. per ponti

autostradali

S. ZORZI: Ponti italiani a sbalzo: Veilino – Nervi – Sori (illustrazioni dei sistemi

costruttivi)

#### A. N. I. C. A. P.

#### ASSOCIAZIONE NAZIONALE ITALIANA CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

### Assemblea dei Soci

(Ravello 3 Ottobre 1965)

#### COMUNICAZIONI DEL PRESIDENTE

PROF. ING. CARLO CESTELLI GUIDI

Egregi colleghi e cari amici,

desidero porgere a tutti il mio saluto e principalmente a quelli che vengono da più lontano. Desidero poi ringraziare gli organizzatori di questa nostra giornata del precompresso e in modo particolare il Prof. Giangreco il quale ha grandemente facilitato il nostro compito; ringrazio anche la segreteria dell'Istituto di Tecnica delle Costruzioni di Napoli per la collaborazione offertaci ed il personale dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Roma che si è adoperato per la riuscita del Convegno.

Farò alcune comunicazioni ad introduzione della relazione del Consigliere segretario sull'attività dell'Associazione.

Prima di tutto debbo comunicare i risultati delle elezioni: sono usciti dal Consiglio dell'Associazione il Prof. Gentiloni Silveri, l'Ing. Locatelli e l'Ing. Zorzi; entrano a far parte del nuovo Consiglio: il Prof. Berio, il Prof. Finzi e l'Ing. Vanoni. Ai Consiglieri uscenti porgo i miei ringraziamenti per l'attività che hanno svolto per la nostra Associazione e ai nuovi l'augurio nella certezza che

essi contribuiranno ad una sempre maggiore affermazione degli intenti che noi perseguiamo.

Circa l'attività del Consiglio uscente, perché in definitiva oggi ci troviamo a rendere conto dell'attività svolta dal Consiglio uscente di cui, come dicevo, riferirà più precisamente il Consigliere segretario, Ing. Radogna, voglio ricordare che esso ha organizzato le tre riunioni di Venezia, di Cagliari e questa di Ravello che ci hanno procurato il piacere di ritrovarsi fra amici per parlare di argomenti che riguardano il c.a.p.

Vorrei ancora ricordare la pubblicazione degli Atti di Venezia per ringraziare l'Ing. Bologna e l'AITEC per il contributo dato, e dire loro che ho potuto constatare quanto essi siano stati apprezzati anche nell'ambiente internazionale, abbiano fatto conoscere la nostra Associazione ed il lavoro degli studiosi e degli sperimentatori italiani. Avere raccolto in un'unica pubblicazione tutti gli studi su un determinato argomento, quello della precompressione parziale, ha destato l'interesse di tutti quelli che si occupano della materia; abbiano visto spesso, anche nelle riunioni in ambienti internazionali, citati questi nostri atti di

Venezia di cui così magistralmente il Prof. Levi ha riassunto i lavori presentati.

Altra attività che io penso debba essere menzionata è quella del contributo dato dall'Associazione alla stesura delle Norme sul c.a.p. Le Norme, apparse recentemente e pubblicate dal Ministero dei LL.PP. con una circolare, furono compilate da un'apposita Commissione della nostra Associazione attraverso numerose riunioni. Vennero quindi presentate al Ministero dei LL.PP. ed esaminate da una Commissione del Ministero stesso e, praticamente, si può dire approvate nella loro essenza, dopo poche sedute. Questo è molto importante e mostra quale può essere l'intervento efficace di una Associazione in questo settore. Queste Norme sono state molto apprezzate anche in ambiente internazionale anche perché ammettono implicitamente la precompressione parziale anche senza giungere a quei limiti della fessurazione che si intravedono già nella regolamentazione che sta approntando il Comitato Misto Internazionale FIP/ CEB.

Inoltre l'introduzione del calcolo a rottura, particolarmente utile nella verifica delle sezioni di incastro dei solai, ha costituito uno schema di avanguardia. Per questo lavoro, dobbiamo ringraziare tutti i membri che hanno lavorato nella Commissione e particolarmente l'Ing. Piccinini che l'ha presieduta.

In tema di norme accennerò ancora alla situazione del c.a.p. L'anno scorso il Prof. Stabilini ci disse che tutti erano desiderosi e la stessa Commissione del Consiglio delle Ricerche, di liberalizzare il c.a.p. e Voi sapete che è stata proposta una legge, che riguarda sia il c.a. sia il c.a.p., che abolisce la legge del '39 sul c.a. e quella del '47 sul c.a.p. Questa legge è attualmente ferma per la questione dei geometri; proporrei quindi che questa assemblea formulasse un voto da comunicare per telegramma al Presidente Biraghi affinché ottenga dal Ministero di Grazia e Giustizia l'approvazione della proposta di legge.

Altra attività dell'ANICAP è la redazione di un codice. Voi avete visto che nella cartella distribuita ai partecipanti a questo Convegno c'è la bozza di un codice di buona esecuzione delle strutture in c.a.p. Questo codice dovrebbe integrare le norme e costituire un primo elenco di consigli per una buona esecuzione delle opere in c.a.p. Tutti sappiamo quanto sia importante la buona esecuzione con questo particolare sistema costruttivo non meno dei criteri di progettazio-

ne. La Commissione Tecnica della nostra Associazione, presieduta dall'Ing. Piccinini, ha redatto questa prima bozza di codice e per questo lavoro devo ringraziare molto vivamente non solo l'Ing. Piccinini, ma anche l'Ing. Gallo che lo ha coadiuvato così efficacemente. Voi vorrete esaminare questo codice e saranno gradite naturalmente tutte le obiezioni, le osservazioni, i consigli che vorrete dare; tenete conto che questo primo esemplare, questa bozza, verrà stampata e distribuita ai Soci, ma si ha intenzione poi di fare degli opuscoli di aggiornamento sui calcestruzzi leggeri ed altri argomenti che interessano il c.a.p., pubblicazioni che serviranno a mostrare la vitalità della nostra Associazione.

Vorrei accennare anche ad un'altra attività che è stata svolta dall'Associazione: alle prove coordinate. In vista del Congresso della FIP che avrà luogo nel 1966 a Parigi ci siamo riuniti tra amici che hanno la possibilità di eseguire delle prove avendo dei laboratori a disposizione, per cercare di coordinare delle prove. Questo è molto importante non solo per il programma delle prove ma anche per unificare i metodi di osservazione; tutti sappiamo, per esempio quanto sia difficile fare il rilievo dell'ampiezza di una lesione su una trave.

Forse siamo partiti con un programma un po' ambizioso anche perché speravamo in forti contributi cosicché il programma si è poi dovuto ridurre e praticamente oggi partecipano alle prove solo due laboratori a Napoli, il laboratorio di Roma e il laboratorio di Venezia. In ogni modo dobbiamo certamente ringraziare l'AITEC per il contributo che ha voluto dare per queste prove e ci auguriamo che possa essere ripetuto nel prossimo esercizio. Ritengo comunque che già su questo primo ciclo di prove si possa portare una relazione al Congresso di Parigi.

Vorrei accennare anche ad altra iniziativa e cioè al collegamento con altre associazioni per trattare problemi di comune interesse, attraverso riunioni e per fare eventualmente delle pubblicazioni. A questa iniziativa hanno risposto quasi tutte le Associazioni ed in particolare l'AICA e l'Associazione Geotecnica. Voi vedete anzi che qui a Ravello, in occasione della convocazione dell'Assemblea dell'ANICAP e della giornata del precompresso, è stata indetta una giornata dell'AICA che avrà luogo il 6 ottobre.

Altra questione che però è del tutto in alto mare e di cui abbiamo discusso ieri sera in Consiglio, è l'eventualità di poter avere un nostro periodico, si potrebbe dire dell'ingegnere civile, in cui le associazioni collegate possano pubblicare articoli naturalmente a carattere esclusivamente tecnico-professionale. Si potrebbero stampare dei numeri monografici su determinati argomenti; però ripeto dalla discussione la cosa è apparsa di soluzione molto difficile e quindi non si possono fare per ora previsioni.

Come programma dell'attività futura dell'Associazione che sottopongo al Vostro esame, alla Vostra critica, vi è prima di tutto l'intendimento di proseguire le ricerche sperimentali coordinate; non abbiamo assolutamente ambizione di sostituirci ad altri organismi che presiedono alla ricerca scientifica, anzi noi siamo a loro disposizione. Penso che valga la pena di proseguire queste prove tanto più che le attuali sono indirizzate principalmente allo studio del comportamento al taglio con particolare riguardo al comportamento dei cavi rialzati nell'evoluzione del loro stato di tensione a partire dalla condizione di esercizio fino alla condizione di rottura. Di questo ne sappiamo molto poco e si è molto discusso poiché vi è chi vorrebbe considerare le condizioni di rottura dell'acciaio, e chi invece ritiene che si arrivi alla rottura della struttura solo con un lieve aumento della tensione nei cavi.

Si intende poi ampliare il codice e contemporaneamente riprendere lo studio delle norme per rivedere alcuni punti che dall'applicazione non sono risultati molto chiari, ed eventualmente raccogliere le osservazioni per poi comunicarle agli organi competenti per l'emanazione di nuove circolari.

Un'altra partecipazione attiva della nostra Associazione è quella ai lavori del Comitato Internazionale FIP/CEB da parte dei Membri del Consiglio. La voce della nostra Associazione si è fatta sentire e noi cerchiamo ora di ascoltare dall'Assemblea anche quella di tutti i Soci.

Per quanto riguarda i corsi di cultura devo dire che quest'anno non sono stati svolti ma ci viene richiesto da più parti di ripeterli.

Vorrei ricordare ora la proposta che aveva fatto il Prof. Stabilini l'anno scorso di abbinare al corso sul c.a. a Milano, un corso sul c.a.p., ed io sono sicuro che il Prof. Stabilini ci aiuterà nell'organizzazione di questo corso. Bisognerebbe cercare di tenere un altro corso in un'altra città. Saremo grati ai Soci che vorranno farci delle proposte al riguardo.

Al Congresso della FIP dell'anno prossimo, una sessione particolare sarà destinata all'illustrazione delle opere eseguite nei vari Paesi. In Italia sono già state designate delle persone a raccogliere le notizie e soprattutto cercare di avere delle fotografie delle opere eseguite. L'Ing. Bologna ha preso in considerazione la possibilità di stampare un volume, che dovrebbe essere in definitiva un volume di aggiornamento di quello prestabilito in occasione del Congresso della FIP del 1962, tenuto a Roma, nel quale erano così egregiamente illustrate le opere italiane. Quindi io pregherei tutti i soci di facilitare questo compito ed abbiamo già chiesto in una circolare di spedirci materiale disponibile. L'Ing. Bologna ha anzi preparato una scheda che verrà distribuita, ma soprattutto dovremmo cercare di avere delle fotografie.

Infine dovrei parlare di una modifica allo Statuto che si rende necessaria ed è quella di costituire un comitato esecutivo in seno al Consiglio Direttivo. Riunire il Consiglio Direttivo non è sempre facile, non per mancanza di buona volontà dei consiglieri ma per le distanze delle sedi rispettive e per la difficoltà di mettersi d'accordo sulle date cosicché le riunioni del Consiglio sono piuttosto rare. Si debbono però prendere spesso delle decisioni, ed io desidererei essere confortato dal parere di colleghi.

Ci vorrebbe quindi un comitato esecutivo e chiederei all'Assemblea l'approvazione di questa modifica allo Statuto.

Infine dovrei parlare dell'aumento delle quote sociali. Veramente è il Consiglio che deve deliberare sulla quota di associazione, però io ritengo che dato che siamo qui fra amici, è bene sentire il parere di tutti, in modo che il Consiglio non faccia dei passi falsi. Vorrei proporre l'aumento della quota da 3.000 a 5.000 lire. Devo dire che noi viviamo ancora abbastanza bene, come sentirete dal bilancio, grazie all'aiuto che ci dà sempre l'AITEC ed anche altri, in particolare il nostro Consigliere Ing. Piccinini il quale si assume spesso l'onere di lavori per l'Associazione. Abbiamo l'intervento veramente appassionato degli stessi Consiglieri per ridurre notevolmente le spese dei Convegni, però vorremmo avere una base un po' più solida per cercare possibilmente di rimborsare le spese di viaggio a quelli che nelle commissioni svolgono un'attività che già porta via un notevole tempo e che non è giusto debbano pure avere un sacrificio finanziario.

Con questo io ringrazio tutti i presenti di avermi ascoltato e cedo la parola al Consigliere segretario, Ing. Radogna, che più dettagliatamente parlerà dell'attività della nostra Associazione. Passeremo poi alla votazione.

#### RELAZIONE DEL SEGRETARIO

Dr. Ing. Emanuele Filiberto Radogna

Signor Presidente, Signori Soci,

la presente relazione riguarda l'attività della nostra Associazione a partire dall'ultima assemblea generale, tenutasi a Cagliari il 18 ottobre dell'anno scorso.

Esaminiamo le varie attività nell'ordine in cui sono indicate dall'art. 2 del nostro Statuto.

Esse sono cinque:

- 1) promuovere gli studi, le ricerche e le applicazioni;
- 2) raccogliere e diffondere la documentazione scientifica e tecnica italiana ed estera;
- 3) promuovere riunioni culturali ed organizzare congressi nazionali ed internazionali;
- 4) stabilire e mantenere relazioni fra tutti gli aderenti e le associazioni nazionali ed estere;
- 5) intervenire presso le Autorità competenti qualora vengano studiati provvedimenti legislativi e regolamentari che interessano il cemento armato precompresso.

Per quanto riguarda il primo punto — azione stimolatrice e propulsiva nel campo degli studi e delle
ricerche — l'ANICAP ha raccotto i voti espressi nel '63
a Venezia ed ha preso l'iniziativa di proporre un programma di ricerche coordinate nel settore del cemento
armato precompresso, nell'intento di portare un contributo Italiano al V Congresso FIP, che si terrà a Parigi
l'anno venturo dall'11 al 18 giugno, conseguendo un razionale impiego di energie da parte degli studiosi italiani.

Questa iniziativa ha riscosso un'eco favorevole e larga adesione sia nel campo universitario che industriale; essa ha dato luogo a scambi di vedute preliminari ed a tre riunioni espressamente dedicate al coordinamento, tenutesi: il 7 marzo a Roma, il 17 ottobre a Cagliari, il 21 novembre 1964 di nuovo a Roma.

Per quanto riguarda il reperimento dei fondi necessari per realizzare i programmi proposti si sono incontrate notevoli difficoltà, legate al particolare momento congiunturale.

Tuttavia, per l'interessamento dell'AITEC si è potuto fare assegnamento su di un finanziamento di sette milioni, di cui il 70% erogato direttamente dall'AITEC ed il rimanente 30% da ottenersi tramite l'Ufficio attività di ricerca di interesse industriale del CNR.

Oltre a questo contributo economico, tre Società, la RDB, la Renardet e la SCAC, si sono dichiarate disposte per mezzo, rispettivamente, degli Ingegneri Guidi, Bagnulo e Dalla Bona, a fornire gratuitamente solai e travi per la sperimentazione, come d'altronde, hanno già fatto precedentemente.

Con i mezzi a disposizione e con quelli già esistenti presso Istituti universitari interessati, è stato possibile intraprendere due ricerche, che sono attualmente in corso: una, sugli stati limiti nella sollecitazione composta di flessione e taglio, con la partecipazione dei laboratori degli Istituti di Tecnica delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Napoli, di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Napoli e di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Roma.

Le 24 travi in programma sono state costruite nello stabilimento della SCAC di Torre Annunziata, mentre

i cavi e gli ancoraggi sono stati messi a disposizione dalla PREBETON.

L'altra, intesa a studiare un fenomeno caratteristico delle travi precompresse con armatura supplementare inerte e precisamente il fenomeno di esaltazione delle perdite di precompressione per effetto di ritiro e fluage, svolta presso l'Istituto Universitario di Architettura di Venezia.

\* \* \*

Per quanto riguarda il secondo punto - raccolta e diffusione della documentazione scientifica - loro ricorderanno che questa questione fu suscitata alle Giornate di Venezia nel '63 e ripresa a Cagliari nel '64. In quest'ultima occasione il Prof. Gentiloni Silveri svolse una accurata esposizione sull'argomento, attirando l'attenzione sulla possibilità di utilizzare il bollettino bibliografico della FIP. L'Assemblea dei Soci dopo un'ampia discussione, nella quale apparvero chiaramente le difficoltà di natura essenzialmente economica che ostacolavano la costituzione di un servizio bibliografico auto nomo dell'Associazione, accolse la proposta del Prof. Stabilini di pubblicare a fine d'anno non i sommari, ma i titoli degli articoli recensiti dal bollettino della FIP in una raccolta da distribuire gratuitamente ai Soci. Il Consiglio Direttivo ha proceduto all'attuazione di tale proposta, tentando qualcosa di più: con la circolare n. 109, diramata il 1º giugno, è stata iniziata una prima segnalazione bibliografica di undici articoli riguardanti il c.a.p., comprendente anche un breve sommario.

La redazione di questo servizio di informazioni è svolta a cura dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Roma.

Altro materiale è già pronto e sarà distribuito con la prossima circolare.

Non si può, per ora, parlare di una vera e propria periodicità, tuttavia si cercherà di inviare un bollettino di informazioni bibliografiche ogni tre mesi.

\* \* \*

Inoltre l'ANICAP si è occupata della distribuzione degli Atti del Congresso di Venezia, delle Norme tecni che per l'impiego delle strutture in c.a.p., emanate dal Consiglio Superiore dei LL.PP., della traduzione inglese curata dalla FIP, dei regolamenti sul c.a.p. del Belgio, della Germania, Olanda, Austria, Polonia, Finlandia, Svizzera e Danimarca e di altre pubblicazioni della FIP.

Il servizio librario ha svolto quest'anno un lavoro particolarmente intenso, come risulterà anche dalla relativa voce sul bilancio del 1965.

Passiamo al punto terzo: riunioni culturali.

Seguendo una tradizione ormai consolidata, all'Assemblea generale dei Soci, fanno seguito, anche quest'anno, delle riunioni di studio, dedicate a temi di grande attualità.

Non sarà sfuggito che quest'anno, nella scelta dei temi in discussione, il Consiglio Direttivo ha cercato di venire incontro agli interessi di diverse categorie di ingegneri, abbracciando questioni sia di carattere scientifico che di carattere tecnico-professionale.

In questo modo il Consiglio Direttivo ha inteso assicurare una partecipazione attiva alla maggior parte degli intervenuti, i quali potranno portare il contributo della loro esperienza a tutti i livelli: studi teorici, ricerca sperimentale, ricerca applicata, osservazioni di cantiere, problemi tecnologici.

Per quanto riguarda i contributi finanziari per la organizzazione di queste giornate, a differenza di Venezia e come per Cagliari, non sono stati chiesti contributi a Ditte e Società, interessate al precompresso, ma si è fatto assegnamento sulle quote di iscrizione e sulla generosa ospitalità offerta dagli Enti locali.

Veniamo al punto quarto: relazioni con altre associazioni italiane e straniere.

Per quanto riguarda le associazioni italiane le relazioni fra ANICAP ed AITEC sono sempre state molto strette e proficue.

Un particolare riconoscimento va rivolto all'Ing. Bolo gna, Direttore della Rivista dell'AITEC « L'industria Italiana del Cemento » e membro del Consiglio Direttivo dell'ANICAP, al quale si deve la tempestiva attuazione di significative iniziative, come la raccolta delle realizza zioni italiane in cemento armato precompresso presen tata al IV Congresso della FIP e gli Atti del Convegno di Venezia, pubblicazioni che hanno riscosso vasti consensi anche sul piano internazionale, come testimoniano le numerose richieste pervenute alla nostra Segreteria.

Anche in occasione del V Congresso della FIP è in programma una pubblicazione dell'AITEC che raccolga tutti i contributi italiani.

Anche le relazioni con le associazioni e gli Istituti universitari esteri che operano nel campo del precompresso sono sempre state molto intense, alimentate sia dalla nutrita partecipazione di molti dei nostri Soci ad associazioni ed a Commissioni di studio di vasta risonanza internazionale, sia dal contributo che il nostro Paese ha dato e va dando agli studi sul precompresso in sede di Convegni e di Congressi.

In questa rassegna di attività, va naturalmente ricordato che l'ANICAP rappresenta, in modo permanente, l'Italia in seno alla Federazione Internazionale del Precompresso.

Punto quinto: attività consultiva nel campo delle leggi e regolamenti sul c.a.p.

Loro ricorderanno che fu costituita nel 1963 una Commissione, presieduta dall'Ing. Piccinini, per un aggiornamento delle norme allora vigenti sul c.a.p. Il lavoro fu portato a termine nel '64 e ne fu data relazione a Cagliari dall'Ing. Piccinini stesso.

Successivamente, alla Commissione Tecnica ristretta dell'Associazione è stato affidato il compito di redigere un « Codice di buona esecuzione » analogamente a quanto hanno fatto altre associazioni nei settori di specifica competenza.

L'Ing. Piccinini ci illustrerà fra poco il risultato del suo lavoro.

Dopo questa breve rassegna delle attività svolte nel 1965, esaminiamo alcuni aspetti della vita associativa.

Il fatto più saliente è costituito dalle elezioni del Consiglio Direttivo per il triennio '65-'68, che si sono svolte, secondo l'art. 13 comma f, a mezzo di referendum postale.

Le operazioni di scrutinio hanno avuto luogo il 5 ago sto in Roma e sono state effettuate dalla Commissione, all'uopo designata e formata dai Signori:

- Prof. Ing. Franco Giannini Presidente
- Dr. Ing. Remo Calzona
- -- Dr. Ing. Leda Maddalena.

Dal verbale di scrutinio risulta che — aperti i sigil li — l'urna conteneva 135 buste, di cui 4 sono state annul late perché non recavano alcuna indicazione del votante sul talloncino esterno.

Si è proceduto successivamente alla apertura delle buste ed allo spoglio delle schede, una delle quali è stata annullata, perché priva delle indicazioni prescritte.

Ouindi le schede valide sono risultate 130.

I risultati sono stati i seguenti:

#### Presidente:

Prof. Cestelli Guidi Consiglieri:	112 voti
1) Prof. Levi	116 + 1 come presidente
2) Prof. Giangreco	106 + 5 » »
3) Prof. Pozzati	104 + 1 » »
4) Ing. Radogna	102
5) Ing. Bologna	100
6) Prof. Rinaldi	98 + 1 come presidente
<ol><li>7) Ing. Piccinini</li></ol>	91 voti
8) Ing. Vanoni	71 »
9) Prof. Berio	69 »
10) Prof. Finzi	69 »
<ol><li>Prof. Morandi</li></ol>	59 + 1 come presidente
Revisori dei Conti:	
— Ing. Grappelli	97
<ul><li>Prof. Fuxa</li></ul>	94
— Ing. Bagnulo	93

Come di rito detti risultati sono stati immediatamente comunicati al Presidente uscente Prof. Cestelli Guidi e tutti i documenti relativi alle votazioni sono stati conservati presso la Segreteria dell'Associazione.

Situazione dei Soci:

a tutto il 25 settembre siamo 321. Anche quest'anno si riscontra un certo aumento negli iscritti: nel '64 eravamo 304, nel '63: 294, nel '62: 269.

Ma l'incremento più forte si ebbe nel '61 con il primo corso di cultura sul c.a.p. tenuto a Roma, che fornì circa 100 nuovi iscritti.

Le morosità sono sempre molto elevate: 150 nel '65, 108 nel 64

In proposito mi sia consentito di sollevare una questione relativa all'interpretazione del comma b) dell'articolo 10 nel nostro Statuto:

« Perdono il diritto di appartenere alla Associazione.... i Soci per i quali il Consiglio Direttivo ha deliberato la radiazione per *morosità* sia per altre inadempienze allo Statuto».

Questo articolo, che io sappia, non è stato mai applicato.

Io chiedo che l'Assemblea esprima la sua opinione sull'interpretazione del termine « morosità ». A titolo personale sono contrario ad una interpretazione restrittiva, tuttavia mi rendo conto della necessità di definire un limite, per esempio di tre anni consecutivi, oltre il quale venga iniziato dal Consiglio Direttivo un procedimento di cancellazione.

Tuttavia io mi auguro che l'impegno sempre maggiore con il quale l'Associazione persegue i suoi fini statutari, susciti fra i Soci rinnovati motivi di interesse e di partecipazione per cui a questi motivi e non al comma b) si debba la normalizzazione del settore quote sociali.

Signor Presidente, Signori Soci,

nel concludere la mia relazione, Vi ringrazio per la cortese attenzione che mi avete accordato.

#### RELAZIONE DEL PRESIDENTE DELLA COMMISSIONE TECNICA

Dr. Ing. Fernando Piccinini

Signor Presidente, Signori Soci,

fra i compiti a suo tempo assegnati dalla Presidenza e dal Consiglio Direttivo dell'ANICAP alla Commissione incaricata per lo studio delle parti amministrative e tecnica delle Norme riguardanti le strutture in c.a.p., c'era anche la compilazione di un manualetto di istruzioni per il quale si propose in un primo tempo il titolo di « Codice di norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a.p. ». Scopo principale di questo codice doveva essere quello di favorire la divulgazione della tecnica del precompresso e di facilitare il compito di coloro i quali, non possedendo una sperimentata conoscenza della materia, si accingessero a servirsi di una tecnica per essi ancora praticamente nuova. Nello stesso tempo il codice sarebbe stato un'utile raccolta di dati, di informazioni e di consigli, utile anche per coloro ai quali la tecnica del precompresso fosse stata già cosa familiare. In questa sede è stata distribuita una copia provvisoria di quello che potrà essere il volumetto affinché tutti ne possano prendere visione ed esprimere in seguito un parere fornendo eventuali ulteriori suggerimenti.

Ovviamente le persone già edotte della materia (e tutti i presenti fanno parte di questo gruppo) non troveranno in questo fascicolo nulla che già non sapessero, troveranno invece materia sufficiente per muovere qualche critica costruttiva.

La maggior parte dei concetti comunque risultano già espressi altrove, vale a dire: nei vari testi che trattano l'argomento, nei manuali, nelle riviste tecniche e nei vari rapporti di articoli di cui è ricca la materia di cui si tratta.

In particolare si è fatto riferimento a quanto già acquisito per la compilazione delle nuove Norme tecniche che sono ormai in vigore, alle raccomandazioni pratiche unificate per il calcolo e l'esecuzione delle opere in c.a. del CEB, al progetto di Norme di istruzioni dei Consiglio Nazionale delle Ricerche, agli opuscoli editi a cura dell'AITEC, al giornale dell'American Concrete Institute, al rapporto Hill per il FIP/CEB. L'utilità quindi del fascicolo sta nell'essere questi concetti raccolti organicamente insieme, costituendo una fonte di facile e comoda consultazione. Ora, come doveroso atto verso i convenuti, farò una brevissima cronaca dell'iter seguito nella compilazione di questo manualetto. Come vi ho già detto tale compito era stato assegnato alle Commissioni incaricate per lo studio delle Norme vere e proprie, però, tenendo conto dell'oneroso lavoro già da queste proficuamente svolto e ricordando i non lievi sacrifici dai più sopportati per convenire numerose volte a Roma da diverse lontane città, si pensò di semplificare il lavoro affidandolo ad una sola persona, la quale avrebbe dovuto riunire il materiale necessario e stendere la prima bozza del codice. Di ciò fu incaricato l'Ing. Gallo che, avendo già rivestito nella Commissione tecnica, con una abnegazione della quale tutti gli sono grati, le funzioni di Segretario e risiedendo a Roma, sembrò il più adatto. E' stata così messa a punto una prima parte relativa alla esecuzione delle strutture ed inviata a tutti i membri della Commissione perché ne prendessero visione e suggerissero nuovi argomenti ed eventuali modifiche. Seguì una seconda parte relativa ai materiali ed alle prove pratiche di cantiere.

Il 30 marzo di quest'anno fu distribuito un terzo fascicolo, completo dei 3 argomenti: materiali, prove di cantiere, esecuzione, e copia ne fu inviata al Consiglio Direttivo dell'ANICAP.

Molti e utilissimi furono i suggerimenti e le proposte pervenuteci. Facendone quasi sempre tesoro, è stata preparata la presente edizione aggiornata che ora è in vostre mani.

E' mio desiderio, a tale proposito, ringraziare per l'aiuto fornitoci, tutti indistintamente i componenti delle diverse Commissioni, in modo particolare i Proff. Cestelli, Levi, Pagano e gli Ingg. Bologna, Rotundi e Segre.

Per quanto concerne, infine, il titolo del manualetto, abbandonata la parola forse un po' troppo impegnativa di « codice», questo è stato modificato in « Istruzioni per l'esecuzione delle strutture in cemento armato precompresso». Questo titolo ci sembra più aderente allo spirito della pubblicazione che vuole essere principalmente uno strumento di facile ed utile consultazione.

Il fascicolo che in veste provvisoria, mancano ad esempio i necessari colori alle figure, viene in questa occasione distribuito, sarà messo a punto come testo definitivo quando i presenti e tutti gli iscritti all'ANICAP avranno avuto l'opportunità di esprimere in merito il loro pensiero.

A questo proposito vorrei peraltro far presente la necessità che la stesura definitiva venga elaborata rapidamente; sarebbe quindi opportuno che in questa sede venisse fissato un termine di tempo utile per l'invio delle comunicazioni e delle proposte in merito al contenuto del manuale.

Accennerò ora brevemente al criterio seguito nell'impostazione degli argomenti. Dopo una breve premessa che richiama l'attenzione sull'importanza di operare bandendo ogni empirismo quando si abbia a che fare con strutture in precompresso, si passa al capitolo I che tratta della qualità dei materiali: leganti, inerti, acqua, additivi, acciai. Segue quindi il capitolo II che tratta le prove pratiche da eseguirsi in cantiere; si illustrano i metodi più opportuni e più semplici per la determinazione delle curve glanulometriche, limiti dell'aggregato e della sabbia rifacendosi alle norme italiane del 1939 e si introduce anche la formula consigliata dal Consiglio Nazionale delle Ricerche. Si espongono quindi i sistemi di controllo delle impurità degli inerti nei con-

fronti dei limi e delle argille e nei confronti delle materie organiche; si citano e si descrivono a tale proposite alcuni metodi semplici tratti dagli opuscoli dell'AITEC sul calcestruzzo e dai fascicoli editi dal Consiglio Nazionale delle Ricerche. Si parla quindi dell'umidità della sabbia e delle prove sulla consistenza del calcestruzzo.

Il capitolo III, che è il più vasto, abbraccia quanto può concernere la esecuzione vera e propria delle strutture in c.a.p.

#### Gli argomenti trattati sono:

— i calcestruzzi, nei confronti della confezione e trasporto degli impasti e modalità di getto con particolare riferimento alle macchine impastatrici, alla vibrazione, alla maturazione a vapore, alla conservazione, cura e protezione dei getti, ai pericoli ed agli accorgimenti da adottare quando si abbia a che fare con temperature troppo alte o troppo basse, alle riprese di getto ed ai getti in opera su elementi prefabbricati.

Il secondo argomento del capitolo III riguarda le cassaforme; il terzo argomento è relativo alle armature metalliche principali e secondarie. Si parla quindi degli ancoraggi, delle iniezioni dei cavi ed infine del sollevamento, trasporto e montaggio degli elementi prefabbricati.

Alcuni degli argomenti suddetti, quali ad esempio le macchine impastatrici, la vibrazione, il trattamento a vapore, sono stati trattati forse un po' troppo al dettaglio.

Si è detto forse molto per lo scopo e le pretese stesse del volumetto e, trattandosi in effetti di campi troppo vasti, troppo poco per una vera conoscenza degli argomenti. Però io ritengo che essendo in fondo concetti semplici, non è male che, specie i lettori meno provveduti, e i presenti non fanno ovviamente parte di questa categoria, anzi sono in funzione di esaminatori, abbiano netta la sensazione dell'importanza stessa di questi tre aspetti del costruire in c.a.p. Chi sa più di quanto esposto, e fa comunque parte di una schiera ristretta di tecnici, non ne avrà alcun danno, chi non sa o sa di meno, si farà su tale argomento almeno una idea, sia pure sommaria, e sarà indotto ad approfondirli. Imparerà almeno che molte, diverse e da scegliere ed applicare con competenza ed accortezza, sono le maniere di impastare, vibrare e trattare termicamente un calcestruzzo.

Vi sarebbero stati altri argomenti da trattare; sono in parte omissioni volute. Ad esempio nel trattare i vari metodi di confezione del calcestruzzo e della sua messa in opera, non si è fatto cenno alcuno di procedimenti quali la centrifugazione, la vacuuminazzione e lo shockbeton che, per essere caratterizzati da un alto grado di specializzazione, sono patrimonio di poche aziende ovviamente gelose dei propri metodi di produzione e quindi poco inclini a discuterli pubblicamente.

Nel trattare l'argomento della maturazione a vapore si è tralasciato qualsiasi riferimento ed istruzione nei riguardi della maturazione in autoclave, tecnica anche questa di alta specializzazione e d'altronde di impiego assaí limitato. Infine, manca la trattazione dei calcestruzzi leggeri realizzati con inerti artificiali. Anche questo è un campo di troppo recente applicazione per poter essere codificato.

L'evoluzione continua del precompresso, ben più rapida di quella del cemento armato normale, l'ampliarsi oltre ogni prevedibile misura di nuovi campi di applicazione, richiederanno senza dubbio che continui aggior namenti a carattere perodico vengano apportati alle istruzioni che ora vengono presentate ed è questa d'altra parte la ragione principale di essere della nostra Associazione.

Come è a Voi noto, la Federazione Internazionale Precompresso e il Comitato Europeo del Calcestruzzo hanno costituito un Comitato misto incaricato di elaborare una serie di raccomandazioni pratiche unificate per il calcolo e la esecuzione delle opere in precompresso. Tale Comitato ha costituito una sezione che ha il compito di codificare l'esecuzione delle strutture precompresse, sezione presieduta dal delegato inglese Mr. Hill.

Il Comitato misto si è riunito a Bellagio il 4 maggio del corrente anno e in tale occasione i rappresentanti italiani hanno portato il loro contributo derivante dai lavori delle Commissioni tecniche dell'ANICAP.

Alla fine del mese di Ottobre, avremo un'altra sessione plenaria a Londra ed è da ritenere che, in tale occasione, verrà redatto il testo definitivo dell'istruzione per l'esecuzione delle opere in precompresso. Potrebbe sembrare che tanto varrebbe attendere l'emanazione di tali istruzioni in modo da avere un testo unico, unificato, valido per tutti i Paesi europei, e ciò sarebbe di non scarsa importanza se si pensa che, a partire dall'anno prossimo, avremo un mercato comune anche nel campo delle costruzioni, con la possibilità per le imprese di spostarsi rapidamente e facilmente da un paese all'altro e con la necessità quindi per gli operatori economici di poter agire con norme unificate.

Ritengo invece che tale attesa sia da sconsigliare, anzitutto perché non sappiamo quando le norme unificate usciranno effettivamente, in secondo luogo e principalmente, perché da quanto si può giudicare fin d'ora da parte di chi ha preso parte alle riunioni ed esaminate le proposte del testo definitivo, tali norme risulteranno eccessivamente stringate e, per alcuni aspetti, imprecise; ciò è dovuto al fatto che nella loro stesura si è dovuto tener conto di tanti e tali interessi contrastanti industriali e nazionalistici che è stato necessario, come accade in simili casi, dire il meno possibile per non scontentare troppi interlocutori.

Quindi le istruzioni dell'ANICAP, quando saranno emanata le Norme unificate europee, continueranno a costituire un'utile guida per chi opera nel nostro Paese.

Questo manualetto esce in un momento particolare dell'evoluzione del c.a.p. Non è azzardato affermare che in Italia mai si è avuto uno sviluppo così rapido, addirittura violento dell'applicazione di questa tecnica pur così recente. Se è vero che in alcuni campi che anni orsono sembravano destinati ad essere di suo incontra stato dominio, quanto meno di larga promettente applicazione, quali quello delle strutture soggette prevalentemente a tensione di trazione pura, tubazioni e ser-

batoi, si sta verificando una recessione o quanto meno una battuta di arresto dovuta alla elevata competitività delle strutture metalliche, se è vero che nel campo dell'edilizia abbiamo un periodo di scarse e difficili applicazioni, dovute peraltro alla particolare situazione nella quale si trova questo ramo delle costruzioni, per cui è da attendersi, con la ripresa delle costruzioni di case, un confortante sviluppo delle strutture precompresse in questo settore, in compenso, in altri tipi di opere, si sta verificando una situazione di progresso veramente promettente.

Intendo riferirmi ai manufatti stradali, in particolare ai ponti ed ai viadotti autostradali. Non è azzardato affermare che nei prossimi 4 anni si costruiranno in Italia più opere stradali in precompresso di quante ne furono costruite dalla prima applicazione di questa tecnica nel nostro Paese nell'ormai lontano 1947; ciò significa che un numero di persone sempre più vasto, progettisti, direttori dei lavori, funzionari di pubbliche amministrazioni, imprenditori, entrerà in contatto con una tecnica delicata e difficile nella quale non sono ammessi errori e trascuratezze.

Ecco perché riteniamo che la nostra Associazione abbia fatto cosa utile compilando in forma concisa, ma completa, piana e facilmente comprensibile, una raccolta di istruzioni destinata a tutti coloro che nei prossimi anni dovranno progettare e costruire opere in precompresso e sorvegliarne l'esecuzione.

