

TEMA B)

TEROTECNOLOGIA DELLE OPERE IN C.A. E C.A.P.

ASPETTI APPLICATIVI

Presidente di sessione: dott. ing. Lamberto SORTINO

Relatore generale: dott. ing. Gabriele CAMOMILLA

RISTRUTTURAZIONE DEL PONTE SUL FIUME ADDA A RIVOLTA D'ADDA (CR)

Dott. Ing. Giorgio Cianciullo (*)

Dott. Ing. Verino Gatti (**)

Prof. Ing. Francesco Martinez y Cabrera (***)

* Libero professionista

** Ufficio Tecnico - Amministrazione Provinciale di Cremona

*** Cattedra di Ponti e Grandi Strutture-Politecnico di Milano

SOMMARIO

Gli autori riferiscono sul progetto del rinforzo del ponte sul Fiume Adda. Dopo aver illustrato i problemi particolari del ponte viene discussa ed illustrata la soluzione adottata. Il ponte, a travi appoggiate, viene trasformato in trave continua con l'impiego di cavi di precompressione.

Il lavoro si conclude con varie considerazioni sui calcoli effettuati e sulle incidenze economiche.

SYMMARY

The authors refer about the reinforced design of the bridge on the river Adda. After an illustration about the particular problems of the bridge the selected solution is discussed. The bridge, with simply supported beams, is transformed in a continuous beam, with post tensioning method and linear tendons. The paper comes to an end with some considerations about the structural and economic analysis.

1. PREMESSE

Il ponte sul Fiume Adda, a Rivolta d'Adda, è stato realizzato nella seconda metà degli anni cinquanta secondo le nuove tecniche adottate dopo la fine della seconda guerra mondiale che portarono all'avvento, praticamente generalizzato, della precompressione nelle opere in calcestruzzo armato e della prefabbricazione su schemi in semplice appoggio.

Il ponte sul Fiume Adda si inquadra in tale epoca, e ne rappresenta una delle principali esperienze.

Tale ponte si sviluppa su cinque campate di luce teorica tra gli assi delle pile pari a m 31,40 con lunghezza totale, ai fili esterni delle spalle, di m 158,15.

La larghezza totale dell'impalcato risulta di m 9,40 ed è realizzata con soletta in getto solo per una larghezza di m 3,50 ed incrementata poi con l'impiego di elementi

prefabbricati montati a sbalzo ed assemblati alla soletta. Tale soluzione, con buone probabilita', fu adottata successivamente e forse gia' in fase costruttiva per far fronte a nuove decisioni sulla larghezza dell'impalcato.

Ogni campata e' costituita da cinque travi appoggiate agli estremi con luce teorica di calcolo di m 31,00 e mutuamente interassate di m 1,70. Tali travi sono state, all'epoca, prefabbricate fuori opera e precomprese in tre fasi, con cavi scorrevoli successivamente iniettati.

I cavi sono del tipo 'PREBETON' composti da 42 \emptyset 5, in numero di cinque per trave.

Le pile sono a sezione rettangolare cellulare con raccordi a cuneo alle estremita' in direzione della corrente e presentano spessore delle pareti di 30 cm.

Esse insistono su un solettone di base di spessore di 75 cm che congloba la testa dei pali. I pali sono in numero di quattordici per ogni pila.

Le spalle, strutturalmente sagomate, in pianta, con una sezione a \square insistono anch'esse su fondazioni indirette.

Ulteriori particolari dell'opera emergono dall'esame degli schemi riportati nelle Fig. 1 e Fig. 2 e dalla fotografia.

Nella Fig. 2 inoltre e' riportato il profilo dei cavi di precompressione e lo schema di armatura.

In conseguenza di problemi vari connessi alla elasticita' dell'opera, alla presenza di stati di degrado, alla deficiente larghezza utile dell'opera in rapporto alle attuali esigenze di traffico, a principi di erosione delle fondazioni, l'Amministrazione Provinciale di Cremona ha deciso di sviluppare un completo esame dell'opera al fine di poter formulare una diagnosi di merito e proposte di adeguamento.

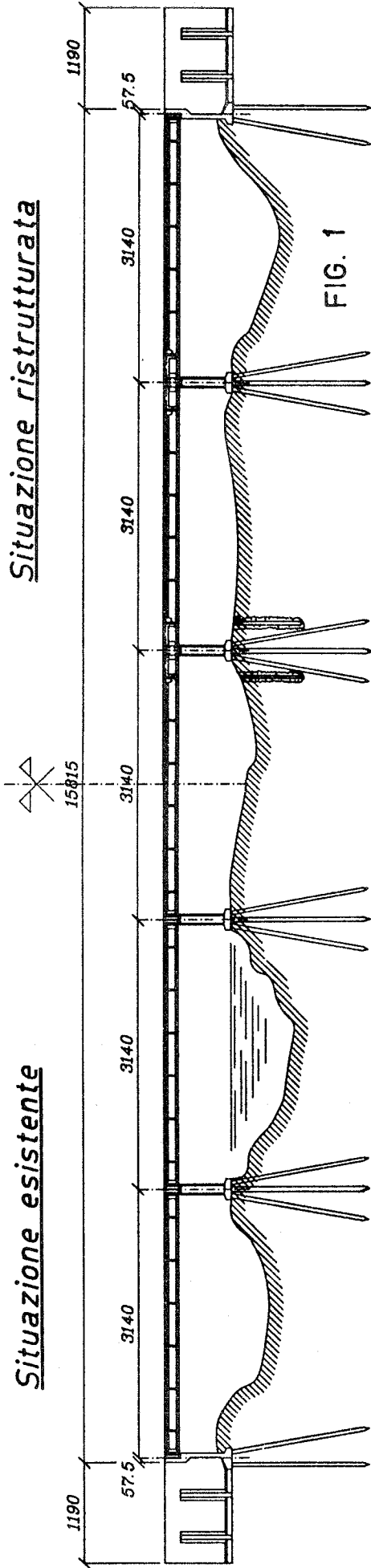
2. STUDIO DELL'OPERA, INDAGINI E DIAGNOSI

L'esame dell'opera e' stato condotto attraverso le seguenti tappe:

- sopralluoghi preliminari e controlli visivi
- esame della documentazione tecnica disponibile presso gli archivi dell'Ufficio Tecnico dell'Amministrazione Provinciale di Cremona (elaborati esecutivi, relazione di calcolo e di collaudo, prove in corso d'opera, corrispondenza varia)
- predisposizione di un piano di indagini sviluppato successivamente dalla Societa' A.I.C.E. di Milano
- rielaborazione dei calcoli statici sulla base degli input di origine e nel quadro della attuale normativa e dei possibili interventi
- relazione conclusiva sulla situazione statica e proposte di intervento.

Situazione ristrutturata

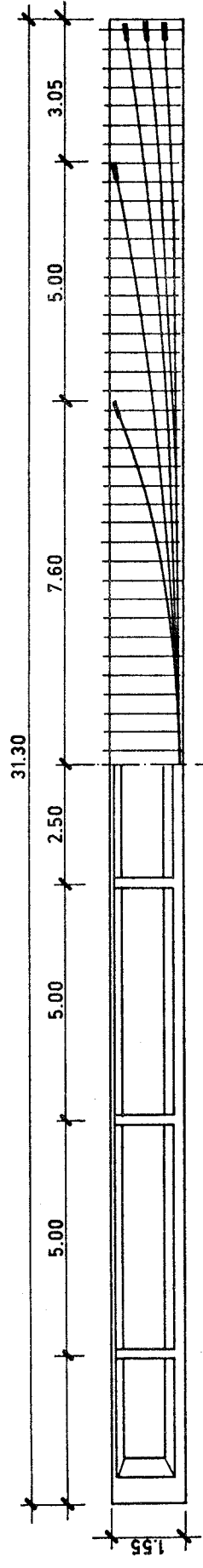
Situazione esistente



TRAVE PREFABBRICATA

Vista

Armatura



SEZIONE TRASVERSALE

SEZIONE DI ORIGINE

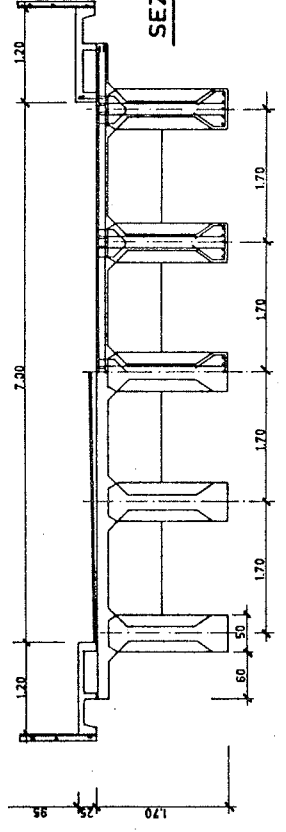
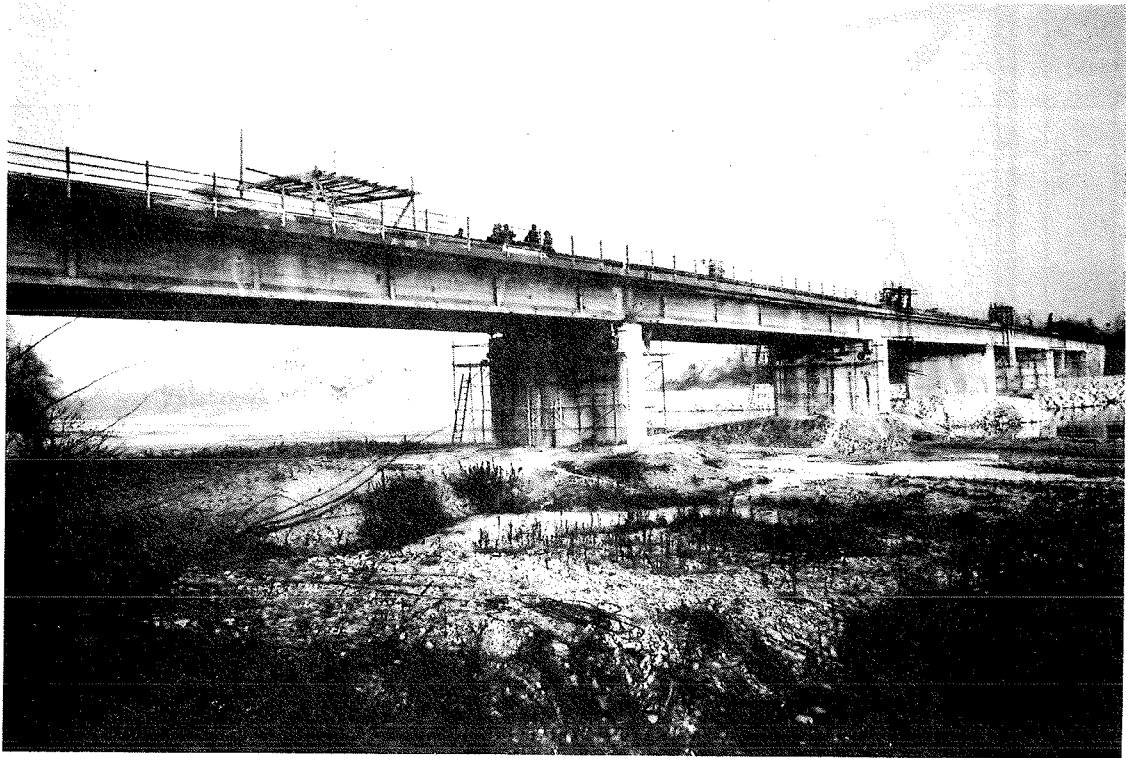


FIG. 2



Si sottolineano alcuni risultati relativi a tali indagini.

L'esame della documentazione tecnica a disposizione ha confermato che l'opera era stata calcolata sulla base della normativa dell'epoca emessa dal Ministero dei LL.PP. (circolare n.6018 del 9 giugno 1945 e n.772 del 12 giugno 1946) e sulla base di circolari specifiche del Ministero della Difesa n. 2509 del 30 maggio 1952. Si ricorda che, all'epoca, i carichi militari furono reintegrati dal Ministero dei LL.PP. solo con la circolare n. 384 del 14 febbraio 1962.

Il confronto con l'attuale normativa evidenzia quanto segue:

- carichi militari di progetto: carro armato da 32,0 t su rimorchio da 10,0 t, trainato da trattore da 19,5 t, con ingombro totale di m 20,74 (mediamente 2,96 t/m)
 - carichi attuali q_{1A} : 4,56 t/m (su luce teorica di m 31,0).
- Inoltre l'esame eseguito ha rivelato una sottostima, rispetto alla normativa attuale, delle perdite di tensione.

Lo spessore della soletta di impalcato, di 15 cm, e' risultato esiguo rispetto agli attuali orientamenti. La situazione statica dell'opera, supposta integra, e' apparsa carente nel quadro della normativa vigente.

Il piano di indagini e' stato finalizzato alla valutazione dello stato e caratteristiche del calcestruzzo, dello stato dei cavi di precompressione e delle relative iniezioni e dello stato delle fondazioni.

Le prove non distruttive sui calcestruzzi sono state eseguite su prefissato reticolo con tre metodi fondati su differenti principi (ultrasuoni, pull-out, sclerometro) e su carote di campionatura. I risultati fornirono valori medi di resistenza dell'ordine di $40,0 \text{ N/mm}^2$.

Le indagini sui cavi di precompressione sono state eseguite, per campionatura, su cavi piu' esterni con intagli localizzati, apertura delle guaine, e prelievo del materiale di iniezione.

La rielaborazione dei calcoli statici e' stata sviluppata, oltre che nel quadro della attuale normativa, anche nell'ottica delle esigenze della Amministrazione con riferimento specifico all'allargamento della sede stradale ed alla necessita' di contenere al minimo le interruzioni totali del traffico durante i lavori.

Tale rielaborazione e' stata condotta su due schemi strutturali diversi.

- schema a travi appoggiate
- schema con realizzazione della continuita'.

Per lo schema a trave appoggiata sono state prese in considerazione varie ipotesi di rinforzo anche con l'adozione di cavi di precompressione esterna.

Per lo schema a trave continua sono state studiate varie ipotesi tutte impostate sulla possibilita' di una assegnata modulazione e redistribuzione longitudinale dei diagrammi delle sollecitazioni successive alla realizzazione della continuita'.

Tale redistribuzione longitudinale doveva essere tale da attribuire alle sezioni in campata delle travi, sollecitazioni di entita' compatibili con la precompressione esistente ma con le perdite di tensione valutate con la normativa vigente. Per tali sezioni e' stato inoltre imposto il vincolo di non avere tensioni di trazione al lembo inferiore per nessuna condizione di carico.

A conclusione di tali studi preliminari, esclusa la realizzazione di un nuovo ponte affiancato al precedente, per cause varie di tracciato, di esproprio e di demolizione del ponte esistente, si e' provveduto a fornire all'Amministrazione Provinciale un quadro di possibilita', tutte connesse al recupero dell'opera con un opportuno adeguamento.

La piu' soddisfacente di tali possibilita', ma anche la piu' completa era rappresentata dalla trasformazione delle cinque campate appoggiate in un'unica trave continua su cinque campate.

Comunque ogni proposta, ivi comprese quelle di rinforzo delle travi appoggiate, prevedeva la sostituzione degli appoggi ed il rinforzo di almeno due o tre fondazioni in alveo.

3. L'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Sulla base di quanto esposto ed a seguito delle decisioni prese dalla Amministrazione Provinciale, il progetto di adeguamento dell'opera ha previsto quanto segue:

- allargamento della sezione utile di impalcato da m 9,40 a m 11,30
- realizzazione della continuita' strutturale su cinque campate con trasformazione della sezione aperta in sezione chiusa a cassone per un tratto di m 5,25 in asse alle pile. Per la continuita', inoltre, sono stati adottati cavi di precompressione
- sostituzione degli appoggi con vincoli adeguati alla continuita' dell'opera, lasciandone invariata la disposizione all'estremo di ogni singola trave
- rinforzo delle fondazioni.

Tale complesso di interventi di ristrutturazione propone, concettualmente, i seguenti vantaggi:

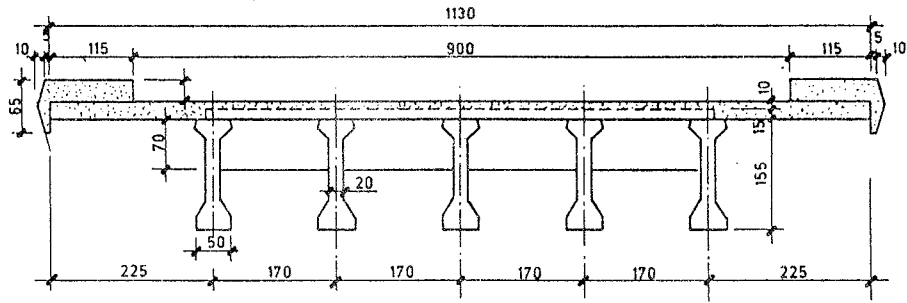
- riduzione delle caratteristiche della sollecitazione in mezzera per carichi permanenti e carichi accidentali al fine di renderle compatibili con quelle che la sezione strutturale base, precompressa, e non modificata, puo' assorbire con tassi di lavoro accettabili;
- irrigidimento generalizzato della sezione strutturale;
- eliminazione dei giunti di dilatazione in campata (e cioe' su tutte le pile).

La realizzazione della continuita', elemento base della scelta strutturale adottata, ha comportato la variazione della geometria della sezione di origine. Le nuove sezioni che caratterizzano l'opera sono illustrate nella Fig. 3, mentre la variazione del profilo longitudinale dell'opera, in asse alla pila, e' riportato nella Fig. 4 nella quale si evidenzia il confronto con le caratteristiche di origine del medesimo tratto.

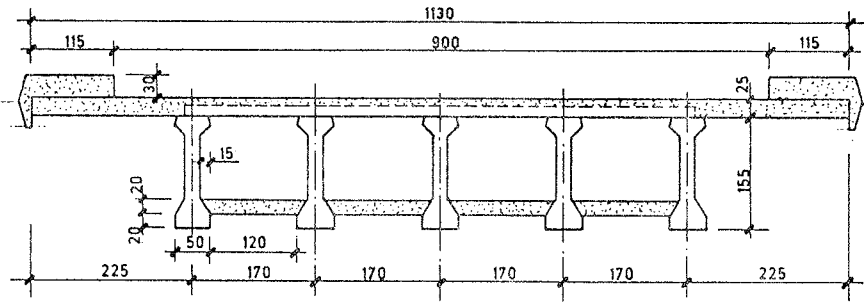
Come si rileva dalla Fig. 3b, la trasformazione da sezione aperta a sezione chiusa e' stata ottenuta con una controsoletta poggiata sui bulbi inferiori delle travi ed ad essi efficientemente collegata. Tale soletta di fondo e' stata impostata con l'impiego di 'predalles' prefabbricate. Nelle zone piu' vicine alle pile si e' realizzato anche un incremento di spessore delle iniziali pareti delle travi con getti di calcestruzzo ad esse spinottati ed un incremento dello spessore del primo traverso con l'inserimento di un cavo di precompressione trasversale (Fig. 3c).

Con tale doppia variabilita' della sezione si e' inteso anche modulare con progressione la variabilita' delle nuove caratteristiche geometriche imposte alla struttura.