#### TEMAI

### Stati limiti (flessione e taglio)

#### RELAZIONE GENERALE

PROF. ING. ELIO GIANGRECO

Nel Convegno di Venezia dell'A.N.I.C.A.P. di due anni fà il relatore generale all'inizio del suo rapporto accusava la fatica non lieve alla quale era stato sottoposto dal notevole numero di comunicazioni pervenutegli: altrettanto penso di poter dire io, ma per ragioni opposte, a causa cioè dell'esiguo numero di lavori presentati, alcuni dei quali sotto forma di bozza o di sommario o di programma di ricerche, che peraltro documentano un'attività di studio in corso e quindi sono ancora meglio suscettibili di fornire alla discussione notizie e dati recentissimi. Si tratta di cinque lavori tutti di carattere sperimentale, riguardanti aspetti diversi del problema degli stati limiti e precisamente l'influenza della precompressione sulla rottura per flessione e taglio, il comportamento statico nel tempo, l'influenza delle sollecitazioni dinamiche.

Questa varietà di aspetti esaminati, alcuni dei quali ancora sotto osservazione, unitamente alla considerazione che le memorie non sono state preventivamente distribuite, mi ha indotto a riferirvi in maniera piuttosto dettagliata sui singoli lavori, che ho cercato altresì di inquadrare in un discorso più generale, ricollegandomi alla esposizione fattaci l'anno scorso a Cagliari dal nostro Presidente.

La necessità, nel campo strutturale di indagare sino alle soglie del collasso, non è esigenza nuova né propria del campo delle strutture precompresse. L'importanza di una corretta valutazione dei margini di sicurezza attraverso un'approfondita conoscenza delle capacità dei materiali e del comportamento delle strutture e la conseguente possibilità di realizzare opere maggiormente razionali ed economiche è stata indubbiamente la causa prima che ha spinto ricercatori e tecnici verso tale campo di indagine, dimostratosi presto fecondo di interessanti risultati. Anche nelle strutture in cemento armato ed ancor più in quelle in cemento precompresso, la determinazione dei coefficienti di sicurezza a fessurazione e rottura è fattore di rilevante interesse.

Per le sezioni precompresse infatti, l'esistenza di uno stato di coazione preventivo, l'elevata qualità dei materiali impiegati e la loro parziale fragilità, nonché i pericoli della corrosione, più spinti di quelli delle sezioni in cemento armato, rendono indispensabili le verifiche al di là dei limiti elastici, anche perché la rottura della sezione avviene con un comportamento statico del tutto diverso da quello relativo alle condizioni di esercizio Le condizioni di lavoro di una sezione precompressa cambiano infatti bruscamente con il raggiungimento del limite di fessurazione, in modo tale che il coefficiente di sicurezza a rottura può risultare inferiore al minimo coefficiente di sicurezza interno.

Gli aspetti quindi della fessurazione e della rottura sono stati sempre presenti nelle ricerche effettuate in Italia ed all'Estero; ultimamente il Comitato FIP-CEB ha preparato delle raccomandazioni per il calcolo delle strutture precompresse, raccomandazioni alla cui base sono i risultati più significativi degli studi teorici e sperimentali eseguiti negli ultimi anni. Ed in questo spirito lo stesso Comitato ha sollecitato ricerche sperimentali che confermassero e controllassero la validità dei principi esposti, soprattutto per alcuni aspetti del problema degli stati limiti, ancora oggetto di interpretazioni non sempre concordanti.

Mi riferisco principalmente allo studio del collasso di sezioni precompresse sollecitate a flessione e taglio, per il quale ritengo opportuno richiamare molto sinteticamente difficoltà ed aspetti. Esiste una sostanziale differenza nella rottura delle sezioni precompresse in presenza di stati monoassiali e biassiali di tensione. Questa differenza, comune al caso delle sezioni in cemento armato può, a mio parere, sintetizzarsi nella considerazione che nel caso di flessione pura o flessione prevalente sul taglio, la crisi di una trave isostatica può riguardarsi come crisi della sezione, mentre nel caso di taglio prevalente i diversi meccanismi di rottura richiedono lo studio della trave nella sua interezza.

Il tracciamento dei domini di rottura M, T per una sezione, tracciamento sempre notevolmente complesso anche quando impostato su ipotesi semplificative, non sembra portare a risultati soddisfacenti, sicché la tendenza dei ricercatori è indirizzata verso considerazioni ed ipotesi più complete, in parte confermate dalle espe-

rienze. Certo è che una ricerca sperimentale unitaria per le strutture in cemento precompresso, indirizzata ad ottenere una visione generale del problema e ad inquadrare e classificare in tale spirito tutti i parametri che influenzano il fenomeno, non mi sembra sia stata sinora condotta. Credo, e se ne parlerà in seguito, che un primo tentativo sia quello prospettato in uno degli interventi a questo Convegno.

Si è detto dei numerosi parametri che condizionano la rottura per flessione e taglio; essi infatti determinano meccanismi diversi di crisi, rivelati sperimentalmente da sostanziali diversità di comportamento delle strutture. Se si escludono le possibilità di rotture per insufficienze di ancoraggio, sembra, ad esempio, che la formazione di qualche lesione inclinata di dimensioni rilevanti sia indicativa di un comportamento ad arco a spinta eliminata; l'insorgere invece di lesioni di piccola entità e più frequenti, successive alla formazione di lesioni verticali e parallele nei tratti di trave sollecitate prevalentemente a flessione, sembra denunciare un comportamento statico più aderente alla teoria di Mörsch, mentre infine lesioni parallele ed ortogonali all'asse della trave caratterizzano senz'altro una rottura per flessione con ridottissima influenza dello sforzo di taglio.

E' quindi particolarmente arduo formulare una teoria unitaria che inquadri tutta la gamma dei meccanismi di crisi; una possibilità sembra essere offerta interpretando l'influenza del taglio come una diminuzione della capacità di resistenza flessionale della trave. Il calcolo si può condurre in tal modo introducendo una tensione tangenziale convenzionale pari ad una aliquota della resistenza prismatica; le raccomandazioni del Comitato FIP-CEB suggeriscono un valore pari allo 0,25 della resistenza prismatica, sulla scorta di quanto previsto dalle norme brasiliane. Questo valore, ed in generale questo criterio di valutare la resistenza limite al taglio delle travi precompresse, ha però necessità, come già detto, di conferme sperimentali.

Su questo argomento, e cioè sul comportamento a rottura di travi precompresse a cavi in presenza di flessione e taglio è stato inviato un dettagliato programma di uno studio sperimentale redatto da Giliberti, Radogna e Russo Ermolli in vista del prossimo Congresso Internazionale della F.I.P.

Le prove sono attualmente in corso ed i primi risultati, non ancora elaborati, non consentono di anticipare alcuna interpretazione. Mi sembra però opportuno parlare del programma di prove, sia perché rappresenta il frutto di un primo ed incoraggiante esempio di stretta collaborazione fra tre laboratori universitari (Scienza delle Costruzioni - Ingegneria di Roma; Scienza delle Costruzioni - Architettura di Napoli; Tecnica delle Costruzioni - Ingegneria di Napoli), sia perché sintetizza il risultato di un interessante studio preliminare effettuato per scegliere i parametri più significativi del problema.

Un primo esame delle variabili in gioco ha condotto gli Autori a prendere in considerazione la lunghezza della trave, le modalità di vincolo e di carico, il rapporto M/Th, la forma e le dimensioni della sezione trasversale, il numero ed il tracciato dei cavi, la qualità delle armature trasversali e longitudinali non pretese, la distanza delle staffe. Tali variabili sono state successivamente ridotte stabilendo di provare travi di lunghezza di 4 m soggette a due carichi concentrati simmetrici rispetto alla mezzeria delle travi e di adottare

sempre un solo cavo di precompressione. Si sono prese quindi in esame tre forme di sezione (a T, a doppio T simmetrico, a doppio T non simmetrico), tre valori del rapporto M/Th (preferibilmente 1,5 - 3,0 - 4,0), tre valori di interasse delle staffe, due qualità di armature trasversale e longitudinale, due valori dello sforzo di precompressione e due andamenti di tracciato di cavi. Questo programma ridotto avrebbe comportato ben 432 travi da provare, numero largamente superiore a quello eseguibile nel tempo a disposizione; per questa ragione, senza rinunciare per il futuro alla intera ricerca, gli Autori hanno voluto iniziare con un programma pilota stralciando 24 travi, da suddividere fra i tre citati laboratori in modo da considerare tre forme di sezione trasversale, due valori del rapporto M/Th, due tracciati di cavo, tre valori della distanza delle staffe. (fig. 1).

La scelta di tali parametri, come si rileva dalla figura, è stata fatta con il criterio di sperimentare le forme che più frequentemente si incontrano nella tecnica costruttiva, di considerare quei rapporti M/Th meglio corrispondenti a rotture per taglio o al limite tra taglio e flessione, di esaminare quei tracciati del cavo che meglio mettano in evidenza l'influenza della componente trasversale della precompressione; gli interassi delle staffe, scelti orientativamente in conformità delle raccomandazioni del Comitato FIP-CEB, sono stati successivamente adattati alle finalità delle esperienze: eccetto che per le travi senza staffe l'interasse costante per ogni semitrave è diverso per la stessa trave in modo da ridurre di molto il numero degli elementi da provare.

Nelle figure 2, 3, 4 sono illustrati in dettaglio i diversi schemi di travi, tutte dell'altezza di 40 cm con larghezza della suola superiore di 25 cm, suddivise fra i tre laboratori secondo la forma della sezione trasversale: la sezione a T è stata presa in esame dal nostro Laboratorio di Tecnica delle Costruzioni; quella a doppio T simmetrico dal laboratorio dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Napoli; quella a doppio T dissimmetrico dal laboratorio dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Roma che aveva già effettuato su una sezione analoga (altezza 35 cm, larghezza suola superiore 20 cm) una serie di esperienze di rottura a taglio delle quali Radogna aveva presentato un rapporto al Congresso Internazionale della FIP del 1962. (Tema 2, Rapporto n. 8).

Questo programma di prove, che è stato esposto nella riunione del Comitato FIP-CEB tenutosi nel maggio di quest'anno a Bellagio, ha riscosso il consenso degli altri membri della Commissione con alcune osservazioni formulate da Paduart, Leonhardt e Gvozdev, delle quali, ove possibile, è stato tenuto conto. Attualmente, come dicevo, le prove sono in corso ed il coordinamento fra i tre laboratori ha funzionato non solo nella elaborazione del programma, ma anche nello stabilire le modalità di prova e di misura e nella reciproca assistenza nelle attrezzature. Sulle ultime modifiche apportate al programma anche in base ai suggerimenti pervenuti, ed in particolare sulle modalità di misura sarebbe interessante avere dettagli dalla viva voce degli Autori.

Nello stesso ambito di problemi rientra la ricerca sperimentale in corso, della quale un esauriente sommario è stato presentato da Russo Ermolli. L'esperienza ha lo scopo di indagare sul comportamento a taglio di travi precompresse che presentano staffe pretese, messe a raffronto con staffe di tipo convenzionale. Allo stato sono state realizzate e provate due sole travi, di luce 4,00 m, con sezione a doppio T di altezza 70 cm. La precompressione longitudinale era fornita da due cavi da 9  $\varnothing$  7 ciascuno, mentre quella trasversale era realiz zata con cavetti da 3  $\varnothing$  7 ciascuno; in una delle travi le staffe pretese erano disposte normalmente all'asse della trave; nell'altra invece esse seguivano l'andamento delle isostatiche di trazione con una inclinazione media di circa  $60^\circ$ .

L'Autore, allo scopo di poter misurare con sufficiente esattezza la tensione nelle armature pretese, non ha provveduto alla iniezione dei cavi, iniezione che si ripromette di effettuare in esperienze successive. Ciò perché atteso l'esiguo spessore delle anime (8 cm) e l'indebolimento causato dalla presenza dei fori di passaggio dei cavi, l'insorgere delle lesioni inclinate per taglio si è verificato prima nelle zone precompresse trasversalmente che nelle altre dotate di armatura convenzionale. Peraltro queste prime esperienze, da considerare senz'altro come prove pilota, hanno fornito risultati interessanti sul comportamento di tale tipo di armatura sin oltre la

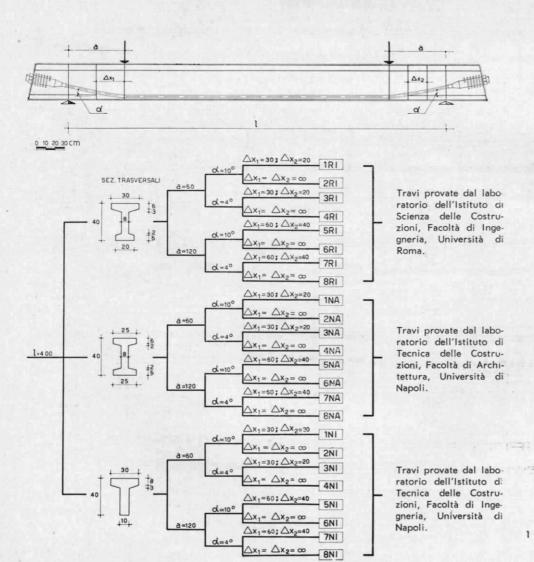
fessurazione. L'Autore ha potuto infatti seguire da vicino l'incremento delle tensioni negli acciai ed avere una ulteriore conferma sperimentale sulla funzione delle armature trasversali.

Maggiori dettagli potrà fornirci l'Autore in un successivo intervento.

Le altre relazioni pervenute sono attinenti ad un diverso aspetto della vita delle strutture precompresse, non meno suggestivo e non meno importante di quello precedente: il loro comportamento nel tempo e la loro capacità di resistenza in campo dinamico.

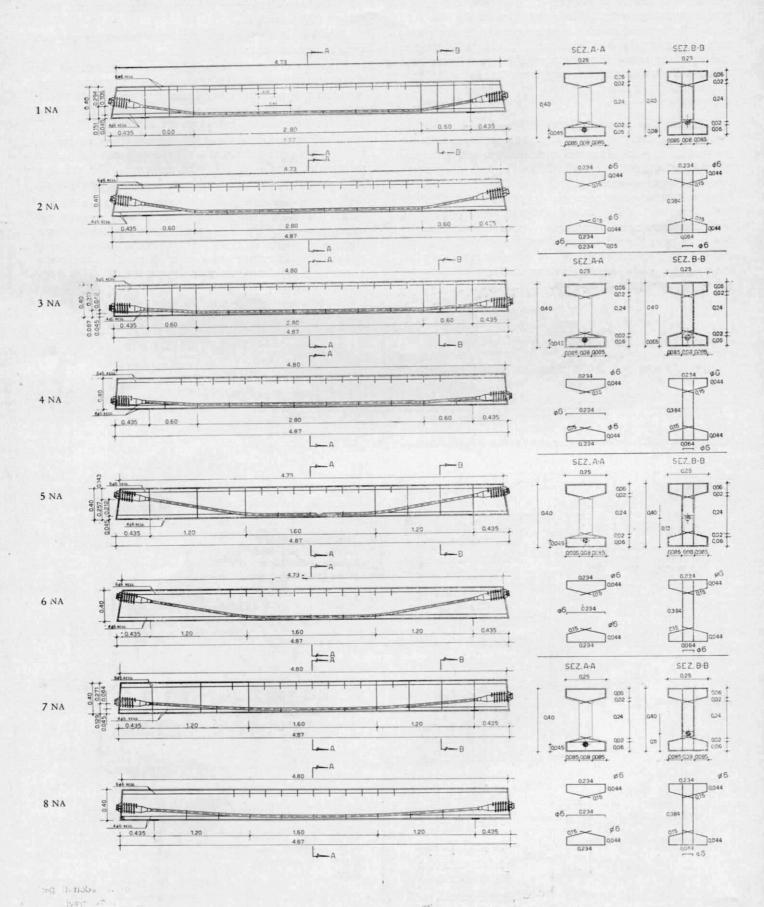
Al primo argomento si può ascrivere il lavoro presentato da Rossetti dal titolo « Comportamento nel tempo di travi a cavo e ad armature aderenti», che riferisce sulla sperimentazione eseguita su 7 travi precompresse.

L'Autore nel suo rapporto cerca di mettere in evi denza il raffronto fra la resistenza di travi soggette nel corso di un decennio a frequenti prove particolarmente onerose e quella di travi, di pressocché eguale età di costruzione, sollecitate dai carichi di esercizio cui erano proporzionate e successivamente portate al di là della fessurazione.

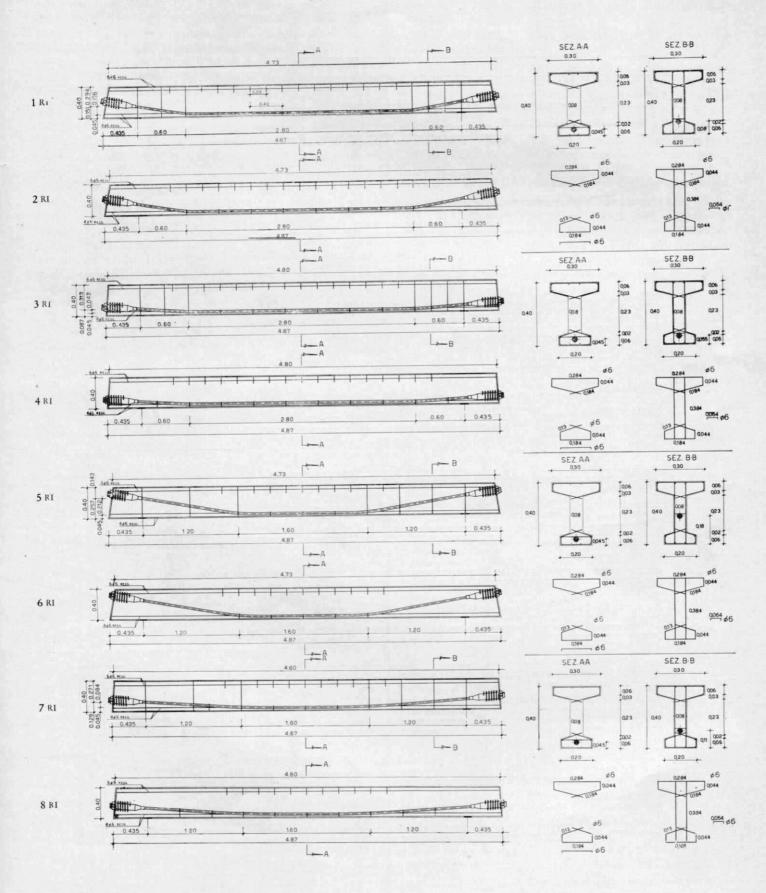


 Schema dei parametri adottati per il primo gruppo di 24 travi.

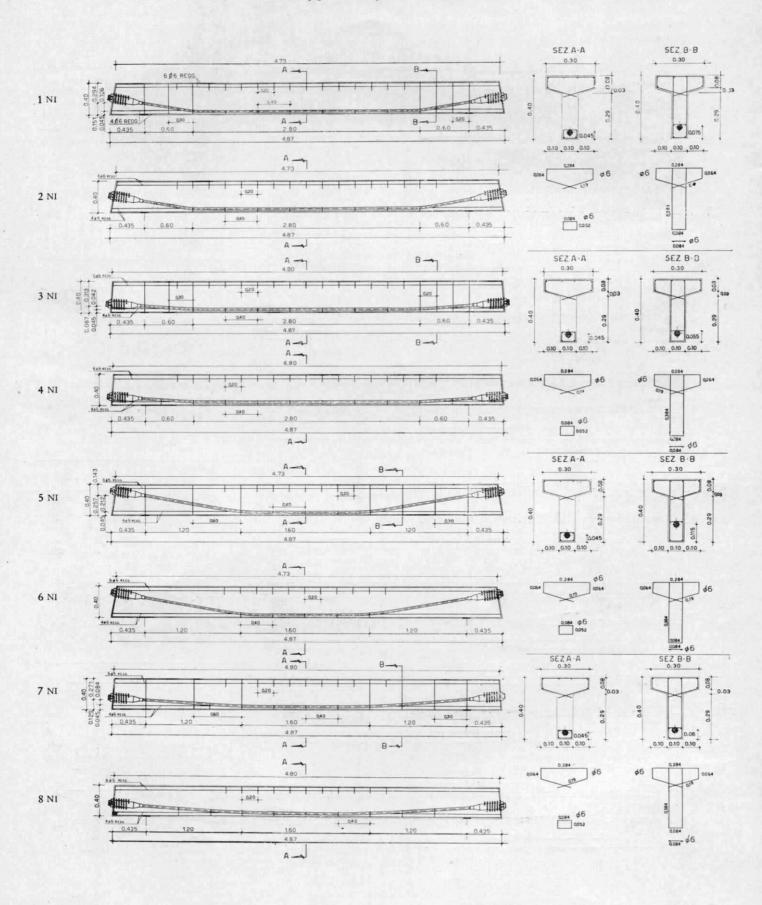
2 - Carpenteria ed armature delle travi sperimentate presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Napoli.



3 - Carpenteria ed armature delle travi sperimentate presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Roma.



 4 - Carpenteria ed armature delle travi sperimentate presso l'Istituto di Tecnica delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Napoli.



Al primo gruppo (tab. I) appartengono le due travi a cavi, indicate come  $T_{c1}$  e  $T_{c2}$ , e la trave a fili aderenti  $A_1$ , costruite rispettivamente nel 1950, 1952 e 1949 e provate in laboratorio a partire da pochi mesi dopo la loro realizzazione sino a 13 anni dopo; al secondo invece appartengono le travi a fili aderenti  $A_3$  -  $A_4$  -  $A_5$  ed  $A_6$  costruite nel 1949 ma destinate alla sperimentazione solamente nel 1962. Nella tabella I è riportato l'anno di costruzione delle travi ed il tempo in cui è stata effettuata la prima prova.

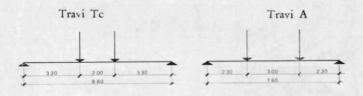


TABELLA I

Nº Trave	Anno di costruzione	Tempo della 1º Prov (Mesi)			
$T_{c_1}$	1950	4			
T <sub>c2</sub>	1952	3			
A <sub>1</sub>	1949	6			
A <sub>3</sub>	1949	156			
$A_4$	1949	156			
$A_5$	1949	156			
$A_6$	1949	156			

La capacità resistente della trave è messa in luce dal valore del momento di rifessurazione, del momento cioè capace di riaprire le lesioni provocate dall'atto dell'imposizione del carico di fessurazione. Nella tabella II estratta dal lavoro di Rossetti, sono consegnati i valori del momento di rifessurazione misurato alle diverse epoche. Dalla lettura di questi dati risalta subito una considerazione: le travi portate a fessurazione a breve tempo dalla costruzione e cioè le travi T<sub>c1</sub> T<sub>c2</sub> ed A, presentano diminuzioni del momento di rifessurazione molto più spiccate delle altre; in tale gruppo inoltre occorre osservare la differenza tra il comportamento delle due travi a cavo T<sub>c1</sub> e T<sub>c2</sub> e quello della trave a fili aderenti A, molto meno influenzato dalle vicissitudini statiche cui le strutture sono state soggette. E poiché il momento di rifessurazione è strettamente connesso alla entità dello sforzo di coazione imposto alla struttura, si potrebbe dedurre, se non ostasse a ciò il numero limitato di elementi provati, che le cadute di tensione sono state maggiori nelle travi a cavo anziché in quelle a fili aderenti.

Il raffronto dei due gruppi di travi  $T_{c1}$ ,  $T_{c2}$ ,  $A_1$  ed  $A_3$ ,  $A_4$ ,  $A_5$ ,  $A_6$  porterebbe a rilevare che l'aver raggiunto la fessurazione, o più in generale l'aver sottoposto a carichi elevati una struttura in epoche vicine al getto dei calcestruzzi, comporta una maggiore entità delle cadute di tensione e quindi una minore capacità resistente di dette strutture.

Un'altra deduzione può trarsi, e la trae lo stesso Autore, dai risultati delle esperienze effettuate. Si faccia riferimento, ad esempio, alla trave A<sub>1</sub>. Dalla data della prima prova si nota una diminuzione del momento di riferimento sino a 60 mesi dal getto. Il momento di rifessu-

razione a questa data subisce un incremento del 16%. Una successiva prova effettuata nello stesso mese conferma invece la diminuzione della caratteristica flettente di riferimento. Tale osservazione si può ripetere per le altre travi a fili aderenti che presentano incrementi molto superiori.

E' in effetti, come se le lesioni, prima createsi, tardassero a riaprirsi; l'Autore chiama questo fenomeno « incollamento». E' da precisare peraltro che Rossetti individua il valore del momento di rifessurazione dal gomito che appare nel diagramma momenti-deformazioni; per quello che mi risulta esistono difficoltà obiettive in una valutazione esatta così impostata e sarei grato all'Autore se volesse fornire in seguito qualche chiarimento sull'approssimazione conseguita, così come sulla eventuale differenza di giorni fra le prove eseguite nello stesso mese.

Nell'ambito del comportamento a fessurazione e rottura per effetti dinamici o di fatica, rientra il rapporto di Goffi dal titolo « Prove di sollecitazione dinamica su travi in cemento armato precompresso a fili aderenti » che riferisce sulle esperienze eseguite in campo dinamico su travi prodotte in serie dalla Società Valdadige della luce di 4 m; a sezione a doppio T con altezza di 22 cm.

Le travi soggette a prova sono state in numero di 13 delle quali 3 hanno assolto la funzione di travi campione: per esse infatti sono stati determinati sperimentalmente, in regime statico, il momento di rifessurazione ed il momento di rottura.

Le altre 10 travi sono state invece sottoposte a carico dinamico, realizzato da un martinetto Amsler pulsante, disposto in corrispondenza della mezzeria delle travi.

Tutte le travi erano state portate preventivamente alla fessurazione.

I risultati delle esperienze sono illustrati nella tabella III che per comodità di esposizione è stata riportata in diverso ordine da quella fornita dall'Autore. La seconda colonna indica i valori del momento di rifessurazione ed a tale riguardo si può notare la sensibile costanza di tale caratteristica per tutta la gamma degli elementi provati; le due colonne successive indicano l'escursione del momento dinamico imposto alle travi e riferita ad una aliquota del momento di rifessurazione, mentre la quinta colonna indica la frequenza di vibrazione adottata e pari a 5 o 10 Hz; sperimentalmente l'Autore aveva determinato la frequenza propria di vibrazione in 24 Hz e volutamente aveva mantenuto le frequenze di prova discoste da tale valore.

Come si vede chiaramente nel quadro riassuntivo il valore massimo del momento flettente raggiunto dinamicamente è pari od inferiore allo 0,9 M<sub>f</sub> per le prime 4 travi (8-3-13-11), è pari ad M<sub>f</sub> per le quattro travi successive ed infine raggiunge il valore 1,2 M<sub>f</sub> per le ultime due.

Orbene si è constatato che nelle prime tre prove dinamiche nelle quali il momento massimo non ha superato il valore di 0,9 M<sub>f</sub> le travi hanno assorbito un numero rilevante di cicli (1.000.000, 2.000.000, sino a 4.000.000 per la trave 13) senza alcuna menomazione di resistenza; nell'ultima colonna della tabella infatti può leggersi che, portate alla rottura staticamente dopo l'esecuzione delle prove dinamiche, queste travi hanno denunciato un valore del momento di rottura pressocché eguale a quello delle tre travi campione.

EtàTe1		$T_{e_1}$ $T_{e_2}$			A <sub>1</sub>		A <sub>3</sub>		A <sub>4</sub>		<b>A</b> <sub>5</sub>		A <sub>6</sub>	
	M <sub>2b</sub> (Kgm)	$\Delta\%$	M <sub>2</sub> b (Kgm)	Δ%	M <sub>zb</sub> (Kgm)	Δ%	M <sub>2b</sub> (Kgm)	Δ%	M <sub>2b</sub> (Kgm)	$\Delta\%$	M <sub>2</sub> b (Kgm)	Δ%	M <sub>2b</sub> (Kgm)	Δ%
2			11100											
3	10150		10950	-1.7										
4	9950	2.C												
6					3650									
18					3500	-4.1								
23			10250	<b>—</b> 7. <i>i</i>										A 25
24					3440	<b>—</b> 5.7								
40	9700	-4.6												
60					3500 3420	-4.1 -6.2			Arra					
75			9900 8050	—10.9 —27.7										
100	8750 8000	—14.0 —21.8												
120					3610 3350	-1.4 -8.2								
156			7700 6830	—30.6 —38.4			2800		4010		4260		4350	
180	6500 6050	-36.0 -39.5												
204					3220 3050	—11.7 —16.4	3075 2600	+9.8 -7.1	4160 3700	+3.7 -7.i	4550 3760	+6.8 —11.7		+21.8

Farebbe eccezione la trave n. 11 che, pur avendo un momento massimo pari a  $0.9\,\mathrm{M}_\mathrm{f}$ , si è rotta dinamicamente dopo 418.000 cicli, ma che era però sollecitata con frequenza di 10 Hz: la rottura di questa trave, così come quella della trave n. 8, è stata rilevata dall'Autore per cedimento dell'armatura metallica: tale tipo di rottura si è rilevato anche per tutte le travi per le quali il momento massimo dinamico ha superato il valore di  $0.9\,\mathrm{M}_\mathrm{f}$  e che sono pervenute alle crisi dopo un numero di cicli limitato.

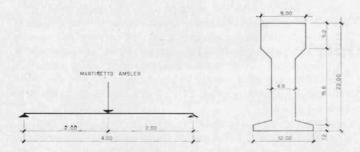
L'Autore rileva ancora che le deformazioni corrispon denti alla rottura statica dopo la sollecitazione dinamica si presentano pressocché invariate, mentre quelle corrispondenti alle rotture dinamiche sono sensibilmente crescenti al crescere del numero di cicli. Si può ancora constatare rispettivamente, per le coppie di travi 9-10 e 7-4 sollecitate tutte con frequenza di 5 Hz, una riduzione del numero di cicli in corrispondenza dell'aumento di escursione del carico dinamico: si può inoltre rilevare come le travi per le quali il momento massimo ha raggiunto il momento M<sub>f</sub> sono pervenute al collasso dopo un numero di cicli mediamente pari a 170.000, mentre le travi

sollecitate dal momento massimo pari a 1,2  $\rm M_{\rm f}$  sono giunte a rottura mediamente dopo 80.000 cicli.

La diminuzione della resistenza delle travi dunque sembra dipendere sostanzialmente dal valore del momento massimo dinamico cui esse sono sollecitate, più che dall'escursione di tale caratteristica: sembra inoltre che all'incirca il momento di rifessurazione o più pre cisamente lo 0,90 di esso, rappresenti una soglia al di qua della quale si riscontra una insensibilità ai fenomeni dinamici, e le rotture, seppure non esplicitamente dichiarate dall'Autore, sembrano manifestarsi per deficienza del calcestruzzo, mentre per valori del carico dinamico al di là della soglia predetta le rotture non solo sono influenzate dal numero dei cicli ma si manifestano costantemente, come esplicitamente rilevata dall'Autore, con rottura dell'armatura metallica.

Il primo fenomeno potrebbe giustificarsi con la considerazione che l'acciaio di precompressione delle travi lavori con escursione delle tensioni assai modesta sino a che la sezione abbia un comportamento tutto reagente, circostanza questa che non si verifica nel caso in cui la sezione lavori in condizioni di parzializzazione.

	Momento	Escursione ca	rico dinamico	Frequenze	Ti 1:	
N. trave rifessurazione	In funz. di M <sub>f</sub>	in valore assoluto	Frequenze	Tipo di rottura		
i mel	Kgm		Kgm	Hz		
1	1250			-	Statica $M_r = 2075 \text{ Kgm}$	
2	1375			-	Statica $M_r = 2187 \text{ Kgm}$	
12	1187				Statica M <sub>r</sub> = 2.200 Kgm	
8	1250	0.3 $M_f \div 0.9 M_f$	375 ÷ 1125	5	Statica dopo 1.000.000 di cicli $M_{\rm r}=2225~{ m Kgm}$ rottura dell'armatura	
3	1310	$0.4~M_f\div 0.8~M_f$	525 ÷ 1050	10	Rottura statica dopo 2.000.000 di cicli Mr = 2.187 Kgm	
13	1125	$0.3 \ M_f \div 0.9 \ M_f$	340 ÷ 1010	5	Statica dopo 4.000.000 di cicli $M_{\rm r} = 2075 \; {\rm Kgm}$	
11	1250	$0.3~M_f\div 0.9~M_f$	375 ÷ 1125	10	Dinamica dopo 418.000 cicli rottura dell'armatura	
9	1250	$2/3~M_f \div M_f$	835 ÷ 1250	5	Dinamica dopo 275.100 cicli rottura dell'armatura	
10	1200	$1/3~M_f \div M_f$	400 ÷ 1200	5	Dinamica dopo 119.700 cicli rottura dell'armatura	
6	1250	$2/3~M_f\div M_f$	835 ÷ 1250	10	Dinamica dopo 97.000 cicli rottura dell'armatura	
5	1250	$1/3~M_f \div M_f$	425 ÷ 1250	10	Dinamica dopo 184.900 cicli rottura dell'armatura	
7	1275	$0.8~M_f\div 1.2~M_f$	1025 ÷ 1525	5	Dinamica dopo 67.100 cicli rottura dell'armatura	
4	1425	$0.4~M_f~\div~1.2~M_f$	570 ÷ 1710	5	Dinamica dopo 12.100 cicli (Rottura dell'armatura metallica)	



Sarebbe in tal senso interessante che il Prof. Goffi ci chiarisse sino a che grado di fessurazione ha portato le travi sperimentate prima di sottoporle al fenomeno dinamico; perché se il grado di fessurazione fosse stato particolarmente spinto credo che l'ipotesi che ho formulato in precedenza non sia del tutto valida; se ne potrebbe in tal caso avanzarne un'altra: in tali condizioni la frequenza di vibrazione propria delle travi avrebbe potuto di tanto diminuire da essere prossima a quella forzata con conseguente amplificazione dinamica del sovraccarico di prova.

Il secondo fenomeno corrispondente alle rotture dinamiche per cedimento dell'armatura metallica induce a pensare ad un maggiore affaticamento dell'acciaio, ovvero ad una maggiore capacità resistente del calcestruzzo: questa osservazione trova riscontro nelle deduzioni che si possono trarre dal lavoro di Benini e Gentiloni Silveri, presentato in occasione delle giornate del cemento precompresso circa 10 anni fa, su travi soggette a flessione statica e oscillante mediante cicli successivi; in tali prove infatti gli Autori rilevavano una graduale diminuzione del modulo elastico entro un intero gruppo di cicli ed in tutta la serie mentre durante le soste fra un gruppo e l'altro esso aumentava con tendenza a riprendere i valori iniziali il che sembrerebbe corrispondere a quei miglioramenti delle caratteristiche del calcestruzzo indirettamente denunciate nelle prove di Goffi dalla rottura dell'armatura metallica.

Mi sembra in definitiva che tali prove confermino la sensibilità degli acciai ai carichi dinamici in contrappo sto con le doti di recupero dei calcestruzzi; credo ancora che tali prove vadano proseguite ed ampliate per una più accurata indagine di un fenomeno quanto mai interessante e sulla cui interpretazione da me approssimativamente accennata desidererei conoscere il pensiero dell'Autore.

Ancora di esperienze a fatica si parla nella bozza di relazione presentata da Muttoni che riferisce sulle prove eseguite su tre tipi di strutture: le prime sono quelle eseguite dal Politecnico di Torino presso il Laboratorio dell'ISMES e che sono diffusamente illustrate nella relazione di Goffi di cui abbiamo già trattato; le seconde a cura dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Venezia presso il Laboratorio della Soc. Fornaci Valdadige su di una trave precompressa dell'altezza di m 1,10: di queste prove viene solo riferito che la trave è stata caricata per otto volte in un periodo di sei mesi e che al termine di questo primo ciclo la trave completata con pannelli latero-cementizi dell'altezza di 16 cm e della larghezza di m 2,20 è stata sottoposta a cento cicli di carico statico ed infine portata a rottura.

L'Autore accenna infine ad un terzo gruppo di prove su solai-cementizi di altezza 16,5 cm sottoposti a prova dalla Soc. Fornaci Valdadige presso il proprio laboratorio. Di questa prova vengono forniti i valori dei carichi, dei momenti e degli sforzi di taglio corrispondenti, e delle deformazioni per due pannelli precompressi soggetti il primo a prova statica, l'altro a fatica: sono fornite altresì indicazioni sul manifestarsi di scricchiolii e scoppi del laterizio fino alla rottura. Sarebbe interessante avere dalla viva voce dell'Autore maggiori dettagli e conclusioni su questa prova così come su quella della trave pesante.

In conclusione mi sembra di poter affermare che i lavori presentati a questo Convegno hanno toccato alcuni degli aspetti più interessanti del problema in discussione ed il ridotto numero è certamente giustificato dal tempo necessario e dalle difficoltà connesse ad una indagine che deve essenzialmente basarsi sulla sperimentazione, difficoltà di attrezzature, di personale e soprattutto di carattere economico per cui è sempre doveroso ringraziare quelle Associazioni e quelle Ditte che comprendono ed incoraggiano lunghe e costose ricerche del genere.

Nel ricordare i risultati della sperimentazione di Goffi che hanno fornito una interessante indicazione circa i limiti dell'influenza del comportamento a rottura per sollecitazioni dinamiche, i risultati delle esperienze di lunga durata di Rossetti che puntualizzano l'interessante fenomeno dell'incollamento, ricordando ancora il programma di esperienze contemporaneamente in corso presso tre laboratori e dai cui risultati ci si attende molto per un primo giudizio sull'influenza di alcuni parametri nel complesso comportamento a rottura per flessione e taglio, e così ancora la ricerca di Russo Ermolli sulla influenza della pretensione nelle staffe e l'indagine della trave pesante e degli elementi latero-cementizi di cui alla relazione Muttoni, desidero chiedere scusa a tutti ed in particolare agli Autori della incompletezza e delle imprecisioni di questa relazione che deve essere necessariamente integrata e corretta dagli interventi degli stessi Autori che potranno farci conoscere lo stato più attuale delle loro ricerche, pre cisando meglio i punti sui quali non ho potuto essere sufficientemente chiaro: la relazione deve ancora essere arricchita dalla discussione che su un tema così vasto, attuale ed interessante non dovrebbe assolutamente mancare soprattutto da parte di coloro che, avendo ricerche in corso in tale campo, non hanno avuto il tempo di presentare un rapporto entro i limiti stabiliti. Penso che questa sarà la migliore conferma dell'interesse suscitato dalla scelta del tema la cui trattazione non si esaurisce oggi, ma attraverso il proseguimento delle esperienze in corso si manterrà ancora e sempre viva e si ricollegherà direttamente ai lavori del prossimo Congresso Internazionale della FIP, testimoniando concretamente lo spirito d'iniziativa e di collaborazione dei ricercatori e dei tecnici del nostro Paese.