SEZIONE CORRENTE



SEZIONE CON CONTROSOLETTA



SEZIONE CON CONTROSOLETTA E CON RINGROSSI

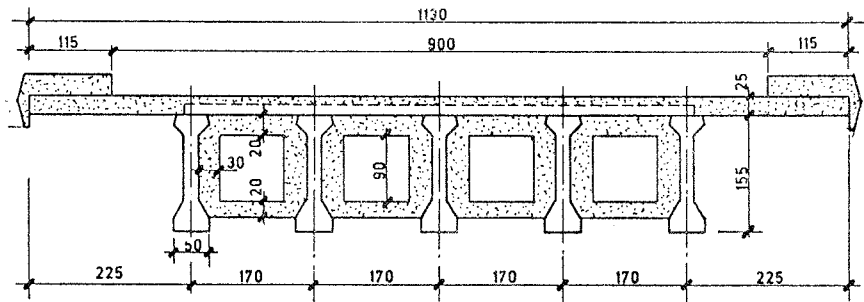


FIG. 3

PARTICOLARE IN CORRISPONDENZA DELLA PILA

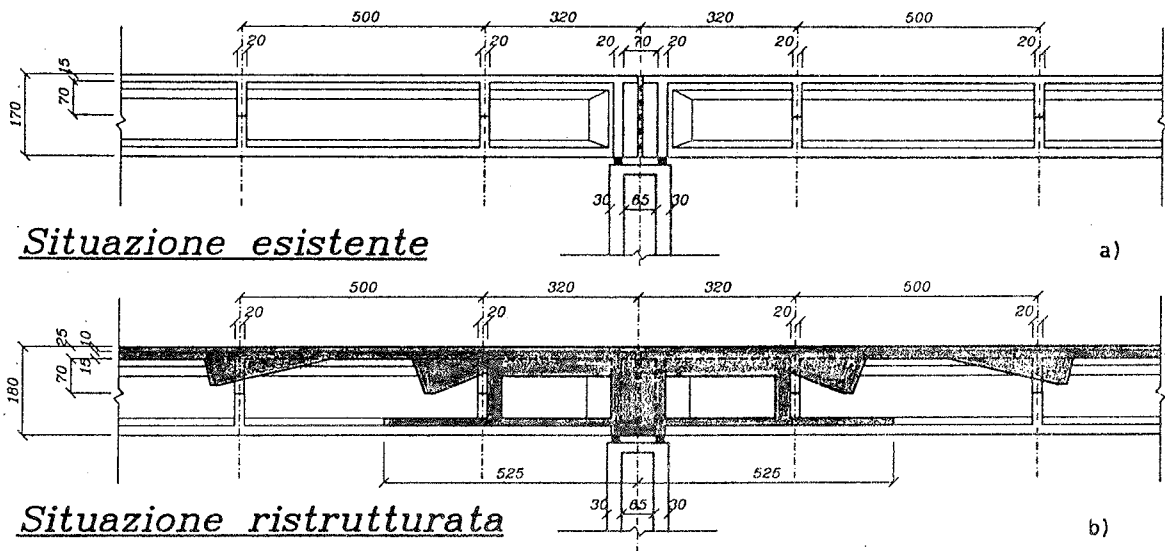


FIG. 4

Dalla Fig. 4b si puo' rilevare anche il progressivo incremento dello spessore della soletta necessario all'alloggiamento dei cavi di precompressione, gli scivoli in controsoletta per l'ancoraggio dei cavi di precompressione ed, infine, l'incremento e fusione dei traversi di testata sulle pile.

La sezione corrente, illustrata in Fig. 3a presenta, anch'essa, caratteristiche geometriche incrementate sia per la maggior larghezza sia per l'incremento dello spessore della soletta che dagli iniziali 15 cm e' stato portato a 25 cm.

Come puo' osservarsi dalla figura, la soletta preesistente e' stata parzialmente asportata e conglobata con la parte di nuova formazione. Per le zone a sbalzo, invece, si e' demolito l'intero marciapiede iniziale ricostituendo l'intero spessore di calcestruzzo.

Si precisa che lo sbalzo e' stato realizzato con l'impiego di 'predalles' poggiate, in fase costruttiva, per un estremo sul bordo del bulbo superiore delle travi esterne e per l'altro estremo su un sistema di puntoni che spiccavano dal bulbo inferiore delle medesime travi.

Un discorso a parte va fatto per gli appoggi. La mancanza di opportune cavita', ha comportato la necessita' di realizzare le sedi per la messa in opera dei martinetti. Cio' e' stato

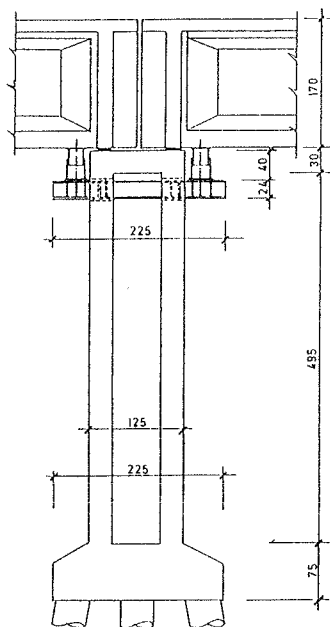


Fig. 5

ottenuto forando le pareti delle pile in corrispondenza di ognuna delle cinque travi ed inserendo una trave in acciaio bilanciata, cosi' come schematicamente illustrato in Fig. 5.

Su tali travi, opportunamente dotate di bordi di tenuta, sono stati poi sistemati i martinetti. Al fine di non creare sbilanciamenti le dieci travi concorrenti sulla testa di ogni pila sono state sollevate contemporaneamente.

Si deve sottolineare che la sostituzione degli appoggi non e' connessa ai problemi di continuita', in quanto il problema della loro sostituzione si poneva comunque. La realizzazione della continuita' ha posto invece problemi specifici sulle loro caratteristiche incrementate al fine di far

fronte agli allungamenti progressivi, ad esempio dalla mezzeria verso le due spalle terminali.

Infine, per quanto concerne le fondazioni, si e' ritenuto inevitabile un rinforzo della palificata. I pali di fondazione,

in N di quattordici per ogni pila, come illustrato in Fig. 6, erano previsti in progetto con lunghezza totale di m 16,00, con la possibilita' di far fronte ad uno scalzamento di circa 7,00 - 8,00 m.

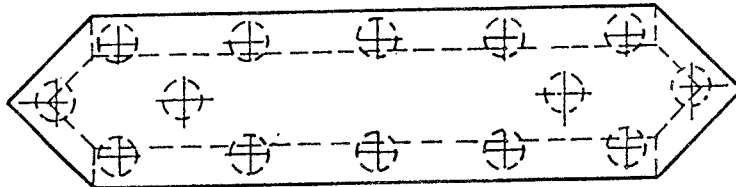


FIG. 6

Pertanto la loro lunghezza utile, ai fini della valutazione della campata si riduceva a circa 8,00 m. Sembra che gia' all'epoca della realizzazione fosse stata ipotizzata una parte scoperta in sommita'.

Dopo l'esame del rilievo di fondo-alveo, fatto eseguire nell'ambito del programma di indagini, vista la situazione di scalzamento delle fondazioni, si e' ritenuto indispensabile eseguire un rinforzo e una protezione delle fondazioni stesse.

L'intervento sulle fondazioni e' stato cosi' realizzato:

- cinturazione dei solettoni di base con pali jetting, di lunghezza = 8,0 m
- rinforzo di ciascuna fondazione con N. 10 pali jetting armati, di lunghezza = 15,0 m

Tali pali sono stati eseguiti dall'alto (Fig. 7).

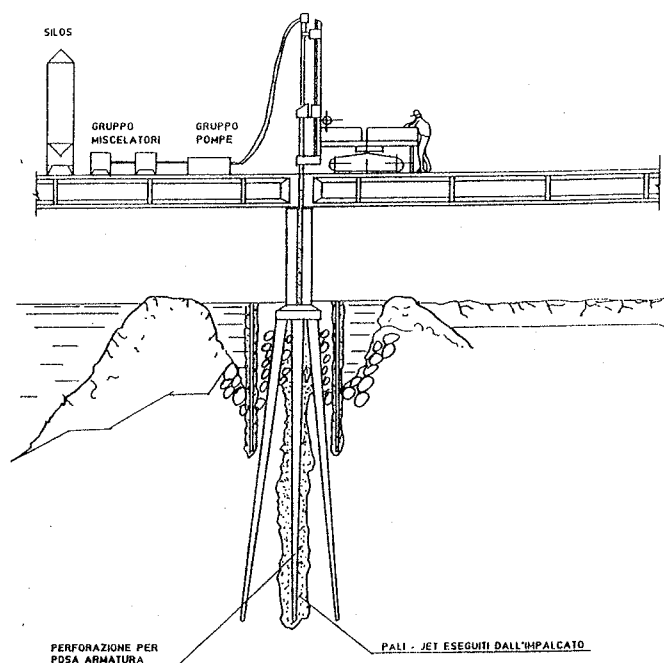


Fig. 7

Le fasi di ristrutturazione del ponte si sono così articolate:

- A) interventi di rinforzo sulle fondazioni: traffico limitato ad una corsia;
- B) sollevamento in contemporanea di tutte le campate (n. 25 travi) per una altezza di circa 25 cm dal piano di appoggio: chiusura del ponte al traffico.
Il sollevamento di 25 cm ha permesso di eseguire un completo rifacimento delle sedi di appoggio;
- C) montaggio degli appoggi e messa in sede delle 5 campate: chiusura del ponte al traffico.
Il nuovo assetto delle campate, sia per sistemazione dei piani di appoggio che per l'altezza dei nuovi appoggi ha comportato un innalzamento dell'intero viadotto di circa 10 cm cui va aggiunto l'aumento di spessore della soletta di circa 10 cm.
Si è provveduto, progressivamente, agli opportuni adattamenti all'imbocco del ponte;
- D) demolizione e ricostituzione della soletta e realizzazione della continuità: traffico limitato ad una sola corsia.
Tali interventi di base sono stati impostati su una sola corsia e per l'intero sviluppo del ponte. Nell'ottica di una logica impostazione del cantiere, al fine di limitare anche gli oneri economici, ha prevalso l'orientamento di non segmentare eccessivamente il lavoro permettendo, quindi, di eseguire, con ripetitività, alcune operazioni quali la demolizione delle parti di soletta da asportare, la messa in opera dei cavi di precompressione, la messa in opera delle armature convenzionali, i getti, la precompressione e la iniezione dei cavi in continuità'.
La sagomatura delle armature prevedeva la ripresa trasversale.
Completati i lavori di meta' carreggiata si è trasferito il traffico sulla meta'gia' completata escludendo una parte di marciapiede.
Alla fine dei lavori si è provveduto alle operazioni di precompressione trasversale in corrispondenza dei traversi adiacenti alle pile;
- E) esecuzione delle prove di carico.

4. ANALISI STRUTTURALI

Le analisi strutturali hanno presentato aspetti complessi in quanto è stato necessario prendere in considerazione le varie fasi tenendo conto dei seguenti aspetti fondamentali:

- evoluzione dello schema statico longitudinale
- evoluzione dello schema statico trasversale

- variazione della larghezza dell'impalcato.

I calcoli convenzionali sono stati condotti, parallelamente, sulla base di un modello a travata e di un modello a graticcio così' come illustrato in Fig. 8 prendendo in considerazione le varie condizioni di carico.

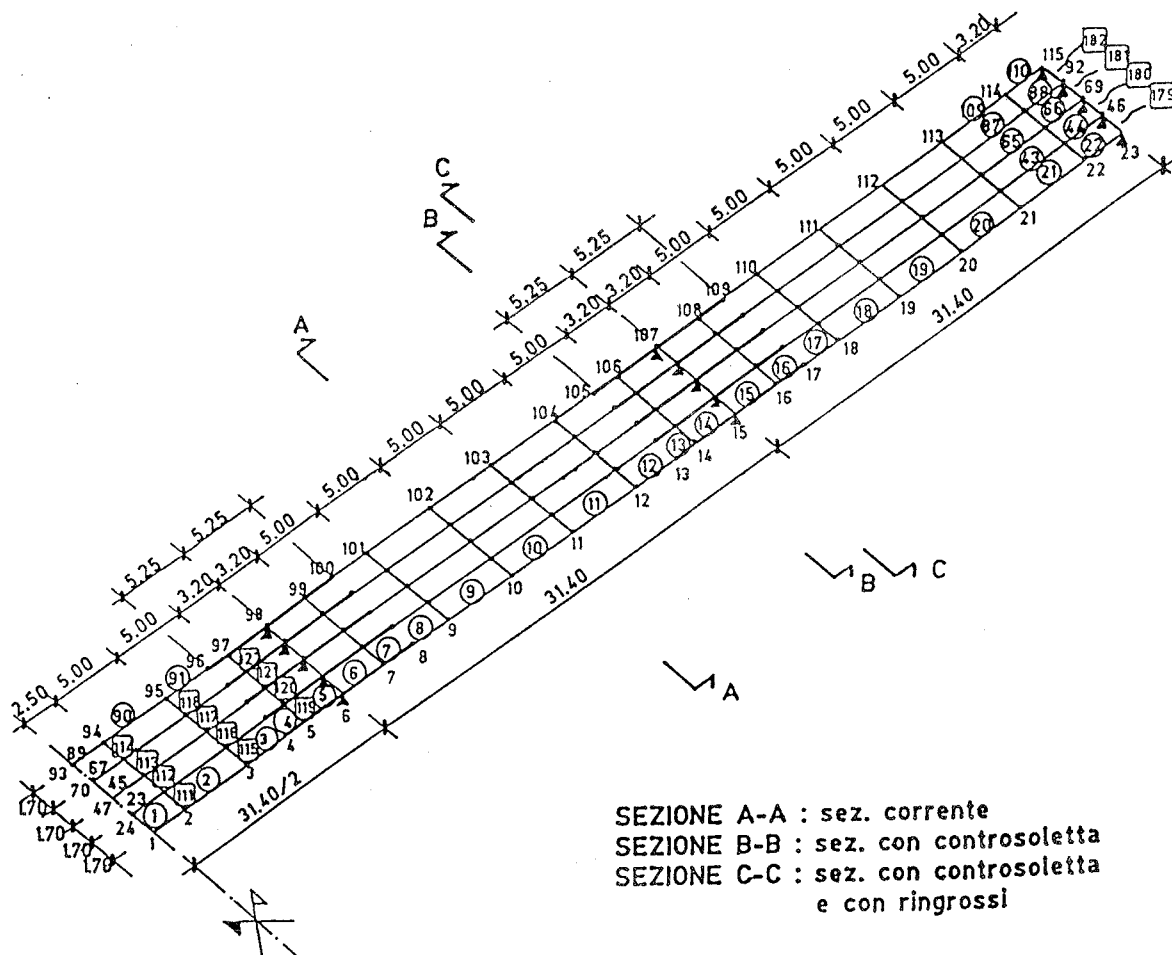


FIG. 8

Particolare attenzione è stata rivolta ai problemi connessi con la valutazione delle azioni parassite derivanti da precompressione su schema iperstatico, con la valutazione degli effetti viscosi. Su tali problematiche si riferisce brevemente come segue:

a) effetti parassiti:

Gli effetti parassiti conseguenti alla precompressione con cavi cappello per realizzare le continuita' sono stati analizzati attraverso l'impiego delle linee di influenza per distorsioni viaggianti sullo schema di trave, operando sul momento iperstatico in continuita'. Tali linee di influenza per i primi due appoggi si presentano come illustrato in Fig. 9.

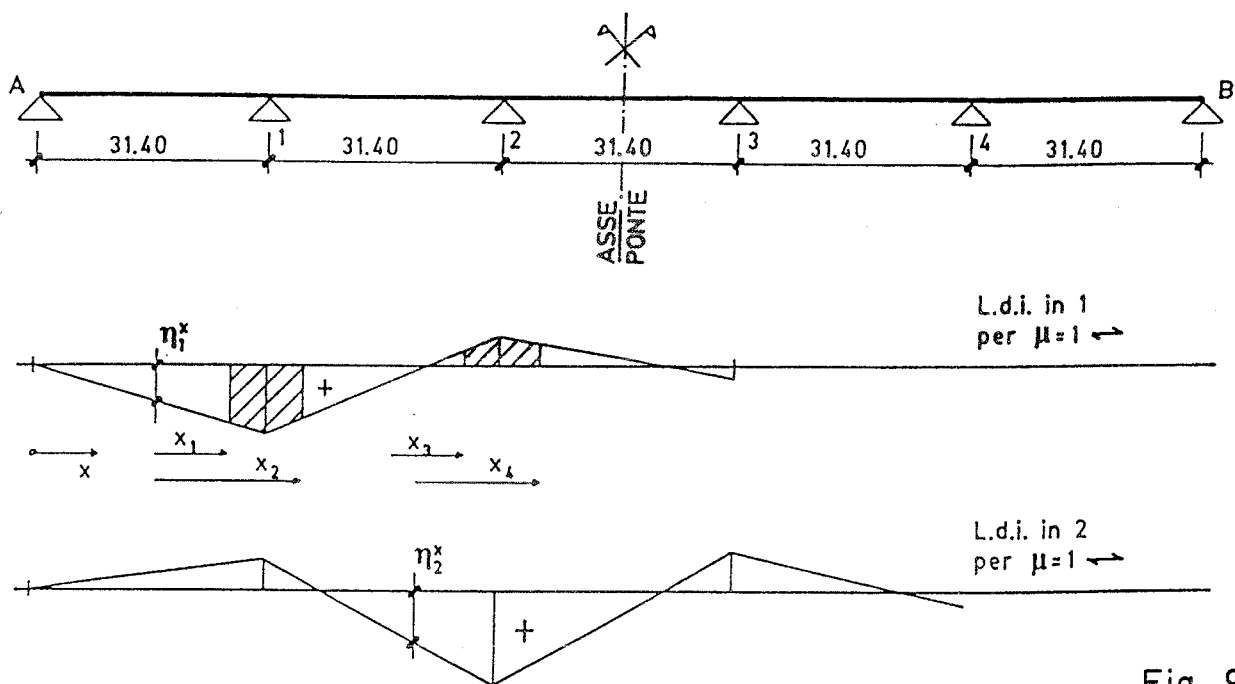


Fig. 9

Da tali linee di influenza si osserva che l'effetto di precompressione su un appoggio influenza, fondamentalmente, le due campate ad esso adiacenti e che l'effetto distorcente da precompressione e' applicato nelle zone ad ardinata massima. In contrapposizione gli effetti di precompressione su appoggi adiacenti si compensano.

Tenuto conto della estensione dell'effetto a partire dal secondo appoggio, gli effetti parassiti per ogni appoggio sono stati valutati tenendo conto unicamente dell'effetto diretto sull'appoggio in esame e di quello indiretto sull'appoggio adiacente. Ad esempio, supponendo che nei tratti interessati, i cavi abbiano andamento filante con eccentricita' costante e trascurando le perdite per attrito, sull'appoggio 1 per effetto della precompressione in continuita' sugli appoggi 1 e 2 si avra' un momento parassita pari a

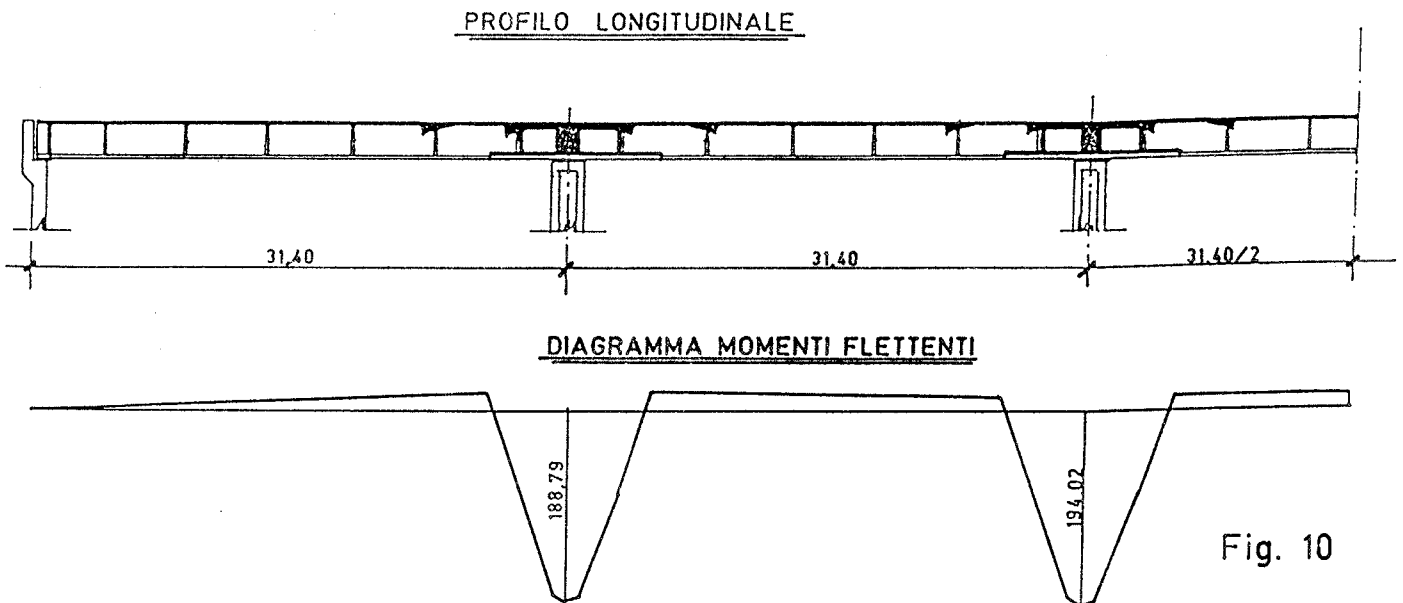
$$\bar{M}_1 = \int_{x_1}^{x_2} \frac{N \cdot e}{E \cdot I} \eta_1^*(x) dx + \int_{x_3}^{x_4} \frac{N \cdot e}{E \cdot I} \eta_1^*(x) dx$$

Con precompressione costante si avrebbe

$$\bar{M}_1 = \frac{N \cdot e}{E \cdot I} \left[\int_{x_1}^{x_2} \eta_1^*(x) dx + \int_{x_3}^{x_4} \eta_1^*(x) dx \right]$$

Il termine tra parentesi equivale alle aree di linea di influenza tratteggiate nella Fig. 9, chiaramente di segno opposto.

Il diagramma dei momenti parassiti e' riportato in Fig. 10.

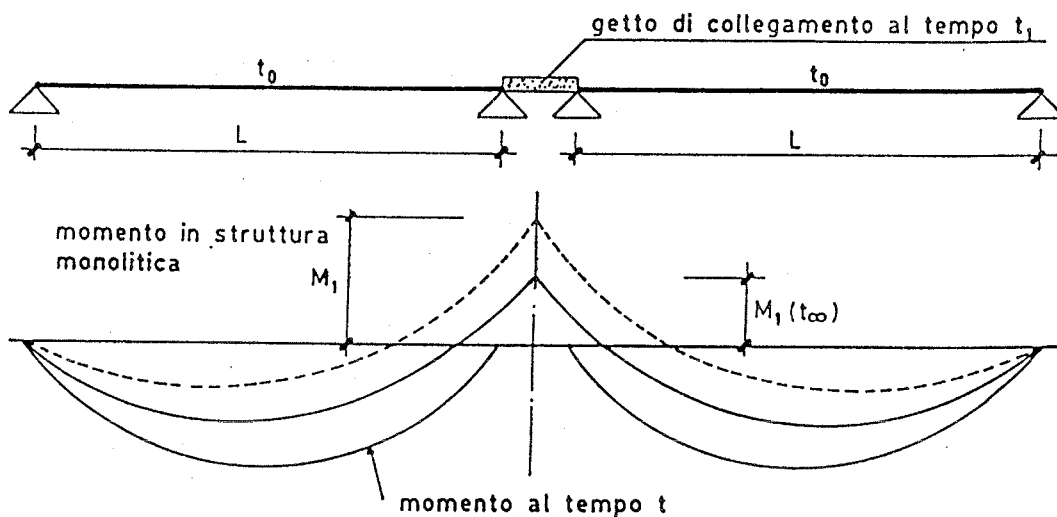


b) viscosita':

Lo schema di Fig. 11 illustra la successione base di realizzazione della continuita' su uno schema semplificato a due appoggi.

Ritenendo le travi contigue di eta' $t = t_0$ e supponendo di aver realizzato la continuita' al tempo t , il momento di continuita'

$\Delta M(t) \equiv M(t)$ vale:



$$\Delta M_1(t) = M_1(t) = - \frac{D_1}{f_{11}} \frac{\phi(t, t_0) - \phi(t_1, t_0)}{1 + \chi \phi(t, t_1)}$$

od anche, essendo $M = - \frac{D_1}{f_{11}}$ il corrispondente momento elastico in una trave continua, si puo' scrivere

$$M_1(t) = M_1 \frac{\phi(t, t_0) - \phi(t_1, t_0)}{1 + \chi \phi(t, t_1)}$$

essendo

$\phi(t, t_0) =$ 'creep coefficient' al tempo t per un carico applicato al tempo t_0 .

$\chi =$ 'aging coefficient'

$$f_{11} = \int \frac{M_{u,1}}{E_0 I_c} dx$$

$$D_1 = \int \frac{M_0 M_{u,1}}{E_0 I_c} dx$$

$E_0 =$ modulo di elasticita' al tempo t_0

Gli effetti viscosi non sono risultati sensibili anche perche' si e' tenuto conto dell'eta' delle travi base realizzate da circa trent'anni.

5. CONCLUSIONI

Gli interventi sul ponte sul Fiume Adda a Rivolta d'Adda rappresentano un ciclo completo di ristrutturazione e di recupero statico di un'opera.

Esso e' risultato possibile anche perche' l'Amministrazione ha impostato il problema secondo un procedimento che ha preso l'avvio da un preliminare esame diagnostico dell'opera, e da una diagnosi, per quanto possibile completa, la quale ha permesso di formulare alcune proposte tecniche ed economiche di intervento. Su tale base l'Amministrazione ha potuto sviluppare le scelte di merito.

Eseguite le scelte si e' provveduto a redigere un progetto esecutivo dettagliato di intervento con relativa documentazione di appalto.

La piena riuscita della ristrutturazione conferma che tali temi strutturali di intervento vanno eseguiti con una

pianificazione a monte delle varie fasi.

La ottica degli interventi straordinari, uno per uno, eseguiti sotto la spinta dell'emergenza, molto frequentemente conduce ad una frammentazione che, anche sotto l'aspetto statico-economico rischia di non avere successo.

Si ritiene utile infine fornire alcuni dati di consuntivo che potranno risultare di interesse per il lettore.

L'opera, dopo l'allargamento della sede geometrica presenta una superficie globale pari a

$$158,15 \times 11,40 = 1803 \text{ m}^2$$

L'importo netto dei lavori (I.V.A. esclusa) e' risultato di circa L. 600.000 al m².

Le percentuali di incidenza, che hanno concorso al precedente importo, per le varie categorie di lavoro sono risultate cosi' composte:

1) rinforzo fondazioni	22,58 %
2) sollevamento impalcato	4,98 %
3) appoggi	1,73 %
4) rinforzo ed allargamento impalcato	62,52 %
5) opere accessorie e di finitura	8,19 %
	<u>100,00 %</u>

L'incidenza delle spese tecniche sull'importo netto dei lavori e' risultato dell'8%.

I giorni effettivi di lavoro sono stati 245, pari ad un rendimento medio di circa 7,36 m²/giorno o dualmente 0,135 giorni/m².

Si fa notare che una eventuale decisione, non praticabile, di realizzazione di un nuovo ponte avrebbe comportato oneri indotti di deviazione di tracciati di accesso, di espropri, anche senza mettere in conto gli oneri per la demolizione del ponte esistente.

Percio' anche in tale quadro l'operazione di ristrutturazione e costi relativi ha presentato aspetti positivi.

Alla realizzazione della ristrutturazione hanno partecipato:

Committente: Amministrazione Provinciale di Cremona

Direzione Lavori: Dott.Ing. Verino Gatti - Ufficio Tecnico
dell'Amministrazione Provinciale di Cremona

Progetto, calcoli e Direzione tecnica:

Prof.Ing. F. Martinez y Cabrera

Dott.Ing. Giorgio Cianciullo

Collaudo: Dott.Ing. Giuseppe Moro - Amministrazione
Provinciale di Bergamo

Consulente geotecnico: Prof. Ing. Pietro Meardi

Indagini preliminari: A.I.C.E. - Milano

Realizzazione della ristrutturazione: Impresa NOTARI - Milano

Precompressione: V.S.L. Italia

6. BIBLIOGRAFIA

1. Kenneth N. Derucher: Bridge and Pier Protective system and devices, Ed. Marcel Dekker, New York.
2. Maintenance, repair and rehabilitation of Bridges, YABSE Symposium, Washington, 1982.
3. Manual for maintenance inspection of Bridges, A.A.S.H.10, 1982.
4. Ponts: conception et durabilite, Association Francaise des Ponts et Charpentes, 1978.
5. Symposium 'Gestion des Ponts', Association pour l'etude, l'essai et l'emploi des materiaux, Bruxelles, ott. 1979.

TECNICHE DI CONTROLLO NON DISTRUTTIVO PER LA VALUTAZIONE DELLA RESIDUA CAPACITA' PORTANTE DI UNA TORRE IN CALCESTRUZZO ARMATO, PER LA PRODUZIONE DI FERTILIZZANTI SOLIDI, IN PRESENZA DI AGENTI AGGRESSIVI.

Ingegnere Civile
Tiziano Lucca

Perito Elettronico
Silvano Galvan

Ingegnere Civile
Ezio Fedele Brini

C.M.E. s.n.c. (Controlli Manufatti Edili)
Padova - Ravenna.

SOMMARIO

Non sempre il controllo effettuato con una unica metodologia comporta un'esauriente definizione del dissesto in atto, anzi puo' portare, in taluni casi, a conclusioni lontane da quelle reali. L'uso di metodologie di controllo tra loro integrate permette di ridurre notevolmente tale problematica. Descriviamo in questa memoria una esperienza in merito.

SUMMARY

Not always the control effectuated with a unic methodology allows an exhaustive definition of the difficulty in act, but it can bring, in some case, to conclusions far from the real ones. The use of control methodologies integrated between them, allows the considerable reduction of the problem. We describe in this memory an experience about it.

1. PREMESSA.

1.1 Generalita'

Viene presentata in questa memoria l'esecuzione di una campagna di controllo dello stato di un'opera d'arte industriale effettuata mediante l'uso di varie metodologie di tipo non distruttivo.

Lo scopo e' di far conoscere come l'applicazione di una sola tecnica sia di tipo distruttivo che non, puo' portare a considerazioni conclusive che non rispecchiano lo stato dell'opera sottoposta ad indagine.

Tali incertezze vengono notevolmente ridotte dall'uso di piu' tecniche tra loro correlate e combinate.

E' da tener in considerazione che in fase di predisposizione di una adeguata progettazione di recupero strutturale di una qualsiasi opera d'arte, la scelta di metodologie di controllo di tipo non distruttivo e' per la maggior parte dei casi obbligatoria.

Questa esigenza nasce da una parte dalla necessita' di mantenere il piu' possibile l'opera integra e, dall'altra di ottenere la maggior quantita' di dati possibile, necessari ad una approfondita quantificazione dei costi dovuti per il ripristino.

1.2 Descrizione dell'opera

La struttura sottoposta a controllo e' una torre dove avviene l'ultima fase di un ciclo produttivo di fertilizzanti inorganici, cioe' la solidificazione di Nitrato Ammonico.

Prima di descrivere la struttura dell'opera e' utile menzionare quanto avviene all'interno del cilindro per comprendere l'azione delle soluzioni di prodotto esercitate sul calcestruzzo della struttura.

Il Nitrato Ammonico introdotto liquido dall'alto ad alta temperatura mediante spruzzatura cadendo sul piatto di raccolta alla base del cilindro si solidifica per raffreddamento, cedendo calore all'aria in salita.

Sulla sommita' della torre un gruppo di ventilatori mantiene la colonna d'aria in salita, questa viene aspirata attraverso alcune finestrate, alla base del piatto di raccolta del prodotto, ricavate nel cilindro.

La struttura e' costituita da un cilindro in c.a. con barre d'armatura lisce e poggiante su di una fondazione circolare su pali.

La costruzione e' stata eseguita con cassaforma circolare rampante con maturazione accelerata dei getti a vapore.

All'interno si trova all'altezza di 6,00 m da terra, un piatto intermedio pure in c.a. indipendente dalla struttura principale della torre il quale e' sostenuto da un anello inserito nella struttura del cilindro e da quattro pilastri.

Nella zona immediatamente sopra al piatto, perimetralmente al cilindro sono ricavate una serie di finestrate di presa d'aria.

Il deterioramento visivo delle superfici esterne della torre e di quello interno osservato durante le operazioni di manutenzione dei macchinari ha suggerito alle maestranze della manutenzione delle strutture edili dello stabilimento di effettuare una campagna d'indagine tendente ad accertare e valutare il fenomeno rilevato.

A sua volta si e' predisposta una serie di controlli tendenti ad indicare qualitativamente e quantitativamente, per le zone degradate, lo stato della struttura.

Il controllo dopo i primi sopralluoghi effettuati e' stato esteso solo alla porzione di cilindro che da terra arrivava alla zona delle finestrate, zona dove il calcestruzzo si presentava maggiormente degradato.

Riassumiamo a sommi capi le varie metodologie di controllo adottate per poi svilupparle in seguito porgendo particolare attenzione ai risultati ottenuti.

Si e' effettuata una prima indagine "Termografica" la quale ha indicato lo sviluppo dell'umidita'; una seconda ad estrazione di tasselli o "Poll Out" ha determinato i valori di resistenza corticale; la terza ultrasonica combinata "Ultrasuoni e Durezza Superficiale" ha fornito i valori di resistenza caratteristica media locale del calcestruzzo sull'intera sezione del cilindro; la quinta ed ultima, costituita da un'analisi chimica di una carota di calcestruzzo estratta dalla torre ha permesso di definire l'andamento della concentrazione di nitrati ammoniaci

all'interno della struttura.

Si puo' rappresentare il fenomeno di degradazione del calcestruzzo costituente la torre come la combinazione di piu' cause che nel tempo si sono tra loro sovrapposte, queste si possono riassumere nel seguente modo:

- incompleta solidificazione di parte del nitrato ammonico introdotto liquido dall'alto della torre, e la sua percolazione lungo la parte bassa della parete del cilindro.
- fenomeno di condensa dell'aria aspirata dalle finestre sopra il piatto di raccolta, che ha comportato la liquefazione di parte di prodotto che veniva in contatto con la condensa,
- lavaggi, con conseguente liquefazione di ulteriore prodotto, effettuati durante la manutenzione degli impianti interni.

Queste cause hanno portato, per le zone della struttura dove la percolazione era piu' continua, all'imbibimento da parte delle sospensioni di nitrati, ed inoltre a trovare, pure per gli stessi aggressivi chimici, delle vie preferenziali di caduta all'interno della struttura in prossimita' alle maglie d'armatura.

2. INDAGINE TERMOGRAFICA.

2.1 Strumentazione usata:

- Aga Thermovision mod. 720
Apparecchiatura a raggi infrarossi per la visualizzazione e misurazione delle temperature superficiali, composta da:
 - telecamera a prisma ruotante ed elemento sensibile alla radiazione infrarossa nel campo di lunghezza d'onda da 2 μ a 5,5 μ , raffreddata con azoto liquido (-196 °C), angolo di ripresa 12'x12', campo di temperatura da -20 °C a +200 °C, risoluzione di temperatura pari a 1 °C, misurazione in tempo reale (25 Hz);
 - monitor con n. 9 campi di temperatura, schermo da 6x8x8 cm, visualizzazione delle isoterme, inversione della tonalita' grigia, stretching band;
 - apparecchiatura polaroid da laboratorio con adapter;
 - set di batterie Ni-Cd pak.
- Termometro Wessel WK1 digitale con sonde a termocoppia Ni-CrNi a contatto ed immersione, linearizzato. Campo di misura da - 65 °C a + 1200 °C, risoluzione di 0,1 °C.
- Termometro al mercurio di precisione, risoluzione 0,2 °C.
- Anemometro con campo di velocita' da 0,1 m/s a 30 m/s, precisione 0,05 m/s.

2.2 Metodologia operativa

Si e' controllato mediante l'apparecchiatura termografica tutto lo sviluppo del cilindro, le varie zone significative sono state prima fotografate e poi registrati i termogrammi visualizzati.

Per definire il livello isotermico si sono registrate le temperature dell'aria, quelle di riferimento nelle zone dove il

calcestruzzo presentava caratteristiche integre e valutati i valori di emissività del materiale di riferimento e di quello osservato.

2.3 Risultati

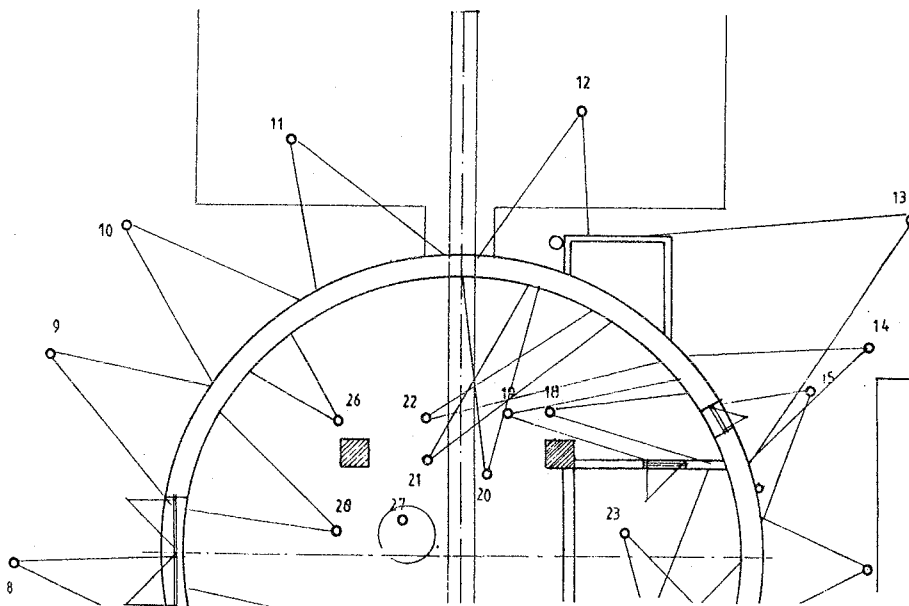
A conclusione di questa indagine si è osservato che vaste zone della parte bassa della struttura, zona a cui si è limitato l'intervento di controllo, presentavano notevoli variazioni nell'emissività radiante.

Si era in presenza di una uniformità di temperatura sia nella zona interna che in quella esterna e quindi un unico gradiente di temperatura attraverso la struttura.

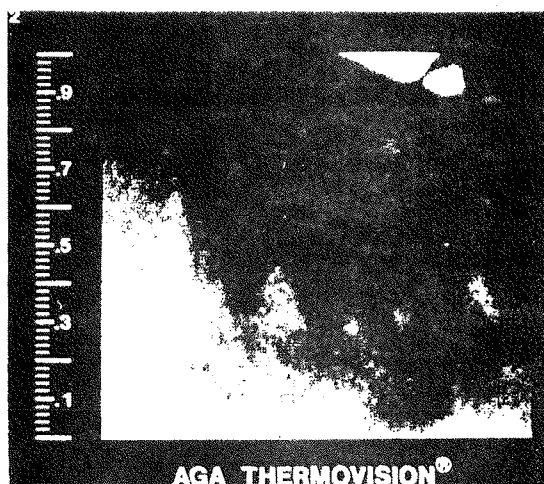
La valutazione del coefficiente di emissività, di base inferiore all'unità, tendeva da avvicinarsi al valore unitario, a causa di una forte umidità del calcestruzzo.

Il fenomeno era localizzato, con estensione variabile verso la base del cilindro, principalmente nella fascia di torre in corrispondenza al piatto interno di raccolta del prodotto.

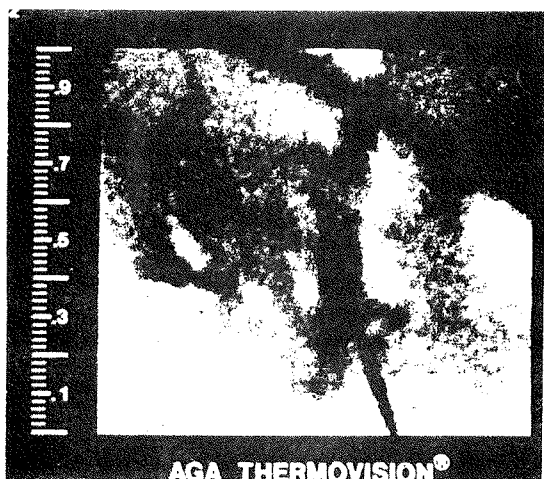
Evidentemente tale zona era quella che con il tempo è stata la più impregnata da parte delle soluzioni liquide; infatti esternamente queste, uscendo dalle finestrate percolavano lungo il cilindro imbibendo la superficie esterna; mentre internamente percolando si raccoglievano nell'incavo dell'anello della torre che sosteneva il piatto di raccolta, e da questo penetravano all'interno della struttura.