#### INTERVENTI

DR. ING. EMANUELE FILIBERTO RADOGNA

Nota informativa su esperienze in corso sul comportamento a taglio di travi precompresse a cavi post-tesi

La presente relazione si propone di illustrare brevemente gli aspetti più salienti delle esperienze coordinate sul taglio, di cui ha dato ora notizia il prof. Giangreco.

Va subito precisato che, in questa sede, non possono essere presentati dei risultati conclusivi, perché le prove sono tuttora in corso.

Tuttavia si ritiene opportuno portare a conoscenza di quanti sono interessati a questi problemi tutto quello che si è fatto e quanto ci si propone ancora di fare, in modo da poterne accogliere i suggerimenti e le osservazioni. In base alla analisi dei parametri che influenzano i fenomeni in esame, ed alle considerazioni critiche, richiamate in precedenza, si è pervenuti ad un programma ridotto che comporta ventiquattro travi.

Eseguito il primo gruppo di ventiquattro travi è previsto di replicare le stesse prove su un secondo gruppo di travi, identiche alle precedenti, qualora dalle elaborazioni dei primi risultati si manifesti l'opportunità di ulteriori osservazioni integrative.

Richiamati questi criteri generali, passiamo ad esaminare alcuni argomenti particolari.

#### DISPOSIZIONE DEI CARICHI

La disposizione adottata di due carichi concentrati uguali, simmetricamente disposti rispetto alla mezzeria, è classica nelle prove di laboratorio.

E' vantaggiosa nelle prove di flessione, perché presenta nel tratto centrale momento costante e taglio nullo.

E' vantaggiosa nelle prove di flessione e taglio, perché presenta nelle zone laterali taglio costante, mentre il momento varia linearmente. E' quanto di meglio si possa fare, perché è ben noto che non si può avere taglio senza momento lungo un tratto finito, ma soltanto in qualche sezione particolare.

Circa i due valori adottati per il rapporto  $\frac{M}{Th}$  cioè  $\frac{M}{Th}$  1,5 e 3, il Prof. Leonhardt ha avanzato delle riserve. Egli osserva che già nel caso  $\frac{M}{Th}=3$  la resistenza al taglio è aumentata dall'effetto arco, per cui il caso  $\frac{M}{Th}=1,5$  Th non è sufficientemente critico rispetto al taglio. Per questa ragione ha consigliato i rapporti  $\frac{M}{Th}=3,0$  e 4,5. Th Questa osservazione è però giunta quando le travi erano state già costruite e quindi sono rimasti i rapporti 1,5 e 3,0.

#### FORMA E DIMENSIONI DELLE TRAVI

Nel dimensionamento delle tre sezioni tipo — a T semplice, a doppio T simmetrico, a doppio T non simmetrico — è stato seguito il criterio di avere per tutti e tre i tipi lo stesso momento di rottura, di realizzare tensioni di esercizio dello stesso ordine di grandezza di quelle usualmente adottate nelle applicazioni e di non superare le 20 tonnellate per ciascuno dei due carichi concentrati.

Quest'ultima condizione ha reso possibile di utilizzare le attrezzature già esistenti in tutti e tre i laboratori.

In base ai criteri su esposti, le tre sezioni tipo hanno la stessa altezza ma diversi spessori della suola superiore e dell'anima. Precisamente, la sezione a doppio T simmetrico ha la larghezza della suola superiore pari a 25 cm e lo spessore dell'anima di 8 cm, quella a doppio T non simmetrico ha la suola di 30 cm. e l'anima di 8 cm, mentre la sezione a T semplice ha la suola di 30 cm e l'anima di 10 cm.

Il Prof. Leonhardt ha suggerito invece di mantenere costante per tutte le travi il rapporto fra la larghezza della suola superiore e lo spessore dell'anima, per esempio 30 cm. la soletta e 10 cm. l'anima.

Ciò perché le sue esperienze, segnatamente quelle pubblicate sul n. 1 di Bauingenieur di quest'anno, hanno mostrato che tale rapporto ha una sensibile influenza sul comportamento dell'anima e delle staffe.

Per quanto riguarda la scelta della luce delle travi — di quattro metri — si deve rilevare che mentre per il caso di travi con fili aderenti, tale luce corrisponde a quella impiegata effettivamente in molti casi — come avviene nei solai — viceversa nel caso di travi a cavi post tesi si hanno nelle applicazioni dimensioni molto maggiori e provarle in vera grandezza porterebbe gravi complicazioni, prima fra tutte la necessità di disporre

di forti carichi di prova, poi l'ingombro notevole e con esso, pure notevoli, peso e costo.

Per queste ragioni nei laboratori di ricerca si è sempre manifestata la tendenza a provare travi e cavi scorrevoli che, in realtà, sono modelli di quelle effettive, con luci dell'ordine dei 4 metri e con altezze di circa 30 ÷ 40 centimetri.

Travi così piccole hanno gli stessi vantaggi di maneggevolezza, di ingombro ridotto, di basso costo di quelle a fili aderenti, ma presentano il grave inconveniente di avere cadute di tensione per rientro del cono maschio al bloccaggio molto forti, perché tali cadute sono percentualmente tanto più importanti quanto minore è la lunghezza del cavo. Questo inconveniente può in parte compensarsi con una forte sovratensione al tiro, ma, in tal modo, ci si sarebbe allontanati dalle condizioni di impiego normale.

Nel caso in esame si è ritenuto di risolvere il problema delle cadute di tensione, nel caso di travi molto corte, adottando un sistema di ancoraggio non a cuneo, ma a testine rifollate — il Prebeton.

Una volta superata questa difficoltà si potrebbero anche usare travi più corte. E' questa l'opinione del Prof. Paduart, che, partendo dalla osservazione che la parte di trave compresa fra i due carichi concentrati non svolge alcun ruolo nello studio della resistenza allo sforzo di taglio, ha suggerito di ridurre tale tratto a 40 cm., così da avere travi lunghe 2 metri nel caso di luce di taglio di 60 cm. e di 2,80 nel caso di luce di taglio 1,20.

#### PRECOMPRESSIONE

La precompressione è realizzata in ogni trave, con un solo cavo, formato da  $6 \varnothing 6$ , sollecitati alla tensione di esercizio di  $9.000 \text{ kg/cm}^2$ , con uno sforzo totale in mezzeria di 15.3 tonnellate.

Il cavo è posto nel tratto a momento costante a 4,5 cm del bordo inferiore della trave e nelle luci di taglio è inclinato con angoli di 4° o di 10°.

La tesatura è avvenuta con un unico martinetto operando da una parte sola.

Circa le misure effettuate per controllare la precompressione si dirà più oltre.

Circa il tracciato del cavo i professori Gvozdev e Kalatourov hanno raccomandato di non piegare il cavo proprio in corrispondenza della verticale del carico concentrato, come vorrebbe l'andamento del diagramma dei momenti flettenti, ma di prolungare la parte rettilinea del cavo per un breve tratto verso la luce di taglio.

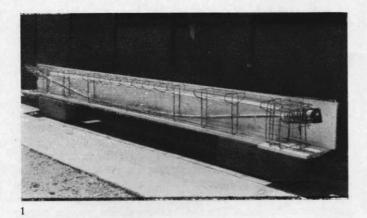
In questo modo il braccio di leva dello sforzo nel cavo rispetto alla zona compressa dai carichi applicati non viene subito ridotto e questo fatto — secondo gli Autori russi — garantisce da una rottura prematura della trave per flessione secondo una lesione obliqua.

Inoltre le inclinazioni di 4° e 10°, uguali in ciascun sottogruppo di 12 travi, e non variabili, come si era pensato in un primo tempo, consentono di separare più net-

tamente l'effetto del rapporto  $\frac{M}{Th}$  da quello dell'incli-

nazione del cavo.

Invece il Prof. Leonhardt ha consigliato di disporre in ogni caso l'ancoraggio terminale all'altezza della linea baricentrica.



#### ARMATURE NON PRETESE

Sia i tondini longitudinali reggistaffe che le staffe sono della stessa qualità di acciaio liscio Aq 50-60.

Si fa notare che anche nelle travi senza staffe, sono ugualmente presenti nelle suole inferiore e superiore delle cerchiature intese ad evitare lo svergolamento delle armature longitudinali presenti.

Per quanto riguarda l'interasse delle staffe si hanno 12 travi senza staffe e 12 travi con staffe.

Quelle con staffe hanno due interassi diversi 20 cm e 30 cm per  $\frac{M}{Th}$  = 1, 5, 40 e 60 per  $\frac{M}{Th}$  = 3,0.

#### ESECUZIONE DELLE TRAVI

Le 24 travi sono state eseguite ciascuna in una propria cassaforma di legno piallato.

Il getto e la successiva maturazione a vapore sono stati effettuati presso lo stabilimento della S.C.A.C. di Torre Annunziata.

I cavi sono stati messi a disposizione dalla Prebeton, compresa una ritesatura eseguita dopo 15 giorni dalla prima tesatura.

Quindi si è proceduto alla iniezione con malta.

La prima trave è stata provata dopo circa dieci giorni dalla iniezione e si è constatato un indurimento perfettamente regolare.

Nel corso del betonaggio sono stati prelevati provini cubici, prismatici e cilindrici per le prove usuali.

La resistenza cubica del calcestruzzo è risultata all'atto delle prove in media di 570 kg/cm², il modulo elastico di circa 400.000 kg/cm².

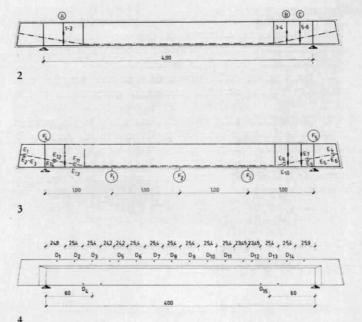
#### GRANDEZZE DA MISURARE ED APPARECCHIATURE ADOTTATE

 Frecce all'intradosso: vengono misurate a mezzo di comparatori centesimali. In particolare il diagramma carichi-frecce in mezzeria caratterizza convenientemente il comportamento globale della trave al progredire dei carichi.

Esso serve anche a controllare le formule che esprimono la freccia in fase di fessurazione e che acquistano una particolare importanza nello studio dello stato limite di deformazione.

#### 2) Deformazioni specifiche nel calcestruzzo

Per misurarle si sono adoperati sia estensimetri elettrici di sei centimetri di lunghezza sia deformometri con base 25 centimetri, già adottati da autorevoli sperimentatori.



Sono state eseguite diverse misure per rendersi conto delle differenze nelle misure inerenti alle differenti lunghezze delle basi e si è riscontrata sempre una buona concordanza, per cui si è orientati a proseguire le prove adoperando solo il deformometro, a cui si tende in questo caso a dare la preferenza rispetto agli estensimetri elettrici per comodità di impiego e per convenienza economica.

Dalle misure delle \(\varepsilon\) di compressione all'estradosso delle travi si hanno utili informazioni sul modo di resistere della trave, quando si formano lesioni oblique nella luce di taglio.

Le variazioni della posizione della risultante delle forze interne, dovute alla presenza delle lesioni, determinano corrispondenti variazioni nel regime tensionale e di deformazione, chiaramente accusato da alterazioni nella distribuzione delle sall'estradosso.

Come è rappresentato nella figura 16, la formazione di una lesione diagonale fra appoggio e carico concentrato ha determinato addirittura un cambiamento di segno nelle a la bordo superiore, passate dalla compressione alla trazione.

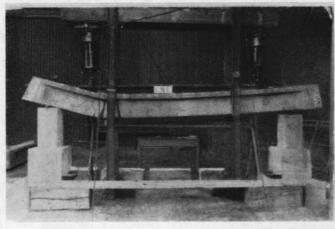
Questo fenomeno è già stato osservato da altri sperimentatori ed anche noi lo abbiamo riscontrato in travi a fili aderenti provate a Roma in occasione del IV Congresso della F.I.P.

Per quanto riguarda le  $\epsilon$  nel calcestruzzo al bordo inferiore, la loro misura permette di costruire i diagrammi  $P-\epsilon$  da cui si vuole ricavare il carico di fessurazione e quello di rifessurazione secondo il metodo proposto dal Prof. Levi.

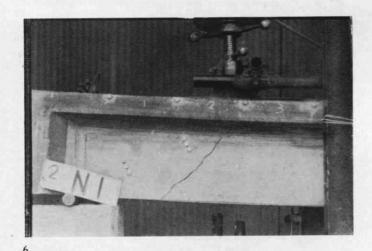
La misura delle  $\epsilon$  nell'anima parallelamente alle lesioni oblique, cioè secondo la direzione delle bielle, fornisce un'ulteriore indicazione sulla posizione della risultante degli sforzi interni e, quindi, sulla natura del meccanismo resistente in atto.

Kani ha appunto messo in evidenza, con misure estensimetriche di questo tipo, la trasformazione dal meccanismo di trave a quello di arco a spinta eliminata.



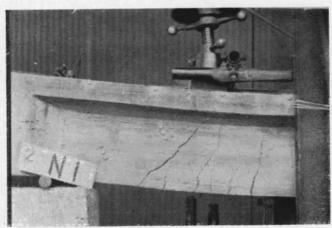


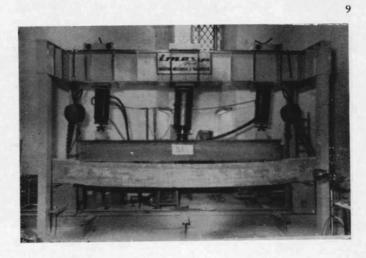
8

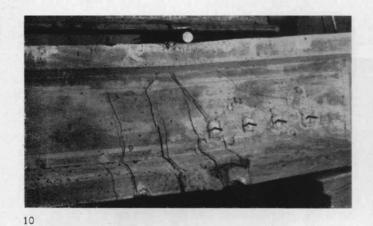


1 - Disposizioni delle armature in una trave a T semplice: sono visibili il cavo con i relativi ancoraggi e le staffe in luce di taglio. Nel tratto centrale, dove il taglio è nullo, le staffe sono limitate alla soletta superiore in modo da evitare fenomeni di carico di punta nelle armature longitudinali superiori, compresse dai momenti flettenti indotti dai carichi di prova; 2 - Disposizione degli strumenti: in A, B e C sono situate le basi da 10 cm per gli estensimetri meccanici applicati sulle staffe: 3 - Disposizione degli strumenti: nelle posizioni F sono applicati i flessimetri centesimali; nelle posizioni E sono disposti gli estensimetri elettroresistivi applicati su alcuni fili del cavo; 4 - Disposizione degli strumenti: nelle posizioni D sono applicate le basi per la misura delle deformazioni specifiche mediante estensimetro portatile (deformometro); 5 - 6 - 7 - 8 - Nella sequenza delle fotografie relative alla trave NI 2 senza staffe, viene mostrata la progressione di una lesione in luce di taglio, fin dalla sua apparizione iniziale in cui essa risulta già estesa a tutta l'anima. Successivamente incrementando i carichi, si nota che l'ampiezza della lesione è maggiore nella zona centrale e tende a chiudersi verso il basso, il che si spiega con la presenza del cavo. Il collasso si è peraltro localizzato nella zona centrale, nelle immediate vicinanze di uno dei carichi concentrati; 9 - La trave NA 1, con staffe, dopo il collasso avvenuto in luce di taglio

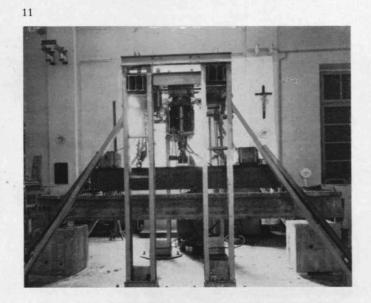


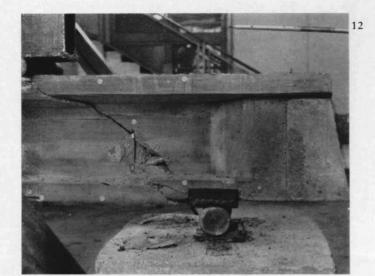


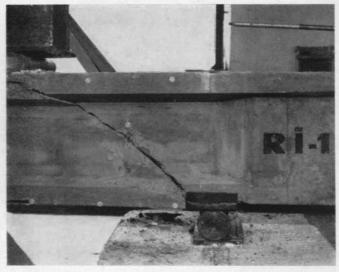


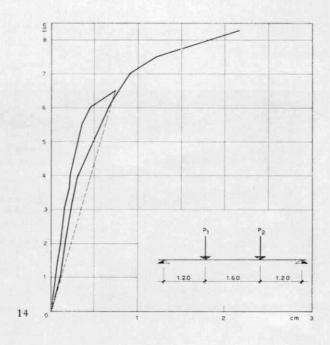


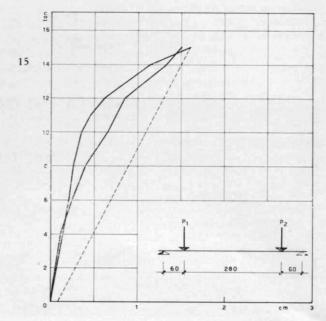


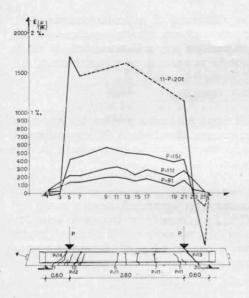


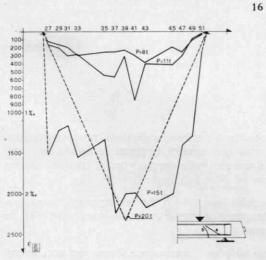


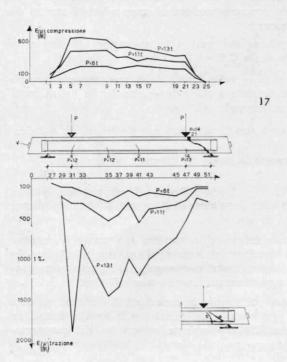


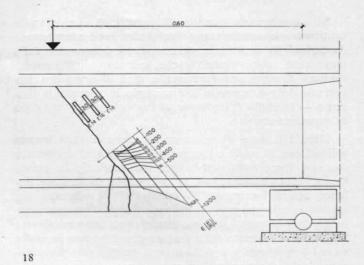












10 - La trave NA 1 ha presentato lesioni oblique di due tipi: nel primo le lesioni iniziano dal lembo inferiore con andamento pressoché verticale e si incurvano verso il carico applicato a mano a mano che si innalzano nell'anima; nel secondo tipo, le lesioni appaiono improvvisamente nell'anima, con andamento obliquo e presentano una ampiezza maggiore al centro e si richiudono alle estremità a forma di asola; 11 - La trave RI 1, con staffe, dopo il collasso avvenuto in luce di taglio; 12 - 13 - Particolare della luce di taglio della trave RI 1 in corrispondenza della quale si è verificato il collasso, vista dai due lati; la lesione obliqua va dal carico all'appoggio ed attraversa una delle staffe ed il cavo obliquo; 14 - Diagramma carico di prova-freccia in mezzeria per la trave RI 5, avente luce di taglio pari a m 1,20. Primo e secondo ciclo di carico; 15 - Diagramma carico di prova-freccia in mezzeria per la trave RI 1, avente luce di taglio pari a 0,60 m. Primo e secondo ciclo di carico; 16 - Andamento delle deformazioni specifiche all'estradosso ed all'intradosso della trave RI 3 con M/Th = 1,5: si nota l'apparizione di allungamenti specifici nella luce di taglio all'estradosso, dopo la formazione delle lesioni oblique; 17 - Andamento delle deformazioni specifiche all'estradosso ed all'intradosso della trave RI 4: l'andamento all'estradosso si conserva piuttosto simile al diagramma dei momenti flettenti, mentre all'intradosso è evidente l'alterazione provocata dalle lesioni; 18 - Andamento delle deformazioni specifiche nell'anima, rilevate sulla trave RI 1, dopo la formazione della prima lesione obliqua.

#### DEFORMAZIONI SPECIFICHE DELL'ACCIAIO

Sui fili dell'acciaio preteso — nella luce di taglio — sono stati inizialmente disposti degli estensimetri elettrici con la duplice funzione di controllare al tiro la intensità dello sforzo impresso e di verificare all'atto della fessurazione diagonale se si pervenga o meno a valori delle tensioni pari allo 0,2%, come si ammette nel calcolo del taglio ridotto nelle condizioni di rottura.

Mentre il controllo all'atto della tesatura — e, quindi, prima delle iniezioni — è risultato efficace, non altrettanto si può dire, almeno per quanto riguarda le travi provate, per le misure effettuate dopo le iniezioni.

Ci proponiamo di effettuare anche delle misure lungo il tracciato del cavo operando dall'esterno con il deformometro, ma non abbiamo ancora esperienze in proposito.

Per quanto riguarda l'acciaio delle staffe, è sembrata una tecnica soddisfacente quella di applicare degli esten simetri meccanici in base 10 cm su basi di ottone preventivamente collegate alle staffe mediante brasatura dolce. Si è confermato quanto già noto, cioè che le staffe praticamente non lavorano finché non sono attraversate da lesioni in quanto le deformazioni trasversali della trave sono molto piccole e che, nel caso di basse percentuali di armatura trasversale, cioè di armatura trasversale debole, secondo il linguaggio in uso per la flessione — la staffa interessata arriva subito alla tensione di snervamento.

Circa l'impiego di estensimetri elettrici inizialmente solidali con le staffe ed annegati nel getto, si è ritenuto che non fosse consigliabile per due ragioni: in primo luogo l'estensimetro, con la necessaria protezione isolante, altera localmente le condizioni di aderenza fra acciaio e calcestruzzo; in secondo luogo l'estensimetro, lungo di solito dai 4 ai 5 centimetri, può trovarsi situato in posizione distante dalla fessura che interessa la staffa su cui è applicato e può misurare, quindi, una deformazione locale poco significativa.

DR. ING. ENNIO RUSSO ERMOLLI

Ricerche su travi in c.a.p. armate a taglio con staffe pretese

L'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Napoli, oltre al programma di ricerche coordinate che sta svolgendo in collaborazione con gli Istituti di Scienza delle Costruzioni di Roma e Tecnica delle Costruzioni di Napoli, ha iniziato recentemente una nuova ricerca nel campo del precompresso.

Tale ricerca riguarda travi precompresse nelle quali l'assorbimento degli sforzi di trazione derivanti da sollecitazioni di taglio è affidata a staffe pretese.

Su questo argomento è interessante ottenere nuovi risultati sperimentali principalmente allo scopo di raffrontare il comportamento delle travi con staffe pretese con quelle armate con normale staffatura.

Si è inteso inoltre indagare sulle entità delle cadute di tensione nei cavetti trasversali; è noto infatti che data la limitata lunghezza dei cavi che producono la precompressione trasversale, le cadute di tensione che si manifestano per assestamento dei fili negli ancoraggi, assu mono valori rilevantissimi tali da ridurre la tensione effettiva a un'aliquota notevolmente bassa rispetto a quella di tiro. Per avere un ordine di grandezza del fenomeno, basta considerare che con un assestamento complessivo dell'ordine di 2 mm, in cavetti della lunghezza di un metro si hanno cadute di tensione dell'ordine del 45%.

Siamo quindi di fronte a fenomeni alquanto particolari, il cui ordine di grandezza è completamente diverso da quelli che siamo abituati a considerare nelle strutture precompresse.

Attualmente delle esperienze fatte, si possono dare pochi ragguagli essendo ancora in corso l'elaborazione dei dati forniti dalle esperienze.

Sono state provate fino ad ora solo due travi che presentano caratteristiche differenti. Si sono voluti in-

Se si volesse eliminare il secondo inconveniente aumentando il numero di estensimetri applicati ad una singola staffa, si esalterebbe, evidentemente, il primo inconveniente, cioè la perturbazione all'aderenza.

#### OSSERVAZIONE DELLE LESIONI

E' risultato di impiego molto pratico un microscopio portatile con campo illuminato a 20 ingrandimenti, usato nell'industria tessile, con scala graduata in ventesimi di millimetro.

Tuttavia sarebbe consigliabile un ingrandimento maggiore, con graduazione in centesimi, tenuto conto del fatto che il C.E.B. fissa l'ampiezza massima delle fessure a 10/100 di millimetro nel caso di elementi interni od esterni, esposti a condizioni particolarmente aggressive o che devono assicurare la impermeabilità.

fatti studiare due differenti sistemi di precompressione trasversale, uno con cavetti inclinati in modo da accostarsi all'andamento delle isostatiche di trazione ed un altro con cavetti disposti verticalmente. (fig. 1 e 2).

Le travi, della luce di 4m. fra gli appoggi, sono precompresse longitudinalmente con due cavi rettilinei da 9 Ø 7 ciascuno.

Si è scelto tale andamento rettilineo per non avere, nella luce di taglio, componenti verticali della precompressione longitudinale e lasciare, quindi, la sola precompressione trasversale ad assorbire gli sforzi di taglio.

Per tale precompressione si sono adottati cavetti da  $3 \varnothing 7$  ciascuno.

La fornitura dei cavi e le operazioni di tiro sono state fatte dalla C.E.S.A.P. su brevetto Morandi.

Come si vede nella figura 3, la precompressione trasversale è limitata a metà trave, lasciando l'altra metà armata con normale staffatura.

Il carico è stato realizzato con due forze simmetrica.

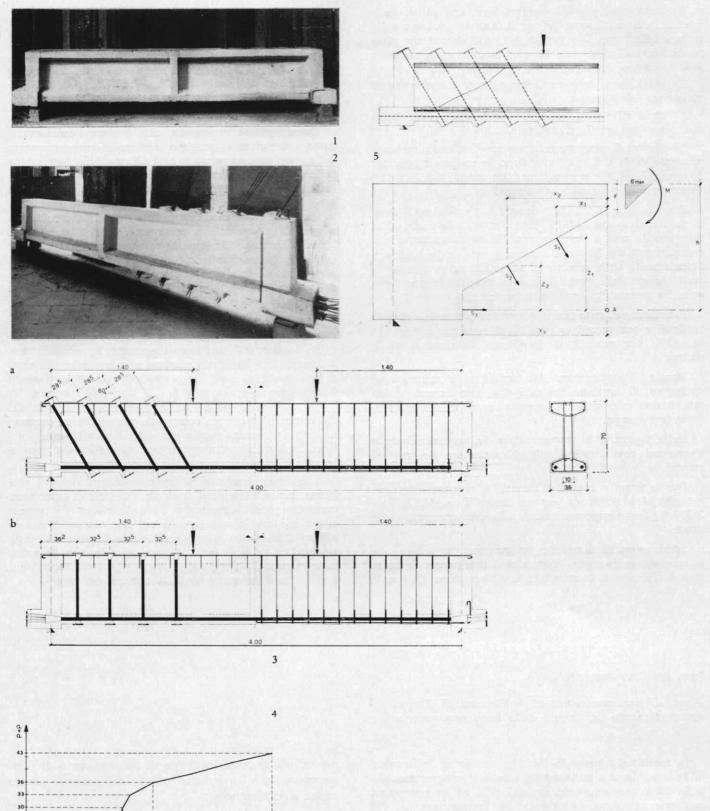
M

mente disposte in modo da ottenere un rapporto — = 2.

Le travi, di sezione a doppio T simmetrico, hanno: altezza 70 cm; larghezza dell'anima 10 cm; larghezza delle suole 35 cm.

Per poter misurare le tensioni nei cavi e le relative cadute di tensione, si sono applicati sui fili di acciaio armonico, estensimetri elettroresistivi i quali hanno consentito anche di controllare i valori di tiro.

Per poter poi seguire le variazioni di tensione nei cavi durante l'applicazione dei carichi, si è dovuto rinunciare all'iniezione. Ciò, ovviamente, a scapito del comportamento sotto carico della trave.



1 - Trave precompressa trasversalmente con cavetti verticali; 2 - Trave precompressa trasversalmente con cavetti inclinati; 3 - Armatura delle salmente con cavetti inclinati; 3 - Armatura delle travi. La precompressione trasversale con cavetti inclinati (a) e con cavetti obliqui (b) è limitata a metà trave; 4 - Variazione dello sforzo nei cavi longitudinali in funzione dei carichi esterni; la fessurazione visible si è verificata per un carico di 36 tonn; 5 - Schematizzazione del meccanismo di rottura in luce di taglio per la trave a cavetti inclinati.

52930

A parte ogni altra considerazione sull'utilità delle iniezioni c'è da rilevare che per il limitato spessore della anima della trave, la presenza dei vuoti dovuti alle guaine di 3 cm di diametro, ha rappresentato un notevole indebolimento della resistenza a taglio.

Le travi sono state confezionate con calcestruzzo di resistenza 400 Kg/cmq.

E' stata effettuata prima la precompressione longitudinale e poi quella trasversale.

Lo sforzo di precompressione longitudinale, previsto in totale di 46 t è risultato, dopo le cadute immediate di tensione, di 40 t con una perdita quindi del 13% corrispondente a un rientro di circa 2 mm.

Ben maggiore è risultata invece la perdita nei cavetti di parete. In quelli obliqui, essa è stata infatti del 60%; tale perdita non è però imputabile esclusivamente agli assestamenti dei fili negli ancoraggi, ma anche a piccoli assestamenti delle piastre di ripartizione in quanto la realizzazione delle zone di testata, risultando poco agevole, ha presentato qualche imperfezione.

Tale inconveniente non si è avuto nella trave a cavetti verticali e per questi la perdita di tensione è risultata del 42%, pur essendo di lunghezza inferiore a quelli obliqui.

Durante l'applicazione dei carichi si è misurata la variazione di tensione nei cavi che, non essendo iniettati, hanno consentito di seguire agevolmente il fenomeno nel tempo.

Nella figura 4 è rappresentata la variazione dello sforzo nei cavi longitudinali all'aumentare dei carichi esterni.

Per la trave a cavetti inclinati, la rottura diagonale a taglio si è verificata per un carico  $P=53.500/2=26.750\ Kg$ , contemporaneamente alle due estremità della trave.

Sembra particolarmente interessante segnalare che la tensione nelle staffe pretese si è mantenuta costante sino a che non è intervenuta la fessurazione diagonale della trave. Questa constatazione peraltro è comune in numerose esperienze eseguite sulla valutazione della rottura per taglio. Al di là della fessurazione, invece, la tensione è improvvisamente aumentata sino ad incrementarsi di 2.000 Kg/cm². Il comportamento delle staffe è quindi ben diverso da quello dei cavi longitudinali per i quali, come si è mostrato nella fig. 4, si aveva una gradualità dell'incremento di tensione.

Queste prime esperienze, che debbono considerarsi come « campione », possono rilevare il comportamento delle travi precompresse a cavi all'atto della formazione delle fessure diagonali causate dal taglio. L'avere infatti lasciati i cavi di precompressione scorrevoli nelle guaine, ha permesso, come si è già detto, di misurare le tensioni in essi in ciascuna fase della sperimentazione e quindi, in particolare, nella fase di formazione delle lesioni diagonali. Si riesce in tal modo a schematizzare, anche se approssimativamente, il meccanismo di rottura ed a misurare lo sforzo di compressione nel calcestruzzo dell'ala e la risultante delle tensioni tangenziali ivi prodotte.

La figura 5 illustra quanto detto: conosciuti infatti, attraverso le misure, gli sforzi  $S_1$  e  $S_2$  nei cavi trasversali e lo sforzo  $S_3$  nel cavo longitudinale, semplici considerazioni di equilibrio portano a valutare le risultanti di compressione e di taglio, che nel caso della trave in figura, sono risultate di 45 t. e 20 t. rispettivamente.

Qualora si pensi ad un comportamento fragile del calcestruzzo nella zona compressa si avrebbe un estremo al limite superiore pari a circa 200 Kg/cm², molto infe riore ovviamente alla resistenza prismatica del conglomerato impiegato.

L'argomento merita un approfondimento e si è programmato in tal senso di svolgere una serie di esperienze, condotte parallelamente su travi le cui staffe pretese siano iniettate e su travi in cui non venga effettuata affatto l'iniezione; le prime potranno fornire utili indicazioni sul comportamento reale di tale tipo di armatura mentre le altre, mi sembra, potranno contribuire a chiarire il meccanismo della rottura per taglio.

PROF. ING. UGQ ROSSETTI

Prove di flessione svolte al Politecnico di Torino sul comportamento nel tempo delle travi precompresse

In merito alle prove di flessione svolte al Politecnico di Torino, intese a studiare nel tempo il comportamento delle travi precompresse, fin dal 1954 ed in successive memorie avevamo sottolineato la convenzionalità del nostro metodo e ne avevamo limitato la validità ad un confronto fra successive rilevazioni effettuate sulla stessa trave; avevamo invece esposto dubbi sul valore da attribuirsi alla valutazione con tale metodo del momento di fessurazione, per dedurre da questo una misura dello stato di coazione nella trave.

Chiunque abbia una certa pratica di interpretazione di diagrammi estensimetrici si rende conto che esistono incertezze nel precisare in modo univoco il valore che noi definiamo come momento di fessurazione o di rifessurazione della trave causate dalle influenze delle fessure vicine all'estensimetro.

Sarebbe quindi interessante, anche nel quadro di quel coordinamento che è già stato illustrato dall'Ing. Radogna fra diversi laboratori, arrivare ad una migliore precisazione del concetto di momento di fessurazione e della interpretazione dell'andamento dei diagrammi; stabilire, per esempio, un valore di  $\epsilon$  convenzionale oppure un criterio comune d'interpretazione del ginocchio da assumersi nella valutazione del momento di fessurazione.

Alla domanda del Prof. Giangreco sugli intervalli di tempo tra le prove, rispondo informando che le nostre recenti prove sono state organizzate in questo modo: si è operata una prova di flessione tendente ad eliminare i citati effetti di incollamento che si verificano in talune sezioni, ed immediatamente dopo, — cioè senza rimuovere la trave — si è operata una seconda prova di flessione: quindi le prove sono sempre effettuate a coppia sulla stessa trave.

Per finire vorrei segnalare una nota di ottimismo relativamente al comportamento delle strutture precompresse nel tempo, che scaturisce dalle nostre esperienze: come appare nella memoria presentata, il comportamento delle 4 travi che per circa tredici anni hanno fatto parte di una struttura di contrasto di un banco di prove e che hanno sempre lavorato con carichi anche notevoli, però nell'ambito delle loro caratteristiche di progetto, è stato sensibilmente migliore in confronto al compor-

tamento delle altre travi che noi fin dalla più giovane età abbiamo sottoposto a prove di flessione assoggettandole poi a frequenti riprove.

Da ciò vorrei trarre una nota di ottimismo per le strutture, perché è raro che esse vengano assoggettate ripetutamente a dei carichi così forti (al massimo può verificarsi, in linea del tutto eccezionale, per una volta nella loro vita) ed in complesso esse sono assimilabili alle nostre travi del secondo gruppo, che hanno fornito risultati soddisfacenti. D'altro canto, invece, una nota di pessimismo sul metodo delle successive prove di flessione, perché se esiste veramente questo effetto di progressivo lesionamento delle strutture dovuto alla ripetizione delle prove di fessurazione, tale metodo non potrà dare informazioni attendibili, ma al contrario molto pessimistiche sul comportamento delle travi precompresse nel tempo.

PROF. ING. LUIGI GOFFI (\*)

Prove di sollecitazioni dinamiche su travi in c.a.p. a fili aderenti

#### 1. GENERALITÀ

Presso l'Istituto di Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Torino è stata condotta, sotto gli auspici del Consiglio Nazionale delle Ricerche, una prima serie di prove di sollecitazioni dinamiche su travi inflesse in c.a.p. a fili aderenti.

Scopo della ricerca è lo studio del comportamento delle travi in funzione dei carichi dinamici applicati ed in particolare, in funzione dei valori estremi assunti dal carico pulsante, valori stabiliti in relazione al momento sperimentale di fessurazione.

La frequenza di prova è stata fissata in 5 Hz per la maggioranza delle travi sperimentate; operando a questa frequenza si è sensibilmente lontani dalla frequenza di risonanza delle travi sperimentalmente rilevata pari a 24 ÷ 28 Hz per un vincolo di semplice appoggio su 4 m di luce.

#### 2. CARATTERISTICHE DELLE TRAVI SPERIMENTATE

Le travi sperimentate sono elementi a sezione costante lunghi 4,50 m. precompressi per aderenza mediante trecce di acciaio armonico a tracciato rettilineo parallelo all'asse e privi di qualsiasi altra armatura di acciaio non preteso. La sezione delle travi (fig. 1) presenta le seguenti caratteristiche geometriche teoriche (a prescindere dal contributo dell'armatura metallica):

- area  $A = 156,6 \text{ cm}^2$
- momento d'inerzia secondo l'asse x J<sub>x</sub> = 7930,0 cm<sup>4</sup>
- moduli di resistenza:

superiore  $W_s = 7930/10,90$  = 727,6 cm<sup>3</sup> inferiore  $W_1 = 7930/11,10$  = 714,5 cm<sup>3</sup>

(\*) Assistente ordinario presso l'Istituto di Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Torino.

Le travi in oggetto sono state realizzate su nostra richiesta dalla Società Fornaci Valdadige di Verona (\*) con i metodi consueti di produzione industriale di serie.

I materiali con cui sono confezionate le travi rispondono alle seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo:

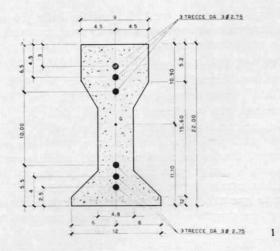
— carico di rottura	$\sigma_{\rm R} = 500 \text{ Kg.cm}^{-2}$
Acciaio:	
— carico di rottura	$\sigma_{\rm g} \geq 18.000 \text{ Kg.cm}^{-2}$
- limite elastico allo 0,2%	$\sigma = 14.000 \text{ Kg.cm}^{-2}$
— allungamento a rottura	$\Delta = 4\%$
- tensione iniziale di tesatura	$\sigma = 13.000 \text{ Kg.cm}^{-3}$

La precompressione realizzata a fili aderenti mediante 6 trecce rettilinee di 3 Ø 2,75 mm ciascuna, (fig. 1), induce nella struttura scarica a tempo infinito le seguenti sollecitazioni (\*\*):

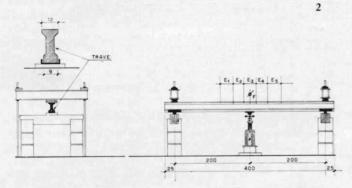
Calcestruzzo:

<ul> <li>lembo superiore</li> </ul>	σ ≥	- 59,4 Kg.cm <sup>-2</sup>
— lembo inferiore	σ ≥	-70,7 Kg.cm <sup>-2</sup>
Acciaio	5 №	+ 9.500,0 Kg.cm <sup>-2</sup>

- (\*), Ci è gradito ringraziare vivamente la Società Fornaci Valdadige di Verona per la cortesia con la quale ha voluto collaborare alla nostra ricerca.
- (\*\*) Il calcolo è stato condotto conformemente alle norme italiane sul c.a.p. (circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 94 in data 7-3-1960) le quali prevedono perdite di tensione valutate nei seguenti termini (modulo presunto del calcestruzzo 350.000 Kg.cm<sup>-2</sup>);
- ritiro del calcestruzzo (valutato per una contrazione unitaria pari a  $25x10^{-5}$   $\epsilon$ );
- fluage del calcestruzzo (valutato per una contrazione pari a una volta e mezza l'accorciamento elastico conseguente alla precompressione);
- rilassamento dell'acciaio in treccia (perdita di tensione pari al 14% della tensione iniziale di 130 Kg.mm<sup>-2</sup>).



1 - Dimensioni e disposizione delle armature pretese nella sezione corrente delle travi sperimentate; 2 - Schema di carico della trave sperimentata e disposizione degli strumenti di misura; 3 - Diagrammi delle oscillazioni libere rilevate sulla trave n. 14 in varie fasi della prova dinamica (prima e dopo la fessurazione e al progredire del numero di cicli).



Riepilogo dei risultati delle prove sulle 14 travi oggetto di sperimentazione.

TAB. 1

N. trave Momento di fessuraz.	Escursione di ca	rico dinamico	Frequenza	Osservazioni	
	In funzione di Mf	11 valore assoluto	Trequenza		
	Kgm		Kgm	Hz.	
1	1.250	-	-		Rottura statica Mr. = 2.075 Kgm
2	1.375	-	-		Rottura statica Mr. = 2.187 Kgm
3	1.310	$0.4 M_f \div 0.8 M_f$	525 ÷ 1.050	10	Rottura statica dopo 2.000.000 di cicli Mr. = 2.187 Kgm
4	1.425	$0.4~M_f\div 1.2~M_f$	570 ÷ 1.710	5	Rottura dinamica dopo 13.100 cicli (Rottura dell'armatura metallica)
5	1.250	$1/3 M_f \div M_f$	425 ÷ 1.250	10	Rottura dinamica dopo 184.900 cicli (Rottura dell'armatura metallica)
6	1.250	$2/3 M_f \div M_f$	835 ÷ 1.250	,10	Rottura dinamica dopo 97.000 cicli (Rottura dell'armatura metallica)
7	1.275	$0.8~M_f\div 1.2~M_f$	1.025 ÷ 1.525	5	Rottura dinamica dopo 67.100 cicli (Rottura dell'armatura metallica)
8	1.250	$0.3~M_f \div 0.9~M_f$	375 ÷ 1.125	5	Rottura statica dopo 1.000.000 di cicli Mr2.225 Kgn (Rottura dell'armatura metallica)
9	1.250	2/3 M <sub>f</sub> ÷ M <sub>f</sub>	835 ÷ 1.250	5	Rottura dinamica dopo 275.100 cicli (Rottura dell'armatura metallica)
10	1.200	1/3 M <sub>f</sub> ÷ M <sub>f</sub>	400 ÷ 1.200	5	Rottura dinamica dopo 119.700 cicli (Rottura dell'armatura metallica)
11	1.250	$0.3 \text{ M}_{\text{f}} \div 0.9 \text{ M}_{\text{f}}$	375 ÷ 1.125	10	Rottura dinamica dopo 418.000 cicli (Rottura dell'armatura metallica)
12	1.187				Rottura statica Mr. = 2.200 Kgm
13	1.125	$0.3 \text{ M}_{\text{f}} \div 0.9 \text{ M}_{\text{f}}$	340 ÷ 1.010	5	Rottura statica dopo 4.000.000 di cicli Mr. = 2.075 Kgm
14	1.250	9.33 M <sub>f</sub> ÷ M <sub>f</sub>	415 ÷ 1.250	5	Rottura dinamica dopo 152.800 cicli (Rottura dell'armatura metallica)

La sperimentazione sulle travi (confezionate nell'aprile 1962) ha avuto inizio nell'ottobre 1964 e si è conclusa nell'agosto 1965. A queste ultime date è lecito ritenere prevalentemente esauriti i fenomeni lenti di ritiro, fluage e rilassamento.

#### 3. L'IMPOSTAZIONE DELLA SPERIMENTAZIONE

Le travi sono state sperimentate disponendole rovesciate a semplice appoggio su luce di 4 m (vedi fig. 2) e caricandole con un carico pulsante concentrato in mezzeria e rivolto verso l'alto. Questo carico è stato realizzato mediante martinetto AMSLER 5/2,5 t collegato con un pulsatore AMSLER P. 960, in grado di applicare carichi dinamici pulsanti (senza inversione) fino a 2,5 t alla frequenza massima di 800 pulsazioni al minuto primo.

La sperimentazione è proceduta con le seguenti diret tive (\*):

— alcune travi (n. 1, n. 2, n. 12) sono state sperimentate staticamente con il medesimo dispositivo di carico delle prove dinamiche: su queste travi sono state condotte prove flessimetriche (con flessimetri al mm/100) ed estensimetriche (mediante basi di estensimetro Whittemore).

La fig. 2 illustra la collocazione di questi dispositivi sperimentali sulle travi in oggetto. I cicli di carico e scarico sono stati spinti alla fessurazione e successivamente alla rottura.

— Nel restante numero di travi (assoggettate a prove dinamiche) è stata condotta preventivamente una prova statica fino alla prima fessurazione, con la determinazione sperimentale del momento di fessurazione nonché con letture flessimetriche ed estensimetriche. I carichi pulsanti applicati alle singole travi durante la prova dinamica sono stati stabiliti in relazione al valore sperimentale del momento di fessurazione come indicato nella tab. I che riassume pure i dati salienti delle singole prove.

Ulteriori prove di carico statico (con letture flessimetriche ed estensimetriche) sono state condotte a diversi intervalli durante la prova dinamica, interrompendone per breve tempo lo svolgimento.

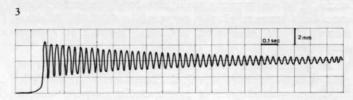
Senza interrompere la prova sono state parimenti condotte registrazioni dinamiche a vari intervalli di prova con impiego di vibrografo a tasto-sonda.

In particolare per una trave (la n. 14) è stato studiato ed applicato un dispositivo a capteur per misure flessimetriche in fase dinamica, costituito da una lamina in acciaio provvista di estensimetri elettrici in serie, collegata per la registrazione ad un registratore Galileo-OTE

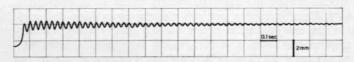
(\*) Il peso proprio della trave induce un momento in mezzeria di 75 Kgm. Considerato il modesto valore di questo momento, nel riportare in relazione i valori dei carichi di fessurazione e di rottura delle varie travi e nello stabilire i valori dei carichi pulsanti si è preferito per maggior semplicità prescindere dalla presenza del peso proprio il quale costituisce per tutte le prove un precarico costante negativo.

tipo RI 2a per il tramite di una centralina Huggemberger in funzione di amplificatore. L'apparecchio ha subito un controllo di taratura che ha verificato la soddisfacente linearità della registrazione per rapporto alle deformazioni nell'ambito delle frecce rilevate nel corso delle nostre prove.

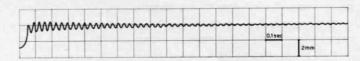
Le registrazioni dinamiche sulla trave n. 14 concernono in particolare le oscillazioni libere prima e dopo la fessurazione (fig. 3).



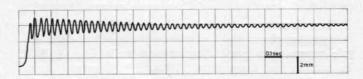
Prova precedente la fessurazione Freguenza: ≈ 28.5 Hz.



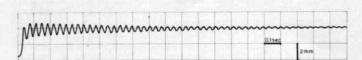
Prova a 5.000 cicli (Fessura 1) Frequenza: ~ 28.5 Hz.



Prova a 30.000 cicli (Fessure 1, 2, 3) Frequenza:  $\sim$  28.2 Hz.



Prova a 120.000 cicli (Fessure 1, 2, 3) Frequenza:  $\sim 28.2\,$  Hz.



Prova a 150.000 cicli (Fessure 1, 2, 3 approfondite) Frequenza:  $\sim 27.5\,$  Hz.

#### 4. OSSERVAZIONI E COMMENTI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

L'esame della tab. I che riassume i dati salienti della sperimentazione, consente interessanti osservazioni pur nel numero forzatamente ridotto delle prove svolte.

Una prima osservazione concerne l'impostazione della prova, per cui i valori estremi dei momenti, e quindi dei carichi applicati dinamicamente nei singoli casi, sono stati assunti in funzione del momento effettivo di fessurazione misurato per ogni trave mediante una prova preliminare (\*).

Orbene è possibile osservare che allorché il valore del momento superiore è pari allo 0,9  $M_{\rm f}$ , non è possibile praticamente portare la trave a rottura con sollecitazioni dinamiche se si opera con frequenza 5 Hz. In questi casi le travi sono apparse praticamente indenni anche dopo un numero assai elevato di pulsazioni (nel caso della trave n. 13 si è pervenuti a 4.000.000 di alternanze), talché esse sono poi state portate a rottura staticamente.

In questi casi i carichi di rottura non sono risultati mediamente inferiori ai valori riscontrati nel caso delle travi assoggettate a sola prova statica; questa conclu sione coincide con quanto osservato da altri vari ricercatori (vedi bibliografia), i quali hanno verificato che se la trave sperimentata a carichi dinamici non viene portata a rottura dinamicamente, la sua capacità portante per rapporto ai carichi statici non risulta compromessa. Merita comunque rilevare che la trave n. 8, sperimentata dinamicamente per più elevata escursione dei carichi ha ceduto, nella prova statica, per rottura dell'armatura metallica a differenza di quanto si è verificato per la trave n. 13 e per le travi assoggettate a sole prove statiche (n. 1, n. 2, n. 12).

Un modesto incremento del momento superiore  $(M_s = M_f)$  è sufficiente a portare le travi in prova in un ambito di marcata sensibilità alle sollecitazioni di fatica, provocando la rottura delle travi in fase dinamica dopo un numero di cicli non molto elevato.

E la conclusione della prova è ancora più rapida per valori maggiorati del momento superiore ( $M_s = 1,2 M_f$ ).

Le caratteristiche di rottura dinamica di queste travi si rilevano particolarmente dall'osservazione che in tutti questi casi (travi n. 4, n. 7, n. 9, n. 10 e n. 14) il collasso è avvenuto per rottura dell'armatura metallica.

Sempre per le travi di cui si parla è sensibile la influenza del valore dell'escursione dei carichi sulla rapidità di conclusione delle singole prove dinamiche.

Per riassumere graficamente i risultati di queste indagini sperimentali, i punti rappresentativi delle singole prove sono stati diagrammati nelle figg. 4, 5, 6. In ascissa sui diagrammi suddetti è riportato il numero dei cicli, mentre in ordinata è riportato, nelle tre tavole, rispettivamente, il valore  $M_{\rm s}$  del momento superiore, il rapporto  $M_{\rm s}/M_{\rm f}$  fra il momento superiore

(\*) Il momento di fessurazione teorico, nell'ipotesi di una resistenza a trazione del conglomerato di 50 Kg. cm-², è di circa 860 Kgm, inferiore quindi a quello sperimentale: analogamente il momento teorico di rottura (circa 1700 Kgm) è inferiore ai valori sperimentali (oltre 2000 Kgm). La fessurazione è stata in ogni caso avvertita da un colpo secco al verificarsi della prima fessura. La disposizione di prova mediante carico concentrato ha facilitato l'individuazione della fessura che evidentemente si localizza in prossimità della sezione su cui insiste il carico concentrato.

e quello di fessurazione ed, infine. il valore  $\Delta M$  della differenza fra momento superiore e momento inferiore (\*).

La maggioranza delle prove è stata condotta alla frequenza di 5 Hz; i risultati relativi alle travi sperimentate a frequenza di 10 Hz (n. 3, n. 5, n. 6, n. 11) pur non permettendo di individuare in forma precisa l'influenza della frequenza sui fenomeni in studio, già consentono di delineare in qualche modo il ruolo non indifferente di questa variabile.

In particolare, se le prove a frequenza 5 Hz denunciano sulla fig. 3 la esistenza di un asintoto orizzontale sul valore di circa 0,9  $M_{\rm f}$ , le prove a 10 Hz individuerebbero l'esistenza dell'asintoto per un valore presumibilmente compreso fra 0,9 e 0,8  $M_{\rm f}$ .

Come è stato precisato, numerose misure flessimetriche ed estensimetriche (\*\*) sono state effettuate in corrispondenza delle prove di carico statico che hanno interrotto a vari intervalli lo svolgimento delle prove dinamiche.

Senza riportare il dettaglio in questa sede tutti i dati sperimentali raccolti, ci limiteremo a prendere in esame e diagrammare in fig. 7 i valori delle frecce, misurate in mezzeria della trave, conseguenti alla applicazione di un carico statico corrispondente al valore del momento superiore della prova dinamica.

Il progressivo collasso delle travi che è stato possibile portare a rottura dinamicamente è messo in luce dall'incremento di queste frecce statiche; le travi rotte staticamente dopo la prova dinamica non rivelano invece una tendenza sensibile all'incremento di tali frecce all'accumularsi dei cicli di prova.

Ciò pare confermare quanto in precedenza già accennato, e cioè l'insensibilità delle travi sperimentate agli effetti dinamici allorché i momenti da essi provocati siano alquanto inferiori al momento sperimentale di fessurazione.

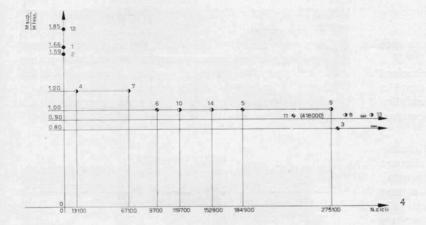
Per la trave n. 14 si dispone inoltre, come già detto, di registrazioni dinamiche che permettono in particolare di rilevare la buona costanza del periodo proprio di vibrazione della trave all'accumularsi dei cicli di carico fino in prossimilità della rottura.

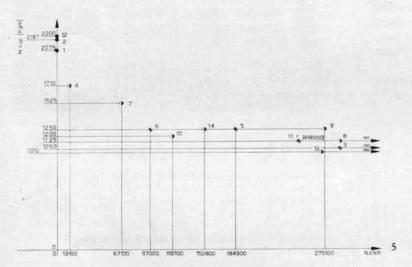
Nella vasta serie delle prove dinamiche su strutture inflesse in c.a.p. le prove di cui alla presente Relazione si inseriscono con una caratteristica propria, sia per l'aver fissato i carichi dinamici in funzione del momento sperimentale di fessurazione di ogni singola trave, sia per aver sperimentato travi precompresse pressoché uniformemente, con sforzi di precompressione non molto elevati (60 ÷ 70 Kg cm<sup>-2</sup>). Per questo fatto risulta relativamente non molto elevato il momento di

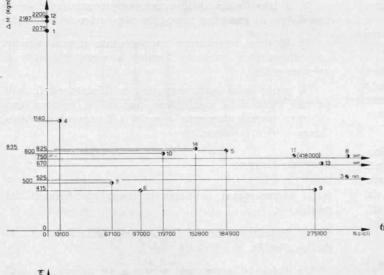
<sup>(\*)</sup> I risultati relativi alle travi assoggettate a sole prove statiche sono stati riportati in corrispondenza dell'ascissa 0 (numero di cicli =0).

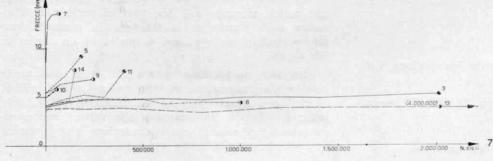
I risultati relativi alle travi assoggettate a prove dinamiche e successivamente rotte staticamente sono rappresentati come punti all'infinito secondo la direzione delle ascisse, intendendosi che per i livelli di carico cui sono state sottoposte, le travi non si sarebbero rotte che per un numero infinito di pulsazioni.

<sup>(\*\*)</sup> Le letture estensimetriche sono servite sopratutto a rilevare senza incertezze l'istante di fessurazione ed a seguirne la progressione al crescere del numero di cicli per le travi rottesi in fase dinamica.









4 - Diagramma che individua il numero di cicli cui si ha il collasso delle singole travi in funzione del momento superiore del carico pulsante; 5 - Diagramma che individua il numero di cicli cui si verifica il collasso della trave in funzione del rapporto tra momento superiore del carico pulsante e e momento sperimentale di fessurazione; 6 - Diagramma che individua il numero di cicli a cui si verifica il collasso delle singole travi in funzione dell'escursione del momenti indotti dall'escursione del carico pulsante; 7 - Diagramma che individua ai vari stadi di progressione della prova dinamica (ai vari numeri di cicli) l'andamento delle frecce conseguenti all'applicazione di un carico statico corrispondente al valore del momento superiore stabilito per la prova dinamica.

- Prova statica
- Prova a frequenza 5 Hz
- Prova a frequenza 10 Hz

fessurazione nonché i carichi dinamici che in funzione di esso sono stati stabiliti.

Giova notare comunque che le travi provate per lunga durata ai più bassi carichi dinamici (0,8 ÷ 0,9 M,), presenterebbero al lembo di intradosso (\*) sollecitazioni teoriche oscillanti da compressioni di 30 Kg. cm-2 a trazioni di 70 Kg. cm-2 conformemente ad un semplice calcolo in ipotesi di elasticità su sezione di calcestruzzo interamente reagente.

Circa la considerazione dei valori numerici ricavabili dalle singole prove è peraltro opportuno rilevare che i risultati della sperimentazione hanno essenzialmente un significato comparativo fra di loro e non rigorosamente un significato assoluto in rapporto alle caratteristiche ed ai tassi di lavoro delle strutture soggette a sperimentazione i cui valori, trattandosi di travi di normale produzione di serie, sono evidentemente soltanto presunti e non stati verificati sperimentalmente. E' nota inoltre l'influenza sensibile che

(\*) Che nel caso di trave rovesciata si trova verso l'alto.

avere sui risultati delle prove.

Pure con queste precisazioni le prove svolte valgono in ogni caso a confermare ancora una volta la sostanziale efficienza del c.a.p. alle azioni indotte da carichi pulsanti, e quindi a dissipare timori ingiustificati allorché si operi in condizioni adeguate in rapporto alla sicurezza della struttura.

l'imperfetta realizzazione dei vincoli di appoggio può

#### BIBLIOGRAFIA

OZELL e ARDAMAN: Fatigue tests of Pretensioned Prestressed Beams. Journal of the American Concrete Institute, Ottobre 1956.

GENE M. NORDBY: Fatigue of Concrete. A Review of Research. Journal of the American Concrete Institute. Ottobre 1958.

AUTORI VARI: Contributi al IV Congresso F.I.P., Roma-Napoli 1962.

DR. ING. CESARE MUTTONI (\*)

Prove a fatica su strutture precompresse

La presente nota riferisce i risultati più interessanti scaturiti, nell'ultimo biennio, da alcune serie di prove eseguite dalla Fornaci Valdadige S.p.A. su strutture precompresse di sua produzione.

Scopo principale delle prove era quello di controllare il comportamento di strutture presollecitate, sottoposte all'azione dinamica derivante da carichi velocemente alternantisi e/o, a vibrazioni, in grado di far entrare in risonanza le strutture stesse.

Le prove sono state eseguite in parte presso il Laboratorio ISMES di Bergamo sotto la direzione del prof. ing. Luigi Goffi, e in parte presso il Laboratorio Prove di S. Martino B.A. della Fornaci Valdadige, sotto la direzione del prof. Franco Levi, docente presso l'Istituto di Architettura di Venezia, e della Fornaci Valdadige stessa.

Le prove, di cui verranno riassunti brevemente i risultati, si sono così svolte:

Primo Gruppo

TRAVI PRECOMPRESSE A SEZIONE COSTANTE (produzione Val-

Prova eseguita presso il Laboratorio ISMES di Bergamo (fig. 1).

(\*) Vice Direttore tecnico della Fornaci Valdadice S.p. A.

N. 3 travi sono state sperimentate staticamente in condizioni di semplice appoggio con carico in mezzaria;

N. 10 travi sono state sperimentate dinamicamente con dispositivo pulsante Amsler a circa 800 cicli al minuto primo.

Le prove sono state eseguite tra il sesto ed il dodicesimo mese dalla confezione, per cui si possono considerare prevalentemente esauriti i fenomeni di ritiro, fluage e rilassamento.

Secondo Gruppo

SOLAI PRECOMPRESSI IN LATERO-CEMENTO (produzione Val-

Prova eseguita presso il Laboratorio della Fornaci Valdadige (fig. 2).

Un solaio è stato sottoposto a 10 milioni di cicli con carico vibrante a 5 Hz, pari al periodo di risonanza della struttura: la flessione in mezzaria, con tale sollecitazione, era pari a quella di un carico di 500 Kg/m2.

Eseguita quindi una prova statica e portata la struttura a fessurazione, si sono eseguiti altri 5 milioni di cicli con freccia pari ad un carico di 600 Kg/m2: infine il solaio è stato portato alla rottura contemporaneamente ad uno di uguale confezione e stagionatura non sottoposto alla prova suddetta.

#### Terzo Gruppo

Trave precompressa pesante 12V (produzione S.A.M.P.E.) SENZA E CON STRUTTURA E GETTO INTEGRATIVI

Prova eseguita presso il Iaboratorio Valdadige sotto controllo dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Istituto di Architettura dell'Università di Venezia (fig. 3).

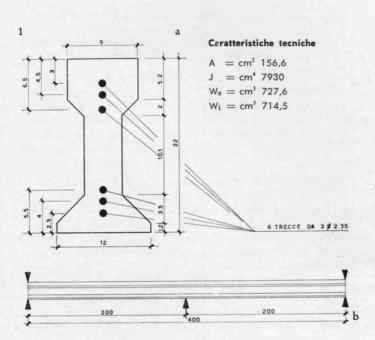
La trave isolata è stata caricata 8 volte in un periodo di 6 mesi. Al termine di questo primo ciclo, la struttura è stata completata con pannelli in laterocemento h 16,5 cm e getto integrativo in calcestruzzo; il tutto per una larghezza trasversale di 2,20 m in modo da rispecchiare il calcolo teorico che considera collaborante una tale sezione.

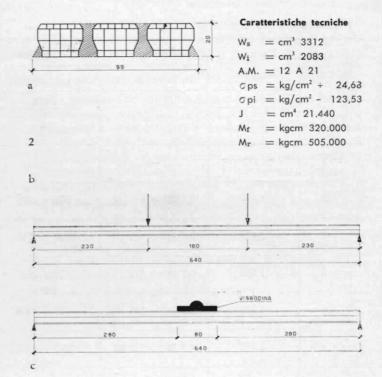
Si è eseguita una prova fino a fessurazione e quindi 100 cicli di carico e scarico sino alla sollecitazione di esercizio; infine la struttura è stata portata alla rifessurazione ed al collasso.

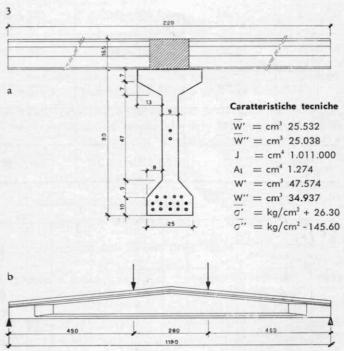
In base alle prove suddette, si sono ricavate le seguenti considerazioni fondamentali:

1) allorché il momento provocato dal carico vibrante su una struttura precompressa è inferiore o uguale al 90% del momento di fessurazione, non è possibile portare a rottura la trave con sollecitazioni dinamiche con

1 - I Gruppo di prove - travi precompresse a sezione costante:
a) sezione trasversale; b) schema di carico. 2 - II Gruppo di prove
- solaio precompresso in latero-cemento: a) sezione trasversale;
b) schema di carico statico; c) schema di carico dinamico. 3 - III
Gruppo di prove - trave precompressa pesante 12 V: a) sezione
trasversale in mezzeria; b) schema di carico.



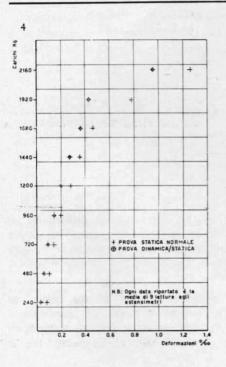


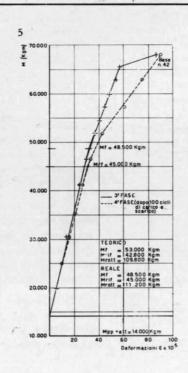


frequenze di 5 Hz, anche dopo diversi milioni di alternanze; è possibile la rottura solo per via statica raggiungendo in questo caso un momento di rottura praticamente uguale a quello di una trave non sollecitata dinamicamente.

2) Allorché il momento dovuto ad un carico vibrante è pari o superiore al momento di fessurazione, la rottura avviene in fase dinamica con un numero di cicli inversamente proporzionale al rapporto tra il

Mom. di N. trave fessuraz.	Mom. di	Escursione di c	arico dinamico	Fre-	Osservazioni	
	fessuraz.	fessuraz. In funz. di Mf In		quenza	OSSELVAZIONI	
152.54	Kgm	THE WAR	Kgm	Hz		
1	1.250		-	_	Rottura statica Mr = 2.075 Kgm	
2	1.375	-		<u> </u>	Rottura statica Mr = 2.187 Kgm	
3	1.310	0.4 Mf ÷ 0.8 Mf	525 ÷ 1050	10	Rottura statica dopo 2.000.000 di cicli Mr = 2.187 Kgm	
4	1.425	0.4 Mf ÷ 1.2 Mf	570 ÷ 1716	5	Rottura dinamica dopo 13.100 cicli (Rottura dell'armatura metallica)	
5	1.250	1/3 Mf ÷ Mf	425 ÷ 1250	10	Rottura dinamica dopo 184.900 cicli (Rottura dell'armatura metallica)	
6	1.250	2/3 Mf ÷ Mf	835 ÷ 1250	10	Rottura dinamica dopo 97.000 cicli (Rottura dell'armatura metallica)	
7	1.275	0.8 Mf ÷ 1.2 Mf	1025 ÷ 1525	5	Rottura dinamica dopo 67.100 cicli (Rottura dell'armatura metallica)	
8	1.250	0.3 Mf ÷ 0.9 Mf	375 ÷ 1125	5	Rottura statica dopo 1.000.000 di cicli Mr = 2.225 Kgm (Rottura dell'armatura metallica)	
9	1.250	2/3 Mf ÷ Mf	835 ÷ 1250	5	Rottura dinamica dopo 275.100 cicli (Rottura dell'armatura metallica)	
10	1.200	1/3 Mf ÷ Mf	400 ÷ 1200	5	Rottura dinamica dopo 119.700 cicli (Rottura dell'armatura metallica)	
11	1.250	0.3 Mf ÷ 0.9 Mf	375 ÷ 1125	10	Rottura dinamica dopo 418.000 cicli (Rottura dell'armatura metallica)	
12	1.187				Rottura statica Mr = 2.200 Kgm	
13	1.125	0.3 Mf ÷ 0.9 Mf	340 ÷ 1010	5	Rottura statica dopo 4.000.000 di cicli Mr = 2.075 Kgm	





4 - I risultati delle prove del II Gruppo: la rigidezza del solaio precompresso dopo 10 milioni di cicli appare addirittura migliorata; 5 - : risultati delle prove del III Gruppo.

momento di sollecitazione ed il momento di fessurazione.

- 3) Strutture precompresse sollecitate dinamicamente con momenti pari a quelli di esercizio, dimostrano un comportamento in fase flessionale e di collasso della struttura, pari o migliore rispetto a quello di una uguale struttura non sollecitata dinamicamente.
- 4) Il getto integrativo su strutture presollecitate, rimane in uno stato di coazione dovuto al ritiro, in parte impedito dalle strutture già stagionate; da ciò deriva un comportamento iniziale della struttura quale si avrebbe se il getto integrativo fosse di qualità o di sezione inferiore a quella reale. Per sollecitazioni superiori a quelle di normale fessurazione della struttura, tale fenomeno negativo va via via scomparendo sino a dimostrare in fase di collasso la piena validità dell'ipotesi di base.

Per quanto riguarda i primi due punti, la tabella riportata riproduce le tabelle estratte dalla relazione eseguita dalla ISMES di Bergamo.

DR. ING. GIOVANNI DELLA LIBERA (\*)

Proposta di specifiche tecniche per il calcestruzzo: comunicazione

#### 1. - INTRODUZIONE

L'evoluzione dei sistemi costruttivi e di calcolo delle strutture in c.a.p. richiede l'uso di materie prime (calcestruzzo, acciaio) di caratteristiche e di qualità sempre migliori.

L'industria del cemento ha fatto notevoli passi nel campo dei leganti, e analogamente hanno progredito le acciaierie.

Si riescono ad ottenere anche degli ottimi calcestruzzi, soprattutto quando le materie prime sono di buona qualità ed il proporzionamento, la messa in opera e la stagionatura sono eseguiti con cura.

Le norme di calcolo per il c.a.p. si sono evolute, e così pure le specifiche tecniche per gli acciai (Circolare Ministeriale n. 1938 del 23-1-1965). Tuttavia le specifiche tecniche riguardanti la resistenza dei calcestruzzi, e il relativo controllo, attualmente in vigore in Italia, e richiamate dalla suddetta Circolare, ci sembrano incomplete ed inadeguate.

Con questa memoria, senza entrare nel merito delle norme ufficiali sul calcestruzzo, che sono in corso di revisione, e che, contrariamente a quanto avviene in molti altri Paesi, sono oggetto di una legge e non di un regolamento, ci proponiamo di sottoporre ai Professionisti e agli Enti Appaltanti alcuni suggerimenti, sotto forma di specifiche tecniche da inserire; eventualmente adattate o modificate, nei capitolati d'appalto.

(\*) Direttore tecnico della MAC Master Builders - Milano

Per quanto riguarda il punto 3, la fig. n. 4 riporta i risultati più importanti della prova eseguita a fatica su pannello in latero-cemento.

Per il punto 4, la fig. n. 5, riassume i risultati della prova condotta dall'Istituto di Architettura di Venezia.

In conclusione, in tutti i casi esaminati, le caratteristiche delle strutture precompresse sollecitate dinamicamente con sforzi pari a quelli di normale esercizio, rimangono inalterate; ciò conferma quanto già supposto e detto da altri sperimentatori circa la sostanziale efficienza del cemento armato precompresso anche in rapporto alle azioni indotte da carichi pulsanti.

Inoltre sembra giustificato pensare che le qualità di un buon conglomerato presollecitato rimangano invariate, se non addirittura migliorate, dopo una fase di sollecitazione dinamica contenuta nei limiti delle normali condizioni di lavoro; comunque, la responsabilità della rottura finale, si sposta dal calcestruzzo all'acciaio di armatura, pur rimanendo invariata la sollecitazione limite.

Seguono alcune tabelle che possono servire di orientamento ai Progettisti o ai Direttori dei Lavori.

Tali specifiche tecniche sono state studiate in modo da rispondere alla possibilità di poter specificare calcestruzzi in funzione delle loro principali caratteristiche e requisiti che sono:

resistenza meccanica;

qualità;

lavorabilità;

resistenza agli agenti atmosferici.

- Breve esame critico di alcune norme ufficiali e di alcuni capitolati da appalto.
- 2.1) Le nuove norme tecniche italiane per l'impiego delle strutture in c.a.p. (Circolare n. 1938 del 23-1-1965) si richiamano per i criteri di calcolo alle raccomandazioni C.E.B., mentre per le caratteristiche di resistenza dei conglomerati si riferiscono alle norme in vigore per il calcestruzzo armato normale, cioè alla Legge n. 2220 del 1939, la quale stabilisce per i calcestruzzi armati un dosaggio minimo di 300 Kg di cemento per mc e come resistenza « cubica » a compressione la media (aritmetica) dei 3 valori più elevati su una serie di 4 provini cubici, indipendentemente dalla dispersione dei risultati. Perciò, al limite, due calcestruzzi hanno resistenza 100 e sono legalmente uguali sia che i tre valori siano 50, 100, 150, sia che i valori invece siano 95, 100, 195.

2.2) Le specifiche relative alla resistenza del calcestruzzo sono state recentemente studiate dal « Comité Européen du Béton » (C.E.B.). Questi, (paragrafo CI 2,12) raccomanda come resistenza caratteristica a compressione (o a trazione) quel valore che corrisponde alla probabilità di avere, in una distribuzione statistica normale dei risultati di prove di misura alla resistenza a compressione (o a trazione), il 5% al massimo dei risultati inferiori al valore fissato.

Cioè il 95% dei provini deve avere un valore uguale o superiore alla resistenza caratteristica, e il 5% (1 su 20) può avere un valore inferiore alla resistenza caratteristica.

Tali specifiche sono molto severe, e corrispondono alla classe A descritta nella seguente bozza di specifiche tecniche da noi proposta.

La loro adozione indiscriminata per qualsiasi tipo di struttura non sarebbe conveniente dal punto di vista tecnico-economico a meno di non usare i criteri di calcolo suggeriti dal C.E.B., che tengono conto appunto di queste specifiche.

2.3) Una notevole parte di opere in c.a.p. riguarda attualmente strutture autostradali. Queste, siano esse progettate dagli Uffici Tecnici delle Concessionarie, o da professionisti esterni, devono sottostare ai Capitolati e alle specifiche emanate dalle Concessionarie.

Citiamo da tali Capitolati, per la parte che ci interessa, alcuni punti:

- i criteri per la misura della resistenza del calcestruzzo sono quelli della vigente legge, e cioè delle norme del 1939;
- il valore contrattuale del calcestruzzo è quasi sempre solo in funzione del dosaggio di cemento e non della sua resistenza o di altre caratteristiche.

L'imposizione di un dosaggio minimo di cemento è un primo mezzo per imporre una qualità al calcestruzzo. Questo sistema non è più sufficiente, anzi può essere un'arma a doppio taglio. Infatti, qualche volta l'impresario può tendere a considerare come dosaggio massimo il dosaggio minimo imposto; ma soprattutto, se le resistenze richieste dal progetto non sono raggiunte, il costruttore può difendersi argomentando che con quel dosaggio contrattuale di cemento, con l'inerte disponibile e l'acqua necessaria per ottenere la lavorabilità necessaria per quella data struttura, non è ragionevolmente possibile ottenere la resistenza richiesta. In tal caso, se necessario, occorre andare incontro all'impresario concedendo - e pagando - una maggiore quantità di cemento; con ciò il costo dell'appalto ha un aumento imprevisto.

Detto in forma più generale, un calcestruzzo a 3 q.li di cemento può avere resistenze (media aritmetica) e coefficienti di variazione (scarto quadratico medio espresso in percento della resistenza media aritmetica) molto differenti tra loro a seguito della variazione di uno o più dei seguenti fattori:

— qualità del cemento, acqua, inerti, additivi; granulometria; rapporto a/c: sistemi di betonaggio, getto, vibrazione, stagionatura; temperatura del calcestruzzo, temperatura ambiente, umidità relativa, vento; sistemi di prelievo, di confezione e stagionatura dei provini, di prova degli stessi;

- in alcuni casi viene stabilita la resistenza minima che deve avere a 28 gg il calcestruzzo, in corrispondenza ai vari dosaggi di cemento. Questo è un passo avanti, ma è un'imposizione « iperstatica » nel senso che, come già esposto, a pari dosaggio di cemento le resistenze possono variare, e talora essere inferiori a quelle imposte, se, ad esempio, gli inerti disponibili non sono adatti e se il calcestruzzo deve essere molto lavorabile, e cioè contenere molta acqua;
- ci viene riferito che in rari casi viene prescritta solo la resistenza (media) e il calcestruzzo è pagato solo in funzione della resistenza;
- in alcuni Capitolati non di autostrade viene imposto il coefficiente di variazione massimo; questa imposizione non è realistica, perché spesso tale coefficiente non può essere né prefissato, né raggiuto, indipendentemente dalla diligenza del costruttore;
- in molti Capitolati si parla di « lavorabilità » del calcestruzzo.

Il sistema per misurarla raramente viene descritto, e mai vengono specificate, in unità di misura, le lavorabilità prescritte per le varie opere.