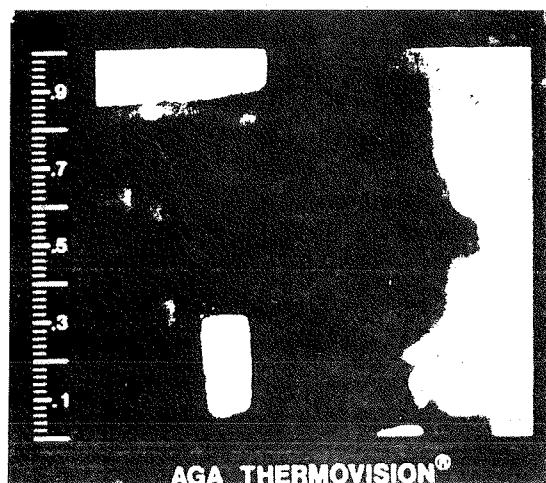
Schema di alcuni dei punti di vista analizzati.



Zona in prossimità all'anello (corrispondentemente all'interno e' posizionato il piatto di raccolta del prodotto), l'immagine termografica dimostra l'inomogeneità dell'emissività della parete a causa di variazioni dell'umidità interna della struttura. Le massime concentrazioni sono localizzate in corrispondenza a zone, che anche visivamente appaiono, maggiormente degradate.



Il termogramma e' stato ripreso nella stessa posizione di quello precedente ma piu' avvicinato, si nota come e' ancora piu' marcata l'inomogeneità dell'emissività della parete. Visivamente si osservano distacchi di placche di calcestruzzo e di ricoprimento per rigonfiamento.



Termogramma della parte bassa della torre, ripreso da grande distanza. In basso sulla sinistra la zona chiara con contorno regolare corrisponde ad una porta di accesso alla parte interna della torre, appena sopra si distinguono delle macchie biancastre dovute a variazioni di emissività (zone della parte a varia umidità interna). Sopra a sinistra e a destra le macchie bianche piu' o meno regolari sono dovute a tubazioni.

Alcuni termogrammi fra i piu' significativi.

3. PULL-OUT.

3.1 Strumentazione usata

- Testing concrete pull-out
Apparecchiatura per la estrazione di tasselli Fischer mod. Zykon M10 T.C.P., composta da:
 - trapano con testa snodabile,
 - percussore per l'espansione del tassello
 - tassello Fischer Zykon M10 T.C.P.,
 - pompa idraulica Enerpac,
 - martinetto estrattore con manometro incorporato.

3.2 Metodologia operativa

La metodologia e' stata applicata secondo le seguenti fasi operative:

- Posizionamento del tassello:
Mediante un trapano fornito di testa snodata si e' effettuato un foro ed una scampanatura del fondo di questo. Inserito il tassello, mediante un percussore appoggiato sullo stesso, si e' eseguita l'espansione della sua parte terminale.
- Estrazione:
Avvitata sul tassello la barra filettata di contrasto si e' inserito su questa il martinetto estrattore, dopo il collegamento di quest'ultimo alla pompa idraulica, e' iniziata la fase di estrazione del tassello.
- Valutazione della Rmc dalle curve di taratura:
Mediante l'ausilio di abachi di correlazione fra pressione impressa al martinetto estrattore, letta sul manometro, e resistenza meccanica di riferimento si e' valutata la resistenza meccanica del calcestruzzo.

3.3 Risultati

Dai risultati ottenuti si puo' valutare che la resistenza meccanica del calcestruzzo interno della torre e' pressoché costante con valori di resistenza meccanica pari a 430-455 Kg/cm²; i valori piu' bassi appartengono alla zona piu' alta ed alla trave ad anello.

Analoghi valori si sono riscontrati in una ulteriore prova eseguita su di un pilastro dove i calcestruzzi erano integri. Esternamente tali valori cambiavano notevolmente in funzione dell'avvicinarsi alla parte alta (prossimita' dell'anello di presa d'aria); si passa da valori praticamente nulli a 155 Kg/cm², mentre, nelle zone piu' basse si sono ottenuti valori decisamente piu' alti 340-465 Kg/cm², paragonabili a quelli interni, i valori minori corrispondono alle zone che visivamente si presentavano in condizioni peggiori.

4. ULTRASONICA COMBINATA. (Ultrasuoni + Durezza superficiale)

4.1 Strumentazione usata:

- Apparecchiatura ad ultrasuoni mod. CME US.02/84
- Apparecchiatura ad ultrasuoni conforme alle raccomandazioni Europee del R.I.L.E.M. (Reunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Materiaux et les Constructions - Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics); composta da:
 - generatore di impulsi ultrasonici ad alta tensione (1000 Volt) per il pilotaggio della sonda trasmittente le onde di propagazione microsismiche. La frequenza di ripetizione dell'impulso d'eccitazione e' variabile fra 10 Hz e 150 Hz;
 - sezione amplificatrice in tre stadi con banda passante variabile fra 5 Hz e 200 Hz. Guadagno totale di 120 dB, sensibilita' di 10 volt p.p., sezione filtri asserviti;
 - misura automatica e manuale del tempo di propagazione dell'onda longitudinale di pressione, effettuata fra istante di trigger (emissione dell'onda microsismica) e lo stop conteggio (istante di ricezione del primo fronte d'onda sonica); visualizzazione del tempo di propagazione con risoluzione di 0,1 μ s, su display digitale a cinque cifre;
 - possibilita' di impostare l'idoneo livello di soglia sul segnale di input per lo stop conteggio;
 - soppressore ed inibitore di segnali spuri;
 - visualizzazione in tempo reale su oscilloscopio del segnale ricevuto alla sonda ricevente, del punto di trigger e dello stop del conteggio del tempo;
 - trasduttori di vibrazione, trasmittente e ricevente accordati, con frequenza d'oscillazione di 40 KHz;
 - barre di taratura per il controllo dei fondi scala del tempo di transizione degli impulsi ultrasonici;
- Sclerometro Schmidt mod. N.
- Incudine di taratura per sclerometro.

4.2 Metodologia operativa

Il cilindro di base e' stato suddiviso in cinque zone d'intervento ed in ogni zona si sono prese in esame le aree piu' significative.

Su queste si sono effettuate alcune serie di misure del tempo di transizione degli ultrasuoni, sia per trasparenza che omeosuperficiali.

Successivamente, in corrispondenza ai precedenti punti di misura, si e' eseguita una serie di battute sclerometriche per la valutazione dell'indice di rimbalzo del martello "Schmidt tipo N" (omettiamo le relative tabelle di dati).

Nelle tabelle si e' valutato il valore del modulo di elasticita' dinamico e statico mediante la misura sperimentale della velocita' dell'impulso ultrasonico.

La legge che lega la velocita' di propagazione di un impulso ultrasonico nel calcestruzzo ed il modulo di elasticita' dinamico E_d e':

$$E_d = V^2 * \rho / g * (1 + \nu_d) * [1 - (2 * \nu_d)] / (1 - \nu_d)$$

dove: V = velocita' di propagazione dell'impulso ultrasonico ricavata sperimentalmente.

γ = peso specifico apparente.

g = accelerazione di gravita' ($9,81 \text{ m/s}^2$).

ν_d = costante di Poisson dinamica.

Si e' assunto, per il peso specifico apparente il valore di 2400 Kg/cm^3 .

Il campo di variabilita' della costante di Poisson per calcestruzzi con caratteristiche meccaniche variabili fra 200 Kg/cm^2 e 400 Kg/cm^2 e' pari a:

$$0,23 < \nu_d < 0,25$$

Si e' quindi assunto il valore pari a $\nu_d = 0,25$

La relazione che lega il modulo di elasticita' dinamica a quello statico vale:

$$E_{st} = \alpha * E_d$$

Si e' assunto il valore della costante pari a $\alpha = 0,82$.

Per la determinazione della resistenza meccanica mediante la metodologia combinata bisogna apportare una correzione al valore di resistenza valutato mediante la determinazione della velocita' di transizione degli ultrasuoni e dell'indice di rimbalzo sclerometrico.

Tale correzione dipende dal tipo di calcestruzzo che si sta analizzando in funzione del tipo di cemento (C_c), del dosaggio, del tipo di inerte (C_d), della frazione di inerte fine presente in percentuale (C_i), del diametro max dell'inerte (C_o) e dell'uso di eventuali additivi (C_a).

Non potendo conoscere la composizione dei calcestruzzi si sono formulate due ipotesi per il calcolo di tale fattore correttivo da introdurre nella formula:

$$R_s = R_{sper} * C_t$$

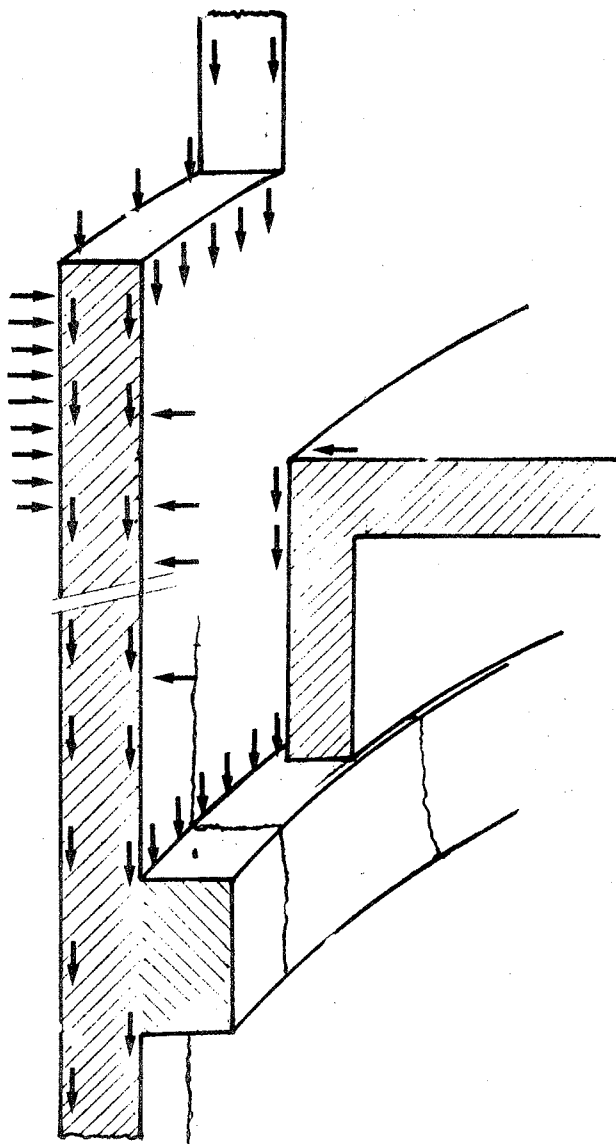
dove:

$$C_t = C_c * C_d * C_i * C_g * C_o * C_a$$

4.3 Risultati ottenuti

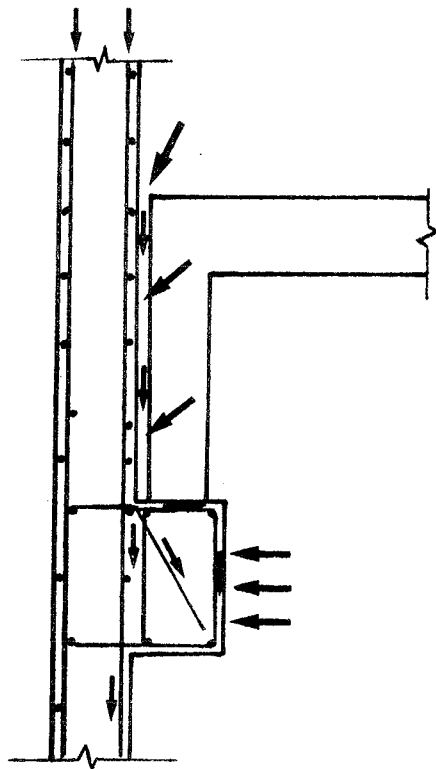
L'indagine ultrasonica combinata ha permesso di evidenziare che il cilindro della torre, sia sulla faccia interna che su quella esterna, per profondita' variabili fra i 3 e i 4 cm, presenta uno strato superficiale di calcestruzzo molto compatto e omogeneo; con caratteristiche meccaniche piuttosto elevate (magg. di 450 Kg/cm^2 , con valori di velocita' del fronte d'onda sonico variabili fra i 4200 m/s e 4500 m/s).

Tali caratteristiche corticali comportano una ottima impermeabilita' del calcestruzzo e cio' ha preservato nel tempo, dalle aggressioni provenienti dall'attacco chimico esterno, gli strati interni di calcestruzzo che presentano caratteristiche meccaniche nettamente inferiori (300 Kg/cm^2 , con valori di velocita' del fronte d'onda variabili fra i 2000 m/s e 3000 m/s). Inoltre la metodologia ultrasonica ha premesso di definire che il fenomeno di imbibimento del calcestruzzo, presente lungo tutto lo sviluppo cilindrico dell'anello alla quota rilevata (piatto di raccolta prodotto) e' dovuto, oltre allo sviluppo di maggior condensa (zona di presa d'aria), a fenomeni di infiltrazione di soluzioni liquide fra le strutture della torre e quelle del piatto di raccolta.



Le infiltrazioni di soluzioni di nitrati ammoniaci (formati per liquefazione del prodotto a causa di fenomeni di condensa o perché questo non completamente solidificato), avvengono esternamente per imbibizione del calcestruzzo (soluzioni che percolano lungo la parete). Internamente queste, raccogliendosi tra la soletta del piatto di raccolta, la parete cilindrica e la trave ad anello, entrano nella struttura sia attraverso le fessure che per imbibimento. Il fenomeno viene favorito dal notevole gradiente termico dovuto alla elevata differenza di temperatura delle due pareti, interna ed esterna.

Andamento delle infiltrazioni delle soluzioni di composti chimici all'interno della struttura della torre.



5. Prove chimiche

A conclusione della campagna d'indagine a seguito dei risultati ottenuti si sono effettuate delle prove chimiche su di una carota di calcetruzzo ricavata per carotaggio sul lato Est della torre.

Le prove si sono eseguite per determinare, su sezioni di cinque centimetri di carota, la concentrazione dei nitrati di ammonio. I risultati ottenuti dimostrano che le concentrazioni di Nitrati Ammoniaci presenti nelle varie sezioni di carota hanno la massima concentrazione ai due lati della parete, in prossimità alla gabbia d'armatura (ferri che non sono ad aderenza migliorata).

L'andamento delle concentrazioni, considerando una sezione della parete, va da un massimo all'esterno ad un minimo nelle zone interne per poi aumentare ma a livelli in po' minori sulla parete interna del cilindro.



ISTITUTO CHIMICO
FACOLTÀ DI INGEGNERIA - UNIVERSITÀ
BOLOGNA
Viale Risorgimento, 2 - Tel. 59.30.59 - 59.22.12



BOLOGNA 29.2.1985

OGGETTO: Determinazione del contenuto in nitrati ed in ammonio nelle diverse sezioni della carota in calcetruzzo consegnato.

I campioni di carota vengono contraddistinti dalla loro distanza dalla estremità esterna della carota in calcetruzzo.

RISULTATI

	NH_4^+ mg/100 g	NO_3^- mg/100 g
Campione 1 (0 + 5 cm)	15,1	1520,0
Campione 2 (13 + 18 cm)	5,7	100,9
Campione 3 (26 + 31 cm)	6,6	49,6
Campione 4 (39 + 44 cm)	8,1	94,5
Campione 5 (52 + 57 cm)	125,0	2013,0

L'ANALISTA

(Prof. Vasco Passalacqua)

IL DIRETTORE

(Prof. Paolo Chiorboli)



Referto dei risultati dell'analisi chimica di laboratorio

6. Considerazioni generali

Preliminarmente l'analisi termografica, estesa sull'intero sviluppo cilindrico della parte bassa della torre (da quota delle prese d'aria e quindi dal piatto di raccolta del prodotto a 6,00 m da terra), ha messo in luce che il calcestruzzo interno alla struttura e' interessato da un consistente valore del tasso d'umidita'.

Tale umidita' e' sviluppata lungo tutto il perimetro con andamento a caduta verso il basso con entita' variabile a zone. Successivamente una campionatura, distribuita sulla superficie interna ed esterna, di prove di resistenza del calcestruzzo ad estrazione ha messo in luce che, in generale per le zone corticali (influenza della prova ad estrazione), il calcestruzzo ha, nonostante l'aggressione chimica, elevate caratteristiche meccaniche, analoghe a quelle riscontrate in zone della struttura che non hanno subito aggressione chimica (prova eseguita su di un pilastro interno).

Naturalmente i valori piu' bassi sono stati trovati in corrispondenza alle zone dove il calcestruzzo anche visivamente era notevolmente degradato.

Da un primo esame di questi risultati non si era messa in luce, tranne che per le zone visibilmente degradate, alcuna anomalia significativa, quindi, si poteva presumere di estendere anche agli strati piu' profondi gli stessi valori di resistenza rilevati, tuttavia non vi era corrispondenza tra queste considerazioni e quelle derivanti dall'indagine termografica.

Infatti, quest'ultima, evidenziava la presenza di umidita' interna alla struttura, considerando la presenza di soluzioni di nitrati ammoniaci era plausibile prevedere che l'umidita' presente fosse costituita da tali soluzioni, con conseguente aggressione chimica sia per i calcestruzzi che per le armature. Il successivo esame effettuato mediante la metodologia ultrasonica, la cui peculiarita' e' l'indagine estesa a tutto lo spessore (della torre, della trave ad anello), ha permesso di appurare che le elevate caratteristiche meccaniche sono imputabili solo alle zone piu' esterne del cilindro; mentre, il calcestruzzo nelle zone piu' profonde della sezione ha caratteristiche piu' modeste.

Inoltre, tale indagine, ha messo in luce che sotto uno strato corticale di spessore variabile (contenuto entro i tre-quattro centimetri), si trova una zona di piccolo spessore, con calcestruzzo di elevata porosita', dove e' concentrata l'umidita' rilevata.

Tale zona e' localizzata in corrispondenza dell'interfaccia fra armatura e calcestruzzo.

Per poter dare una spiegazione plausibile della causa che ha generato tale modo di propagazione delle soluzioni bisogna considerare quello che avviene in prossimita' delle finestre di presa d'aria. In tali zone, a causa della condensazione dell'umidita' dell'aria che vi transita si e' quasi costantemente in presenza d'acqua e in tale veicolo viene disciolto il Nitrato Ammonico che cade dall'alto.

La continua presenza di tali soluzioni ha comportato il lento

degradare del calcestruzzo superficiale, non protetto dall'attacco chimico, e quindi il propagarsi in profondita' dove ha incontrato strati piu' porosi.

Infatti l'estendersi del fenomeno e' talmente sviluppato che sotto alle zone di presa d'aria, non vi e' piu' distinzione fra zone piu' o meno umide, a seconda che sopra vi siano o meno aperture, ma e' presente una sola zona umida interessante tutta la sezione cilindrica, piu' o meno estesa verso il basso a seconda delle vie preferenziali di infiltrazione.

Inoltre, essendo presente un ricoprimento, della superficie esterna del cilindro, di tipo epossidico viene impedita l'evacuazione verso l'esterno (direzione preferenziale del flusso termico), quindi, l'estendersi dell'umidita' verso il basso per gravita'.

Ultima ricerca e' stata eseguita per valutare la presenza dei Nitrati ed Ammoni presenti nella sezione corrispondente al cilindro ed alla trave ad anello.

Le considerazioni sui risultati ottenuti dalla complessiva campagna d'indagine eseguita ha permesso alle maestranze preposte alla manutenzione edile dello stabilimento di predisporre un adeguato programma di ripristino strutturale, sia delle zone di calcestruzzo ormai completamente deteriorate proteggendo il calcestruzzo sottostante con caratteristiche meccaniche ancora accettabili, che ad impedire l'ulteriore aggressione chimica svolta dai prodotti chimici presenti.