Non si tiene conto che, ad un aumento di lavorabilità (ad esempio in una struttura fortemente sollecitata ed armata) corrisponde un aumento di acquae perciò una diminuzione di resistenza, a parità di do saggio di cemento (a meno di non usare additivi riduttori d'acqua d'impasto);

— in alcuni capitolati si prescrive, oltre che un dato dosaggio di cemento, un valore massimo del rapporto a/c (ad esempio 0,50 per il c.a.p.), senza tener conto del parametro lavorabilità, il quale è essenzialmente funzione del contenuto di acqua (sempre se non si usano gli additivi).

#### 3. - CRITERI ILLUSTRATIVI DELLE EPECIFICHE PROPOSTE

Da quanto sopra esposto, da varie altre considerazioni, e tenendo conto dell'esperienza di altri Paesi, suggeriamo che il calcestruzzo sia specificato e quotato nell'elenco prezzi in base ai seguenti parametri:

- a) resistenza caratteristica e cioè la resistenza raggiunta o superata da una data percentuale di prove;
- b) qualità (valore della percentuale di prove con risultati eguali o superiori alla resistenza caratteristica);
- c) lavorabi!ità espressa in unità di misura, (ad esempio cedimento al cono in cm o tempo di vibrazione Vebe in secondi) secondo le esigenze dei vari tipi di strutture:
- d) rapporto a/c, limitatamente alle strutture esposte all'acqua, al gelo e disgelo e/o attacchi aggressivi.

#### 3.1) Il rapporto a/c.

Il rapporto a/c, per calcestruzzi esposti a particolari condizioni climatiche o attacchi aggressivi, non dovrebbe superare determinati valori, ad esempio quelli suggeriti dalle norme dell'American Concrete Institute n. 613 e riportati nella tabella 4 della seguente bozza di specifiche tecniche.

Talora può avvenire che l'imposizione di un determinato rapporto a/c porti ad avere un calcestruzzo con resistenze superiori a quelle necessarie e prescritte secondo le sole esigenze statiche. Ciò vuol dire che, in questi casi, agli effetti della resistenza meccanica del calcestruzzo prevalgono i criteri di salvaguardia dagli attacchi atmosferici o chimici rispetto ai soli criteri di calcolo statico.

L'imposizione e l'osservanza di tale norma unitamente ad adeguate modalità di esecuzione di stagionatura dovrebbe notevolmente diminuire o annullare gli effetti nocivi del gelo e disgelo e di sali antigelo, che si presentano, talora vistosamente, in alcune strutture.

#### 3.2) La lavorabilità.

E' sempre opportuno prescrivere la lavorabilità del calcestruzzo, secondo i vari tipi di struttura, difficoltà di getto e sistemi di vibrazione.

Citiamo a tale proposito l'ipotesi in cui sprovveduti fornitori di calcestruzzo preconfezionato consegnino del calcestruzzo che dia in teoria ottime resistenze a compressione ma che non possa essere messo in opera in strutture esili e fortemente armate se non aggiungendo abbondante acqua in cantiere, scemando così la resistenza teorica garantita dal fornitore.

Perciò, ripetiamo, sarebbe opportuno prescrivere la lavorabilità, e a tale proposito citiamo le tabelle I e II della seguente bozza di specifiche tecniche, che possono fornire un primo orientamento e che danno i cedimenti al cono (minimi e massimi ammessi) in funzione dei vari tipi di strutture, e suggeriti rispettivamente dall'A.C.I. e dal Bureau of Reclamation.

In taluni laboratori di cantiere italiani si usa anche l'apparecchio Vebe, le cui indicazioni hanno una correlazione più stretta con l'effettiva lavorabilità del calcestruzzo vibrato, e che danno valori più precisi, anche per calcestruzzi di bassa lavorabilità. Si possono confrontare i due sistemi con la seguente tabella orientativa:

Consistenza del calcestruzzo	Cedimento al cono (cm)	Vebe (secondi)	
Estremamente asciutto		32-18	
Molto asciutto	_	18-10	
Asciutto	0 - 2,5	10- 5	
Plastico	2,5- 5	5- 3	
Molto plastico	7,5-10	3- 0	
Fluido	15 -17,5	_	

# 3.3) Resistenza caratteristica.

Per resistenza caratteristica  $\sigma$  rc si intende la resistenza che deve raggiungere o superare, in percentuale, una quantità x di prove per cui una quantità 100-x può avere valori inferiori alla resistenza caratteristica.

Ad esempio il C.E.B. impone che il 95% delle prove abbia un valore  $\geq \sigma$  rc, e perciò il 5% può essere  $< \sigma$  rc.

L'imposizione della resistenza caratteristica deve essere completata dall'imposizione della qualità, e cioè dalla percentuale ammessa di valori inferiori.

# 3.4) Qualità di calcestruzzo.

Come detto sopra, la qualità è definita dal valore percentuale delle prove con risultati eguali o superiori alla resistenza caratteristica.

Le norme oggi in vigore considerano come resistenza il valore medio aritmetico delle prove, per cui praticamente il 50% dei valori può essere inferiore alla resistenza specificata, e il 50% superiore.

Le norme C.E.B. impongono rispettivamente in percento i valori 5/95.

Nella seguente bozza di specifiche si sono assunte, come qualità quelle che corrispondono alle seguenti distribuzioni di probabilità:

Classe A: 95% delle prove  $\geq \sigma$  rc 5% delle prove  $< \sigma$  rc

Classe B: 90/10 Classe C: 80/20 Classe D: 70/30

Spetterà solo ai progettisti e alla Direzione Lavori imporre non solo le resistenze dei calcestruzzi, ma anche le qualità, in funzione dell'importanza dei getti, dei criteri di calcolo e di sicurezza adottati per ogni singolo tipo di struttura, con particolare riguardo ai c.a.p.

Non desideriamo inoltrarci troppo sull'argomento della statistica, e perciò descriveremo solo i principi ed il sistema seguiti nel redarre le tabelle per il concrollo della qualità del calcestruzzo, contenute alla pag. 46 delle seguenti specifiche.

Le misure relative a vari tipi di fenomeni in campi diversi, raffigurate in funzione della frequenza, determinano un diagramma del tutto simile alla curva di Gauss, detta anche curva normale di distribuzione, con approssimazione tanto maggiore quanto più grande è il numero degli elementi. Tale tipo di distribuzione, secondo numerosi esperimenti, si verifica anche per le caratteristiche di resistenza dei calcestruzzi.

Campioni formati da elementi tratti a sorte da una collettività o universo, si comportano anche essi in tale maniera.

La maggiore o minore dispersione di una serie di valori rispetto al valore medio  $\sigma$  m è indicata dallo scostamento quadratico medio, o deviazione standard (s), che è eguale alla radice quadrata della media dei quadrati delle deviazioni rispetto al valore medio.

Il coefficiente di variazione  $V \ge 100 \text{ s}/\sigma \text{ m}$ , e cioè lo scostamento quadratico medio, espresso in percento rispetto alla media dei valori.

Il coefficiente di variazione è un indice significativo del controllo della qualità del calcestruzzo.

Più esso è basso, migliore è il controllo, e in ultima analisi, più economico è il calcestruzzo.

Secondo le norme ACI 214 le relazioni tra il controllo della qualità e il coefficiente di variazione sono le seguenti:

qualità del controllo	coefficiente di variazione
eccellente	< 10
buono	10 - 15
sufficiente	15 - 20
scadente	> 20

Un'analoga relazione, proposta da Stanton Walker, è la seguente:

eguente:	
qualità del controllo	coefficiente di variazione
ottimo, ottenibile no	ormalmente
solo in un buon lab	oratorio 5
eccellente	10
molto buono	12
buono	15
discreto	18
appena sufficiente	20
scadente	25

Se in un fenomeno di distribuzione normale si conosce il valre medio aritmetico ( $\sigma$  m) e lo scarto quadratico medio s (oppure V) la curva è determinata completamente e perciò, per mezzo di formule e tabelle, si può conoscere, ad esempio, in corrispondenza a quale valore di s l'area compresa tra la curva e l'asse delle ascisse si divide in due zone, ad esempio corrispondenti al 10% e al 90% dell'area totale.

Esiste una formula, che dà il valore  $\sigma$  m in funzione di  $\sigma$  rc, del coefficiente di variazione V, della qualità (suddivisione tra risultati superiori o inferiori a  $\sigma$  rc) e anche del numero totale delle prove disponibili.

La formula è la seguente (vedi A.C.I. 214)

$$\sigma m = \frac{\sigma rc}{1-tV}$$

ove t è una costante, che dipende dalla qualità e dal numero delle prove disponibili.

Un solo esempio (vedi figure a pag. 45). Siano noti  $\sigma$  rc = 100 kg/cmq; V = 25%; il numero di prove sia superiore a 30. Per n > 30 e qualità 10/90

$$t = 1,282$$

si avrà allora  $\sigma$  m =  $\frac{100}{1 - 1,282 \times 0,25}$  = 148 kg/cmq

Occorre perciò maggiorare del 48% la  $\sigma$  rc per ottenere la  $\sigma$  m.

Se invece V = 10% la stessa formula ci dà
$$\sigma m = \frac{100}{1 - 1,282 \times 0,10} = 115 \text{ kg/cmq}$$
In tel caso poiché diminuisce la dispersione

In tal caso, poiché diminuisce la dispersione dei valori, basta maggiorare solo del 15% la  $\sigma$  rc per ottenere la  $\sigma$  m, sempre con pari qualità (10/90) del calcestruzzo.

Le tabelle delle pagg. 46-47-48 danno in forma numerica i risultati di questa formula e cioè danno i coefficienti in percento per cui occorre moltiplicare il valore della resistenza caratteristica specificata per ottenere la resistenza media aritmetica, in funzione dei parametri:

- qualità del calcestruzzo (5/95, 10/90, 20/80, 30/70);
- numero delle prove eseguite;
- coefficiente di variazione determinato dalle prove eseguite o assunto provvisoriamente.

A pagina 45 viene rappresentato graficamente l'esempio citato, di cui richiamiamo i dati. La figura 1 si riferisce ad un calcestruzzo con resistenza caratteristica ( $\sigma$  rc) pari a 100 kg/cmq, con qualità B (al massimo il 10% delle prove può avere valori inferiori a 100). A seguito di un numero sufficiente di prove, si è riscontrato un coefficiente di variazione del 25%. La resistenza media aritmetica, per ottenere la resistenza caratteristica ( $\sigma$  rc 100 kg/cmq, deve essere pari a 148 kg/cmq (vedi tabella, Classe B, n > 30, V = 25).

La fig. 2 si riferisce invece ad un calcestruzzo che, a parità delle altre condizioni, ha un coefficiente di variazione del 10%. In tal caso è sufficiente che la resistenza media sia pari a 115 kg/cmq perché la resistenza specifica  $\sigma$  rc sia pari a 100.

Nella figura 3 si sono sovrapposte le due curve 1) e 2) in corrispondenza alla stessa  $\sigma$  rc = 100. Si può notare, graficamente, come le aree sottese tra le curve normali di frequenza 1 e 2 e l'asse delle ascisse siano tra loro eguali.

Tali aree sono proporzionali al numero di prove. Inoltre le rispettive porzioni di aree a sinistra della verticale passante per  $\sigma$  rc = 100 sono tra loro eguali come pure quelle a destra; il rapporto tra le aree a sinistra e a destra di tale verticale è pari a 10/90. Si può notare inoltre che mentre le aree sottese dalle curve 1 e 2 sono eguali, la loro forma è molto differente, ciò che dà una dimostrazione visiva della diversa dispersione dei risultati di prova.

Il progettista, l'ente appaltante, la Direzione Lavori possono così stabilire, secondo l'importanza e delicatezza della struttura, e anche secondo i criteri di calcolo adottati, la qualità (classe) del calcestruzzo. Essi potranno anche facilmente controllare, mediante l'uso delle suddette tabelle (e, naturalmente, una sistematica prova su campioni) se il calcestruzzo risponde alle specifiche di qualità imposte.

Se non è possibile eseguire un sufficiente numero di prove (ad esempio perché la struttura è di limitate dimensioni) o se si desidera avere, a breve termine, un controllo sul calcestruzzo, in modo che la sua qualità non sia inferiore a quella specificata, si può usare la tabella seguente.

In essa sono indicati i valori minimi di resistenza, al disotto dei quali una prova singola, o la media di più prove consecutive non dovrebbero normalmente scendere, supponendo che il coefficiente di variazione sia eguale al 15% e nei due casi di qualità specificata per il calcestruzzo: qualità B (90/10) e qualità C (89/20).

Tabella orientativa per il controllo della qualità del calcestruzzo (A.C.I. 214).

Numero di prove conse- cutive che devono essere mediate	media delle σ rc	probabile della prove, posto = 100 azione = 15%)
1	CLASSE B (90/10)	CLASSE C (80/20)
2	86	79
3	97	90
	102	94
4	105	97
5	107	99
6	108	100

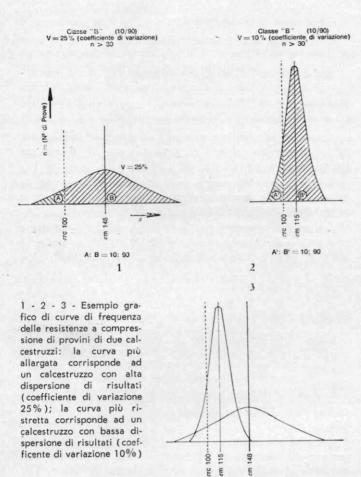
I valori indicati nella tabella hanno una fiducia del 98% e cioè se le resistenze sono inferiori a quelle indicate, ciò significa in 98 casi su cento che il calcestruzzo non risponde alle specifiche, per cui occorre aumentarne la resistenza.

Occorre controllare che il prelievo e la prova siano eseguiti correttamente, onde evitare che altrimenti essi siano causa di risultati inferiori e non rappresentativi.

Nello specificare le resistenze e le qualità del calcestruzzo, se il lavoro non è impegnativo o di mole ridotta, tale tabella può sostituire la tabella di pag. 46 per il controllo della qualità e dell'adempienza alle prescrizioni.

Desideriamo far presente che l'argomento da noi trattato tocca solo le specifiche delle seguenti caratteristiche del calcestruzzo: resistenza, qualità, rapporto a/c (resistenza agli agenti atmosferici) e lavorabilità.

Esulano da questo studio altre prescrizioni, riguardanti ad esempio gli inerti, le modalità e sistemi di prova, i sistemi di confezionamento, trasporto, getto vibrazione, stagionatura del calcestruzzo, e così via, che sono pure suscettibili di revisione e aggiornamento.



#### BOZZA DI SPECIFICHE TECNICHE

#### 1. - Proporzionamento del calcestruzzo

- 1.1) Composizione: il calcestruzzo sarà composto da cemento; inerte grosso, inerte fino ed acqua, gli additivi, come definiti al paragrafo 1.4). Saranno usati secondo le specifiche dei produttori.
- 1.2) Controllo: tutto il calcestruzzo sarà controllato secondo le norme vigenti e le istruzioni della D.L.: controllo e tolleranza nella umidità degli inerti, controllo e tolleranza massima nella granulometria delle varie classi di inerti; tolleranze massime nelle pesate, nella sensibilità delle bilance, frequenza di azzeramento e di taratura delle stesse, ecc.
- 1.3) Proporzionamento del calcestruzzo: il calcestruzzo sarà proporzionato secondo sistemi approvati dalla D.L., in modo da ottenere le resistenze specificate con consistenza, contenuto di aria, e dimensione massima degli inerti secondo le norme specificate più avanti. Nel caso di calcestruzzi esposti a particolari condizioni climatiche, e/o in contatto di acqua dolce, o di acqua di mare o contenente solfati; il rapporto a/c non dovrà superare i valori massimi ammessi nella tabella V delle norme ACI 613.

Il calcestruzzo dovrà essere proporzionato in modo che non si verifichino segregazione ed eccessivo rifluimento.

In attesa dei risultati di almeno 10 prove a 28 giorni, l'impresa dovrà fornire alla D.L. elementi tali che dimostrino ragionevolmente che il proporzionamento prescelto produrrà un calcestruzzo della resistenza specificata.

Il tempo della stagionatura normale dei provini sarà 28 giorni, ma possono essere usati provini a 7 giorni purché si sia stabilita una relazione tra le prove a 7 e a 28 giorni mediante prove sui materiali prescelti accettate dalla D.L.

Per una prova si intende la media aritmetica di non meno di due provini, prelevati dallo stesso impasto.

1.4) Addittivi: un addittivo riduttore d'acqua, Pozzolith, o eguale sarà incorporato nel calcestruzzo seguendo strettamente le raccomandazioni del fabbricante. Il fornitore dovrà provvedere all'assistenza tecnica di cantiere secondo le esigenze della D.L.

L'addittivo dovrà produrre un calcestruzzo con le seguenti qualità specifiche, come richiesto dal progetto e dalla D.L.:

- a) lavorabilità;
- b) eventuale occlusione d'aria controllata;
- c) tempi di presa e di indurimento controllati secondo le necessità e il clima;
  - d) resistenza a compressione e/o a flessione.

Il fornitore dell'addittivo dovrà esibire prove di almeno dieci anni di esperienza pratica e di assistenza tecnica per il tipo e la dose di addittivo da usarsi in cantiere.

Il fornitore dell'addittivo dovrà esibire prove di laboratori ufficiali che dimostrino che l'addittivo supera del 10% o più le norme ASTM C-494 sugli addittivi.

Dovrà essere disponibile un servizio di assistenza tecnica da parte di un tecnico qualificato e impiegato regolarmente dal fornitore del prodotto, per assistere alla preparazione dei calcestruzzi nel laboratorio e al confezionamento e messa in opera del calcestruzzo in cantiere.

Il fornitore dell'addittivo dovrà garantire la qualità e la costanza di caratteristiche del prodotto.

2. - Classi e resistenze caratteristiche del calcestruzzo.

I calcestruzzi saranno forniti, in base alle specifiche di progetto e costruttive, con le seguenti classi e resistenze a 28 giorni (in kg/cmq) misurate su provini cubici di 16 cm (20 cm, se il diametro massimo dell'inerte è maggiore di 30 mm) stagionati come indicato all'articolo 6.

Resistenze caratteristiche

Valore	Classe
180	B,C,D
210	B,C,D
250	A,B,C,D
300	A,B,C,D
350	A,B,C
400	A,B,C
450	A,B,C
500	A,B,C
550	A,B,C

3. - Definizione del valore e della classe delle resistenze caratteristiche (norme A.C.I. 214)

Si premette che per una prova si intende la media aritmetica delle resistenze a compressione a 28 giorni di almeno due provini, prelevati dallo stesso getto di calcestruzzo, confezionati e stagionati secondo le norme.

Un calcestruzzo soddisferà ai requisiti di appartenenza ad un dato valore di resistenza caratteristica  $\sigma$  rc e ad una data classe A,B,C,D, qualora si verificheranno le seguenti condizioni.

	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D
Probabilità di risultati inferiori a o cr	5%	10%	20%	30%
Probabilità di risultati eguali o superiori a $\sigma$ cr	95%	90%	80%	70%

# Controllo dell'uniformità delle resistenze dei calcestruzzo e della loro adempienza alle specifiche (Norme ACI)

All'inizio dei lavori di betonaggio, l'impresa effettuerà i getti in base a prove preliminari e sarà assunto come coefficiente di variazione il valore 20%. Dopo che saranno noti i risultati a 28 giorni di almeno 10 coppie di provini prelevati dal calcestruzzo gettato in opera, il rapporto a/c (sempre restando costante la lavorabilità) sarà variato in più o in meno in modo che non più del 5, 10, 20, 30% delle prove, rispettivamente per le classi, A,B,C,D, siano inferiori alle resistenze caratteristiche.

A seguito dell'analisi statistica di tale numero minimo di 10 prove si determinerà per ogni tipo di calcestruzzo (definito dalla sua resistenza caratteristica e dalla sua classe) il coefficiente di variazione V, pari allo scarto quadratico medio diviso il valore medio aritmetico delle prove.

Esso dovrà essere continuamente aggiornato in base at risultati successivi delle prove ed ai relativi scarti quadratici medi.

Il calcestruzzo risponderà alle specifiche prescritte quanto la media aritmetica dei risultati a compressione, in corrispondenza ai coefficienti di variazione V sperimentalmente rilevati e al numero di prove consecutive n sarà eguale o superiore ai valori indicati nelle tabelle che seguono ponendo eguale a 100 il valore specificato della resistenza a compressione caratteristica  $\sigma$  rc.

Classe A: Probabilità 95% di valore ≥ σ rc
Probabilità 5% dei valori < σ rc
V = Coeff, di variazione

	_	cocjj. a		Cronc	
12	_	numero	totale	delle	prove

V	n > 30	n = 10	n = 5	n = 3
25	169	185	215	371
20	149	158	174	185
15	133	138	147	153
10	120	123	127	130
5	109	110	112	114

Classe B: Probabilità 90% di valori ≥ σ rc; probabilità 10% di valori < σ rc.

V	n > 30	n = 10	n = 5	n = 3
25	148	153	177	189
20	135	138	144	161
15	124	126	130	140
10	115	116	118	123
5	107	107	108	109

Classe C Probabilità 80% di valori ≥ σ rc; Probabilità 20% di valori < σ rc.

V	n > 30	n = 10	n = 5	n = 3
25	127	129	131	136
20	120	122	123	127
15	115	115	117	119
10	110	110	111	112
5	104	104	105	106

Classe D: Probabilità 70% di valori ≥ σ rc;

		Probabilità 3	0% at valori	< 0 rc.	
	V	n > 30	n = 10	n = 5	n = 3
1	25	115	116	116	118
	20	111	112	113	114
	15	108	109	109	110
	10	105	106	105	107
	5	103	103	103	103

#### 5. - Tolleranze e interpolazioni

E' ammessa una tolleranza dello 0,5% sui valori sopra indicati.

Per coefficienti di variazione compresi tra 25 e 5, ma differenti da quelli indicati in tabella, valgono i valori ottenuti mediante una interpolazione lineare.

#### 6. - Prelevamento dei campioni e loro stagionatura

Saranno giornalmente prelevati almeno due provini per tipo e per getto quando si gettano meno di 90 mc per giorno; quattro provini per oltre 90 mc.

I provini saranno confezionati secondo le norme; per le prime 24 ore le forme saranno mantenute in un locale a temperatura compresa tra 16 e 27°C.

I provini saranno rimossi dalle forme dopo 4 ± 20 ore e stagionati a temperatura costante tra 20 e 25°C, in ambiente con U.R. del 100%, oppure immersi in acqua saturata di calce.

#### TABELLE E DIAGRAMMI

#### Tabella I e II

Danno una indicazione ed un orientamento su come specificare la consistenza (cedimento al cono) secondo i tipi di struttura.

#### Tabella III

Esprime le dimensioni massime degli inerti da specificare secondo i vari tipi di strutture.

#### Tabella IV

Serve di orientamento per la quantità d'acqua necessaria, per mc di calcestruzzo, in funzione della consistenza, del diametro massimo dell'inerte e della forma dell'inerte. Tali valori si riferiscono ad impasti con granulometria sufficientemente regolare e sono utili per i primi impasti di prova.

#### Tabella V

Indica il rapporto a/c massimo ammissibile, che dovrebbe essere specificato per strutture esposte agli agenti atmosferici Diagramma N. 4

Indica come il ritiro termoigrometrico diminuisce al diminuire della quantità di acqua di impasto.

#### Diagramma N. 5

Indica l'andamento delle resistenze in funzione del rapporto a/c.

Se si conosce la resistenza in corrispondenza ad un dato rapporto a/c, si può avere un orientamento su come tale resistenza varierà al variare di a/c; essa dovrebbe variare secondo una retta, passante per il punto noto, e orientata parallelamente alle rette tracciate nel diagramma.

TAB. I Consistenze (cedimenti al cono) in cm. raccomandate per vari tipi di strutture (A.C.I. 612).

	Non v	ibrato	Vib	rato
	max	min.	max	min.
Fondazioni e plinti in c.a.	12,5	5,0	8,3	8,3
Plinti, cassoni e strutture di fonda- zione non armate	10,0	2,5	6,7	1,7
Solette, travi, pare- ti, in c.a.	15,0	7,5	10,0	5,0
Pilastri	15,0	7,5	10,0	5,0
Pavimentazioni	7,5	5,0	5,0	3,3
Strutture di massa	7.5	5,0	5,0	3,3

TAB. II

Consistenze (cedimenti al cono) massime in cm raccomandate per i vari tipi di strutture (Bureau of reclamation)

5
7,5
5
10
7,5

<sup>(1)</sup> Le dimensioni riportate sono relative a vagli a maglia quadrata.

Per vagli circolari, moltiplicare tali valori per 4/3,14 = 1,27.

Dimensioni massime degli inerti consigliate per diversi tipi di strutture (A.C.I. 613)

	Dimensioni 1	massime d	legli inerti	i in mm (1)
Dimensioni minime del- la sezione in cm.	c.a. per pareti, tra- vi e pila- stri.	muri senza arma- tura	lastre forte- mente armate	lastre non armate o debolmente armate
6 - 13	12 - 19	19	19 - 25	19 - 38
15 - 28	19 - 38	38	38	38 - 76
30 - 74	38 - 76	76	38 - 76	76
Oltre 75	38 - 76	152	38 - 76	76 - 152

In generale, la dimensione massima dell'inerte non dovrebbe essere superiore al 20% della distanza minima tra i lati dei casseri e non maggiore del 75% della distanza minima tra i ferri di armatura.

Tab. IV a) Quantità indicative di acqua di impasto, in litri/mc in funzione della consistenza, della forma e della dimensione massima degli inerti.

b) Quantità medie di aria microocclusa in calcestruzzi non aerati secondo le dimensioni massime degli inerti.

		Dime	nsione ma	ssima degl	i inerti i	n mrs		
Abbassamento al cono (slump) in cm.	9,5	12	19	25	38	51	76	152
2,5÷5 Inerte angolare (A.C.I.)	207	198	183	178	163	153	143	124
Inerte angolare (N.S.G.A.)	213	203	193	183	173	163	153	
fnerte arrotondato (N.S.G.A.)	188	183	173	163	153	149	139	
7,5 Inerte angolare Inerte arrotondato (Goldbeck corretto)		198	188	178 158	168 148	163 143	158	
7,5 ÷ 10 quantità max. per inerte angolare (A.C.I.)	227	217	198	193	178	168	158	138
Inerte angolare (N.S.G.A.)	228	218	203	198	188	178	168	
Interte arrotondato (N.S.G.A.)	203	198	208	178	173	163	153	
Inerte non spigoloso (concrete manual)	211	202	188	180	168	160	145	126
15-18 (A.C.I.)	242	228	212	203	188	178	168	148
Aria mediamente macroocclusa (calcestruzzo non aerato) %	3,0	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0

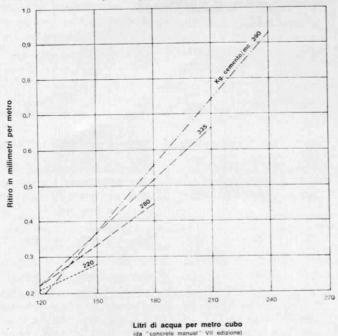
	CONDIZIONI CLIMATICHE (I)					
Tipi di Strutture	alternar		soggetti a frequenti elo e disgelo (solo ato).	mente	sotto ze	n temperature rara- ero, né troppo pio- asciutti.
			d'acqua o soggette « bagnasciuga »		*	d'acqua o soggette « bagnasciuga »
	All'aria	In acqua dolce	In acqua di mare o contenente sol- fati con concentra- zioni > 0,2%	All'aria	In acqua dolce	In acqua di mare o contenente sol- fati con concentra- zioni - 0,2%
Sezioni sottili (travi sottili, sezioni cave, solette, listelli, parti ornamentali, pilastri armati, tubazioni, e tutte le sezioni con un ricoprimento di ferri 2,5 cm.).	0,49	0,45	0,40 (2)	0,53	0,49	0,40 (2)
Sezioni medie (muri di sostegno, spalle, imposte d'archi, pilastri e grosse travi).	0,53	0,49	0,45 (2)	(3)	0,53	0,45 (2)
Parti esterne di getti in grandi masse.	0,58	0,49	0,45 (2)	(3)	0,53	0,45 (2)
Calcestruzzi gettati sotto il livello dell'acqua con tramogge o simili.	_	0,45	0,45		0,45	0,45
Lastre gettate sul terreno.	0,53	-		(3)	-	-
Calcestruzzi protetti dalle intemperie (parti interne di edifici, strutture interrate).	(3)	-	= -	(3)		111
Calcestruzzi distinati ad essere in secondo tempo protetti o riparati ma che per diversi anni sono esposti al gelo ed al disgelo.	0,53	-		(3)	-	

(1) Il calcestruzzo aerato sarà usato in tutti i casi che comportano gravose condizioni climatiche.

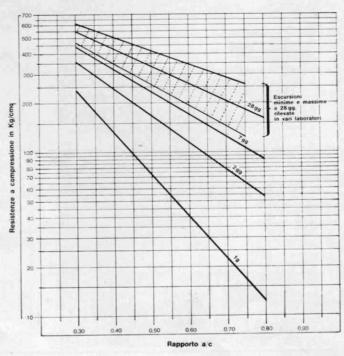
(2) Quando si usa cemento resistente ai solfati, (pozzolanico o di altoforno) i rapporti riportati nella tabella possono essere aumentati di 0,05.

(3) Il rapporto si fissa in base ai requisiti di resistenza e lavorabilità richiesti.

4 - Relazioni tra ritiro, dosaggio di acqua e dosaggio di cemento nel calcestruzzo: le curve indicano che il ritiro è una funzione lineare del contenuto di acqua di impasto. Infatti il raggruppamento fra le curve che rappresentano diversi dosaggi di cemento, indica che il ritiro di presa dipende sopratutto dal contenuto di acqua.



5 - Curve orientative della resistenza in funzione del rapporto a/c per il proporzionamento preliminare del calcestruzzo: i valori si riferiscono a provini cubici stagionati secondo le norme italiane.



# TEMA II°

# Comportamento nel tempo delle opere eseguite

# RELAZIONE GENERALE

Dr. Ing. DIEGO VANONI (\*)

Le relazioni pervenutemi sul tema « Comportamento nel tempo delle opere d'arte », si riducono sostanzialmente a due: quella del prof. Rinaldi, Direttore Generale dell'ANAS e quella dell'ing. Macori, Capo Compartimento ANAS di Milano.

La prima, che ascolterete dopo questa mia breve conversazione, è desunta da osservazioni e dati rilevati sull'Autostrada del Sole e sull'Autostrada Firenze-Mare e non desidero anticiparne le conclusioni. La seconda, quella dell'ing. Macori, tratta di un argomento un pò fuori tema, peraltro molto interessante, fornendo una relazione accurata di opere di ancoraggio alla roccia, con anche qualche accenno ai criteri di calcolo adottati. La relazione risulta già pubblicata sulla « Rassegna dei LL.PP. ».

\* \* \*

Ritengo doveroso premettere — anche se quanto dirò è già noto, poiché vedo fra i presenti molti progettisti

(\*) Direttore della S.P.E.A. - Società Progettazioni Edili Autostradali - Prestazioni Tecniche S.p.A. ed esecutori di opere autostradali — che soltanto la larga comprensione dei funzionari A.N.A.S. (preposti ai compiti di alta sorveglianza su tutte le autostrade in concessione), ha consentito la esecuzione di una così forte concentrazione di opere in cemento armato precompresso, ed anche l'adozione di metodi e sistemi esecutivi mai o poco adottati, in Italia, prima di ora.

L'Autostrada del Sole, della quale alcuni tronchi sono entrati in esercizio nel 1959, e che si è completata con la saldatura del tronco Firenze-Roma nel 1964, ha richiesto, nel suo percorso di 753 Km, l'esecuzione di 3874 opere d'arte, dai modesti tombini e ponticeli ai grandi viadotti e ponti oltre a 38 gallerie, sia naturali che artificiali.

I lavori, come è noto, sono stati diretti con una organizzazione capillare di sorveglianza, mentre l'esame dei progetti e delle opere d'arte e la loro approvazione fecero capo agli uffici centrali di Direzione Lavori di Milano e di Roma, consentendo, in sostanza, una buona uniformità di criteri nell'adozione dei sistemi costruttivi.

Naturalmente, su una così grande estesa chilometrica, con una morfologia tanto diversa da regione a regione, con i criteri esecutivi di dettaglio diversi da Impresa a Impresa e da progettista a progettista, il compito non è stato facile: era poi necessario non perdere di vista la concentrazione nel tempo dell'esecuzione di tante opere, per capire come non fosse facile adottare uno solo o pochi tipi di strutture, in ripetizione costante

Della fase esecutiva fa parte anche la esecuzione delle prescritte prove di collaudo statico prima della apertura al traffico di ogni tronco; per questo, pur valendoci, ed in larga misura, di consulenti di chiara fama per tutte le strutture di qualche rilievo, ritenemmo opportuno costituire e potenziare un nostro Ufficio Collaudi che, affiancando i Direttori dei Lavori locali, provvedesse a raccogliere gli elementi necessari per ogni singolo manufatto, controllasse i calcoli di verifica dei progettisti, concordasse con i consulenti le modalità di collaudo, curasse gli adempimenti anche pratici delle prove stesse e ne raccogliesse in singoli verbali gli elementi conclusivi.

Ad apertura avvenuta al traffico di ogni singolo tronco, è subentrata nella responsabilità della gestione dell'Autostrada la Direzione di Esercizio. Il controllo nel tempo dei lavori eseguiti, venne quindi trasferito, con gradualità, dalle singole Direzioni Lavori alle Direzioni di Tronco.

Si è però ben presto rilevato necessario un organismo più tecnico che curasse, in integrazione della normale sorveglianza del personale addetto all'esercizio, gli opportuni controlli di tutte le opere d'arte, provvedendo, ove del caso, anche alla messa in opera di apposite basi estensimetriche o di riferimento, per una accurata sorveglianza della vita dei manufatti.

Si costituì così un Ufficio Ponti al quale vennero demandati tali compiti, alle dirette dipendenze delle Direzioni Lavori centrali — Milano e Roma —, che iniziò il suo funzionamento nei primi mesi del 1964.

Si è provveduto anzitutto alla schedatura di ogni manufatto sulla scorta degli elementi contabili e di collaudo statico, con indicazioni in scheda dei tassi di lavoro dei materiali impiegati, dei sistemi di vincolo previsti in progetto, del tipo e dimensioni delle fondazioni, con precisi riferimenti ai documenti contabili, che consentano — in breve tempo — di risalire agli elementi sicuri dei manufatti.

Si è provveduto, con opportune squadre tecniche, dotate di strumentazioni complete, a visitare periodicamente le opere d'arte.

Le osservazioni demandate all'Ufficio Ponti erano precisamente le seguenti:

- 1) quote e verticalità dei sostegni;
- 2) posizione degli apparecchi di appoggio;
- 3) stato di conservazione delle strutture;
- esame della situazione idraulica nella zona interessata dall'opera;
  - 5) controllo delle escavazioni nei fiumi;
- movimenti franosi che possono interessare l'opera.

Inoltre, i tecnici del predetto Ufficio debbono ripetere le visite anche fuori dalla periodicità consueta, dopo periodi di massima piena, dopo eventuali fenomeni sismici o su esplicita segnalazione dei sorveglianti di tronco. Le opere d'arte sull'intera estesa da Milano a Napoli dell'Autostrada del Sole sono, come già detto, 3874, ripartite come da tabella I secondo la luce delle campate e secondo i materiali costitutivi.

Opere d'Arte dell'Autostrada del Sole.

TAB. I

	Tipo	di strut	tura	
Luce in m	c.a.o.	c.a.p.	Acciaio	Totale
< 2,00	1812	_	-	1812
2,00 ÷ 10,00	1212	_	-	1212
10,00 ÷ 30,00	130	102	3	235
> 30,00	16	36	6	58
cavalcavia	252	153	152	557
	3422	291	161	3874

Sostanzialmente, quelle che interessano noi sono le 291 opere in cemento armato precompresso, i 138 manufatti con luci > 10 m ed i 153 cavalcavia.

Si può constatare che, nella esecuzione dei ponti e viadotti, non si è adottato soltanto il cemento armato precompresso, ma che si sono costruite notevoli opere anche in cemento armato ordinario, od in acciaio.

Oltre questi manufatti, nell'intera estesa figurano, come ho detto prima, 38 gallerie, delle quali 12 artificiali.

Anche queste, trattandosi di manufatti, richiedono una accurata opera di controllo: non è compito nostro oggi esaminarle.

Tutte le opere sono attentamente sorvegliate, ed i risultati delle osservazioni hanno consentito di ribadire alle Direzioni Lavori locali, per le nuove autostrade del Gruppo I.R.I., alcune elementari norme di buona esecuzione delle opere, che tanta parte hanno nel garantire una sicura vita delle strutture nel tempo.

In genere le strutture in cemento armato sia ordinario che precompresso, si presentano in ottime condizioni di conservazione e solo in pochi casi, la superficie dei getti è stata attaccata dalla salsedine delle miscele antigelo ed ha richiesto qualche intervento manutentorio.

I punti dolenti delle strutture tutte, sia in cemento armato ordinario, che in cemento armato precompresso, che in acciaio, sono sempre costituiti dai giunti di dilatazione e dagli apparecchi di appoggio.

Le visite accuratissime ripetute nelle diverse stagioni consentono di affermare che, in genere, gli apparecchi di appoggio hanno ben funzionato se la loro posa in opera è stata effettuata con l'esatta considerazione dei fenomeni dovuti alle variazioni termiche e ben tenendo presenti i fenomeni del ritiro e del fluage.

I manufatti in cemento armato precompresso, sui quali si è meglio accentrata la nostra attenzione, sia per la massa veramente notevole di essi (138 ponti autostradali per una superficie di 413.819 m², oltre a 153 cavalcavia per 31.372 m², un totale quindi 445.191 m²) — e per i quali la relazione del Prof. Rinaldi fornirà elementi grafici di grande rilievo — nel complesso si sono bene comportati.

Come è noto, vari sono i criteri costruttivi adottati dalle nostre imprese, sia come sistemi di precompressione che come modalità esecutive. I migliori risultati si sono avuti con travi costruite e tesate fuori opera e poi varate su apparecchi d'appoggio ben sistemati e correttamente dimensionati, con costruzione in opera della soletta e dei trasversi.

I 138 ponti in cemento armato precompresso interessano 1104 campate, con luci variabili da 20 m a 70 (70 metri solo per il ponte sul Po). In grande maggioranza le luci adottate sono dai 25 ai 40 m; luci che consentono ancora abbastanza bene il varo delle travi sia longitudinalmente che trasversalmente, rappresentando un notevole vantaggio economico per l'Impresa con sicurezza maggiore a tutti gli effetti strutturali e di conservazione.

I sistemi di precompressione adottati risultano dalla tabella che segue:

TAB. II
Ponti in cemento armato precompresso secondo il
sistema adottato.

Sistema di precompressione	Nume- ro ponti	%	Superfi- cie m²	%
BBR	59	42,7	190.834	46,1
Freyssinet	50	36,3	136.723	33,0
Ferrocemento	12	8,7	46.019	11,1
Morandi	14	10,1	37.738	9,2
Balducchi	3	2,2	2.505	0,6
Totale	138	100,0	413.819	100,0

Cavalcavia second	do il	sistema	adottato.	TAB.	III
-------------------	-------	---------	-----------	------	-----

Sistema di precompressione	Numero ponti	%	Superfi- cie m²	%
BBR	86	,56,2	17.814	56,8
Freyssinet	49	32,0	10.279	32,8
Morandi	5	3,3	1.025	3,2
Balducchi	13	8,5	2.254	7,2
Totale	153	100,0	31.372	100,0

Gli apparecchi di appoggio utilizzati sono in neoprene per le luci più modeste, in piombo e acciaio, od in acciaio fuso per le luci maggiori. Anche per tali elementi vale la tabella:

onti.			THE RESERVE	I Ab. 1
Descrizione appoggi	N. opere	N. luci	Superfi- cie m²	%
Neoprene	62	476	177.702	43
Metallici	71	573	215.158	51,95
Neoprene e metallici	4	45	17.436	4,2
Neoprene e c.a.	1	10	3.523	0,85
Totale	138	1.104	413.819	100,0

Cavalcavia.				TAB. V
Descrizione appoggi	Nº opere	Nº luci	Superfi- cie m²	%
Neoprene	146	146	30.118	96
Metallici	6	6	1.037	3,3
Neoprene e metallici	1	1	217	0,7
Totale	153	153	31.372	100,0

Dall'esame di queste tabelle, risulta evidente che l'impiego del Neoprene è stato limitato per lo più negli apparecchi d'appoggio per strutture aventi luci difficilmente superiori ai 30 m.

Per luci maggiori si è preferito, quasi in ogni caso, adottare apparecchi di appoggio in acciaio fuso, progettati ed eseguiti opera per opera.

L'esame delle opere d'arte, condotto per gran parte nel 1965 — poiché il 1964 praticamente è stato perso nel censimento, nella schedatura, nella numerazione delle opere d'arte da Milano verso Roma: tutte operazioni che richiesero una notevole quantità di tempo nel reperimento degli elementi che consentissero di schedare queste opere d'arte — non ha rilevato se non modeste necessità di interventi.

Statisticamente potremmo dire che le opere d'arte dell'Austostrada del Sole si sono comportate ottimamente, rivelando soltanto verso il quarto o quinto anno della loro vita, le magagne causate da qualche raffazzonatura costruttiva.

Dal primo esame, come già accennato, è risultato che le travi prefabbricate si sono meglio comportate di quelle gettate in opera: evidentemnte casseforme più robuste, modalità esecutive più severe, ferri d'armatura e guaine per cavi che vengono certamente meglio sistemati quando l'esecuzione della trave viene effettuata in un cantiere-officina, che non sul plancito sostenuto da una centina più o meno solida.

Sono ancora in corso rilievi e sondaggi soprattutto per assicurarsi che l'esecuzione delle iniezioni di boiacca effettuate durante la costruzione abbiano ottenuto tutti i risultati che ci si era prefissi.

In parecchi casi invece, si è notato l'ammaloramento e il distacco dei tappi di testata costruiti dopo effettuate le iniezioni per coprire le testate dei cavi.

Sono in corso le riparazioni effettuate con la ricostruzione del tappo con inserita una maglia d'armatura in acciaio ancorata ai ferri delle travi, previa accurata scalpellatura e messa a vivo del calcestruzzo.

Questo fenomeno riteniamo non debba più ripetersi, poiché nelle nuove opere d'arte il personale è stato richiamato a rispettare le istruzioni già a suo tempo date, proprio per evitare questi inconvenienti.

Indubbiamente questi fenomeni vengono esaltati dal largo impiego effettuato, specie nella zona appenninica, del sale per impedire la formazione di ghiaccio e per agevolare lo sgombero della neve, sale che, attaccando i calcestruzzi non perfetti (su quelli perfettamente eseguiti l'attacco è di poco conto o quasi nullo), s'infiltra e col ripresentarsi del gelo può provocare il distacco di placche di calcestruzzo.

Per i fenomeni più macroscopici, i controlli sono sempre stati effettuati anche in collaborazione con le Imprese costruttrici e con i Progettisti delle opere, e questo per evidenti corresponsabilità (anche solo penali) sul buon funzionamento dell'opera fra l'Amministrazione, esecutori, ed ideatori dell'opera.

Le figure che seguono hanno lo scopo di indicare alcuni modesti fenomeni rilevati, cercando di chiarirne cause e rimedi.

Ponte sul Taro (figg. 1-2-3)

Le foto evidenziano delle fessurazioni che indicano chiaramente l'andamento dei cavi di precompressione.

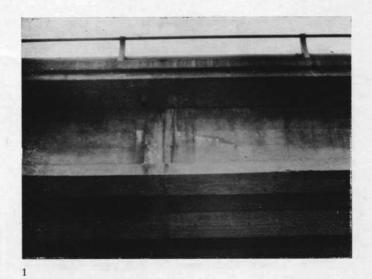
Tale fenomeno è stato notato in 6 sole travi sulle 192 poste in opera per tale ponte, e fanno pensare alla presenza di una guaina a non perfetta tenuta e ad iniezioni eseguite con poca cura.

Anche sotto carico la fessura non si apre, e non ci sono preoccupazioni. Si è, comunque, provveduto a forare le guaine dei cavi nei punti ove la traccia esterna era più sensibile, senza avere fuoruscita di acqua; si sta provvedendo attualmente alle iniezioni di malta molto fluida per assicurarsi della perfetta protezione dei cavi.

Travi del Ponte sullo Stirone (figg. 4-5)

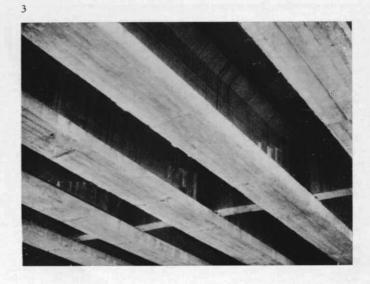
Si tratta di un ponte molto obliquo (l'obliquità è evidenziata nel traverso della foto 4) in una travata del quale si sono riscontrate fessurazioni analoghe a quelle precedenti.

Alla foratura delle guaine qui ha corrisposto un abbondante fuoruscita d'acqua.



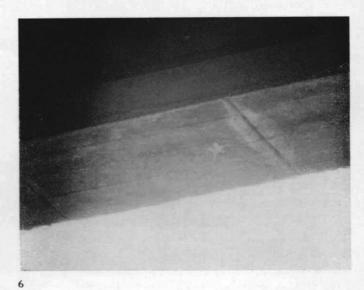
1 - 2 - 3 - Tratto Milano-Bologna: Ponte sul fiume Taro; 4 - 5 - Tratto Milano-Bologna: Ponte sul fiume Stirone; 6 - 7 - Tratto Bologna-Firenze: Viadotto Bellosguardo.



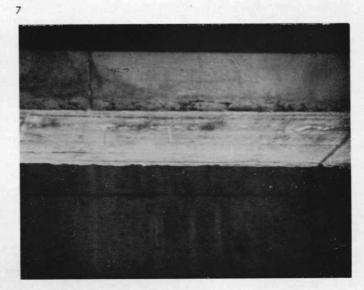


52









Dopo un buon periodo a guaina aperta in piena estate per consentire una migliore eliminazione dell'umidità si è provveduto all'iniezione con boiacca molto fluida. La causa anche qui è da attribuirsi ad una modesta carenza costruttiva: in particolare qui i distanziatori per garantire lo spessore necessario di calcestruzzo di copertura dei ferri, evidentemente non sono stati usati correttamente. Si provvederà in ogni modo alla loro protezione con intonaco o verniciature prottetive.

Viadotto Bellosguardo (figg. 6-7)

Sono evidenti nelle foto, (non sempre chiare come si vorrebbe, ma il modello anche se non si muove non gode sempre di efficiente illuminazione!) le stallattiti che evidenziano passaggi d'acqua.

Questo fenomeno, nel viadotto in esame si presenta in un 10-15% delle travi: sono state ripetute le prove di carico con risultati perfettamente corrispondenti a quelli della prova di carico iniziale. Siamo quindi tranquilli per quanto si riferisce alla stabilità dell'opera, ma vogliamo esserlo anche per quanto si riferisce alla sua vita nel tempo: stiamo perciò ricercando con cura le possibili vie d'acqua per eliminarle.

Anche qui, a nostro avviso, vi è stata una carenza nella esecuzione delle iniezioni di protezione all'atto costruttivo.

Viadotto Ca' Pugliese (figg. 8-9)

In questo caso il fenomeno del passaggio d'acqua per rottura o fessurazione delle guaine è evidente.







Qui si è anche provveduto a mettere a nudo i ferri d'armatura per garantire con intonaci speciali una sicura protezione.

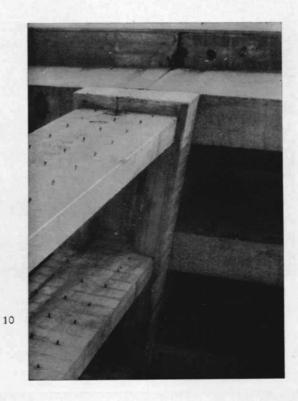
Dal punto di vista statico si è pienamente tranquilli, e si sta provvedendo a sistemare le lesioni. E' evidente che le cause delle lesioni debbano ancora farsi risalire a iniezioni non perfettamente curate, ed a qualche cacarenza di posa in opera del calcestruzzo.

Ponte sul fiume Reno (figg. 10-11-12-13)

Il ponte di cui indichiamo lo schema costruttivo con sezioni trasversali e longitudinali, è un ponte estremamente leggero, con travi a cassone in c.a.p. a pareti sottili (14 cm. di spessore).

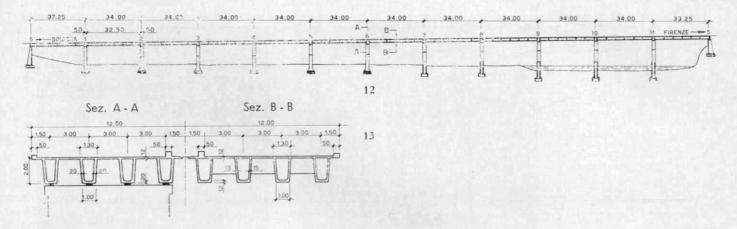
Ha luci sui 40 m ed è parzialmente in curva.

Gli inconvenienti registrati sono dovuti per la gran parte al bloccaggio degli apparecchi di appoggio, apparecchi metallici semplicissimi con doppie lamiere grafitate. Il bloccaggio degli apparecchi per mancata pulizia dei detriti di costruzione, ha provocato le lesioni che si notano sulla testa delle pile. Stiamo provvedendo alla cerchiatura delle pile ed al sollevamento delle tra-



8 - 9 - Tratto Bologna-Firenze: Viadotto Ca' Pugliese; 10 - 11 - Tratto Bologna-Firenze: Ponte sul fiume Reno.





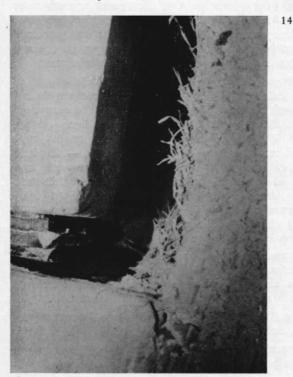
vi per la sostituzione degli apparecchi di appoggio. Il deterioramento del calcestruzzo è stato favorito anche dalla concentrazione sulla testa pila degli scoli delle acque della pavimentazione. L'impiego di miscela antigelo rende poi più necessaria l'adozione di accorgigimenti seri per evitare il contatto dei sali con le superfici del calcestruzzo.

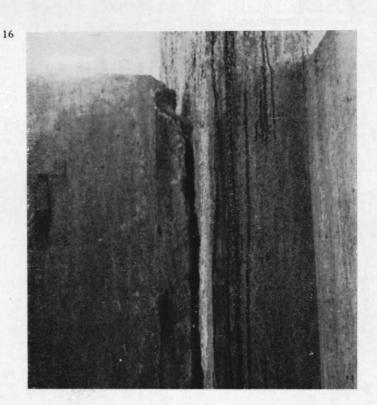
# Viadotto Settefonti (figg. 14-15-16-17)

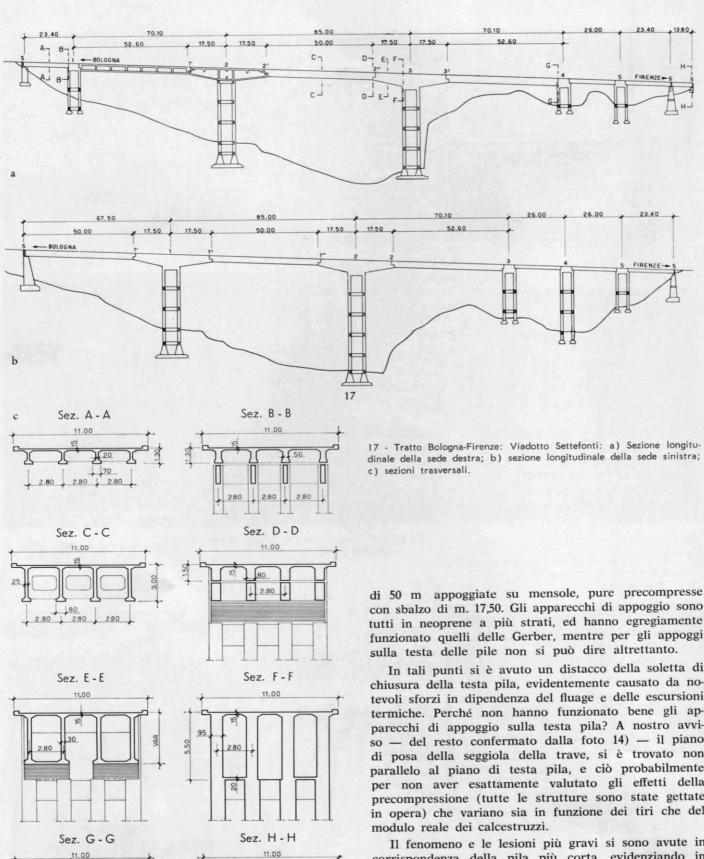
La riparazione di questo ponte ha richiesto diverso tempo, costrigendo il traffico su una via sola. Per me glio comprendere le cause del fenomeno occorre osservare lo schema costruttivo del viadotto che si presenta con le due vie di corsa distanziate di 20 m. La luce maggiore di 85 m è ottenuta con travi in c.a.p. 15



12 - 13 - Tratto Bologna-Firenza: Sezione longitudinale
 e sezioni trasversali del ponte sul fiume Reno; 14 - 15 16 - Tratto Bologna-Firenza: Viadotto Settefonti.







80 2.80

di 50 m appoggiate su mensole, pure precompresse con sbalzo di m. 17,50. Gli apparecchi di appoggio sono tutti in neoprene a più strati, ed hanno egregiamente funzionato quelli delle Gerber, mentre per gli appoggi sulla testa delle pile non si può dire altrettanto.

23.40

chiusura della testa pila, evidentemente causato da notevoli sforzi in dipendenza del fluage e delle escursioni termiche. Perché non hanno funzionato bene gli apparecchi di appoggio sulla testa pila? A nostro avviso - del resto confermato dalla foto 14) - il piano di posa della seggiola della trave, si è trovato non parallelo al piano di testa pila, e ciò probabilmente per non aver esattamente valutato gli effetti della precompressione (tutte le strutture sono state gettate in opera) che variano sia in funzione dei tiri che del

Il fenomeno e le lesioni più gravi si sono avute in corrispondenza della pila più corta, evidenziando in tal modo che il buon comportamento delle altre pile era dovuto soprattutto alla elasticità dei ritti.

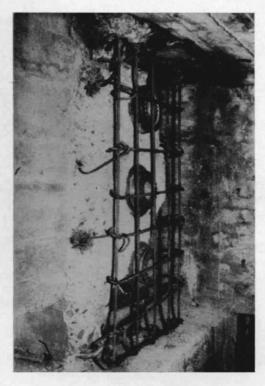
Le figg. 15 e 16 indicano chiaramente le rotture dovute alle sollecitazioni prima indicate.

Le riparazioni sono ormai ultimate e ci manca soltanto di ripristinare i giunti a pavimentazione.

80

2.80





18 - 19 - Cavalcavia di svincolo Bologna Sud: testate di due travi; 20 - Planimetria dei riferimenti di controllo del ponte Romita sull'Arno presso Levane.

18 19

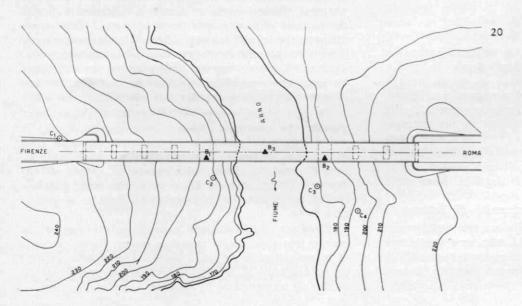
Testata di una trave di cavalcavia (figg. 18-19)

Nella prima foto si vedono le teste di ancoraggio dei cavi, e la fessura di una parte del tappo di chiusura. Le modalità esecutive richiedono, ovviamente, la esecuzione della copertura delle teste dei cavi, in tempi diversi da quelli della intera trave; è quindi evidente che i due calcestruzzi possano anche non aderire perfettamente e favorire il formarsi di lesioni destinate ad esaltarsi nel tempo. Il fenomeno si è infatti rivelato dopo 5-6 anni dall'entrata in esercizio dell'opera, dopo, quindi, un buon numero di cicli di gelo e rigelo.

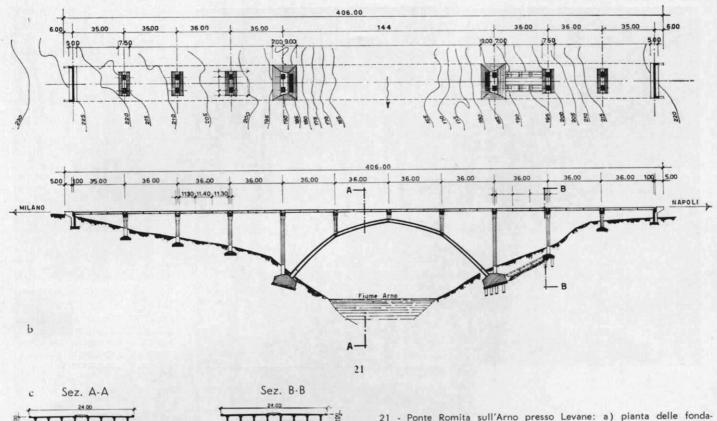
La riparazione è fatta con accurata scalpellatura del calcestruzzo, e con la ricostituzione della testata con una maglia d'armatura ancorata ai ferri della struttura e getto di calcestruzzo effettuato con estrema cura.

\* \* \*

Vorrei adesso esporVi quello che attuiamo per il controllo della vita delle opere d'arte principali, citandovi il caso del Ponte Romita sull'Arno fra Incisa ed Arezzo. Lo schema costruttivo (piante e sezioni) sono della fig. 21 e mettono in evidenza le caratteristiche dell'opera: arco in c.a. con luce di 140 m, strutture d'impalcato in travi c.a.p. della luce di m 36. La sezione trasversale mostra l'arco di 12 m. di larghezza sopportante a sbalzo la carreggiata di m 24, con analoga



- a capisaldi di livellazione
- B<sub>1</sub> B<sub>2</sub> basi di controllo dei plinti dell'arco
- B<sub>3</sub> base di controllo in chiava dell'arco



21 - Ponte Romita sull'Arno presso Levane: a) pianta delle fondazioni; b) sezione longitudinale; c) sezioni trasversali.

24.00 24.00

risoluzione anche per le pile. Le difficoltà esecutive più forti si sono avute nelle fondazioni: la spalla lato Firenze è fondata direttamente su roccia sana e compatta (peraltro a pochi metri a monte ci si è trovati in roccia estremamente fratturata) mentre la spalla lato Roma ha richiesto la esecuzione di un notevole numero di pali a grosso diametro (m 1,70) a profondità variabile da 8 a 35 m, nonché molte iniezioni di consolidamento. Le operazioni di collaudo statico hanno dato ottimi risultati, e le frecce elastiche sono state rilevate, in tale occasione, con mezzi ottici da parte dell'Istituto di Topografia dell'Università di Bologna.

Le basi per i rilievi sono state murate sulle strutture, ed ancorate a capisaldi di livellazione (vedi figura 20). Attualmente stiamo continuando i controlli topografici con cadenza mensile senza peraltro notare alcunché di anormale. Per ultimo vorrei accennare ad un fenomeno che abbiamo sotto controllo, e per il quale occorrerà ancora qualche anno di osservazione per trarre conclusioni certe. E mi riferisco al fatto che su alcuni viadotti o ponti staticamente determinati (la quasi totalità delle nostre opere lo è per evidenti ragioni di stabilità delle fondazioni) hanno fatto rilevare una controfreccia in mezzaria che non può essere attribuita a difetti costruttivi. D'altra parte mancandoci riferimenti precisi del periodo di costruzione (e chiedo scusa anche ai costruttori se confesso una nostra comune carenza di controllo) potremo valutare meglio il fenomeno dopo qualche ulteriore tempo di controllo, sia per constatare lo smorzamento della deformazione sia per valutare la convenienza di provvedimenti correttivi.

Di ogni ponte, e non solo di quelli che hanno comportamento anormale, stiamo riguardando un po' la storia, tempi di esecuzione e modalità esecutive, dati di collaudo e qualità dei materiali impiegati per cercare di renderci conto della natura ed origini del fenomeno. Spero che in altra occasione sarà possibile render conto con dati più positivi e certi di quanto si sarà fatto.

Ringrazio dell'attenzione prestata, e mi auguro che questa mia esposizione convinca quanti hanno governo di manufatti sulla utilità e necessità di questo servizio di sorveglianza a livello di tecnici più qualificati ed attenti di un semplice manovale.

# Osservazioni e considerazioni sulle strutture in c.a.p. per ponti autostradali

PROF. ING. GIUSEPPE RINALDI (\*)

#### PREMESSA

L'A.N.A.S., nel quadro dei suoi programmi di studi e ricerche va svolgendo una sistematica indagine periodica sulle strutture di ponti in c.a.p., già eseguiti, con il ragionato convincimento che dal comportamento nel tempo delle strutture si possono desumere utilissimi insegnamenti, sia teorici che pratici, onde servire per le nuove progettazioni, per conseguire risultati tecnico-economici di indubbia efficacia.

I sopraluoghi e le indagini condotte dal Centro Sperimentale di Cesano per il momento sono limitati ai ponti in c.a.p., eseguiti su talune autostrade in esercizio (Autostrada del Sole e Autostrada Firenze-Mare).

Oggetto dello studio è stato principalmente la ricerca e la raccolta statistica di informazioni ed accertamenti sullo stato di conservazione generale dell'opere ed in particolare della situazione di stabilità oltre che degli impalcati delle strutture delle spalle, pile ecc.

La indagine come si è detto è stata limitata, per ora, alle opere realizzate sulle due autostrade precedentemente menzionate, soprattutto perché lungo tali arterie sono state eseguite spesso strutture speciali di grande interesse tecnologico, di vincoli, di funzionalità, di economia.

#### METODOLOGIA DELL'INDAGINE

La metodologia dell'indagine può sinteticamente riassumersi come segue:

 a) sopraluogo all'opera d'arte, effettuato da tecnici specialisti con minuziosa ispezione delle strutture più vitali, con idonei mezzi di controllo, e di osservazione;

 b) ripresa fotografica della struttura nel suo complesso e di particolari strutturali mettendo in evidenza eventuali deficenze appalesatesi nel tempo.

Tutto il materiale raccolto, oltre a costituire una importante documentazione allo stato attuale, consentirà il proseguimento delle indagini in futuro, consentendo di mettere in rilievo il comportamento delle strutture in un più ampio lasso di tempo.

I ponti in c.a.p. presi in esame durante i sopraluoghi sono stati

1) ponti a trave appoggiata	n.	150
2) ponti a trave Gerber	>>	5
3) arco in c.a.p. con impalcato in c.a.p.	>>	1
4) arco in c.a. con impalcato in c.a.p.	»	3
Totale	n.	159

# (\*) Direttore Generale dell'A.N.A.S.

L'Autore ringrazia il dott. ing. Antonio Crespo del Centro Sperimentale ANAS, che ha collaborato alla ricerca ed all'acquisizione dei dati. Il lavoro è stato completato con la raccolta dei dati tecnici di progettazione e di successiva elaborazione e cioè:

- 1) progettista;
- 2) impresa costruttrice;
- 3) sistema di precompressione;
- 4) sollecitazioni massime nei calcestruzzi sia in tesatura che in esercizio;
  - 5) tipi di appoggio;
  - 6) data di ultimazione e collaudo;
- elementi essenziali desunti dal certificato di collaudo, con tutte le caratteristiche ed i dati fondamentali:
- 8) modulo di elasticità apparente dei calcestruzzi della struttura;
  - 9) superficie del ponte;
  - 10) costo a metro quadrato d'impalcato.

# CONSIDERAZIONI SUI COLLAUDI

Una prima osservazione emersa dall'esame degli elementi essenziali riportati nei certificati di collaudo è il valore del rapporto tra il momento massimo a cui la struttura fu sottoposta all'atto della prova di carico e quello previsto invece in sede progettuale; rapporto che in genere oscilla tra 0,6 e 0,8.

Prendendo atto delle difficoltà che sussistono per il conseguimento in sede di collaudo del momento massimo di progetto, si rileva che dopo tale osservazione è opportuno suggerire che tale valore venga effettivamente raggiunto, almeno per le strutture di particolare impegno, anche al fine di verificare, in maniera definitiva la esistenza della prevista proporzionalità delle forze riscontrate a diverso livello dei carichi.

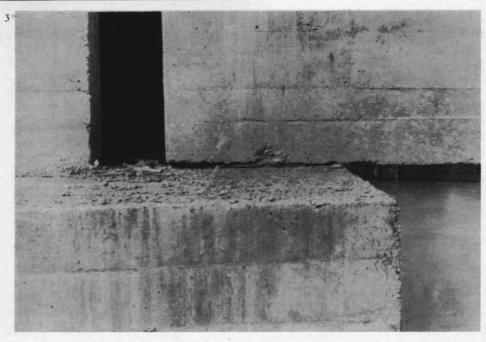
Ove per ragioni tecniche e pratiche non è possibile reperire i carichi dinamici necessari per raggiungere quelli di progetto, è necessario eseguire collaudi con carichi idrostatici, predisponendo naturalmente in sede di previsione di collaudo le necessarie opere.

Questo tipo di collaudo, che comporta ovviamente maggiori oneri per l'Impresa, dovrebbe essere previsto addirittura in capitolato, certamente sempre in quei casi ove la presenza di acqua o inerti nelle vicinanze dell'opera lo consenta.

Per completare questa parte della ricerca sui ponti c.a.p. autostradali, sarebbe opportuno approfondire l'esame per uno o due ponti, ripetendo praticamente le operazioni di carico di collaudo almeno fino a raggiungere le stesse sollecitazioni indotte nelle strutture all'epoca del collaudo regolamentare per esaminare il







1 - Autostrada Firenze-Roma: Ponte sul fiume Tevere a Pagliano. Appoggi in acciaio. Leggera inclinazione dell'asse dell'apparecchio; 2 - Autostrada Firenze-Roma: Ponte sul fiume Tevere a Raiolo: è fortemente deformato l'appoggio in neoprene; 3 - Autostrada Firenze-Roma: Viadotto Sassofreddo: l'appoggio in neoprene è fortemente schiacciato; 4 - Autostrada Firenze-Bologna: Ponte sul fiume Reno: lesione nella pavimentazione in corrispondenza di un giunto.



comportamento delle strutture nel tempo e notare le eventuali variazioni tra i valori dei moduli elastici previsti in sede di progetto o riscontrati all'epoca della prima prova di carico.

# RISULTATI DEI SOPRALUOGHI

Nel corso dei sopraluoghi, che sono stati effettuati nel periodo marzo-maggio 1965, si è potuto riscontrare che le condizioni di stabilità delle strutture sono in generale ottime per ogni parte dei ponti, e si è potuto altresì apprezzarne l'elevato grado di rifinitura generale particolarmente per le parti realizzate con casse-forme metalliche.

Conviene ora soffermarsi su taluni particolari negativi emersi dalle indagini.

Un primo elemento negativo è rappresentato dalle fessurazioni più o meno profonde che si sono sempre sviluppate sulla pavimentazione in corrispondenza dei giunti, sia tra le varie travate che in corrispondenza delle spalle. La presenza di tali fessurazioni, unitamente alla mancanza di una efficiente e durevole sigillatura dei giunti, agevola tra l'altro l'infiltrazione delle acque piovane attraverso la pavimentazione e, lo scolo, sia sulle travate che sulle spalle, comporta a formazione di macchie di umido con formazione di ruggine nelle armature per cavillature nelle sezioni di calcestruzzo; fenomeno che risulta particolarmente preoccupante in zone gelive.

Le lesioni sulle pavimentazioni non sono, al momento, in pratica evitabili, in quanto congenite con la stessa tecnica costruttiva dei giunti, realizzati in genere con il semplice accostamento delle travi con i franchi necessari per le inevitabili dilatazioni termiche, e sovrapposizione di strati in conglomerato bituminoso, cui è in definitiva affidato il compito di assicurare la continuità del piano viabile.

L'azione del traffico pesante e le conseguenti sollecitazioni di fatica che esso induce, non può evidentemente non causare, a lungo andare, l'inconveniente lamentato, il quale peraltro viene ad esaltarsi nelle sue manifestazioni spesso per deficienza dell'appoggio delle travate.

Tale fenomeno si è riscontrato in casi numerosi; sicché talvolta, dal fondo delle vallate sottostanti i ponti si può udire il colpo secco prodotto dal passaggio degli assi pesanti degli automezzi sui giunti.

Da quanto precede, ancora una volta si può rilevare come il problema della realizzazione di giunti efficienti e durevoli non ha ancora trovato valida e definitiva soluzione.

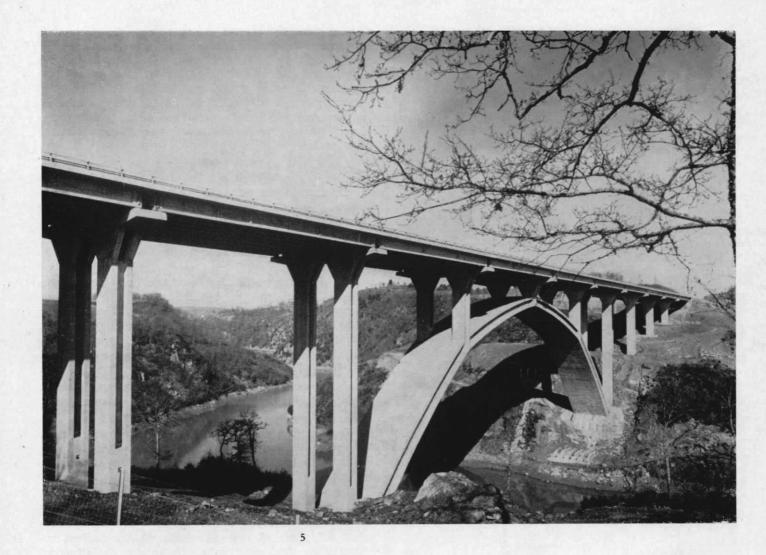
Un breve cenno a parte deve farsi per i giunti in corrispondenza delle spalle, in cui le fessurazioni e gli avvallamenti sono da attribuirsi ai cedimenti differenziati del piano di appoggio della pavimentazione, costituita da una parte dalla struttura e dall'altra dal corpo del rilevato.

Il verificarsi di tale fenomeno, che costituisce un serio disturbo alla regolarità e sicurezza della circolazione stradale, può essere ovviato solo con la prescrizione, in sede di capitolato, di particolari norme di esecuzione dei rilevati nelle immediate adiacenze delle spalle, sia per quanto attiene alla scelta dei materiali e alla loro modalità di posa in opera, che a particolari tecniche costruttive, ancora da elaborare e sperimentare.

Per quanto concerne gli appoggi delle travate tipo Gerber v'è da rilevare come non si è riscontrata nei casi considerati, la esistenza di alcune lesioni, al contrario di quanto, invece, si è potuto constatare in talune strutture eseguite però completamente in c.a. ordinario, lungo l'autostrada Firenze-Mare in cui alcune opere d'arte presentano caratteristiche fessurazioni inclinate dovute alle sollecitazioni di taglio.

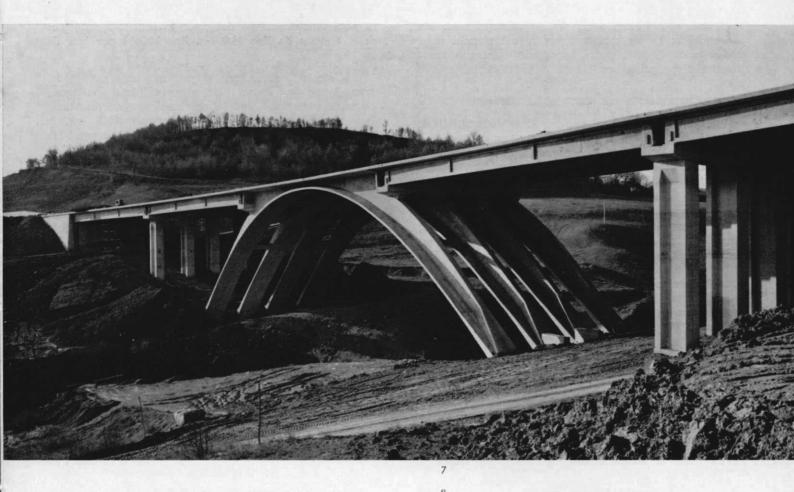
Altro problema fondamentale è quello degli appoggi. Gli appoggi usati in tutte le opere sono risultati o di neoprene o di lastre e rulli di acciaio.

Gli appoggi in neoprene sono costituiti, il più delle volte, da lastre di neoprene di spessore di circa 1 cm con intercalate lastre di metallo di spessore di circa due mm. Queste lastre sono risultate nella maggior parte dei casi fortemente schiacciate con conseguente fuoriuscita laterale del materiale. In alcuni casi addi-





5 - Il ponte Romita sull'Arno presso Levane sull'autostrada Firenze-Roma; 6 - Il ponte sul Tevere presso Baschi sulla Autostrada Firenze-Roma; 7 - Il ponte Caprenne presso Levane sull'Autostrada Firenze-Roma; - 8 Vista dell'impalcato del viadotto Ortaglia sulla Autostrada Bologna-Firenze.



rittura non si riesce a notare più l'appoggio in neoprene, risultando esso tanto schiacciato che la travata sembra poggiata direttamente sul calcestruzzo delle spalle o delle pile.

Non si vuole in questa sede certo disconoscere l'interesse dell'applicazione di tale materiale, però si deve porre in rilievo che le deficienze di precise norme di controllo delle caratteristiche fisiche e chimiche, di questo materiale, la sua tendenza all'invecchiamento, la difficoltà, se non la impossibilità a garantirne la buona conservazione nel tempo, sono tutti fattori che debbono essere attentamente soppesati al fine di evitarne una incontrollata applicazione.

Gli appoggi di tipo tradizionale in rulli di acciaio o a pendolo hanno invece dato migliori risultati, se pure si è riscontrato in taluni, ossidazioni più o meno accentuate, ed in qualche altro inclinazioni non regolari, probabilmente da attribuirsi ad errori di montaggio.

Nel chiudere questa breve nota è opportuno segnalare che sono stati eseguiti anche sopraluoghi ad alcuni tra i più vecchi ponti in c.a.p. costruiti in Italia dal sottoscritto.

Tra queste opere ricordiamo in particolare la passerella pedonale sul torrente Samoggia (a Mongiorgio) che è costituita da una trave in c.a.p. a sezione variabile di 70 m di luce. Detta passerella, risulta in buone condizioni statiche, rappresenta uno dei primi esempi di strutture in c.a.p. (anno di costruzione 1952-1953). Sono da ricordare ancora i ponti sul Santerno, in località Filetto e in località Della Corte anch'essi in ottime condizioni statiche, costruiti nel 1953-54.



I dati raccolti nel corso dei sopraluoghi sono stati riprodoti in forma tabellare per i vari tronchi di autostrade, al fine di poter conseguire una più rapida facilità di consultazione.