UN INTERVENTO DI SOTTOFONDAZIONE CON LA TECNICA DEL
 "JET GROUTING" - OSSERVAZIONI IN MERITO ALLA
 RESISTENZA A TAGLIO DELLE COLONNE DI
 TERRENO CONSOLIDATO^x

GIANFRANCO MARCHI* - MAURIZIO MERLI°

*Assistente di ruolo

Cattedra di Costruzioni di Strade, Ferrovie ed Aeroporti
 Università di Bologna

°Professore associato di Costruzione di Ponti

Istituto di Tecnica delle costruzioni
 Università di Bologna

SOMMARIO

Si riportano i risultati di un'indagine sperimentale sulla resistenza a taglio di campioni di terreno consolidato con la tecnica del "jet grouting". I dati, relativi a un terreno di matrice sabbiosa con intercalazioni limose, vengono elaborati per individuare i parametri della curva intrinseca del materiale. Si sviluppano alcune considerazioni sulle applicazioni progettuali e si individuano prospettive di ulteriori indagini.

SUMMARY

We refer the results of an experimental research about the shear strength of samples of soil columns consolidated with the "jet grouting" system. Data, concerning a soil composed of loose deposits of fine silty sands, are organized in order to identify the parameters of the failure-envelope. Moreover, we work out some observations about design procedures and point out possible developments for further researches.

1. PREMESSA

Nell'ambito dei lavori di ristrutturazione del Magazzino del sale di Cervia (Ravenna), in relazione alla necessità di consolidare le esistenti fondazioni delle strutture murarie (1), si è ritenuto opportuno ricorrere alla tecnica del "jet-grouting".

In particolare si presentava il problema di presidiare efficacemente alcuni pilastri in muratura a sostegno delle volte ricavate nelle pareti trasversa

(x) Gli AA. hanno contribuito in ugual misura alla redazione della nota.

(1) Il consolidamento strutturale è stato progettato dagli scriventi. Il progetto generale di ristrutturazione è stato presentato dal Prof. Arch. G. De Carlo.

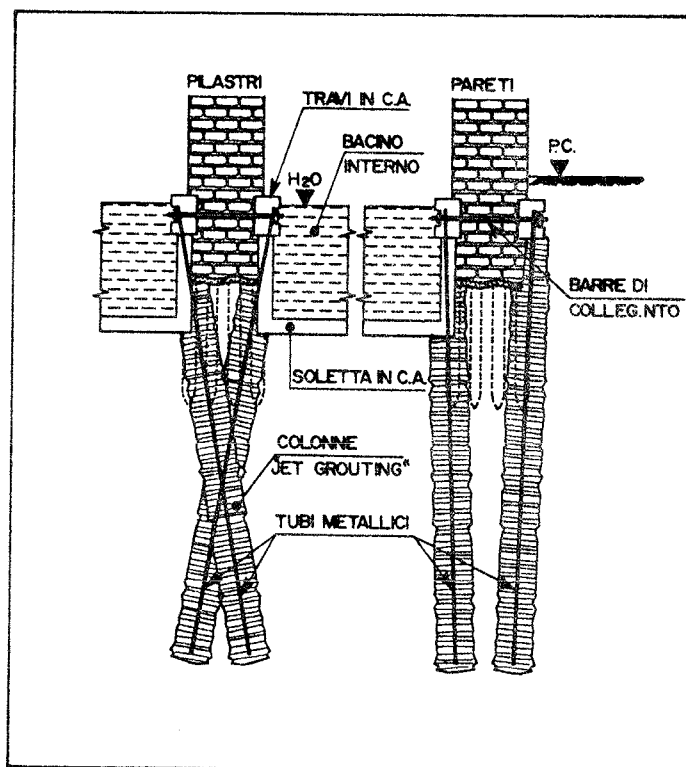


Fig. 1 - Dispositivo di sottofondazione.

li durante l'esecuzione di una vasca interrata ad essi adiacente e comunque di esercitare un'azione di sostentamento delle pareti di scavo della suddetta vasca. Tutto ciò aggravato dalla circostanza che l'adeguamento strutturale doveva soddisfare le esigenze connesse alla prevista sismicità del sito; un'illustrazione schematica del dispositivo adottato è indicata in fig. 1. La scelta del tipo di intervento è stata suggerita essenzialmente dalle caratteristiche del terreno relativamente omogeneo e costituito, per lo strato superficiale di profondità pari a 12,0 m, da sabbia fine con sottili intercalazioni limose; un'indicazione delle principali caratteristiche geotecniche è deducibile dalla fig. 2.

Si deve comunque notare che ai fini dello sviluppo del presente studio è stata effettuata una specifica campagna geognostica (2). I primi risultati ottenuti dall'indagine sperimentale condotta sui campioni di colonne di terreno consolidato, documentati nella nota (IX), hanno avuto come scopo quello di caratterizzare il materiale dal punto di vista della resistenza a compressione non confinata e della deformabilità, ovviamente cercando di correlare tali caratteristiche a quelle del terreno trattato. Successivamente, e questo è l'oggetto della presente nota, si è cercato di caratterizzare i consolidamenti colonnari dal punto di vista della resistenza a sollecitazioni taglianti sottoponendo a prova di taglio diretto svariati campioni; indagini dello stesso tipo, seppure rivolte a terreni di diversa natura (con matrice prevalentemente argillosa) oppure a tecniche di consolidazione diverse (stabilizzazione del terreno con calce), sono già state sviluppate da altri Autori e si trovano citate in bibliografia (I, II). L'indagine è stata sviluppata essenzialmente in vista di alcune applicazio-

(2) Tale indagine è consistita in alcuni sondaggi con prelievo di campioni sottoposti a prove di laboratorio e in 8 prove penetrometriche eseguite a ridottissima distanza ($\approx 0,50$ m) dalle colonne di "jet grouting" da cui sono stati prelevati i campioni provati.

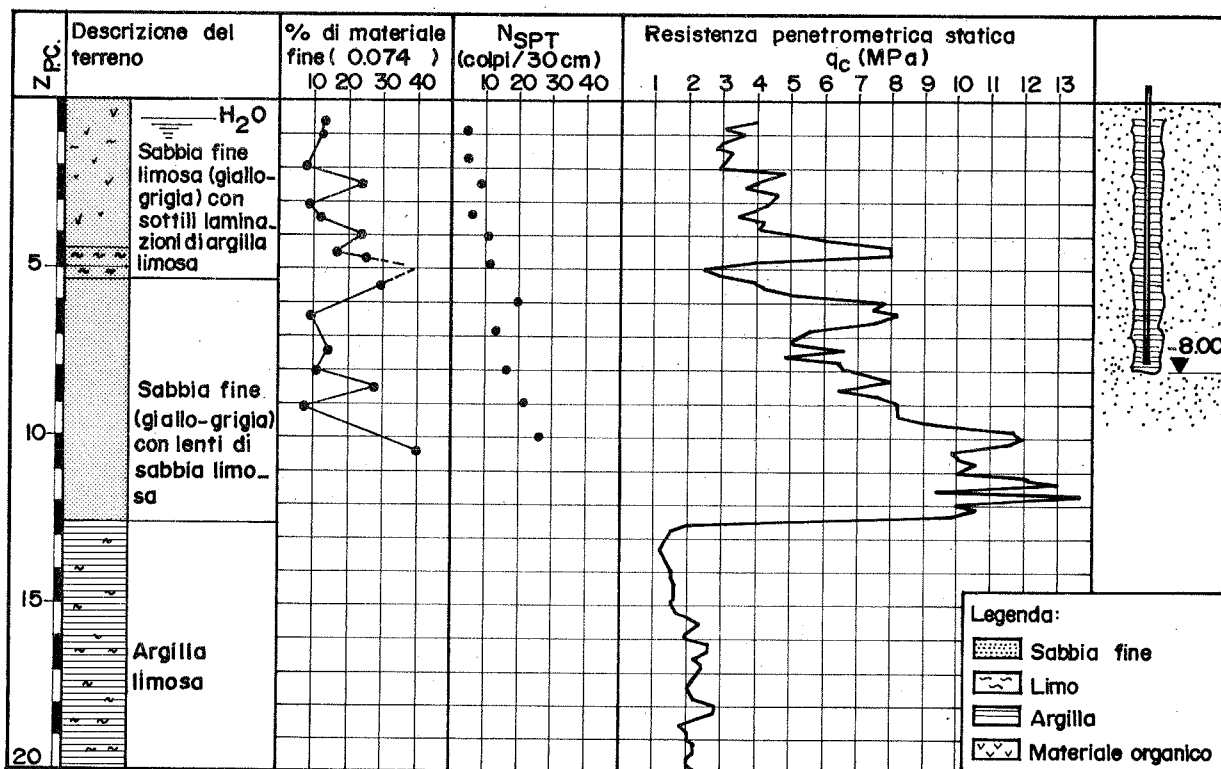


Fig. 2 - Profilo geotecnico del terreno.

ni di carattere progettuale in settori al confine, o meglio, patrimonio comune della tecnica delle costruzioni e della geotecnica, in cui possono essere notevoli le incertezze sui valori dei parametri da adottare per le verifiche di resistenza e di stabilità.

A titolo di esempio (fig. 3) si possono citare i problemi di stabilità generale dei versanti e di stabilità locale delle fondazioni, in cui i trattamenti colonnari, oltre ad assicurare, se del caso, la capacità portante agli effetti dei carichi verticali, intervengono con la propria rigidezza tagliante ove non siano sufficienti le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni; ancora si possono ricordare i problemi di resistenza alle azioni orizzontali quali si manifestano, come nel Magazzino del sale di Cervia, quando si debbano sostenere le pareti di uno scavo non troppo profondo (quindi con scarsa mobilitazione della resistenza flessionale ed invece impegno severo della resistenza tagliante), oppure si debbano contrastare azioni violente a livello delle superfici del terreno (dispositivi di contrasto di martinetti per realizzare sottopassi con la tecnica dello spingitubo) e in generale nel caso di fabbricati in zona sismica.

Al riguardo si deve notare che la soluzione con trattamenti colonnari, in presenza di azioni orizzontali da trasmettere al terreno, si rivela in certi casi preferibile rispetto ad altri tipi di intervento (ad esempio micropali con armatura) poiché, date le dimensioni, le colonne di terreno consolidato sono in grado di diffondere le pressioni su di un'ampia superficie

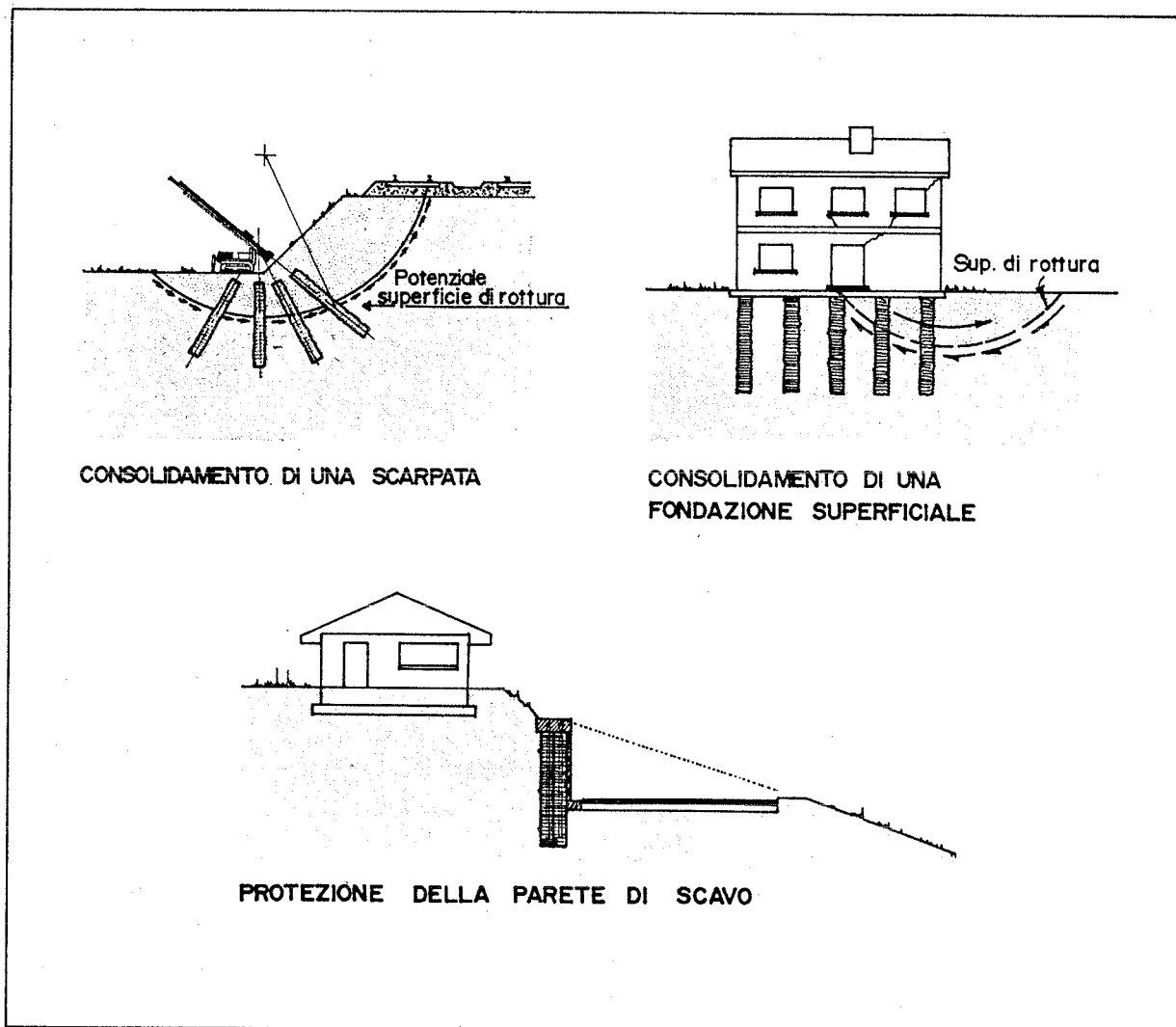


Fig. 3 - Esempi di applicazione della tecnica del "jet grouting".

di contatto e attenuare quindi lo stato di tensione per il materiale terreno, in genere di relativamente modeste caratteristiche meccaniche.

2. DETTAGLI TECNICI DELL'INTERVENTO

Il metodo di consolidazione, oggigiorno assai diffuso in campo tecnico, consiste nel mescolare malta di cemento col terreno; il mescolamento è ottenuto mediante iniezioni ad alta pressione attraverso ugelli di pochi millimetri di diametro.

Nel caso in esame (3) il rapporto in peso acqua/cemento della malta iniet-

(3) L'intervento è stato eseguito dall'Impresa Trevi di Cesena.

tata è stato di 1:1, con una portata di 1,5 l/sec, sotto una pressione di 40 MPa.

Il dispositivo di iniezione è stato progressivamente sollevato ad una velocità di 400 mm/sec, con contemporanea rotazione ad una velocità angolare di 15÷20 giri/min.

Il volume della miscela iniettata è stato di $0,225 \text{ m}^3$ per metro di colonna e, tenendo conto del diametro nominale delle stesse colonne (0,60 m), tale quantità corrisponde circa a 800 l per m^3 di terreno trattato; pertanto la quantità di cemento teoricamente usata per m^3 di terreno è stata circa di 6,0 KN.

Può essere il caso di accennare alla circostanza che nel caso di Cervia, per migliorare il comportamento delle colonne, il progetto prevedeva l'inserimento di un'armatura metallica costituita da tubi del diametro di 2 pollici e spessore 6 mm.

Dopo il completamento del trattamento, sono stati effettuati 4 sondaggi con prelevamento di campioni all'interno di altrettante colonne fino alla profondità di 8,00 m, con l'impiego di un carotiere a rotazione. I campioni erano continui per l'intera lunghezza del carotiere (circa 1,50 m) e nel loro sviluppo non è stato rinvenuto alcuno strato di terreno non trattato. La superficie di separazione della colonna dal terreno è netta e non si è riscontrata la presenza di un volume di transizione con un grado di cementazione variabile della sabbia.

3. PROVE DI LABORATORIO

Il problema della determinazione della resistenza al taglio delle colonne di terreno consolidato, ricondotto ai suoi termini più generali, richiede l'individuazione di un criterio di rottura per il particolare materiale costituente le colonne stesse.

Con riferimento ad indicazioni ormai consolidate nella letteratura tecnica, si veda ad esempio (VIII), si può ritenere che nel campo dei conglomerati, cioè miscele omogenee di inerti, legante ed acqua, possa essere adottato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, basato sulla definizione della curva intrinseca.

Nel caso in esame il materiale è di non semplice caratterizzazione sia per quanto riguarda la matrice di base (il terreno in effetti può essere considerato omogeneo solo da un punto di vista grossolanamente macroscopico) sia per quanto riguarda la metodologia di formazione (dove intervengono sensibilmente fattori tecnologici non sempre facilmente individuabili e quantificabili).

Agli scopi della presente indagine, inevitabilmente approssimata anche in relazione al limitato numero di campioni disponibili, è apparso non inutile sottoporre tali campioni ad una prova di taglio diretto, in presenza di sforzo normale variabile; in questo modo si sono individuati, oltre alle curve: sforzo tagliante-scorrimento, un insieme di punti di coordinate τ - σ (ottenute dividendo gli sforzi applicati a collasso per le sezioni nominali) in

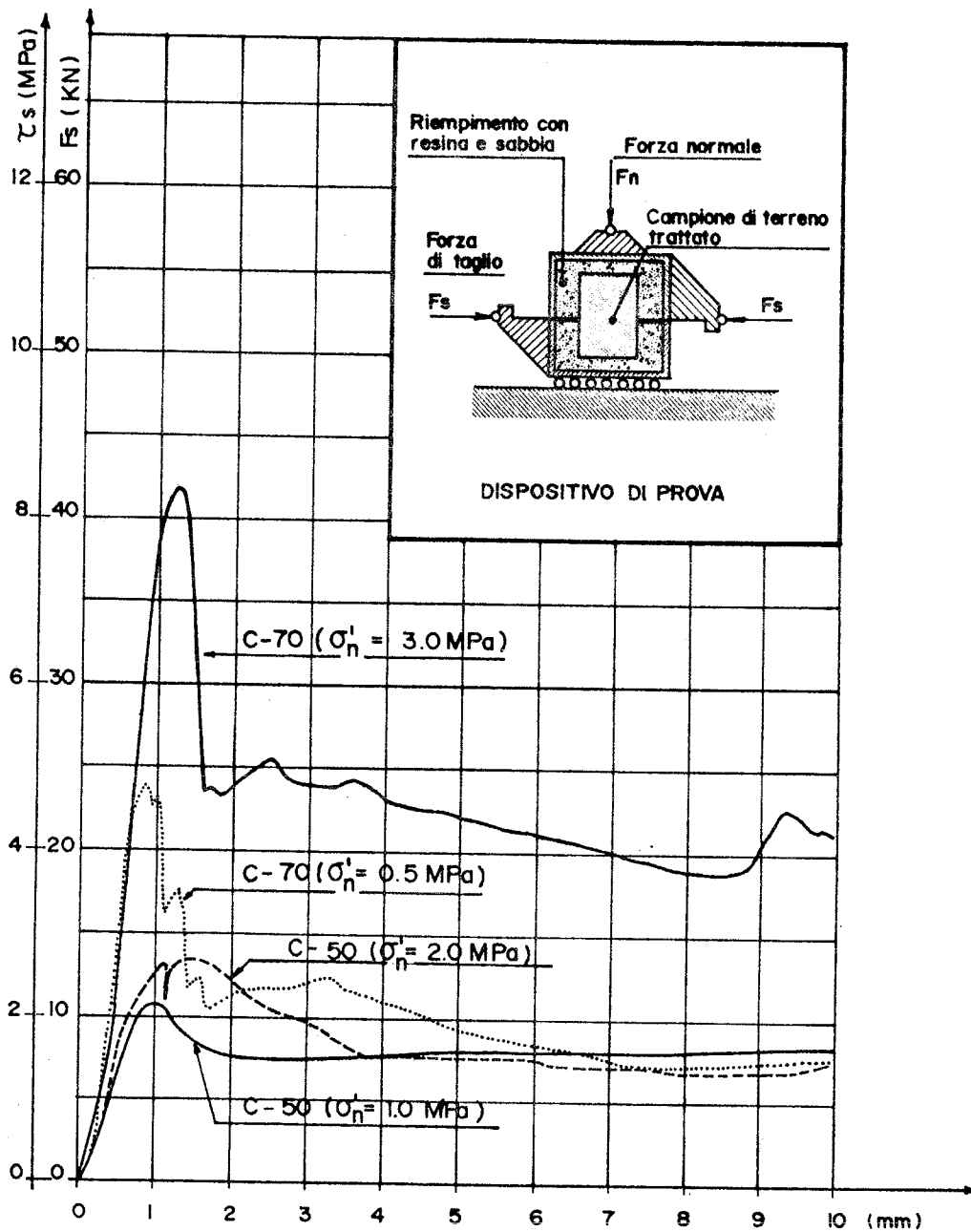


Fig. 4 - Prova di taglio diretto. Curve sforzo tagliante-scorrimento.

grado di fornire elementi utili all'individuazione di alcune caratteristiche della curva intrinseca.