#### ALCUNE OSSERVAZIONI SUL COSTO DEGLI IMPALCATI

Dai dati statistici rilevati si sono costruiti i diagrammi del costo a m² d'impalcato (centinatura compresa) riprodotti negli allegati ed espressi in funzione degli anni di costruzione delle opere, per ogni tronco dell'Autostrada.

Dall'esame di questi grafici è possibile ricavare alcune osservazioni di particolare interesse.

Prendendo in esame il tronco Firenze-Mare si osserva che le opere realizzate nel 1961 hanno avuto una oscillazione del costo variabile in funzione della luce da lire 26.000 a 29.000 per luce di circa 15 m; fino a lire 34.000 circa per luce fino a 36 m.

Nel tratto Milano-Bologna per l'anno 1958 i costi hanno avuto una variazione pressoché lineare da valori da lire 24.000 a 34.000 per luci da m 20 a 36. Per l'anno 1959 invece i costi a m² d'impalcato hanno avuto una notevole dispersione come risulta dal grafico, tale da non poter dedurre nessuna legge di variazione del costo in funzione della luce.

Nel tronco Firenze-Bologna per l'anno di costruzione 1959 vi è stato un addensamento di costi in corrispondenza di determinati valori e precisamente nell'interno di lire 24.000 a m², mentre per l'anno 1960

si nota una variazione del costo in funzione della luce delle travate da lire 19.000 a lire 34.0000 per luci da m 24 a m 32.

Le stesse osservazioni si possono fare per la Firenze-Roma per l'anno 1962, si nota infatti una quasi perfetta variazione lineare dei costi in funzione della luce che si riscontra altresì per l'anno 1963, con la presenza però di notevoli punti singolari essendo in questo tratto numerose le strutture del tipo speciale (Gerber-arco), cui logicamente compete un maggiore incremento di costo a m² d'impalcato, richiedendo queste strutture anche una più complessa centinatura.

Nel tronco Roma-Napoli per l'anno 1961 si nota un certo addensamento dei costi intorno al valore di lire 29.000 essendo molto poco variabili le luci delle travate, nel mentre per i valori relativi all'anno 1958 si nota un certo andamento lineare dei costi in funzione della luce.

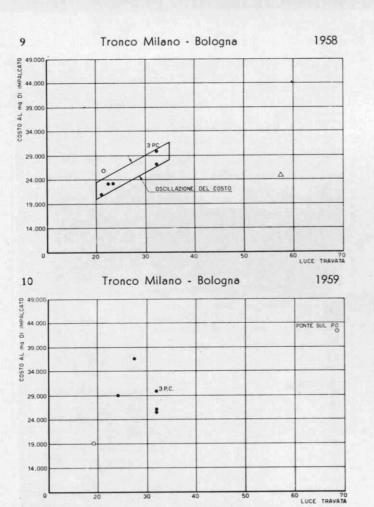
Nell'ultimo grafico, sia pure con assai scarso incremento, è stato elaborato l'andamento dei costi di una travata di luce media di 32 m dagli anni 1958-1964, al fine di evidenziare l'aumento del prezzo dei materiali e della mano d'opera.

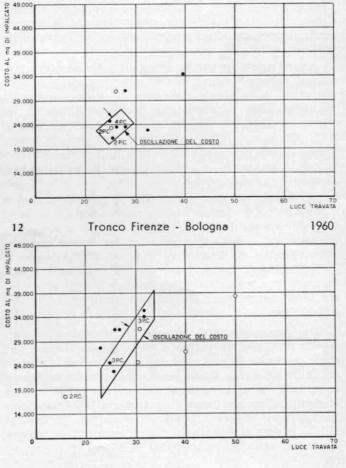
Si può notare come il costo medio sia aumentato da lire 29.000 a lire 32.000 e con una percentuale di aumento che è risultato pari a circa il 10%, valore che tenuto conto delle reali situazioni tecniche sembra non eccessivamente elevato.

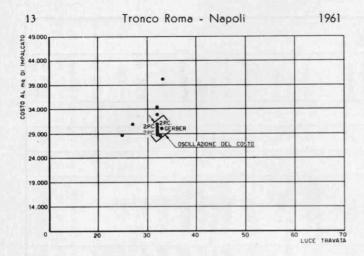
Tronco Firenze - Bologna

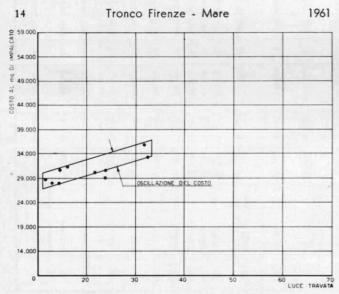
11

1959

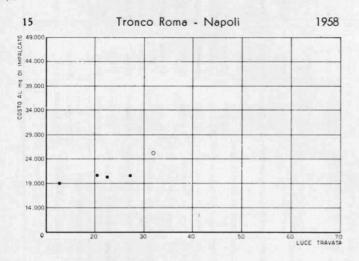








9 - 17 - Diagrammi del costo al  $\rm m^2$  di impalcato espressi in funzione degli anni di costruzione delle opere d'arte, per ogni tronco di autostrada; 18 - Aumento dei costi di una travata di 32 m di luce media dal 1958 al 1964.

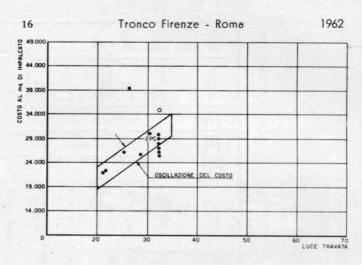


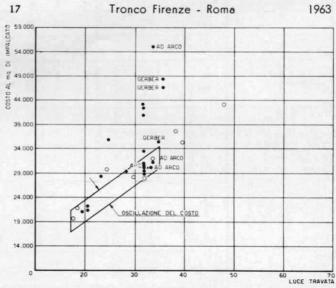
P.C. punti coincidenti

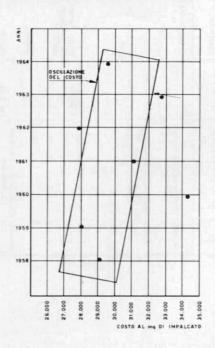
△ tipo a cantilever

O tipo a luci diseguali

probabile costo per luci intermedie







ANNI	COSTI	COSTO MEDIO
1958	27.170 29.980 29.980 29.980	29.277
1959	29.980 29.980 29.980 25.313 26.003	28.251
1960	33.870 35.234 33.870 33.870	34.211
1961	34 300 34 300 29 300 29 350 29 350 29 700 30 300 30 200 31 000 32 900 30 550 35 620	31,211
1962	26.136 28.625 29.772 29.112 25.718 29.037 27.000	27.927
1963	42 567 30 000 28 418 28 625 31 184 29 958 29 503 29 436 28 756 43 295 41 035 29 661	32,702
1964	30.466	29.767

18

AUTOSTRADA MILANO - ROMA - NAPOLI

Tronco Milano - Bologna

Sopraluogo Aprile 1965

	Lesioni																		
	Condizioni	Non ispezio-	non ispez.;	ottime; non ispez	non ispez.	non ispez.	non Ispez.	inclinate	non ispez.	pnone	pnone	ottime	ottime	inclinate	pnone	non Ispez.	pnone	schiacciati	ottime; non ispez.
	Pessura zione spalle		Min .										0						
	Pessura- zione giunti			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0
	Macchie di umi- dità e ruggine											0	0						
	LUCE	4×22,50	1×23,50	2x15,00+2x29,00+ +58,00=146	2x12,50+1x21,55= =46,55	1x21.00	10×19,30 + 1×24,60 + 1×20,30 = 237,90	2x60,60 + 14x68.50 = 1080.20	4x32.00	3×32.00	16x32.00=512	5×32.00=160	5x32.00=160	3×32.00	1x32.00	4×32.00	1x21.71	7x32.00=224	3×24.40
osto al	m² im- palcato L.	23.256	23.255	24.731	26.871	20.924	19.036		27.170	29.980	29.980	29.980	29.980	29.980	29.980	25.313	36.623	26.003	29.025
	Bole In	960 2	627 2	3.523	1.147	48	6.107	21.780 42.400	3.216	2.332	12.809	3.965	3.970	2.332	786	3.168	164	5.628	1.858
	Mc/Mp	62	25	8	S	82	62	95	7	95	93	96	79	22	72	62	19	18	99
The same of the same	E apparente kg/cm²	360.000	> 500.000	430,000	> 500.000	> 500.000	450.000	470.000	450.000	> 500.000	440.000	430.000	> 500.000	440.no0	440.000	> 500.000	> 500.000	430,000	440.000
-	Data	7. 4-59	14-11-58	7-11-58	23-10-58	24-10-58	8- 6-59	4- 6-59	28-10-58	17-10-58	16-10-58	15-10-58	25- 5-59	24- 3-59	30- 3-59	10- 6-59	27. 5-59	26- 6-59	29- 5-59
	Data ultimaz.	28- 3-58	18-10-58	4-10-58	1- 8-58	13. 9-58	12. 5-59	31. 5-59	27. 6-58	29- 7-58	11- 9-58	19- 6-58	4- 3-59	15- 1-59	30- 1-59	2. 5-59	25- 5-59	20- 5-59	31- 1-59
	TIPI DI APPOGGIO	neoprene	fissi in piombo e acciaio, mobili in	pendoli in c.a.; fis- si in neoprene	neoprene	neoprene	piombo e acciaio; acciaio sulla ferro- via	accialo	mobili in accialo; fissi in piombo	accialo	acciaio	accialo	acciaio	accialo	accialo	neoprene	acciaio	neoprene	mobili in accialo; fissi in piombo e accialo
struzzo	Esercizio	88	143	01	11	66	123	142	130	. 135	135	135	135	135	135	06	81	121	61
me calcestruzzo	Tesatura	151	175	117	02	88	112	186	143	176	176	176	176	176	176	170	135	111	141
100	Sistema di precom- pressione	B.B.R.	8.B.R.	Freyssi- net	Freyssi-	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	Freyssi- net	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	Freyssi-	Freyssi- net	B.B.R.	B.B.R.
	COSTRUTTRICE	Castelli	Mottura e Zac- cheo	Strade ferrate del Mediterra- neo	Mondelli	An.Strade	Moviter	Rizzani	Lodigliani	Italstrade	Italstrade	Italstrade	Italstrade	Italstrade	Italstrade		Saiseb	Italscavi	Gelfi
	PROGETTISTA	ingg. Zorzi e Luzzatti	Ing. Baruchello	Ingg. D'aragona e Staffini	Ing. Zorzi	Ing. Baruchello	Ingg. Sonzogno e Corona	Ing. Zorzi	Ing. Baggio	Ing. Zorzi	Ing. Zorzi	Ing. Zorzi	Ing. Zorzi	Ing. Zorzi	Ing. Zorzi	Ing. Staffini	Ing. Staffini	Ingg. Corona e Sonzogno	Ing. Bechelli
	DENOMINAZIONE	Sovrappasso Via Emilia a S. Donato	Sottovia F.S. Milano-Bolo- gna a S. Donato Mila- nese	Ponte sul Lembro	Sovrappasso str. Lodi- S. Colombano	Sottovia Mantovana	Viadotto Guardamiglio	Ponte sul Fiume Po in lo- calità Mortizza	Ponte sul Torrente Nure	Ponte sul Torrente Stiro- ne	Ponte sul Flume Taro	Ponte sul Torrente Parma	Ponte sul Flume Enza	Ponte sul Torrente Cro- stolo	Ponte sul Torrente Roda- no	Ponte sul Fiume Secchia	Sottovia F.S. Milano-Bo- logna	Ponte sul Panaro	Ponte sul Samoggia
	Progress. Km.	000+0	009+0	11+900	28+600	38+970		55+260	62+000	89+830	102+720	103 + 400	119+450	134+540	140+750	155+980	158+650	171+200	182+200

Tab. 1

AUTOSTRADA MILANO - ROMA - NAPOLI

Tronco Bologna - Firenze

Sopraluogo Aprile 1965

	Lesioni																	
OSSERVAZIONI	Condizioni	Non ispezio-	schiacciati	non ispez.	non ispez.	non ispez.	ottime	pnone	pnone	pnone	pnone	pnone	pnone	pnone	non ispez.	non ispez.	schlacciati	ronal mon
SSER	Pessura- zione spalle	0									it.				Ŧİ.			
	Fessura- zione giunti	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			0	C
	Macchie di umi- dità e ruggine		0							0						1		
	LUCE	4x32,50=130,00	2x27,00 = 54,00	1x23,20	5x39,50=197,50	4x28,00=112,00	9×24,60=221,40	8x24,60=196,80	6x24,60 = 147,60	6x24,60=147,60	6x32,00=192,00	16×32,00=512,00	3x32,00=96,00	1x32,00=32,00	7x25,50+4x24,75= =277,50	1x14,60+2x16,04+ +1x14,60=61.28		Via di destra me- tri 311,80 (luci va- rie) Via di sinistra me- tri 288,90 (luci va-
Costo al	m² im- palcato L.	22.736	31.437	27.734	34.237	30.827	24.367	24.367	24.367	24.637	33.874	35.234	33.874	33.874	21.700	17.300	17.300	38.314
Super.	ficie L.	9.763	633	603	5.003	2.861	5.489	4.790	3.701	3.654	4.872	5.962	2.424	792	6.340	1.439	4.302	5.962
-	Mc/Mp	88	79	82	83	73	47	74	47	74	2	15	25	22	98	72	74	88
	E apparente kg/cm²	400.000	350.000	200.000	200.000	500.000	200.000	500.000	200.000	200.000	350.000	350.000	350.000	350.000	400.000	400.000	200.000	350.000
	Data	29- 9-59	2- 9-60	27- 6-60	29- 4-60	30. 4-60	18- 7-60	18- 7-60	19- 7-60	19. 7-60	9-80	7. 9-60	7. 9-60	7. 9-60	21- 9-50	21. 7-60	20. 7-60	23 7-60
	Data ultimaz.	3- 9-59	15- 7-60	15- 4-60	6- 8-59	1. 9.59	30-11-58	14-11-59	22. 3-60	22- 5-60	12. 6-60	5- 2-60	15- 6-60	7- 7-60	2- 5-60	7- 1-60	15. 5.60	22. 4-60
	DI APPOGGIO	acciaio			acciaio										acciaio			
	TIPI DI AP	plombo e	neoprene	piombo	piombo e	acciaio	piombo	piombo	piombo	piombo	piombo	piombo	piombo	piombo	piombo e	neoprene	neopreno	neoprene
struzzo	Esercizio	146	149,5	123	159	152,5	84,5	84.5	84,5	84,5	117,4	117,4	117,4	117,4	74,5	66,36	98,36	138
me calcestruzzo	Tesatura	115	101	149	157,5	143	169,2	169.2 (x)	169.2 (x)	169.2 (x)	125,3	125,3 (x)	125,3	125,3 (x)	140,1	129,05	129,05	178,5
Stetema di	pressione	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.V.	B.B.R.V.	Ferroce- mento	Ferroce- mento	Ferroce- mento	Ferroce- mento	Ferroce- mento	Ferroce- mento	Ferroce- mento	Ferroce- mento	Freyssi- net	Freyssi- net	Freyssi- net	B.B.B.
	COSTRUTTRICE	Salci	Salci	Salci	Sogene	Sogene	Torno	Torno	Torno	Torno	Italstrade	Italstrado	Italstrade	Italstrade	Guffanti	Lavori in pro- prio	Lavori in pro- prio	Edilstrade Ligure
	PROGETTISTA	Ingg. Castiglia e C. Marcello	Ing. G. Piazza	Ing. Tassi	Studio tecnico Sogene	Studio tecnico Sogene	Ingg. Turazza e A. Zanon	Ingg. Turazza e A. Zanon		Ingg. Turazza c A. Zanon	Ingg. Turazza e Pellis	Ingg. Turazza e Pellis	Ingg. Turazza e Pellis	Ingg. Turazza e Pellis	Ing. Staffini	Ing. M. D'Ara- gona		Ing. Castiglia
	DENOMINAZIONE	Ponte sul fiume Reno	Viadotto De Maria	Sottovia Prov. Val di Set-	Ponte sul Torrente Setta	Sottovia F.S. Bologna-Fi-	Viadotto Fosso della Tor-	0	dere		Viadotto Rio Vallardino	Viadotto Rio della Piazza	Viadotto Rio della Serra	Viadotto Rio Banzole	Viadotto Ca' Pugliese	Viadotto Pecora Vecchia	Viadotto Poggiolino	Viadotto Settefonti
	Progress. Km.	206+130	207+700	209+380	216+160	216+850	223+870	224+920			229+320	229+750	230+940	232+190		245+760	246 + 700	248+400

Sistema di	Sollecitazioni massi- me calcestruzzo	П	OLDOGO NI 1414		Data	Data	E apparente	Mc/Mp S	Super- Do	Costo al m' im-	LUCE	Pessu	a- Pessura-		- Indian
Tesatura Esercizio	Esercizio		III DI	APPOGGIO	ultimaz	collando	kg/cm;			cato L.	dita e	zione e giunti	zione i spalle	Condizioni	Lesioni
Edilstrade di Freyssi- Forii net 175 68 acciaio	8		acciaio		8- 7-59	8- 6-60	200.000	88	631 20	20.887	1x25,50	0		pnone	
Edilstrade di Forii 175 68 acciaio	89		acciaio		10- 7-59	8- 6-60	200.000	88	631 20	20.887	1×25,50	0		ottime	
Follstrade di Freyssi- net 155 125 acciaio	125		acciaio		2-860	9-6-9	200.000	83	6.910 26	26.845 6x	6x42.00+1x24.00= =276.00	0		pnone	
Edilstrade di Freyssi- Forli net 175 68 acciaio	89	Tiday	acciaio		1. 8.59	8- 5-60	200.000	=	631 22	22.974 2x	2x16,00+1x25,50= =57,50	0		pnone	
Edilstrade di Freyssi- Forli net 175 68 acciaio	88	HITTE:	accialo		10-10-59	6- 6-60	200.000	8	3.156 22	22.974 Vi	Via di destra 5x x25,50 = 127,50 Via di sinistra 6x x25,50 = 153,00	0	illan.	ottime	
Edilstrade di Forli net 175 68 acciaio	89		acciaio		28- 1-60	9- 6-60	200.000	8	1.893 22	22.974	3x25,50=76,50	0		pnone	
Freyssi- net 168 109 acciaio	109		acciaio		26- 3-59	3- 5-60	200.000	92	660 2	23.090	1×26.00	0		prone	
Freyssi- net 168 109 acciaio	109		acciaio		8- 9-59	5- 5-60	400.000	92	4.620 2	23.090	7x26.00 = 182.00	0		pnone	
Freyssi- net 168 109 acciaio	109		acciaio		19. 5-59	5- 5-60	200.000	92	4.620 2	23.090	7x26,00 = 182,00	0		ottime	
Freyssi. 168 109 acciaio	109	100	acciai	0	29- 8-59	10. 5-60	400.000	92	5.280 2	23.090	8×26.00 = 208.00	0	e bair	ottime	
Freyssinet 168 109 acciaio	60		acciaio		8 9.59	11- 5-60	400.000	2	6.556 3	30.805 V ×	Via di sinistra 11x x26,000 286,00 Via di destra 6x x24,30 + 5x26,00 = =275,80	0		pnone	
Freyssi- net 168 109 acciaio	601		accialo		13- 3-60	12. 5-60	400.000	92	4.620 3	31.446	7×26,00 = 182,00	0		ottime	
Morandi 138 148 acciato	84		acciaio		15. 5.60	28- 6-60	400.000	99	3,497	31.288 × ×	Via di sinistra 2x x16,80+3x30,50 = =125,10 Via di destra 2x x23,80+3x30,50 = =139,10	0		pnone	
Morandi 138 148 piombo	148	The state	piombo	e acciaio	27- 2-60	28. 6-60	200.000	57	5.040 2	24.442 2	2x27,00+4x30,50= 176,00	0		pnone	

AUTOSTRADA MILANO . ROMA . NAPOLI

Tratto Firenze - Roma

				Distance of	Sollecitazioni massi me calcestruzzo	struzzo			1000				Te.		1	1 2 2 2	OSSERVAZIONI	
Progress. Km.	DENOMINAZIONE	PROGETTISTA	COSTRUTTRICE	precom- pressione	Tesatura	Esercizio de con sovrac.	TIPI DI APPOGGIO	Data ultimaz.	Data	E apparente kg/cm²	Mc/Mp	ficie mi im- ficie palcato L. L.	no LUCE	Macchie di umi- dità e ruggine	Fessura- zione giunti	Fessura- zione spalle	Condizioni	Lesioni
282 + 439	Sottovia var. Prov. Luc- chese	Ing. P. Pellis	Italstrade	B.B.R.	61.2	52.5	acciaio	11-10-61	25- 7-63	> 500.000	78	432 29.805	90					
282 + 600	Sottovia var. Prov. Luc-	Ing P Pellis	Italstrade	888	76.7	87.8	acciaio	9-11-61	25- 7-63	> 500.000	02	326 28.224	24					
203 1 235	Bonto eul Canala Basia	lac o cellic	Italetendo	0 0	178 5	746	ouganoou .	0 7.63	25. 7.63	200 000	63		83					
	Ponte sul Canale Reale	Ing. P. Pellis	Italstrade	5.6.H.	1/8.5	14.0	e)	3-1-65	50-1-67	> 200.000	78		2 !					
283+748	Doppio Fornice	Ing. P. Pellis	Italstrade	B.B.R.	28.0	67.9	piombo e acciaio	12- 8-62	25- 7-63	> 450.000	98	957 32.335	35					
284+180	Sul Canale Macinante	Ing. P. Pellis	Italstrade.	B.B.R.	76.7	87.8	acciaio	29- 5-62	25- 7-63	> 500.000	11	426 29.841						
284+500	Sottovia Fornice	Ing. P. Pellis	Italstrade	B.B.R.	8.09	65.1	acciaio	6-8-62	25- 7-63	> 500.000	11	311 26.136	36 1×32.00		0		non ispez.	
284+983	Sottovia str. Prov. di Brozzi	Ing. P. Pellis	Italstrade	B.B.R.	76.7	87.8	acciaio	28-11-61	25- 7-63	> 500.000	78	433 29.888	88					
285+137	Sottovia S.S. Pistolese	Ing. P. Pellis	Italstrade	B.B.R.	7.97	87.8	acciaio	30-10-61	25- 7-63	> 500.000	11	433 32.824	24					
285+185	Sottovia var. S.S. Pistole- se	Ing. P. Pellis	Italstrade	B.B.R.	76.7	87.8	acciaio	24- 1-61	25- 7-63	> 500.000	. 11	426 32.684	84					
285+469	Sottovia Fornice	Ingg. P. Pellis e Turazza	Italstrade	Ferroce- mento a	****	3		545 06	26.7		8	720 40 162	2					
285+954	Ponte sull'Arno a Firenze	Ingg. P. Pellis e Turazza	Italstrade	Ferroce.		118.1 (x)	neoprene		207	> 400.000	8							
				fill ader.	a) 112.7 b) 126.7	118.1 (x) 125.3	fissi neopr. mob. acciaio	10. 6-63	26- 7-63	> 350.000	06	7.449 42.567	67 10x32.00=320				ottime	
291 + 044	Cavalcavia dell'Arrigo	Ingg. Damerini e Scalesse	Mancini e So- lazzi	Morandi	186	101	fissi piombo mob. acciaio	22- 5-63	8- 6-63	420.000	62	328 32.873						
295+857	Ponte sul Greve	Ing. Luzzati	Torno	B.B.R.	146	142.9	acciaio	12-12-62	26- 9-63	450.000	18	1,414 51.658	58 1x53.20		0		pnone	
302+321	Ponte sull'Ema	Ing. Baulina	Lambertini	Freyssi- net	170	135	acciaio	4. 4.63	27. 9.63	366 000	86	1 704 43 273	73		C		huma	
314+228	Ponte sul Fosso Massone	Ingg. Damerini e Scalesse				3		3	200	200.000							priorite	
318+643	Ponte sul fiume Arno e Incisa	Ingg. Zorzi e Macchi	Forli Astaldi	Morandi B.B.R.	164	131	fissi piombo mob. acciaio neoprene	10- 1-63 24- 1-63	18-6-63	340.000	91	2.125 29.212	3x28.30=84.90 15 104.28 (ad arco):		(		ottime	
325+082	Sottovia del Matassino	Ing. Scalesse	S.I.G.I.C.	Morandi	118	80	piombo	1 -8-62	20- 9-62	> 500.000	83	240 24.430			0		pnone	
326+491	Ponte sul Torrente Faella	Ing. Scalesse	S.I.G.I.C.	Morandi	172	129	piombo e acciaio	28- 9-62	24- 1-63	> 500.000	92	547 35.430	30					
335+991	Cavalc. svinc. obl. Staz. Valdarno	Ing. Pisano	Farsura	B.B.R.	176	133	neoprene	14- 2-63	19. 6-63	> 500.000	117	290 61.315	1x39.95	0			pnone	
336+197	Cav. svinc. in curva Staz. Valdarno	Ing. Pisano	Farsura	8.8.8.	83.4	106.2	neoprene	28-8-63	11-12-63	> 500.000	104	246 61.150	90					
fuori	Ponte sul Torrente Ciuf- fenna (stazione Val- darno)	Ing. Pisano	Farsura	B.B.R.	68	73.5	neoprene	3- 7-63	11-12-63	> 500.000	74	289 31.700	00					
336+854	Cavalc. str. Prov. Terra- nova	Ing. Pisano	Farsura	B.B.R.	127.9	108.2	neoprene	17- 7-62	31. 8.62	465.000	72	266 33.980	08					ŀŧ
343+373	Ponte Borro Caprenne	Ingg. Carè e Giannelli	Astaldi	B.B.R.	154.57	112.9	neoprene	12-12-63	20- 564	440.000	108	3.571 31.900	00 68.86 (ad arco); 5×34.00=170				huona	
344 + 865	Ponte sull'Arno a Levane	Ingg. Zorzi e Macchi	Astaldi	B.B.R.	188	135	neoprene	24- 4-64	4- 7-64	400.000	100	9.544 41.900					ottime	
345+801	Viadotto Borro Campora	Ingg. Zorzi e Rondoni	Astaldi	B.B.R.	188	135	neoprene	9- 8-63	27. 5.64	420.000	113	2.585 31.6	.600 3×34.00=102	0	0	0	pnone	

1	Lesioni																							
OSSERVAZIONI	Condizioni	buone		non ispez.		non ispez.	priore		pnone	non ispez.	non Ispez.;	buone	ron ico	buone	pnone	non ispez.	non ispez.	non ispez.	"zedsi uou	buone		ottime		pnone
SSER	Fessura- zione spalle			0											17									
	Fessura- zione giunti	0		0 0	(	) (	0 0	) (	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0		0		0
	Macchie di umi- dità e ruggine	0		0															2				ì	N +
	LUCE	4x32.00=128	Via destra 4x32=128 Via sinistra	4x32+1x16=144 1x26.000	1x18.00+2x10.00=	1x16.16+1x38.50+	1x8.50 = 63.10 1x20.60	1x18.50+2x10.80=	3x20.60=61.80	3x12.50=68.50	2×25.00	3×23.40=70.20	1x30.00+1x8.84=	3x32=96	8×32.00=256	2×32.00	7×32.00=224	5x32.00=160	1x22.00 + 4x40 = 182	3×32.00	Via sinistra: 2x	x32.00=64 Via destra: 7 x x32.00=224		Via sinistra: 4x22 +6x40.00=328 Via destra: 5x22+ +6x40.00=350
Costo al	m; im: palcato L.	43.295	41.085	39.255	19.750	37.886	22 343	22.115	21.849	21.390	36.716	28.390	28.280	29.661	29.958	29.503	29.436	28.756	35.469	30.466	29.069		39.529	37.686
	Super- ficie m²	2.947	3.200	621	453	950	r.		1.526			1.814		2.402	6.398	1.634	5.599	3.212	3.009	2.197	3.610		1.001	4.000
	Mc/Mp	87	98	18	66	86	87	8	88	96	75	8	101	88	93	92	91	96	101	98	102			
	E apparente kg/cm²	350.000	350.000	> 500.000	363.000	390.000	450 000	397.000	> 425.000		> 500.000	410 000	425.000	380.000	390.000	400.000	1 - 375.000	410.000	415.000	425.000	370.000			
	Data	15- 7-64	15- 7-64	15- 7-64	19- 6-64	22- 1-64	22, 161		23- 1-64	3. 9-63	4. 9-63	10-10-63	18- 2-64	19. 2-64	20- 2-64	20- 2-64	21. 2.64	24- 6-64	24- 6-64	25- 6-64	25- 6-64		20. 6-64	
	Data ultimaz.	22. 7-63	8-11-63	24- 7-62	31- 7-63	30-10-63	19.19.63	1-12-63	30- 9-63	28-11-63	30- 6-63	31. 8-63	30-10-53	30-11-63	30-10-63	28- 2-63	31. 3-63	31- 8-63	30- 6-63	15- 4-64	30- 2-64		9- 5-64	
	TIPI DI APPOGGIO	fissi neopr. mob. acclaio	fissi neopr. mob. acciaio	piombo e acciaio	neoprene	neoprene	9	piombo e acciaio	neoprene	neoprene	fissi piombo mob. acciaio	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	fissi piombo mob. acciaio	neoprene	neoprene	ficei niombo	mob. acciaio	
nt massi-	Esercizio de con sovrac.	811	118 (x) 133.1	38.5	40.2	137.9	<u> </u>	128	119	93.5	115.7	86	132	134.5	134.5	134.5	134.5	134.5	134	134.9	134.5	124	5	
Sollecitazioni massi	Tesatura	112.7 (x)	a) 112.7 b) 136.3	76.1	160	169.1	ă	186	186	88	125.3	160	169	164	164	164	164	164	174.8	165.8	164	174.8		
	Sistema di precom- pressione	Ferroce- mento	mento	B.B.R.	Freyssi- net	Freyssi- net	Balduc-	Balduc- chi	Balduc-	B.B.R.	B.B.R.	Froyssi-	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	a		
	COSTRUTTRICE	Italstrade	Italstrade	Italstrade	Girola	De Lieto	Gianni Romolo Balduc-	Gianni Romolo Balduc-	Gianni Romolo Balduc-	Cozzani	Cozzani	Costanzi	Parisi	Lodigiani	Lodigiani	Lodigiani	Lodigiani	Torno	Torno	Torno	Torno	Torno	2	
	PROGETTISTA	Ingg. Pellis e Turazza Ingg. Pellis e	urazza	Ing. Pellis	Ingg. Piciocchi e Staffini	Ing. Guiducci	Ingg. V. e S. Scalesse	Ingg. V. e S. Scalesse	Ingg. V. e S. Scalesse	Ing. Carour	Ing. Cerona	Ing. Staffini	Ingg. Priolo Ascenzi e Co- rona	Ingg. Bedeschi e Corona	Ingg. Bedeschi e Corona	Ingg. Bedeschi e Corona	Ingg. Bedeschi e Corona	Ingg. Corona e Frizzi	Ingg. Corona e Frizzi	Ing. Scomazzon Torno	Ingg. Corona e Scomazzon	Ingg. Corona e		
	DENOMINAZIONE	Viadotto sul Fosso Ganascione Viadotto Ponticino F.S.		Sottovia S.S. 69	Sottovia S.S. 73	Ponte sul Torrente Esse	Ponte sul Torrente Vesci- na	Sottovia F.S. Arezzo-Sina- lunga		Ponto sul Torrente Salar- co	Sottovia F.S. Siena-Chiusi	Ponte sul Torrente Parce	Ponte sul Fossalto	Ponte sul Fossatara	Ponte sul Fosso Scarcia				Ponte sul Tevere a Pa- gliano	Viadotto sul Fosso Ro- sciano	Viadotto sul Fosso Pan- tano	Ponte sul Tevere a S. Ma- ria		
	Progress. Km.	351+112		-	367 + 008	374+434	382+793	388+812	393+957	400+082	403+473	410+931	431+789	440+152	440+429		446 + 979	457+668	458 + 563	461+485	462+555	464+013		

	Lesioni																								0		
OSSERVAZIONI	Condizioni		non ispez.	ottime	non isnay		non ispez.	non ispez.		non ispez.		buone non ispez.	schiacciati	schiacciati	non ispez.	non ispez.	non ispez.	non ispez.	non ispez.	non ispez.	non ispez	schiaceiati	non ispez.		non ispez.	non ispez.	pnone
	Pessura. zione spalle		0																				M				
1	Pessura- zione giunti		0	o	C		0	0		0		0 0	0		0	0		0	0	0	C	) (				0	0
	Macchie di umi- dità e ruggine	hai																	Į.								
	LUCE		6x32 00=192	05-00-50x	000 1 20 00 1 20	01 - 00'00 + 00'10Y	2x25,00 + 2x47,00 + + 1x58,00 = 202	3x32,00=96		2x35,00+1x58,00==128	Via destra: 12x x32,00 + 11x6,60 = = 456,60 Via sinistra: 9x x 32,00 + 9x6,60 =	=347,40 6x32.00=192	9×32,00=288	1x21 00	3x32,00=96	6x32,00 = 192	1x24,60+2x9,50= =43.60	6x32,00=192	4x32,00=128	5x32,00=160	100 (ad arco); 10x	4-28 40-413 ED	1x21.40	2×29 14 + 2×49 14 =	= 156,56	1x32,00+2x15,00= =62	2×20,00+6×32,00= =232
Tacto al	m' im- palcato L.		27 000	26,000		0000	48.500	30.000	29.900	35.500	28.418	28.625	28.449	21.880	29.112	25.718	31.694	31.194	29.037	29.772	30.614	25.883	22.100	71.657		35.347	33.973
	Super- ficie m <sup>2</sup>	T.	4 798	1 173			4.950	2.367	705	3.091	8.340	4.820	7.331	534		4.743	579	4.766	3.202	4.006	8.016	2 852		3.840		872	4.379
	Mc/Mp		109		100	7	104	108	95	97	101	66	103	98	Ξ	101	66	94	106	108	103	105	108	95		20	108
	E apparente kg/cm²		404 000	465 000	000 809		1) 425.000	> 500.000	> 500.000	373.000	379.000	414,000	388.000	384.000	> 500.000	407.000	> 500.000	480.000	415.000	392.000	373.000	441 000	491.000	432.000		442.000	419.000
	Data		21. 1-64	6. 2.64	2.0.64		4- 2-64	5-12-63	3-12-63	4 12-63	22-11-63	20-11-63	21-11-63	28-10-63	19-12-62	11- 5-63	11. 5-63	10. 5-63	21- 1-63	20- 2-63	30-31/5	12.12.62	18-12-62	5- 9-63		30- 1-63	7. 6-63
	Data ultimaz.		25- 8-62	30.10.62	31. 7.63	3	31- 8-63	30- 6-63	31- 7-63	15- 4-63	31- 8-63	30-11-62	30- 4-63	15-10-62	20-11-62	31- 8-62	28- 3-63	23- 3-63	30- 5-62	30- 3-62	20-12-62	12. 2.62	27- 9-61	29- 7-63		31- 3-62	30- 3-63
	TIPL DI APPOGGIO		paoprene	diamena	o o		acciaio	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	fissi piombo e ac- ciaio mob. acciaio	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	peoprepe	neoprene	fissi piombo mob, neoprene		acciaio	piombo
octenza.	Esercizio oe con sovrac.		130	0			57.9	129.30	106.5	84	117	117	117	108	134.5	134.5	127	138	134.5	134.5	138.3	125	66	83		88	E
me nationstrates	Tesatura		163	101	9 69	1 = 36 m.	174.5 1 = 25 m. 165.2	149.48	153.23	168	167.2	167.2	167.2	159.3	164	164	155	152	164	164	165.9	181	155	140		149	167.5
	Sistema di precom- pressione		Freyssi-	Morandi	Morend	Morandi		B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	Freyssi- net	Freyssi- net	Freyssi- net	Freyssi-	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	Freyssi- net	Freyssi-	Freyssi- net	Freyssi- net	Freyssi-	net	Freyssi- net
	IMPRESA		Sogene	Soc. Ital. Con-	Soc. Ital. Con-	Soc. Ital. Con- dotte acqua		Asfalti Sintex	Asfalti Sintex	Asfalti Sintex	SAISEB	SAISEB	SAISEB	SAISEB	SALCI	SALCI	SALCI	SALCI	Mazzi	Mazzi	De Lieto	Mondelli	Mondelli	Recchi	Recchi		Recchi
	PROGETTISTA		Ing. Staffini	Ing. Morandi	Ing. Morandi	Ing. Morandi		Ing. Cremonini	Ing Cremonini Asfalti Sintex	ırzi e	ng. Noë	Ing. Bagnasco	Ing. Bagnasco	Ing. Bagnasco	Ingg. Vanich e Macellaio	Ingg. Vanich e Macellaio	Ing. Castiglia	Ing. Castiglia	Ing. Corona	Ing. Corona	Ing. Cestelli Guidi	Ing. La Tegola Mondelli	Ing. Staffini	ing. Cestelli Guidi	Ing. Passaro	Inda Passaro e	Papa
	DENOMINAZIONE		Ponte sul Tevere a Mu- gnano	Ponte sul Fosso di Atti- gliano	Ponte sul Tevere a Giove	Ponte sul Tevere a Casti- glione			Sottovia F.S. Orte-Anco-		Viadotto Sasso Freddo		Ponte sul Tevere a Bauc- che	Ponte sul Fiume Aia	Viadotto Fascina			Ponte sul Tevere a P. Sa- letto		Viadotto Fosso Marisano	Ponte sul Fosso S. Giu- liano	Viadotto Fosso Doria		Ponte sul Tevere alla Marcigliana	Sottovia S.S. Salaria A-2	Viadotto Maloasso	
	Progress. Km.		480+372	482 + 576	485 + 040	488+721			494 + 880		496 + 449		500 + 346	502+103	512+922		514 + 547	515 + 004	524+464	524 + 935	528 + 591	532+746		549+812	553 + 263	555+137	