L'impiego della prova di taglio diretto è parsa opportuna perché le ridottissime dimensioni degli inerti, costituiti in sostanza dalla sabbia dello strato superficiale, permettono di ritenere rappresentativi anche campioni di dimensioni relativamente limitate, quali sono quelli utilizzati per la presente indagine (cilindri di conglomerato di altezza pari a 150 mm e dia

metro uguale a metà dell'altezza).

Le prove sono state eseguite presso il Laboratorio dell'Istituto di Scienze Minerarie dell'Università di Bologna (4).

Si deve notare ancora che, dopo la misura della resistenza di picco, è stato possibile rilevare anche il valore della tensione tangenziale residua, cioè della resistenza allo scorrimento che si manifesta a seguito dell'ingranamento sulla superficie di rottura.

Alcune delle più significative curve: sforzo tagliante-scorrimento ottenute sono riportate in fig. 4.

Nei casi in cui, per campioni prelevati alla stessa profondità, è stato possibile effettuare più prove di taglio con diverso valore dello sforzo normale applicato, si sono anche tracciate le corrispondenti rette intrinseche (caso particolare della curva intrinseca, secondo il criterio di rottura di Coulomb), come appare dal diagramma di fig. 5; ovviamente i parametri corrispondenti alle rette intrinseche individuate hanno esclusivamente valore orientativo, ma d'altra parte non è sembrato opportuno perseguire una maggior precisione, per vari aspetti illusoria, tenuto conto della inevitabile dispersione dei risultati sperimentali.

Ancora utile per una valutazione sia pure approssimata del beneficio corrispondente all'effettuazione del consolidamento mediante "jet grouting" può essere il tracciamento della retta limite rappresentativa, nei limiti della schematizzazione adottata, del comportamento a rottura del terreno precedente il trattamento; sulla base delle prove di laboratorio effettuate (prove di taglio diretto, analisi granulometriche, resistenza penetrometrica statica) si è ottenuto, con riferimento ad una condizione di carico drenata, una coesione nulla e un angolo di attrito pari a circa 31° .

4. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI

Ai fini di istituire delle correlazioni e in qualche modo confortare la validità dei modelli di comportamento individuati, può essere utile far riferimento al diagramma della fig. 6, ripreso dalla nota (IX) prodotta dagli scriventi.

In essi si riportano i dati ottenuti e l'andamento medio del peso specifico γ_t con la resistenza a compressione con espansione laterale libera q_u ; a riguardo vale la pena di notare la buona correlazione che esiste tra queste grandezze, e in definitiva la decisiva importanza che ha il peso specifico ottenibile col trattamento "jet grouting" sulla resistenza meccanica delle colonne.

(4) Al riguardo conviene sottolineare che, in relazione al gradiente di carico imposto, $F = 40 \text{ kN/min}$, i parametri di resistenza evidenziati sono quelli drenati; in pratica è questa la condizione da considerare nella maggior parte dei casi in cui si pone il problema della resistenza a taglio dei consolidamenti colonnari.

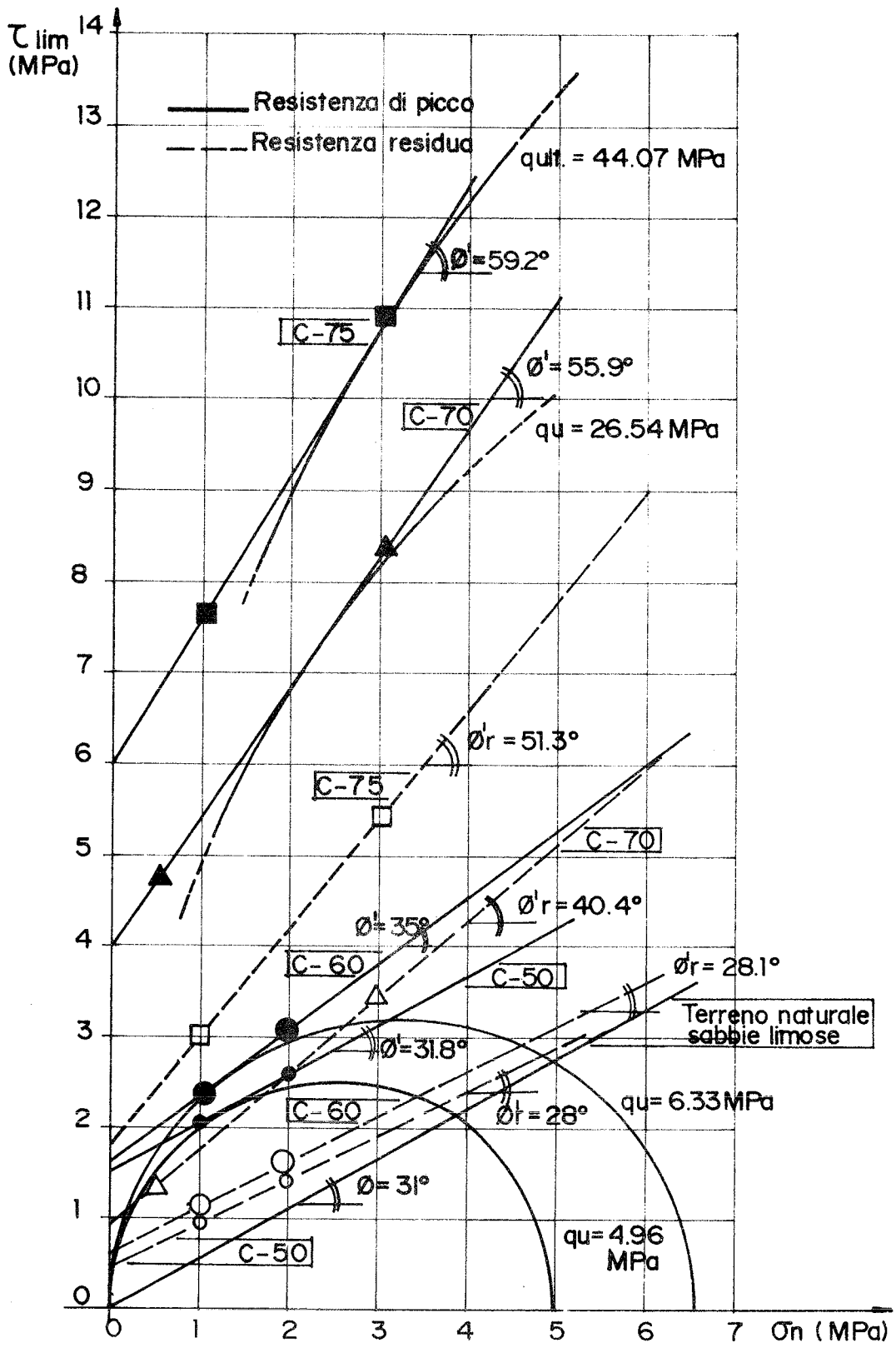


Fig. 5 - Prova di taglio diretto. Diagramma $\tau_{lim} - \sigma'_N$.

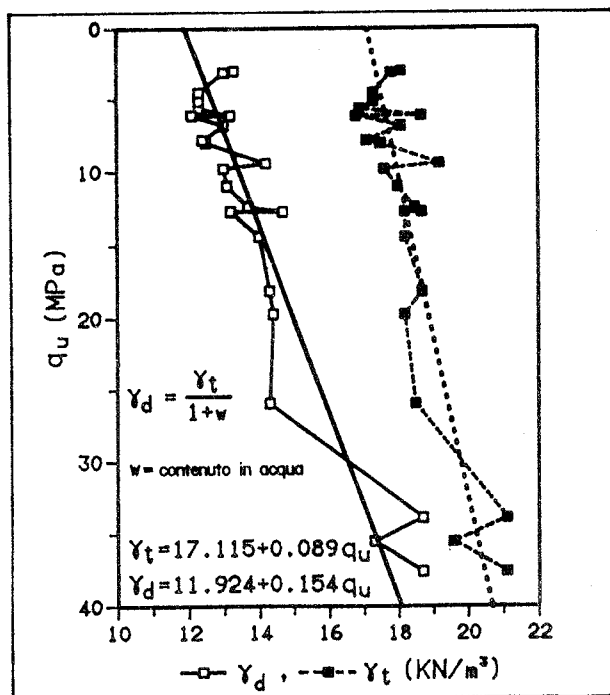


Fig. 6 - Resistenza a compressione non confinata q_u al variare del peso specifico γ .

4.1. Individuazione dei parametri di resistenza

Per i campioni C50, C60, C70 e C75 prelevati rispettivamente alle profondità di circa 5,00, 6,50, 7,00 e 7,50 m, sottoposti a sforzo normale corrispondente a tensioni variabili tra 0,5 e 3,0 MPa (in qualche modo rappresentative del campo di sollecitazioni cui può essere soggetta in esercizio una colonna di terreno trattato), con riferimento ai valori delle tensioni tangenziali limite determinate durante le prove di taglio, si ottengono i dati riportati nella seguente tabella:

Tabella 1 - Parametri di resistenza.

Campio ne	Angolo di attrito interno di picco ϕ' (gradi)	Coesione di picco (MPa)	Angolo di attrito interno residuo ϕ' (gradi)	Coesione residua (MPa)
C50	31,8	1,38	28,0	0,45
C60	35,0	1,65	28,1	0,60
C70	55,0	4,07	40,4	0,95
C75	59,2	6,07	51,3	1,75

Nota la retta intrinseca è possibile tracciare il circolo di Mohr delle tensioni relativo allo stato di sollecitazione che si induce nei campioni durante la prova di compressione con espansione laterale libera.

In particolare si ottiene la resistenza a compressione q_u , analiticamente definita dall'espressione:

$$q_u = 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

Si può costruire allora la tabella 2, in cui si riportano per confronto, oltre ai valori di q_u determinati per via analitica, anche i valori di q_u di origine sperimentale, ottenibili dal diagramma di fig. 6, sulla base dei pesi specifici misurati dei campioni.

Tabella 2 - Resistenza a compressione non confinata.

Cam- pione	Resistenza a compressione q_u (MPa) (determinata per via analitica)	Peso specifico γ_t (kN/m ³)	Resistenza a compressione q_u (MPa) (determinata sperimentalmente)
C50	4,96	17,74	7,02
C60	6,33	17,76	7,24
C70	26,54	18,70	17,81
C75	44,67	21,10	44,21

Gli scostamenti tra i valori teorici e quelli sperimentali per i campioni trovati sono al massimo pari al 33%.

Pur sussistendo non piccoli margini di incertezza sia in relazione all'entità dei valori trovati, sia soprattutto in relazione al ridotto numero di campioni sperimentati, i risultati ottenuti sembrano in qualche modo confermare la validità del criterio di rottura adottato e quindi gli andamenti delle rette limite individuate.

4.2. Osservazioni in merito ai valori dei parametri di resistenza

L'aspetto più evidente nel quadro generale delineato dai risultati ottenuti è il sensibile aumento dei parametri di resistenza del materiale trattato nei confronti di quelli del terreno originale.

Con riferimento ai campioni esaminati, si trova che, per quanto concerne le resistenze di picco mobilitate con scorrimenti relativamente piccoli, la coesione non scende, sotto 1,4 MPa, e nel caso di deformazioni sensibili, che permettono di sfruttare la sola resistenza residua, il valor minimo ottenuto della coesione è stato di 0,54 MPa; s'intende che fondamentale per il raggiungimento dei valori indicati, oltre alla tecnologia di esecuzione, è la natura del terreno soggetto al trattamento.

Tenendo conto invece dei campioni di caratteristiche meccaniche più elevate, caratterizzati, come già notato, da relativamente alti valori del peso specifico, si può ritenere che il materiale ottenuto con il trattamento jet grouting si avvicini nel comportamento a quello delle rocce non fratturate, e in particolare possa essere incluso, seppure in prossimità del confine inferiore, nel campo delle arenarie.

E' ancora da dire che la capacità di resistenza alle sollecitazioni taglianti-

ti si accresce in presenza di sforzo normale con angoli di attrito relativamente elevati e anche i modesti valori delle tensioni normali indotti in condizione di esercizio nei trattamenti colonnari utilizzati come opere di sottofondazione giovano a migliorarne l'efficienza.

A fronte degli aspetti positivi sottolineati non si può tacere la sensibile dispersione dei risultati ottenuti, che rende per vari aspetti problematica la possibilità di sfruttamento in sede progettuale degli elevati valori della resistenza potenzialmente disponibili.

E' comunque vero però che sembra di poter cogliere, nell'ambito delle incertezze precedentemente sottolineate, alcune linee generali di tendenza di qualche utilità nella scelta degli orientamenti progettuali, e in particolare la precisa correlazione che sussiste tra resistenza e peso specifico, e il marcato accrescimento che entrambi questi parametri segnano, a parità di altre condizioni, al crescere della profondità.

Elemento assai utile per una valutazione orientativa della capacità di resistenza delle colonne di terreno consolidato (si veda al riguardo la già citata nota IX), può essere il valore della resistenza penetrometrica statica, correlabile, se pure solo a livello di prima approssimazione, al valore della resistenza a compressione con espansione laterale libera q_u .

5. CONCLUSIONI

Conviene sottolineare in chiusura come con la presente nota si sia cercato semplicemente di fornire un contributo alla conoscenza di una tecnica di intervento che, pur suscettibile di svariate applicazioni, risulta difficilmente inquadrabile in schemi di calcolo convenzionali.

Ciò dipende essenzialmente dalla complessa caratterizzazione del materiale, le cui proprietà sono legate sia alla tecnologia di esecuzione, sia alla natura del terreno trattato.

E' beninteso che le osservazioni formulate hanno validità solo per terreni con caratteristiche simili a quelle del terreno su cui si è realizzato l'intervento descritto, per altro ben indicato all'iniezione di malta di cemento in pressione e quindi abbastanza significativo ai fini di un riferimento orientativo.

Al di là della presentazione in forma più o meno organica di un complesso di dati sperimentali, anche nell'ipotesi di successivi ampliamenti del settore di indagine, resta in ogni caso aperto il problema della scelta dei coefficienti di sicurezza da adottare nelle applicazioni progettuali.

Appare ragionevole pensare che solo una sperimentazione più approfondita potrà facilitare tale scelta; con riferimento ai dati attualmente disponibili ci sembra opportuno richiamare solo la distinzione tra interventi che si caratterizzano come forme di consolidamento del terreno (esempio tipico è quello della messa in opera del "jet grouting" per far fronte a problemi di stabilità generale) e interventi che si caratterizzano con vere e proprie realizzazioni strutturali (interventi di sottofondazione di fabbricati).

E' ovvio che nel primo caso si potranno introdurre coefficienti di sicurez-

za paragonabili a quelli impiegati nel campo geotecnico, mentre nel secondo caso, pur in presenza di caratteristiche di resistenza relativamente elevate, non si potrà non tenere conto, con ampio margine di sicurezza, dei riferimenti validi per il conglomerato cementizio ed è quindi prevedibile che le penalizzazioni possono risultare assai severe.

In relazione alle prevedibili frequenti utilizzazioni in zone classificate come sismiche, si ritiene non inutile segnalare fin da ora l'importanza che può avere lo studio del comportamento del materiale in presenza di azioni cicliche e l'intenzione di approfondire questo aspetto del problema con riferimento all'applicazione sia di sollecitazioni assiali sia di sollecitazioni taglienti.

BIBLIOGRAFIA

- I. T. Kawasaki et al., Deep Mixing Method Using Cement Hardening Agent. Proc. Int. Symp. Soft Clay, Bangkok, 1977.
- II. B. Broms, P. Boman, Stabilization of soil with lime columns, Department of Soil and Rock Mechanics. Royal Institute of Technology, 1978.
- III. F. Aschieri, M. Jamiolkowski, R. Tornaghi, Case history of a cut-off wall executed by jet-grouting. Proc. of 8th ECSMFE 2, Helsinki 1983, pp. 121-126.
- IV. V. Baumann, P. Dupeuble, The jet grouting process and its utilization in some European countries. Proc. of Int. Conf.: In situ soil and rock reinforcement, Paris, 1984, pp. 165-172.
- V. G. Mike, W. Nakmishi, Technical progress of the jet grouting method and its newest type. Proc. of the Int. Conf.: In situ soil and rock reinforcement, Paris, 1984, pp. 195-200.
- VI. D. Greenwood, Underpinning by jet grouting. Ground Engineer, 20 (3): 21-32, 1987.
- VII. A. Paviani, M. Bertero, Uso dei trattamenti colonnari (jet grouting), in opere provvisorie e definitive per il sostentamento di cavi. Atti del Conv. Intern. ANIM: Scavo di rocce e terreni oggi, Verona, 1985.
- VIII. P. Pozzati, C. Ceccoli, Teoria e tecnica delle strutture, vol. III, UTET, Torino, 1987.
- IX. G. Marchi, M. Merli et al., Foundation improvement by jet grouting of a historical building in Cervia, Italy. Experimental investigation. Proc. Int. Symp. Engineering Geology, Athens, 1988.

INTERVENTI SUI PONTI IN PRESENZA DI TRAFFICO: INFLUENZA DELLE VIBRAZIONI
SUI PROBLEMI DI MATURAZIONE DEL CALCESTRUZZO.

* Prof. Ing. Francesco Martinez Y Cabrera

** Dr. Giovanni Mantegazza

* Cattedra di Ponti e Grandi Strutture.

Politecnico di Milano

** Direttore Centro Ricerche Ruredil S.p.A.

San Donato Milanese

SOMMARIO

Gli interventi sulle strutture da ponte ai fini di adeguamenti statici o di ristrutturazioni, molto frequentemente vengono eseguiti senza interruzioni del traffico.

La necessità di eseguire in tali condizioni getti di integrazione di elementi strutturali esistenti pone una serie di problemi tra i quali si cita:

- processo di maturazione del nuovo calcestruzzo in presenza di vibrazioni,
- alterazioni dell'aderenza delle armature preesistenti e di nuova collocazione, ed il nuovo calcestruzzo
- aderenza del nuovo calcestruzzo a quello preesistente.
- innesco di stati fessurativi.

Gli Autori esaminati tali fenomeni, riferiscono sui risultati di una serie di valutazioni sperimentali eseguite su provini in calcestruzzo maturati in condizioni tali da simulare, per quanto possibile, le reali condizioni di impiego.

SUMMARY

The intervention on the bridge structures for statics adjustment, very frequently, are executed without interruption of the traffic.

The necessity to execute, in such conditions, casts of integration of structural elements existing set out the following problems:

- Process of ageing of the new concrete if vibration are present.
- Alteration of the grip of the pre-existing reinforcement and of new placing and the new concrete.
- adhesion of the new concrete to the one pre-existing.
- Beginning of the cracks state opp.

The Authors examined such phenomena, report on the results of a series of evaluation experimentals done on test pieces in concrete aged in such conditions to simulate, as far as possible, the real conditions of employ.

1 INTRODUZIONE

Gli interventi attuali relativi ai ponti stradali con riferimento alla ristrutturazione ed agli adeguamenti (a nuove funzioni o nuove normative) vengono per la gran parte realizzati in situazioni operative complesse legate in genere al tipo di struttura alla categoria della strada cui sono a servizio, alle condizioni di agibilità, dell'opera o di parte di essa. La necessità ormai praticamente sempre imposta, di mantenere l'opera in esercizio pur con limitazioni varie, pone problemi di base per l'organizzazione del cantiere sia con riferimento alla sua ubicazione sia con riferimento alla segmentazione delle fasi di intervento.

Di frequente, poi, specie su tracciati autostradali, la riduzione di velocità, anche in condizioni di intervento sull'opera o su qualche corsia, deve essere contenuta.

Gli interventi cui si faceva cenno, in genere richiedono getti in opera di vario tipo e natura specie quando si prevede l'allargamento della sede stradale, il rinforzo delle travi, l'incremento di spessore della soletta, l'incremento del numero dei traversi ed il loro rinforzo.