Sopraluogo Marzo 1965

AUTOSTRADA MILANO - ROMA - NAPOLI

Tratto Roma - Napoli

	Lesioni																										
OSSERVAZIONI	Condizioni	schiacciati		non ispez.	schiacciati	pnone	schiacciati	non ispez.	schiacciati	non ispez.	schiacciati	non ispez.	schiacciati	non ispez.	non ispez.	pnone	non ispez.	pnone	pnone	pnone	pnone	non ispez.	non ispez.	ottime	pnone	ottime	non ispez.
SSER	Pessura- zione spalle							Б			ij				0									L			
	rione		(	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0		0	0	0	0			0
	Macchie di umi-														0												
	LUCE	1x24.85		5x22.52	1x29.25 + 3x32.50 + 19.25 = 146	3×32.00	2x14.00+1x23=51	2x12.00+1x21=45	4×32.00	1x32.00	3x33.00	3×32.00	8x32.00	3×32.00	4×32.00	3×32.00	1x32 00	6x32.00	4x32.00	3×25.00	5x32.00	1x27.00	2x9.00 + 4x32.00 = 146		1x13.65	1×20.50	1x13.65
la otto	m² tm- palcato L.	28.700		31.400		28.700	26.500				40.050	30.550	29.700	30.300	30.200	29.300	000 00	29.350	34.300	27.600	34.300	30.800	25.200	20.600	20.300	20.600	19.000
	Super- ficie m²	169		573	3.000 30.100	2.412	900	540	3.216	786	2.440	2.412	5.951	2.412	3.216	2.412	804		4.020	1.939	4.020	684	3.223	701	352	511	345
	Mc/Mp	06		79	93	101	06	62	84	87	20	11	78	-6	28	95	6	84	83	76	88	79	98	86	78	93	1
	E apparente kg/cm²	> 500.000		370.000	475.000	> 500.000	> 500.000	> 500.000	403.000	> 500.000	> 500.000	> 500.000	422.000	470.000	420.000	382.000	354 000	469.000	356.000	463.000	392.000	> 500.000	> 500.000	> 500.000	> 500.000	470.000	> 500.000
	Data	IV -62		19 X	19- X	VII-62	VII-62	II -62	11 -62	1X -62	IX -62	IX -62	IX -62	IX-62	1X -62	IX -62	2	IX -62	IX -62	IX -62	IX -62	IX -62	1 -59	XI -58	XI -58	XI -58	XI -58
	Data ultimaz.	IX -62		-61	19- 1	IV -61	V -61		V -61	VI -61	V -61	VI -61	VIII-61	VII -61	X -61	VII -61		19 X	1X -61	VIII-61	VIII-6;	VII -61	XII -58	1X -58	× -58	IX -58	VII -58
	TIPI DI APPOGGIO	neoprene		neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	neoprene	paoprana		neoprene	fissi piombo; mob.	fissi piombo; mob. acciaio	fissi piombo; mob. acciaio	piombo	mob. c.a.o. fissi piombo	piombo e acciaio	piombo e acciaio	piombo e acciaio	piombo e acciaio
massi-	0 9	79 ne		71 ne	106 ne	129.5 ne			91,3	137 n	75,5 n	127,5 n	127.5 n	178 n	178	108	П	128	6	62,6	135.9	74,5	102,6	137,6	77.5	83,4	75,5
Sollecitazioni massi	Tesatura E	153		138	177	160.7	196.36	175,4	155	146,8	149	164	164	164	164	5	3	163	87,5	101,4	87,5	177.8	6,18	150,6	114	119.7	70.5
	Sistema di precom- pressione	Freyssi- net	reyssi-	net	Freyssi- net	Freyssi-	Freyssi-	Freyssi- net	Freyssi- net	Freyssi- net	Morandi	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	B.B.R.	Freyssi-	Freyssi-	net Freyssi- net	Morandi	Morandi	Morandi	Morandi	Morandi	Freyssi- net	Freyssi- net	Freyssi- net	Freyssi- net
	COSTRUTTRICE		Astaldi		Astaldi	Girola	Girola	Lambertini	Lambertini	Farsura	Mesiti	I.N.C.A.S.	I.N.C.A.S.	I.C.E.F.S.	I.C.E.F.S.	Ingg. Staffini e Flamigni Edilstrade Forli Freyssi-	Edilstrade Forli Freyssi-	Ingg. Staffini e Flamigni Edilstrade Forli Freyssi-	Ferrobeton	Ferrobeton	Ferrobeton	Ferrobeton	Casilli	Gianni	Gianni	Gianni	Gianni
	PROGETTISTA	Ing. La Tegola Italstrade	Ing Martinelli		Ing. Zorzi	Ing. Piciocchi	Ing. Piciocchi	Ing. Pascale		Macchi	Ing. Egoroff	Ing. Corona	Ing. Corona	Ingg. Corona e Frazzoni	Ingg. Corona e Frazzoni	Ingg. Staffini e Flamigni	Ingg. Staffini e Flamigni	Ingg. Staffini e Flamigni	Ing. Morandi	Ing. Morandi	Ing. Morandi	Ing. Morandi	Ing. Sambito	Ing. Bassino	Ing. Bassino	Ing. Bassino	Ing. Bassino
	DENOMINAZIONE	Sottovia S.S. Maremmana	Sottovia F.S. Roma-Napoli		e SS. 6 Casilina		Sottovia S.S. 82 Valle del Liri	Sottovia F.S. Roma-Na- poli		Ponte sul Fiume Gari	Ponte sul Fiume Peccia		Viadotto Fosso Varo dei Lupi	Viadotto Fosso Formane- ra	Viadotto Fosso Caranci	Viadotto Rio Pescara	Ponte Fosso Borgonuovo	Viadotto Fosso Ponticelli	Ponte sul Fiume Savone	Viadotto Fosso Pezza Secca	Ponte sul Piume Lanzo	Sottovia S.S. 6 Casilina	Ponte sul Fiume Volturno	Sottovia S.S. n. 7 Appia		Sottovia F.S. Foggia-Na- poli	Sottovia Str. Prov. Recale
	Progress. Km.	15+108	24 1 652	-		86+985	884 + 88	95+192		116+047	129+430	130+600	132+970	137+444	138+142	144+477	146+304	148+129	152+658	156 + 499	157+092	157 + 798	169+286	176+844	177+350	177+871	177+977

Sopraluogo Aprile 1965

AUTOSTRADA FIRENZE - MARE

					Sollecitazioni massi-	ni massi-									OSSER	OSSERVAZIONI	
Progress. Km.	DENOMINAZIONE	PROGETTISTA	COSTRUTTRICE	Sistema di precom- pressione		Esercizio	TIPL DI APPOGGIO	Data ultimaz.	Data	E apparente kg/cm²	Mc/Mp	Super m' im- ficie palcato m' L.	LUCE	Macchie Pessura- di umi- zione dità e giunti	ressura- zione i spalle	Condizioni	Lesioni
1+948	Ponte sul Fosso nuovo di Dogala o Reale	Ing. Pellis Ing. Corona	Italstrade	8.8.R.	181	87.5	neoprene	3. 8-60 8. 8-61	6- 9-60	200.000	95 74 5	570.48 30.585	1×24	0		non ispezio- nabili	
2+950	Ponte sul Torrente Ma- rina	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.	181	87,5	neoprene	10. 2.61	24- 3-61	200.000	82	268.80 28.940	1×24	0		non ispez.	
8+419	Cavalcavia sulla str. Prov. Lucchese e sulla Cora di Prato	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.	163	75	neoprene	9- 4-61	9- 6-61	200.000	68	240.80 30.090	1x21,50	0		non ispez.	
8+556	Sottovia di svincolo Sta- zione di Prato	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.	103	66	piastre acciaio	10- 4-61	9- 6-61	450.000	79	352.50 31.410	1×15.10	0		,ossidati	
11+975	Sottovia sulla str. Prov. Val d'Ambrone	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.	95,5	87,5	piastre acciaio	15- 5-61	9- 5-61	400.000	71 3	326.25 30.220	1×14.50	0	0	non ispez.	
12+245	Sottovia sulla Str. Prov. di Prato	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.V.	88	104	piastre acciaio	9- 5-61	9- 6-61	200.000	62 3	378.00 31.610	1×16.80	0		ossidati	
18+145	Ponte sul Calice	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.	181	87,5	neoprene	10- 8-61	12- 9-61 29- 5-62	400.000	102	440.40 30.405	1×15,15	0		ottime	
25+231	Sottovia SS. Pistoiese	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.	121	49	neoprene	10- 2-61	16- 5-61	200.000	11		1x21,50	0		non ispez.	
26+812	Sottovia str. Prov. Mon- talbano	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.V.	89	67,3	piastre acciaio	10. 4.61	16- 5-61	200.000	1 29	157.30 27.710	1×13,00	0		non ispez.	
34+188	Viadotto strada Prov. Luc- chese	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.V.	136	95	piastre acc. e neo- prene	12. 9-61	20-10-61	200.000	8	1090. 33.170	5x32.50	0		ottime	
37+089	Sottovia sulla str. Prov. Francesca	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.V.	71.8	62.5	piastre acciaio	10. 2-61	16- 5-61	200.000	75	139.43 28.300	1×11,60	0		non ispez.	
45+944	Ponte sul Torrente Pe- scia di Pescia	Ing. Zorzi	Italstrade	B.B.R.			neoprene	15- 6-61	12. 9-61	200.000	83	436.82 35.626	1×32.00	0		pnone	
54+986	Ponte Rio Leccio	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.	78,5	2.69	plastre acciaio	10- 2-61	16- 5-61	200.000	29		1×12,60	0		non ispez.	
55+628	Ponte a due vie sulla Fossa Nuova	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.	95,5	87,5	piastre acciaio	10- 2-61	24- 3-61	200.000	92	154.56 27.862	1×14,50	0		ottime	
71+888	Viadotto a due vie sulla SS. 12 dell'Abetone sulla F.S. Lucca-Pisa e sul Flume Serchio	Ing. Turazza	Italstrade	Fili ade-	112.9 (x)	118,1	neoprene e rulli acciaio	20. 8-62	27. 9-62	320.000	8	11037, 40.820	Via di destra 14x x32+1x20=468 Via di sinistra 13x x32+3x20=476	0			
73+366	Sottovia Str. Prov. Lungomonte Pisano o Gambacorti	Ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.V.	7.97	87.8	piastre accialo	22-11-62	11- 1-63	200.000	22	416.39 29.086	1×18,50	0	0	non ispez.	
77+320	Sottovia Str. Com. Co- stanza	ing. Pellis	Italstrade	B.B.R.V.	8'09	65,5		3- 8-52	11- 1-63	500.000	64	138.75 274.76	1×13,30	0		non ispez.	

# Ponti italiani a sbalzo: Veilino-Nervi-Sori (illustrazioni dei sistemi costruttivi)

DR. ING. SILVANO ZORZI

#### PREMESSA

Riferirò su tali sistemi illustrando nel contempo alcuni viadotti eseguiti a sbalzo, dei quali il mio studio ha curato la progettazione: i viadotti sul Veilino, sul Nervi e sul Sori lungo la nuova autostrada in costruzione da Genova a Sestri.

Il progetto della Società Concessioni e Costruzioni Autostrade prevedeva, per questi attraversamenti di grande altezze e che comportano grandi luci, arcate paraboliche in c.a.

Sono grato alla SPEA ed in particolare al suo Direttore ing. Diego Vanoni di aver accettato le mie proposte di variante e di aver efficacemente collaborato alla messa a punto dei singoli progetti, che furono successi vamente presi in esame ed approvati dal Consiglio di Amministrazione dell'ANAS.

I grandi viadotti sono oggi in via di completamento e la loro esecuzione è risultata rapida e soddisfacente Il merito va soprattutto alle Imprese esecutrici (Farsura, SYCIC-Italia, Mondelli) ed alla D.L. della « SPEA » che attentissimamente ha diretto i lavori attrezzando sul posto, per i calcestruzzi, un vero laboratorio di ricerca e di prova.

DESCRIZIONE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO E RITMO DELLE OPERAZIONI

Sinteticamente il procedimento costruttivo per i ponti a sbalzo è il seguente:

le travate d'impalcato, in c.a.p., in genere a sezione scatolare, sono realizzate a conci successivi, procedendo a sbalzo da ambo i lati delle pile, che sono sufficiente mente rigide per assorbire i momenti flettenti non equilibrati. L'armatura per la precompressione, corrente al bordo superiore delle travate, e che trova alloggio soprattuto nella soletta d'impalcato, man mano ancora i singoli conci ai precedenti rendendoli autoportanti ed in grado di reggere il peso di uno speciale carrellone semovente, che ivi insistendo è atto a sostenere il getto di ogni successivo concio; tale carrellone, provvisto degli opportuni casseri, viene a funzionare come una grande cassaforma scorrevole; similmente ad un cassero rampante verticale, esso è uno speciale attrezzo che invece trasla orizzontalmente.

All'estremità di ogni concio, di lunghezza che può variare dai 3 ai 6 m., si provvede alla tensione e bloccaggio di alcuni cavi e al prolungamento della residua armatura di precompressione.

Esigenza inderogabile per tale sistema costruttivo è quella di disporre di calcestruzzi di ottima qualità, che raggiungano resistenze molto elevate in tempi relativamente brevi, dato che l'avanzamento del carrellone semo vente è subordinato al sufficiente indurimento del cal cestruzzo dei conci in esecuzione, per potervi rapida mente operare la precompressione di cucitura alla parte retrostante di travata a sbalzo.

Il procedimento non è nuovo e le prime applicazioni si devono, poco dopo la guerra, alla Impresa tedesca Dyckerhoff e Widmann che ultimamente ha realizzato sul Reno presso Coblenza un ponte a sbalzo, non tiran tato, della luce di 208 m.

#### SISTEMI STRUTTURALI

Con il procedimento a sbalzo è possibile realizzare diversi sistemi strutturali; per esempio:

— completamente a mensola, cioè avanzando a sbalzo fino in mezzeria delle campate, e operando ivi il collegamento tra le estremità degli sbalzi con una cerniera scorrevole;

 parzialmente a mensola, arrestandosi cioè con il procedimento a sbalzo prima della mezzeria, ed inserendo nell'interspazio tra le due mensole affacciantesi, una una campata centrale poggiante su sedie tipo Gerber;

 ancora completamente a sbalzo, ma provvedendo a saldare, mediante precompressione, le estremità giustapposte degli sbalzi in modo da realizzare la continuità delle travate.

\* \* \*

Il primo sistema (completamente a mensola con cerniera in mezzeria) è il più puro; è applicabile a viadotti di qualsiasi lunghezza, perché automaticamente fornisce un giunto di dilatazione in mezzeria di ogni campata; è isostatico, se supposto indefinito e di luci sempre uguali, agli effetti dei carichi permanenti e delle variazioni termiche; è iperstatico (tante volte quante sono le cerniere e i vincoli estremi) agli effetti dei carichi mobili.

Il secondo sistema (parzialmente a sbalzo) risulta per contro sempre staticamente determinato; presenta l'inconveniente di necessitare, oltre ai carrelloni di avanzamento, anche di attrezzi di varo per le travi costituenti la campata centrale tipo « Gerber ».

Il terzo sistema (quello continuo) presenta i vantaggi (e gli svantaggi) di una notevole iperstaticità e necessita, per il respiro termico della struttura, che l'incastro sulle pile sia del tipo scorrevole; o che le pile stesse siano sufficientemente snelle per adeguarsi alle deformazioni termiche ed ai fenomeni di fluage; può essere generalmente applicabile su ponti di non più di tre luci.

# ACCIAIO PRETESO

Le ragioni che hanno, nei casi in esame, consigliato l'impiego dell'acciaio preteso in barre di grande diametro  $(\emptyset 26)$ , sono le seguenti:

- praticità eseguita, per la rigidezza stessa delle barre che consente il facile posizionamento e la possibilità dell'agevole accoppiamento mediante manicotti;
- possibilità di precomprimere verticalmente l'anima delle travi a sopperimento del taglio, con barre corte, ma senza perdita di tensione all'ancoraggio, per il sistema stesso di fissaggio a filettatura e dado;

— assenza (o quasi) di fluage nell'acciaio preteso, le cui caratteristiche sono le seguenti;

> $\sigma$  rott  $\geq$  10500 Kg/cmq  $\sigma$  sner  $\geq$  8000 \*  $\sigma$  iniz = 7000 \*  $\sigma$  finale = 5800 \*

- minore pericolosità agli effetti dell'aggressione chimica: l'acciaio preteso corre infatti principalmente entro la soletta impalcato, ed è eventualmente esposto ad infiltrazioni provenienti dalla pavimentazione: quindi pericolo di gelo, di ossidazione, di aggressione per cloruri o solfuri, sali di disgelo. A questi effetti le barre di grande diametro presentano, rispetto all'acciaio armonico in tondi di piccolo diametro, alcuni vantaggi:
- rapporto più favorevole tra sezione e superficie esposta;
- corrosione ridotta per effetto del minor tasso di pretensione.

L'argomento è proprio attinente al tema del comportamento nel tempo delle opere in c.a.p.; nel caso specifico (ponti a sbalzo) è, a mio avviso, indispensabile prevedere inoltre, e sempre, tra soletta e pavimentazione, una ottima cappa sfaltica di impermeabilizzazione.

#### DEFORMAZIONI

La sola ardua difficoltà, nella progettazione di opere con il procedimento a sbalzo, consiste nel valutare le controfrecce da attribuire ai vari conci in fase di esecuzione.

Ci si può infatti facilmente immaginare quali sono le deformazioni elastiche in mensole snelle della lunghezza dell'ordine di 50 m. e, soprattutto, come queste risulteranno man mano nel tempo amplificate dal fenomeno del « fluage », agente sia nel calcestruzzo che nell'acciaio.

Proprio anche allo scopo di ridurre al minimo il fenomeno del « fluage », almeno nell'acciaio, si è tra l'altro preferito l'impiego delle barre Dywidag, che ne risultano praticamente esenti.

Resta però sempre il problema del modulo elastico del calcestruzzo e della sua deformazione plastica nel tempo.

Niente va trascurato al fine di ridurre al minimo l'incertezza circa la valutazione delle controfrecce da imporre preventivamente. Bisogna pensare che, man mano che il carrellone procede, esso si lascia dietro conci di stagionatura diversa e modulo elastico diverso, soggetti a sollecitazioni di flessione e taglio, e quindi a deformazioni, via via variabili. Il calcolo delle deformazioni deve tener conto di tutti i vari fattori; ma mentre i parametri di sollecitazione sono perfettamente noti, moduli elastici e valori del fluage del calcestruzzo presentano indeterminazioni notevoli. Il problema va affrontato in due direzioni;

da un lato operando sul materiale « calcestruzzo » affinché la sua resistenza e di conseguenza il suo modulo elastico siano i più elevati possibile, in modo che l'escursione tra tassi specifici di lavoro e resistenza cubica risulti molto più ampia del consueto e di quanto con sentito dal regolamento e in proporzione risultino ridotte le deformazioni; il che, peraltro, è una esigenza implicita nella pratica del procedimento stesso, se si vuole avanzare con il carrellone di manovra con ritmo economicamente soddisfacente. In nessun altro caso può risul-

tare, penso, tanto importante la tecnologia del calce struzzo: scelta del cemento, « optimum » di vibrazione, stagionatura.

D'altro lato è possibile, in fase di costruzione, mediante livellazioni di precisione, controllare, man mano, di quanto le deformazioni dell'avanzante travata a sbalzo si scostano da quelle preventivamente calcolate, e per approssimazioni successive modificare nei calcoli di deformazione i parametri di partenza e apportare per i successivi conci le necessarie correzioni.

E' in ogni caso consigliabile dimensionare sezioni resistenti e armature di precompressione in modo tale (ed è generalmente possibile senza spreco di materiali) che, per i soli carichi permanenti, le sezioni risultino il più possibile uniformemente compresse; in tal modo la deformazione plastica del calcestruzzo nel tempo si esplica come « accorciamento uniforme » e non dà luogo a deformazioni flessionali rilevanti.

I provvedimenti sopra accennati garantiranno nel tempo il comportamento e la funzionalità di tali opere

#### CALCESTRUZZI

Il dosaggio sugli impalcati dei ponti in oggetto è di 400 Kg di cemento ad alta resistenza per metro cubo di impasto; il rapporto acqua-cemento è stato tenuto molto basso (0,40) mediante impiego di fluidificante A titolo di documentazione, i dati risultanti dalla media aritmetica di 3 cubetti da cm. 20 x 20 x 20 prelevati in cantiere (64 dati, pari a 192 cubetti) hanno fornito le seguenti indicazioni; per il viadotto sul Veilino:

417,50 Kg/cma — resistenza media aritmetica a 3 gg.: 48,17 - scarto quadratico medio a 3 gg.: 11,55% coefficiente di variazione a 3 gg.: 556,00 Kg/cmq - resistenza media aritmetica a 7 gg.: 40.60 — scarto quadratico medio a 7 gg.: 7,3% coefficiente di variazione a 7 gg.: 707,00 Kg/cmq — resistenza media aritmetica a 28 gg.: - scarto quadratico medio a 28 gg.: 42,2 — coefficiente di variazione a 28 gg.: 5,96%

#### DETTAGLI ESECUTIVI

Viadotto sul Sori (fig. 1).

Risulta evidente la grande altezza delle pile; si tratta di pile alte più di 100 m., la cui sezione è scatolare e presenta tanti setti verticali intermedi quante saranno poi le nervature longitudinali dell'impalcato. L'interasse tra le pile principali è di m. 100,00. Le pile sono erette con il procedimento dei casseri rampanti; una pila in esecuzione è già arrivata in sommità e si sta operando uno slargo in testa che rappresenterà la piazzola di partenza per montare i carrelloni semoventi. I carrelloni semoventi sono già in funzione sulla pila attigua, procedenti da ambedue le parti. Il montaggio dei carrelloni è fatto usufruendo di parti scomponibili, trasportate in loco mediante l'ausilio di un « blondin » che attraversa tutta la vallata. L'attrezzatura per operare è ridotta all'essenziale: la centrale di betonaggio è visibile ai piedi della pila di maggior altezza e dalla dimensione dei silos per il cemento in rapporto risalta la dimensione della pila. I casseri rampanti, sulle pile, rappresentano la seconda attrezzatura. I carrelloni scorrevoli, sull'impalcato, muniti essi stessi di casseri, rappresentano la terza ed ultima attrezzatura.

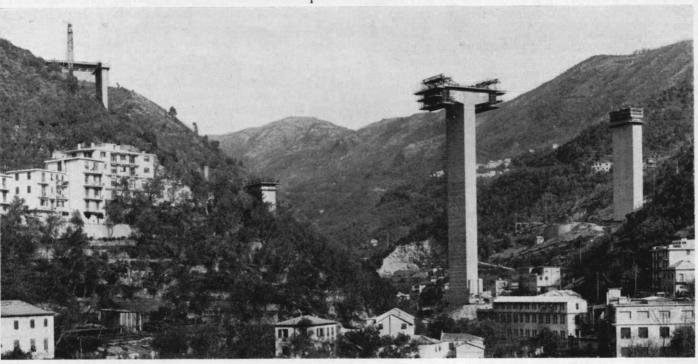


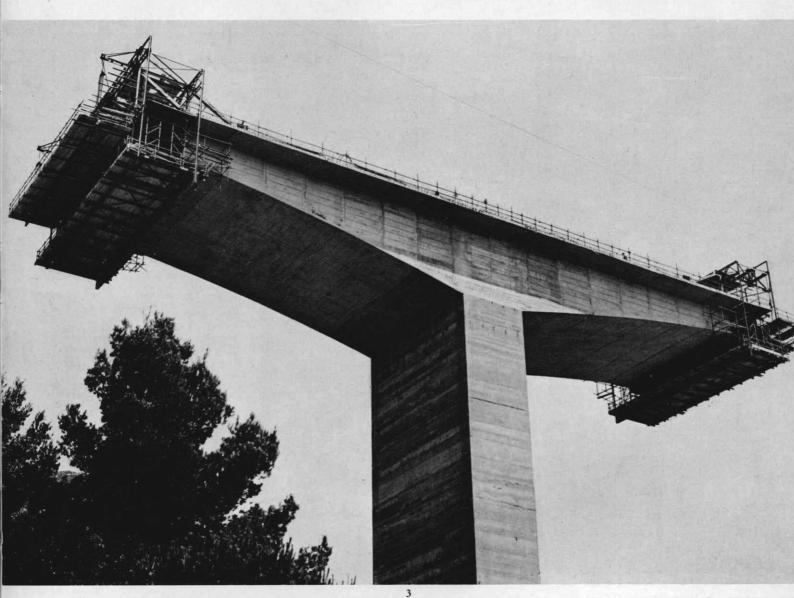
Viadotto sul Sori (fig. 2).

Si è appena cominciato a procedere a sbalzo dalla pila centrale e sono già stati costruiti due o tre conci a destra ed a sinistra. L'avanzamento è operato su conc. di m. 3,50 di lunghezza. Rimane al progettista, insiema all'esecutore, stabilire su che lunghezza di conci operare. A mio modo di vedere è sconsigliabile cercare di operare su lunghezze maggiori per ponti di grande luce; le deformazioni elastiche del carrellone sarebbero troppo importanti e disturberebbero il calcestruzzo nella fase di presa. Il carrellone semovente abbraccia l'intera sezione del ponte autostradale, di m. 19,10 di ingombro. Esso è costituito da una struttura reticolare la quale insiste anteriormente sull'estremo dello sbalzo, cioè sull'ultimo concio eseguito e già precompresso, e posteriormente è tirantata alla struttura eseguita. Presenta a sbalzo tutta la parte operativa, e cioè gli speciali casseri metallici atti a contenere le armature ed il successivo getto. E' indispensabile procedere molto speditamente altrimenti le attrezzature dovrebbero moltiplicarsi. Per i tre ponti in esame, mediamente di mezzo chilometro di lunghezza ciascuno, si è sempre operato con solo due attrezzature.

Anche il numero delle persone che opera su questi ponti è molto ridotto. In testa pila lavora permanentemente una squadra di 14-15 operai tra meccanici, specialisti per l'avanzamento del carrellone, carpentieri che riattrezzano le casseforme ad ogni concio successivo ferraioli e personale specializzato per il getto e la precompressione.

Il programma di lavoro prevede di avanzare per ogni pila con la cadenza di un concio a destra e un concio a sinistra ogni settimana, in modo che ad ogni giorno della settimana corrispondano le stesse operazioni: di sposta mento del carrellone, di attrezzatura dei casseri, di armatura, di getto e di precompressione; e che sia consentito un riposo di stagionatura del calcestruzzo di 48 ore. Quando si opera la precompressione del concio in avanzamento, le tensioni specifiche nel calcestruzzo sono molto modeste perché alla sua estremità vengono arre-





state e tesate soltanto poche barre, le quali, considerando la sezione nel suo complesso, inducono sollecitazioni di presso-flessione dell'ordine di una decina di Kg/cm² al massimo. E' tuttavia necessario che il calcestruzzo a quel momento presenti una grande resistenza soprattutto perché interessa che il modulo elastico sia molto elevato, e perché anche gli sforzi localizzati, indotti dalle piastre di ancoraggio delle barre sul calcestruzzo risultano elevati.

## Viadotto sul Sori (fig. 3).

E' rappresentata una pila, presa più in dettaglio, con i carrelloni ulteriormente avanzati. I carrelloni sono provvisti di due piani di servizio, uno inferiore, per operare sulla casseratura, l'armatura e il getto della soletta inferiore della struttura scatolare; e uno intermedio che consente invece di operare all'altezza delle nervature. Per questi ponti di 100 m. di luce l'altezza delle nervature risulta di 7 m all'incastro e di 2,50 m all'estremità degli sbalzi.

Ci si è preoccupati di introdurre le minori varianti possibili ai casseri lungo il loro percorso e perciò la sezione scatolare risulta sempre costante a meno del l'altezza delle nervature longitudinali; basterà operare lo sfilamento di alcuni pannelli in corrispondenza delle ner-

#### Viadotto sul torrente Sori

1 - La pila centrale è già costruita e su di essa ha inizio la costruzione a sbalzo dell'impalcato; 2 - Sono già stati costruiti 2 o 3 conci a sbalzo a destra ed a sinistra della pila centrale. Il rapporto tra l'altezza della pila e quello dei silos per cemento visibili in basso da un'idea delle dimensioni dell'opera; 3 - 1 carrelloni, e con essi il getto dell'impalcato, avanzano ulteriormente a partire dalla pila.

vature per ottenere automaticamente la casseratura del concio successivo. Anche lo spessore delle nervature è mantenuto costante grazie alla precompressione verticale, operata nelle anime delle travi mediante barre pretese, a sopperimento dei rilevanti sforzi di taglio.

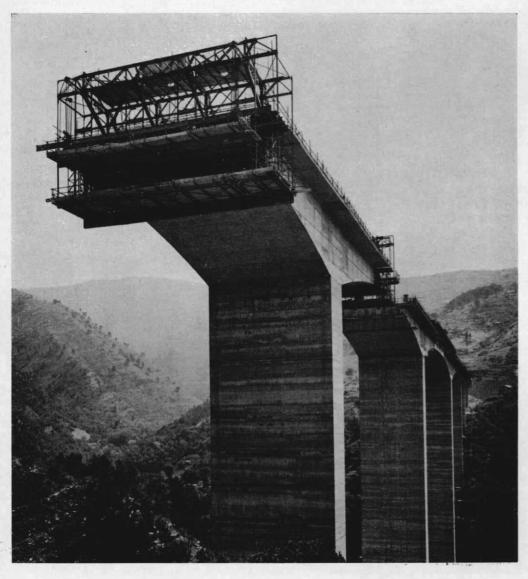
## Viadotto sul Nervi (fig. 4).

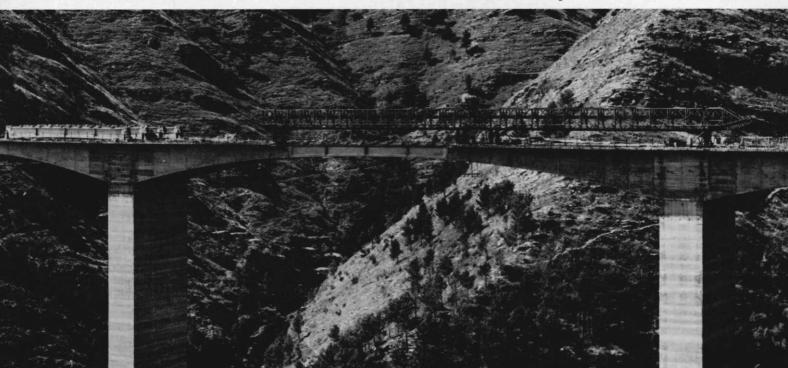
Una fase del ponte in lavorazione: si vedono le tre pile centrali, dalle quali si è operato con il procedimento a shalzo

Il viadotto sul Nervi è il primo, in ordine di tempo, ad essere stato iniziato ed è anche il più imponente: l'altezza massima supera i 100 m. e l'interasse tra le pile principali è di m. 100.

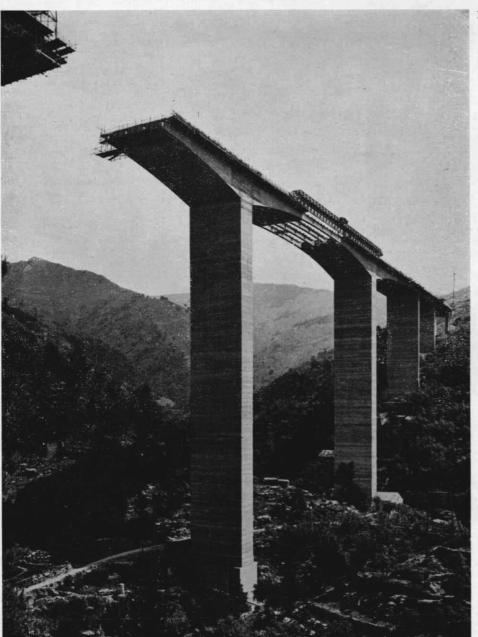
#### Viadotto sul Nervi (fig. 5).

Il sistema strutturale adottato è quello parzialmente a sbalzo, con campata intermedia su sedie tipo Gerber Si vede in funzione il traliccio di varo; sulle travi varate









# Viadotto sul torrente Nervi

4 - Una fase del getto a sbalzo dell'impalcato a partire dalle tre pile centrali; 5 - Il traliccio di varo ha appena depositato una trave prefabbricata per la costruzione dell'impalcato intermedio tra gli sbalzi. Altre travi prefabbricate sono in attesa sulla parte a sbalzo; 6 - Vista panoramica del ponte dall'alto; 7 - Vista dal basso del ponte in fase di avanzata costruzione. sarà eseguito il getto della soletta di impalcato. L'impalcato intermedio è un impalcato normale a travi prefabbricate e precompresse mediante cavi in acciaio armonico (si è operato, sui tre ponti rispettivamente, con cavi « Prebeton », « Tecnicavi », « Freyssinet »).

Il traliccio di varo ha appena depositato una trave prefabbricata a coprire l'interspazio tra gli sbalzi. Sullo sbalzo libero sono visibili altre travi prefabbricate in attesa di essere varate.

Viadotto sul Nervi (fig. 6).

Visione panoramica dall'alto del ponte.

Viadotto sul Nervi (fig. 7).

Visione dal basso della soffittatura dell'impalcato del ponte.

Pur agendo con attrezzature molto vincolanti agli effetti delle « forme » (casseri rampanti e carrelloni scorrevoli) è visibile come si possono ottenere effetti architettonici gradevolmente slanciati.

Viadotto sul Veilino (fig. 8).

L'altezza delle pile è più modesta (ordine di gran dezza 60 m.), ed anche la luce fra le pile centrali è minore (75 m). E' stato scelto per questo ponte il sistema strutturale interamente a sbalzo. I carrelloni scorrevoli operano da un lato fino alla mezzeria della campata centrale, e dall'altro, fino a raggiungere la pila laterale. Viadotto sul Veilino (fig. 9).

Una pila è già completa dello sbalzo centrale e dello sbalzo laterale; ma quest'ultimo ancora non riposa sulla campatella di accesso. Finché i due sbalzi sono equilibrati, la pila non ruota, ma quando, arrivati in mezzeria della campata centrale, si procede con il solo carrellone a sbalzo verso l'appoggio sulla campatella di accesso, si inducono nella pila momenti flettenti cospicui e una rotazione notevole, per cui sarà necessario successivamente operare una coazione, cioè introdurre dei martinetti tra impalcato a sbalzo e appoggio sulla campatella di accesso per ricondurre la pila all'equilibrio dei momenti flettenti.



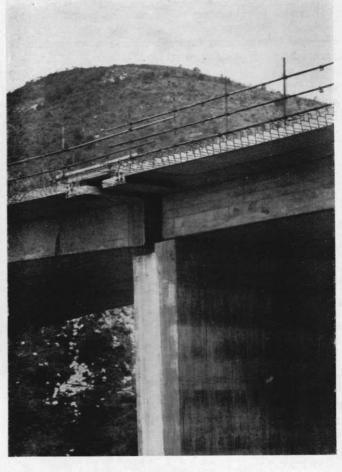


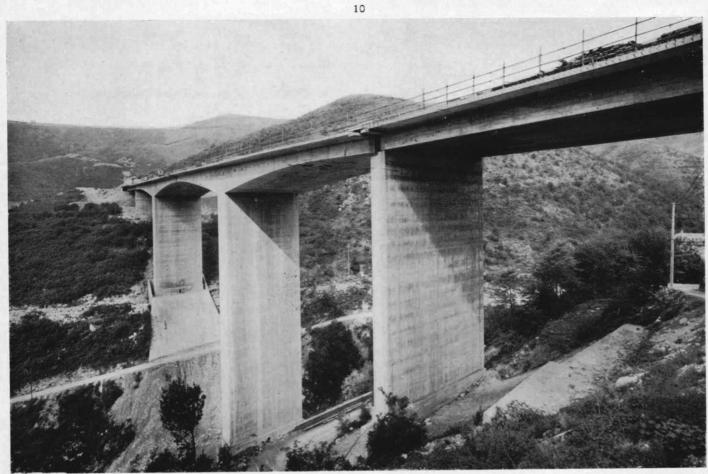
9

# Viadotto sul torrente Veilino

8 - In questo ponte l'altezza delle pile e la luce sono più modeste che nei ponti precedenti: per esso è stato scelto il sistema costruttivo completamente a sbalzo; 9 - Una pila è già completata dello sbalzo centrale e di quello laterale; ma quest'ultimo non riposa sulla campata d'accesso; 10 - L'opera è pressoché ultimata; 11 - Dettaglio della estremità dello sbalzo laterale e della sua posizione nei confronti della pila.

11





Viadotto sul Veilino (fig. 10).

L'opera è pressoché terminata. Il procedimento a sbalzo ha interessato soltanto le due pile centrali; le campate laterali sono normali travate a cassone in cemento armato precompresso.

E' visibile come si è arrivati sulla pila laterale con la struttura impalcato non in perfetto allineamento (8 cm. circa più bassi di quello che dovrebbe essere la situazione definitiva) per effetto appunto della rotazione della pila, non equilibrata. Successivamente si è operata una coazione, mediante martinetti interposti tra estremità dello sbalzo e sommità della pila laterale, per ricondurre la struttura al suo allineamento definitivo e, contemporaneamente, per riequilibrare la pila interessata della coazione.

Viadotto sul Veilino (fig. 11).

L'estremità dello sbalzo laterale, e la sua posizione nei confronti della pila, sono visibili in maggiore dettaglio.