Molti ponti inoltre, in calcestruzzo armato precompresso o in acciaio presentano caratteristiche di elasticità spinta con conseguenti valori delle caratteristiche dinamiche (frequenza o periodo).

Si pone quindi il problema dell'influenza delle vibrazioni sulle caratteristiche del calcestruzzo (o di materiali speciali, tipo le basi cementizie di attuale impiego), sia con riferimento alla sua resistenza meccanica che alla aderenza con le armature.

Ciò premesso, si è ritenuto opportuno dare avvio ad una analisi sperimentale che potesse fornire utili informazioni sulle caratteristiche del calcestruzzo maturato in presenza di vibrazioni con riferimento ai seguenti aspetti:

- Alterazioni della resistenza meccanica in confronto al medesimo calcestruzzo maturato in assenza di vibrazioni.
- Alterazione dell'aderenza con le armature preesistenti o di nuova collocazione in presenza ed in assenza di vibrazioni.
- Caratteristiche del processo di solidarizzazione del nuovo calcestruzzo al calcestruzzo preesistente.
- Alterazione della resistenza a trazione in presenza di vibrazioni.

Il programma, di per sé complesso, dovrà essere sviluppato in più tappe. Inoltre risulta necessario, operando in laboratorio, poter tradurre su tavola vibrante speciale, il complesso di vibrazioni potenzialmente possibile per alcune classi di ponti.

In questa prima comunicazione si intendono fornire solo alcuni risultati, i quali rivestono carattere preliminare a testimonianza che il problema ha una sua validità e collocazione.

2. TIPO DI INTERVENTO E MATERIALI

Le prove sono state eseguite su una campionatura prelevata direttamente da alcuni getti di calcestruzzo eseguiti durante gli interventi in corso sul Ponte sul fiume Po lungo il tronco autostradale Brescia-Cremona.

Trattasi di un viadotto in calcestruzzo armato precompresso avente larghezza di m 24,00 e costituito da cinque travi interessate a m 3,30. Lo schema statico è di trave appoggiate alle estremità.

Per quanto concerne i materiali impiegati si precisa quanto segue.

2.1 Base cementizia additivata

Definizione

I prodotti adatti al confezionamento in cantiere di betoncini e calcestruzzi ad alta durabilità sono stati da noi denominati "BASI". Essi sono sostanzialmente leganti cementizi che, mescolati agli aggregati di cantiere, producono impasti superfluidi, antiritiro e dotati di alta durabilità. Nel presente lavoro è stata impiegata una base cementizia additivata con fibre di polipropilene e denominata BASEXOCHEM 22/A-F.

Il problema associato all'impiego di queste basi cementizie è quello di evidenziarne le caratteristiche indipendentemente dall'aggregato usato per confezionare il calcestruzzo.

Abbiamo quindi eseguito prove reologiche, meccaniche e di durabilità in malta plastica, impiegando cioè un "inerte" standardizzato (sabbia di Torre del Lago).

I risultati ottenuti rappresentano le prestazioni "intrinseche" di questi nuovi leganti additivati.

Resistenze meccaniche

Le resistenze meccaniche vengono misurate secondo il D.M. 03.06.68 con provini 4x4x16 confezionati in malta plastica ottenuta mescolando la "BASE" con la sabbia di Torre del Lago.

I valori minimi di resistenze meccaniche, della malta plastica, sono riportati in tabella 1.

Espansione

Le azioni di espansione per il controllo del ritiro dovranno avvenire sia in fase plastica che in fase indurita. Per questo la "BASE" contiene agenti espansivi con azione controllata, tra cui il solfo alluminato di calcio. Nella "BASE" è escluso l'impiego di agenti espansivi a base di ossido di calcio e/o magnesio in quanto la loro idratazione avviene sovente in modo troppo rapido o comunque differenziato rispetto all'idratazione del cemento ad al conseguente sviluppo delle proprietà meccaniche, causando un apprezzabile decadimento di queste ultime. L'espansione contrastata viene determinata secondo la Norma UNI 8147, su provini 50x50x250 mm, confezionati con malta plastica, e maturati, dopo 7 ore dall'impasto, in acqua a +20°C e successivamente in ambiente a +20°C e 50% di U.R. (Vedi tabella 2).

L'espansione libera viene determinata in fase plastica secondo la Normativa UNI 8996 su provini in malta plastica. Dopo 24 ore l'espansione libera è risultata di +0,3.

Stagionatura.

In condizioni termoigrometriche normali, i betoncini ed i calcestruzzi confezionati con la "BASE" non necessitano di particolari attenzioni per evitare le fessure da ritiro plastico.

La "BASE" contiene infatti una fibra di polipropilene fibrillata e parzialmente sfibrata che si distribuisce e si aggrappa omogeneamente nella matrice cementizia. La fibra così trattata sopporta anche i tempi lunghi di impasto senza rischi di "appallottolamenti".

In tabella 3 sono riportate le caratteristiche della fibra usata.

Prove di durabilità.

Tutte le prove sono state eseguite su provini di malta plastica (con rapporto A/C=0,40).

Permeabilità all'acqua.

La prova viene eseguita secondo la Normativa DIN 1048 (paragrafo 4.1, 4.2.2 e paragrafo 4.71, 4.7.5 modificato nel mantenere i provini, dopo la stagionatura di 28 giorni, dall'inizio della prova, a 7 Atm per 300 ore). Dopo questo periodo la penetrazione di acqua è stata di 0,5 cm.

Penetrazione dello ione solfato.

La prova viene eseguita secondo la Norma UNI 8019 alle scadenze di 6,12,18 e 24 mesi. I risultati sono riportati in tabella 4.

Penetrazione dello ione cloruro.

La prova viene eseguita secondo la Norma UNI 8019 alle scadenze di 6, 12, 18 e 24 mesi. I risultati sono riportati in tabella 5.

Le prove di durabilità sopra riportate mostrano come sia possibile confezionare malte e calcestruzzi durabili impiegando questi nuovi leganti. L'uso in cantiere delle basi, permette inoltre di evitare errori di dosaggio di additivi, fibre, espansivi ecc, che nella pratica corrente vengono aggiunti separatamente con ricorrente possibilità di errore. L'impiego di una base cementizia richiede invece solo l'aggiunta di aggregati e dell'acqua necessaria, stabilita precedentemente da prove di laboratorio, per raggiungere l'R' ck richiesto.

2.2 Cemento ed additivi

Per il confezionamento dei calcestruzzi tradizionali è stato impiegato un cemento classe 525 PTL. E' stato impiegato un additivo superfluidificante tradizionale a base di polinaftalensolfonato, per abbassare il rapporto A/C e mantenere alta la lavorabilità.

2.3 Aggregati

E' stata impiegata una sabbia di tipo alluvionale del diametro massimo di 20 mm.

2.4 Descrizione degli impasti

Sono state confezionate 2 serie di calcestruzzi, maturati in 3 ambienti differenti.

Per i calcestruzzi preparati sul ponte del fiume Po, lungo l'autostrada BS-CR, è stata impiegata una attrezzatura e modalità di corrente uso in un cantiere autostradale.

La prima serie, denominata A, consiste in un calcestruzzo confezionato con 350 kg/mc di cemento PTL 425, 1870 kg/mc di sabbia (inerte massimo 20 mm), 1,5* (in peso sul cemento) di superfluidificante. Rapporto A/C = 0,45.

La seconda serie (B) è stata confezionata impiegando 350 kg/mc di base cementizia additivata (Basexocem 22/A-F) e 1870 kg di sabbia.

Rapporto A/C = 0,45.

Entrambi i tipi di calcestruzzo (AeB) sono stati maturati nei seguenti ambienti:

- 1) Maturazione in laboratorio (stagionatura di riferimento).
 - 2) Maturazione sul ponte del fiume Po (autostrade BS-CR).
- I provini, dopo il confezionamento, vengono lasciati 48 ore sotto le sollecitazioni provocate dal passaggio del traffico .
- 3) Maturazione in laboratorio sotto vibrazione.

I provini dopo il loro confezionamento vengono posti sulla tavola vibrante (secondo norma UNI) e lasciati per 24 ore sotto sollecitazione.

Sono state misurate le resistenze meccaniche a flessione e compressione.

La prova di adesione viene eseguita su travetti 7x7x28 cm composti da un cuneo in calcestruzzo di cemento dosato a 450 kg e stagionato almeno 28 giorni, con una faccia inclinata di 20 gradi. Quest'ultima verrà spazzolata con spazzola di acciaio all'atto della sformatura.

Si procederà infine al completamento del travetto mediante colaggio della malta di ripristino.

Il carico verrà applicato assialmente sulle due facce minori.

La resistenza richiesta è quella di taglio sulla faccia inclinata ($T = F/151 \text{ kg/cm}^2$)

Per ogni misura sono stati confezionati n° 3 provini e nei diagrammi e nelle tabelle è riportata la media aritmetica dei rispettivi valori.

In totale queste prime misure hanno comportato il confezionamento di 216 provini.

3. LA NATURA DEL FENOMENO

L'esperienza di questi anni nel settore del ripristino strutturale di solette di ponti, di pile ed impalcati, ha evidenziato come il fenomeno fessurativo delle malte e dei calcestruzzi impiegati nella ristrutturazione sia spesso legato alle sollecitazioni provenienti dallo scorrimento dei veicoli sulle carreggiate.

Il fenomeno fessurativo dovuto alle sollecitazioni da traffico esplica la sua funzione tra l'inizio e la fine prese del calcestruzzo da ripristino.

In questa delicata fase di maturazione del calcestruzzo, la sua plasticità é enormemente ridotta e conseguentemente le sollecitazioni , anche se di breve entità, riescono ugualmente a "lesionare" la pasta cementizia, creando separazione tra questa e gli aggregati.

In seguito, ad indurimento avvenuto, questo stato fessurativo da microscopico si trasforma in macroscopico con crepe passanti e visibili ad occhio nudo. Occorre precisare a questo punto che la vibrazione del calcestruzzo durante il getto non dà origine agli inconvenienti sopra descritti in quanto le vibrazioni avvengono

all'inizio delle fase plastica stato, in cui il calcestruzzo é deformabile ed in grado quindi di sopportare elasticamente le sollecitazioni.

Per contrastare il fenomeno delle sollecitazioni da traffico abbiamo rivolto la nostra attenzione verso le fibre di polipropilene.

Sfruttando infatti il loro potere di disperdersi uniformemente e tridimensionalmente nell'impasto di calcestruzzo, si sono rivelate, da prove di laboratorio, un valido mezzo per contrastare le lesioni dovute alle vibrazioni del calcestruzzo tra l'inizio ed il fine presa.

Le prove di laboratorio hanno inoltre evidenziato l'importanza della qualità della matrice cementizia.

Infatti, nel caso del BASEXOCHEM 22/A-F (base cementizia + fibre di polipropilene) l'impiego di specifici additivi antiritiro e superfluidificanti ha anch'esso contribuito alla risoluzione del problema.

4. DESCRIZIONE DEI RISULTATI

Nei diagrammi delle fig. 1 e fig. 2 sono riportati i corrispondenti valori delle resistenze a compressione ad a trazione per flessione con riferimento ai calcestruzzi tradizionali nelle varie condizioni di maturazione.

Emerge, anche dal confronto numerico della tabella 6 un sensibile calo delle resistenze corrispondenti per calcestruzzo vibrato in laboratorio e quello maturato sul ponte.

Generalmente i diagrammi presentano sviluppo parallelo senza recupero di fatto dal tempo 0 a 90 gg di stagionatura.

Tali caratteristiche si ripropongono nel diagramma di adesione di fig. 3.

Gli scarti percentuali di riduzione si attestano a circa 20%.

I diagrammi di fig. 4, fig. 5, fig. 6 corrispondenti ai calcestruzzi confezionati con la base cementizia BASEXOCHEM 22/A-F contenente le fibre di polipropilene esprimono un recupero delle resistenze dei provini maturati in presenza di vibrazioni con tendenza al raggiungimento per la resistenza a compressione e flessione dei valori ottenuti con maturazione in condizioni di riposo.

La tabella 7 permette il confronto su valori numerici. Tale fenomeno può trovare una prima spiegazione nell'effetto di armatura tridimensionale realizzata dalle fibre di polipropilene.

Dal confronto numerico delle tabelle emerge inoltre l'incremento della resistenza di trazione per flessione in tutte le condizioni di stagionatura.

Tale risultato conferma le informazioni già note dalla letteratura I-VII sul ruolo delle fibre di polipropilene nell'incremento delle resistenze a trazione per flessione.

Per quanto concerne le corrispondenti resistenze all'adesione illustrate nei diagrammi di fig. 6, si registra una inversione di risultati che dovranno ovviamente essere confermati da successive indagini.

Infatti sia i provini maturati rispettivamente in presenza di vibrazioni sul ponte e su tavola vibrante presentano valori dell'adesione superiori al calcestruzzo di riferimento.

Una prima ipotesi interpretativa può essere attribuita alle fibre di polipropilene e cioè un effetto "cerchiante" del calcestruzzo consentendo un incremento dell'adesione.

5. CONCLUSIONI

I risultati ottenuti consigliano di approfondire ulteriormente i vari aspetti del fenomeno che in questa ricerca sono stati formulati relativamente ad una specifica esperienza.

Trattandosi però di un tipo di studio che va necessariamente sviluppato su basi statistiche, gli autori sperano di avere ulteriori possibilità di ripetere cicli di prove analoghe durante interventi di ripristino strutturale su ponti parzialmente aperti al traffico.

L'adozione di fibre di polipropilene in una matrice cementizia appositamente predisposta (Basexocem 22/A-F) sembra prospettare una positiva soluzione ai problemi dei getti in presenza di vibrazioni di esercizio dell'opera.

Successivamente anche il problema dell'adesione del nuovo calcestruzzo al calcestruzzo preesistente nelle operazioni di ripristino dovrà essere esaminato sotto la medesima impostazione.

REFERENCES

- I) DAVE, N.J., AND ELLIS, D.G.: "Polypropylene fibre reinforced cement".
Int. J. Cement Composites (1979), 19-28
- II) KRENCHER, H. AND JENSEN, H.W.: "Organic reinforcing fibres for cement and concrete". Proc. Symp. on fibrous Concrete, Construction Press Ltd (1980), 87-98
- III) HANNANT, A.E., SHAH, S.P. AND THRONE, J.L.: "Some developments in polypropylene fibers for concrete". ACI Journal
- IV) HANNANT, D.J., ZONVELD, J.J., AND HUGHES, D.C.: " Polypropylene film in cement-based materials". Composites 9 (1978), 83-88.
- V) EDINGTON, J. HANNANT, D.J., WILLIAMS, R.I.T.: "Steel fibre reinforced concrete".
Concrete Building Research Est. Current Paper 69-74.
- VI) KELLY, A.: "Some scientific point concerning the mechanics of fibrous composites". Composite-standards, testing and design, NPL Conf.Proc.
(1974), 9-16
- VII) AVESTON, J., COOPER, G.A. AND KELLY, A.: "Single and multiple fracture".
The properties of fibre composites, NPL Conf.Proc. IPC Science and technology Press, (1971), 15-24.

FIG.1-RESISTENZE A COMPRESSIONE (cls tradizionale)

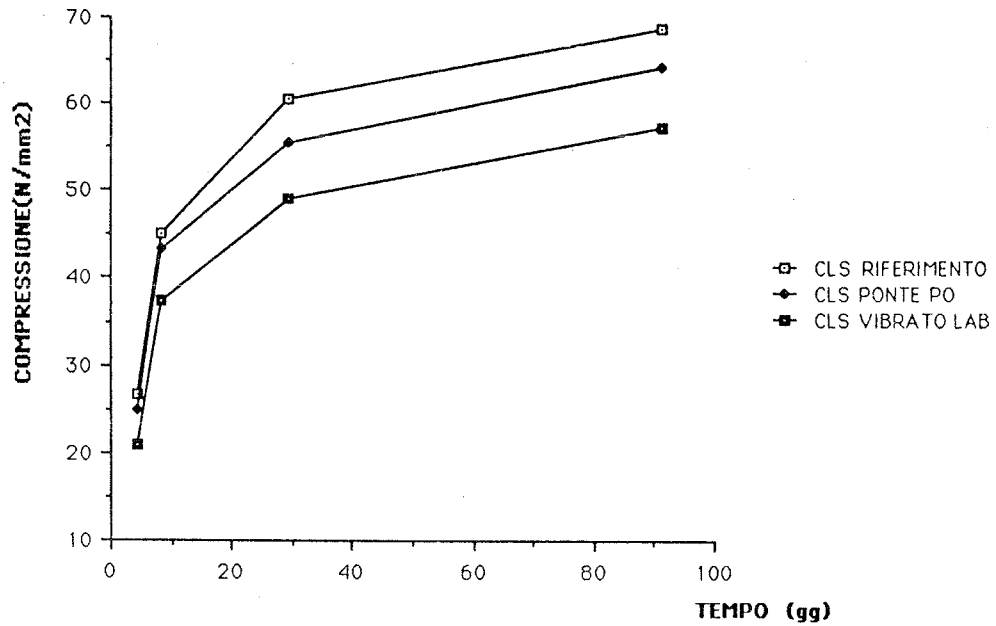


FIG.2-RESISTENZA A FLESSIONE (cls tradizionale)

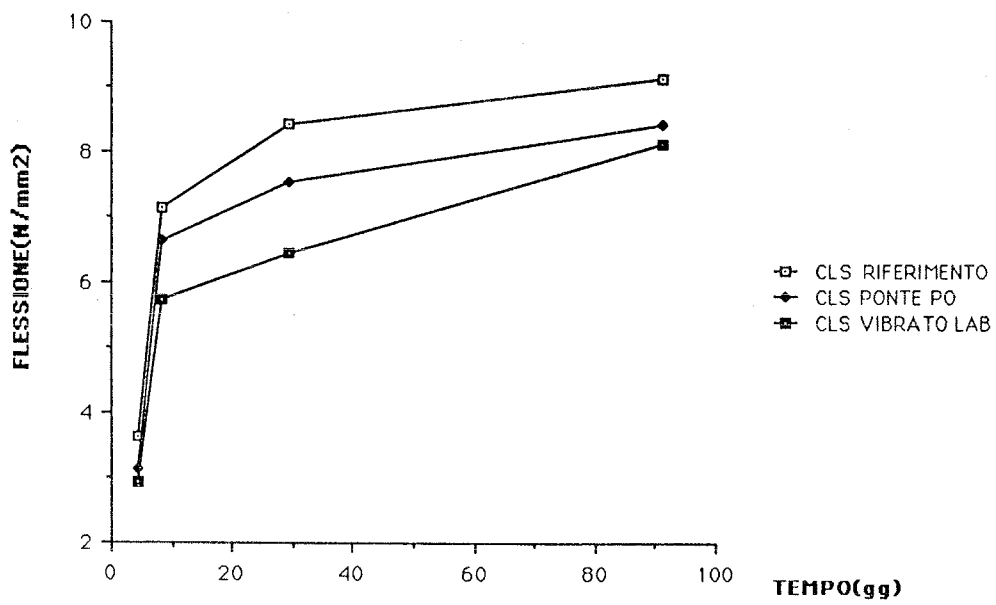


FIG.3-ADESIONE (cls tradizionale)

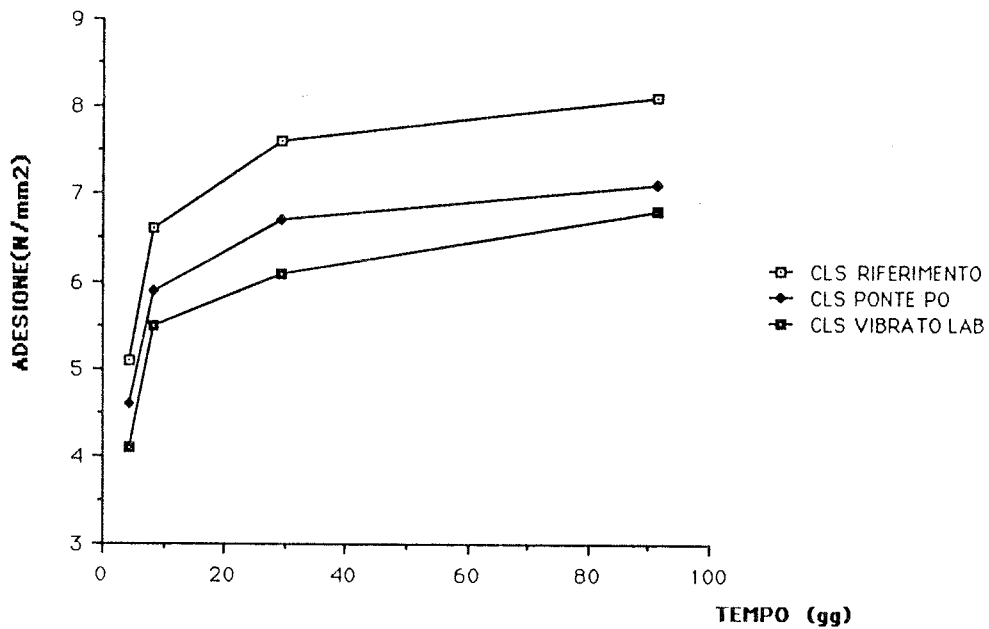


FIG.4-CALCESTRUZZO CON BASEXOCEM 22/A-F

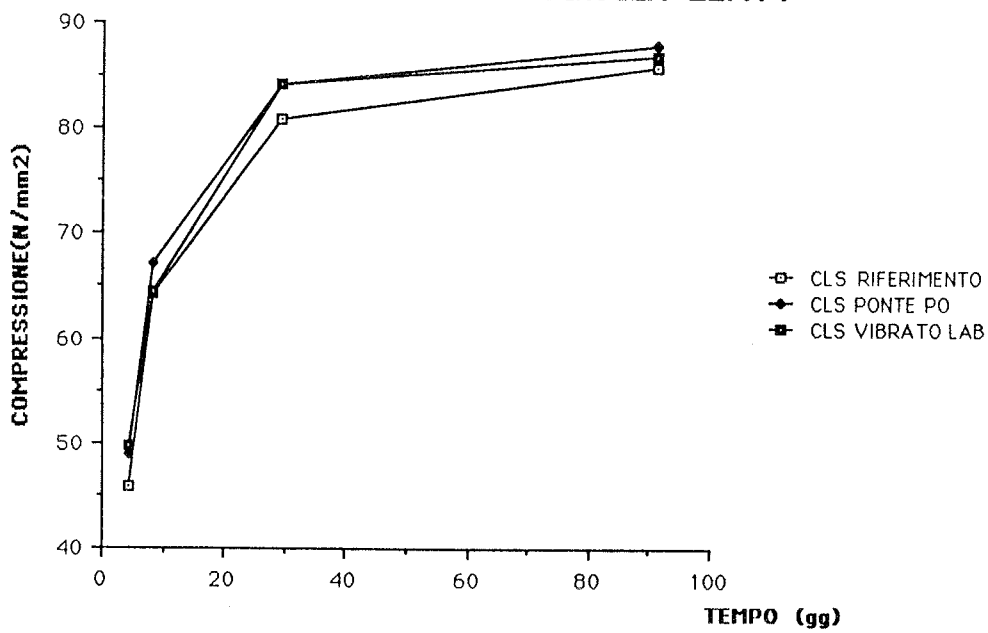


FIG.5-CALCESTRUZZO CON BASEXOCEM 22/A-F

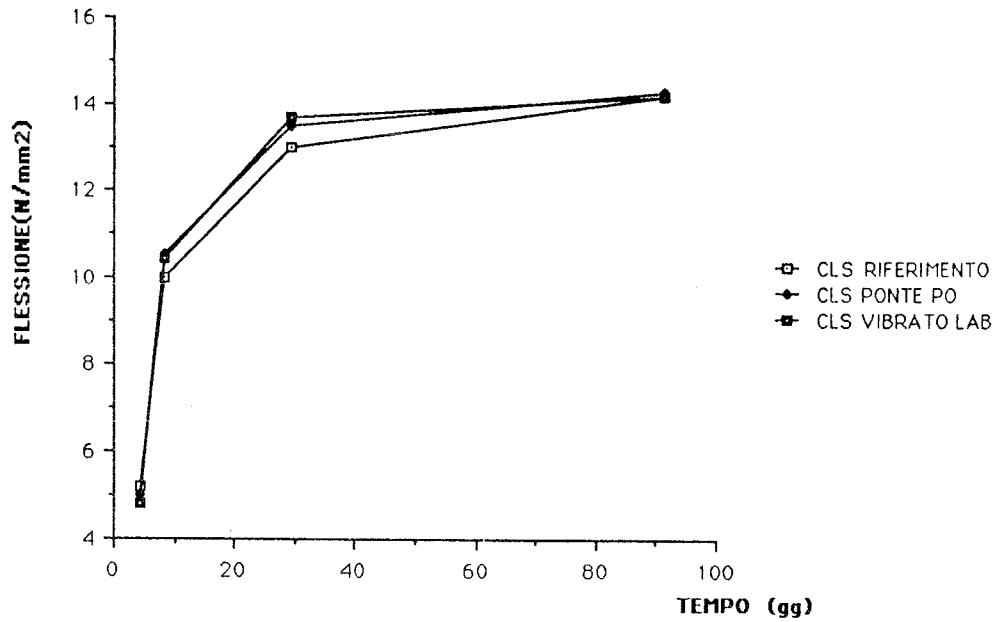


FIG.6-CALCESTRUZZO CON BASEXOCEM 22/A-F

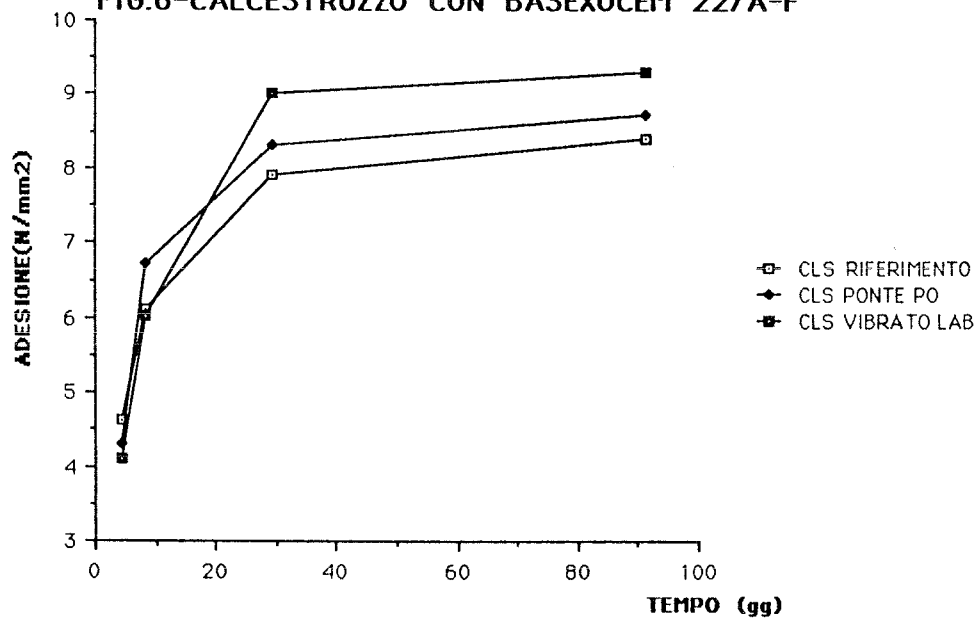


Tabella 1- RESISTENZE MACCANICHE (N/mm²)

STAGIONATURA	FLESSIONE	COMPRESSIONE
1 giorno	6	45
7 giorni	7,5	65
28 giorni	10	80

Tabella 2-ESPANSIONE CONTRASTATA

MATURAZIONE	STAGIONATURA	ESPANSIONE O RITIRO (μ /m)
in cassaforma	7 ore	0
in acqua	1 giorno	+ 200 +/- 100
in acqua	3 giorni	+ 200 +/- 100
in acqua	7 giorni	+ 250 +/- 100

Tabella 3-CARATTERISTICHE DELLE FIBRE DI POLIPROPILENE

Assorbimento	zero
Peso specifico	0,9
Lunghezza fibre	19 mm
Punto di fusione	160-170 °C
Punto di accensione	590 °C
Conducibilità termica	bassa
Conducibilità elettrica	bassa
Resistenza agli acidi ed ai sali	elevata
Resistenza alla rottura	0,56-0,77 kn/mm ²
Modulo di Youngs (10 ³ ksi)	3,5 kn/mm ²

Tabella-4 PENETRAZIONE IONE SOLFATO

Tempo (mesi)	cm
6	0
12	0,65
18	0,8
24	1,0

Tabella-5 PENETRAZIONE IONE CLORURO

Tempo (mesi)	cm
6	0,2
12	0,7
18	0,9
24	1,21

TABELLA 6-CALCESTRUZZO TRADIZIONALE SENZA FIBRE

		MATURAZIONE A 20 °C SENZA VIBRAZIONI			
		3 gg	7 gg	28 gg	90 gg
FLESSIONE	(N/mm ²)	3,5	7,1	8,3	9,1
COMPRESSIONE	(N/mm ²)	25,6	44,1	59,5	67,8
ADESIONE	(N/mm ²)	5,1	6,5	7,5	8,1
		PER 48 h VIBRAZIONI PONTE SUL PO			
FLESSIONE	(N/mm ²)	3,1	6,5	7,4	8,3
COMPRESSIONE	(N/mm ²)	24,1	42,3	54,6	63,2
ADESIONE	(N/mm ²)	4,5	5,8	6,6	7,1
		PER 24 H VIBRAZIONI TAVOLA VIBRANTE			
FLESSIONE	(N/mm ²)	2,8	5,6	6,3	8,1
COMPRESSIONE	(N/mm ²)	20,1	36,5	48,2	56,3
ADESIONE	(N/mm ²)	4,1	5,4	6,1	6,7

TABELLA 7-CALCESTRUZZI CON BASEXOCHEM 22/A-F

		MATURAZIONE A 20 °C SENZA VIBRAZIONI			
		3 gg	7 gg	28 gg	90 gg
FLESSIONE	(N/mm ²)	5,1	10,1	12,8	14,1
COMPRESSIONE	(N/mm ²)	45,1	63,5	80,1	85,1
ADESIONE	(N/mm ²)	5,1	6,1	7,8	8,1
		PER 48 H VIBRAZIONI PONTE SUL PO			
FLESSIONE	(N/mm ²)	5,1	10,3	13,3	14,1
COMPRESSIONE	(N/mm ²)	48,1	66,4	83,3	87,1
ADESIONE	(N/mm ²)	4,2	6,6	8,2	9,1
		PER 24 H VIBRAZIONI TAVOLA VIBRANTE			
FLESSIONE	(N/mm ²)	4,6	10,2	13,5	14,1
COMPRESSIONE	(N/mm ²)	49,1	63,6	83,4	86,1
ADESIONE	(N/mm ²)	4,1	5,9	9,1	9,2

**IN MARGINE AL PROBLEMA DEL RINFORZO DI RIVESTIMENTI
DI GALLERIE: ALCUNI ASPETTI STATICI CONNESSI CON L'IMPIEGO
DI ARMATURE APPLICATE ALL'INTRADOSSO.**

Raffaele POLUZZI
Associato di Tecnica delle Costruzioni
Università di Bologna

SOMMARIO

Si esamina la possibilità di intervenire con tecniche di béton plaqué per rinforzare rivestimenti di gallerie. Gli aspetti specifici più significativi sono: l'applicazione dei rinforzi a superfici concave e l'impossibilità di estendere l'intervento all'estradosso. L'esame è di carattere teorico e sperimentale con riguardo anche a qualche aspetto tecnologico.

SUMMARY

One examines the possibility to operate with béton plaqué techniques in order to reinforce tunnels liner. The more significant and specific aspects are: the application of the stiffenings with concave surfaces and the impossibility to extend the operation to the extrados. The test has a theoretical and experimental character even with regard to some technological aspects.

1. PREMESSA

L'idea di intervenire sui rivestimenti di gallerie con tecniche di béton plaqué (I,II,III) nasce dall'esigenza di procedere ad una manutenzione straordinaria di gallerie stradali o ferroviarie senza ridurre apprezzabilmente la sezione libera: questa ipotesi di intervento sembra incoraggiata dagli esiti di prove di flessione spinte fino a rottura effettuate su travi di calcestruzzo ad intradosso curvilineo, armate allo stesso intradosso esclusivamente con nastri di acciaio esterni, applicati con resine epossidiche (IV).

Agli interventi di placcaggio con nastri o lamine di acciaio, nel presente caso, possono essere avanzate alcune riserve: innanzitutto per la circostanza che le armature sono applicabili esclusivamente all'interno della galleria e sono quindi in grado di far fronte solo ad azioni flessionali che tendono le fibre di intradosso, poi per le molteplici questioni di carattere tecnologico su alcune delle quali si farà un riferimento in base ad indagini sperimentali specifiche.

L'incertezza nella valutazione delle azioni sul rivestimento e nella definizione degli schemi strutturali che meglio possono interpretare il complesso comportamento statico della galleria, e ancora la difficoltà nella diagnosi di danneggiamenti del rivestimento stesso, hanno orientato l'attenzione verso schemi di carico e di struttura assai ricorrenti in letteratura con l'intento di esaminare le ripercussioni che la variazione di tali schemi porta alle sollecitazioni strutturali e di verificare la possibilità di far fronte a dette sollecitazioni variate con le tecniche oggetto della presente nota.

Considerare le azioni del terreno sui rivestimenti ritenuti come unici elementi resistenti può sembrare semplicistico specie se visto nell'ottica dei moderni sistemi costruttivi delle gallerie che, come noto, sono particolarmente rivolti a far intervenire strati di terreno circostanti la galleria stessa nel complesso resistente; ma è da dire che le manutenzioni e i rinforzi spesso sono rivolti ad opere realizzate con tecniche antecedenti l'introduzione del nuovo metodo austriaco di costruzione delle gallerie (N.A.T.M. "New Austrian Tunnelling Method") (V, VI) e che comunque danneggiamenti al rivestimento sono il sintomo che il complesso della roccia circostante trasmette allo stesso sforzi anormali e superiori alle capacità resistenti; relativamente a tali situazioni non sembra errato, e comunque non a sfavore della sicurezza, trattare il rivestimento come l'elemento resistente significativo.

2. BREVI RICHIAMI DI PRECEDENTI OSSERVAZIONI

La tecnica di béton plaqué presenta aspetti delicati se applicata a lembi concavi di strutture curvilinee che possono divenire sedi di trazione; è infatti indispensabile la presenza di tensioni radiali σ_r (fig.1) per l'equilibrio della striscia metallica applicata esternamente. Per saggiare l'efficacia di tali rinforzi sono state effettuate prove di flessione, spinte fino a rottura su travetti il cui intradosso curvilineo concavo era armato solo da strisce esterne "incollate" con resine epossidiche. Le osservazioni sui risultati portano in sintesi alle seguenti conclusioni:

- a) la rottura avviene sempre in modo "fragile" e caratterizzata dal distacco dell'armatura, accompagnato da una fessurazione del tratto di trave di minor resistenza (fig. 2);
- b) le tensioni σ_r variabili col raggio di curvatura sono di per sé modeste ed insufficienti a giustificare il distacco, che risulta viceversa determinato dalla contemporanea presenza delle tensioni tangenziali di aderenza calcestruzzo-resina di attacco dell'acciaio, responsabili del passaggio dello sforzo di trazione dall'armatura (in corrispondenza della lesione) al calcestruzzo delle sezioni vicine che, non fessurato, è sede di tensioni unitamente all'acciaio;
- c) il distacco e quindi la rottura del campione è ovviamente tanto più precoce rispetto alla resistenza ultima propria di un tradizionale C.A. con le armature interne, quanto più è accentuato il raggio di curvatura (v. fig. 3);
- d) la presenza dei connettori (tasselli a espansione o chimici) offre una indubbia collaborazione ma, per quanto attiene ai fenomeni connessi sia alle tensioni di distacco che a quelli di aderenza presso le fessure, fornisce un contributo essenzialmente locale; in ogni caso sembra indispensabile una provata efficienza della connessione continua offerta dall'incollaggio.

3. LA POSSIBILITA' DI INTERVENIRE SOLO ALL'INTERNO DELLA GALLERIA

Il comportamento statico della volta e dell'eventuale arco rovescio è di valutazione alquanto complessa e a dir poco incerta; è presente una azione diffusa di interazione col terreno circostante; l'insorgenza di forti azioni orizzontali sui piedritti è determinante per un ragionevole contenimento della curva delle pressioni specie nei casi in cui le scadenti caratteristiche della roccia determinano un forte carico verticale di terra sul volto.

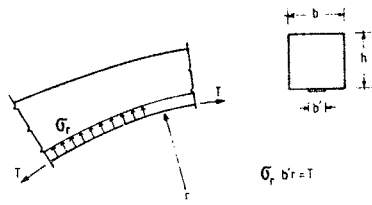


Fig. 1

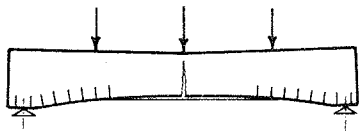


Fig. 2

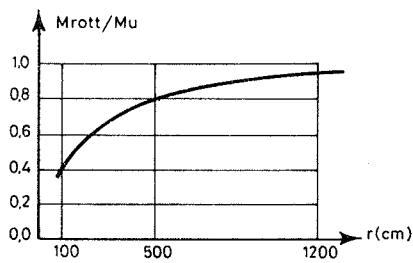


Fig. 3

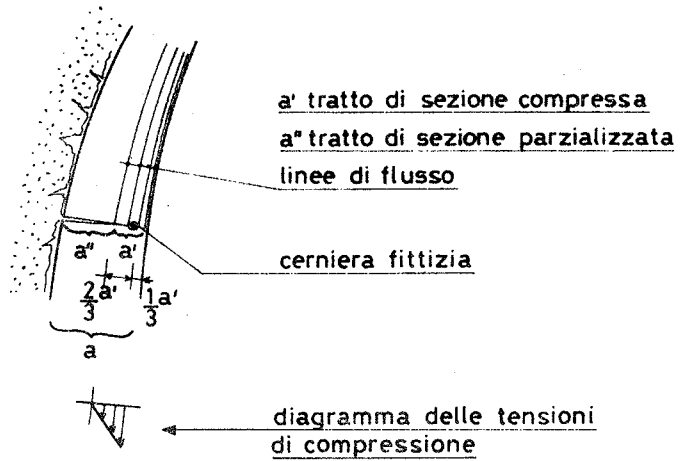


Fig. 4

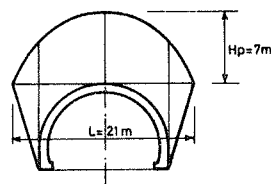


Fig. 5a

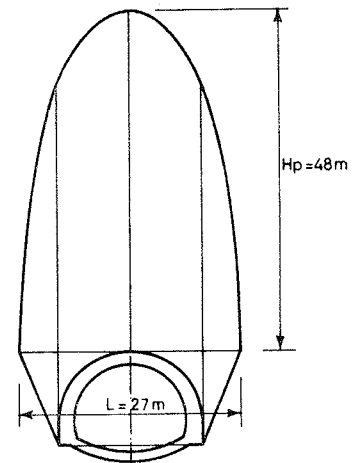
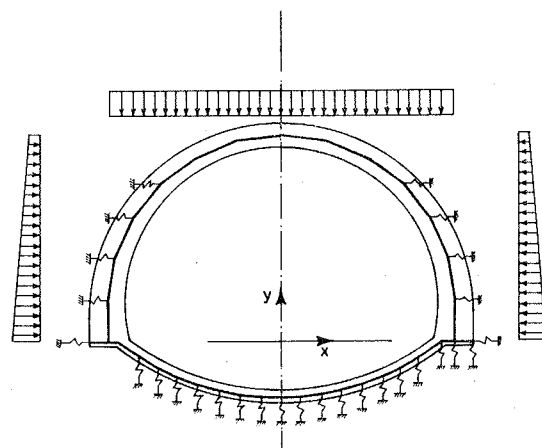


Fig. 5b



Schematizzazione con molle fittizie della interazione rivestimento-terreno.
(vedasi C.Cestelli Guidi)

Fig. 6

La possibilità di intervenire solo in corrispondenza dell'interno della galleria sembra porre forti riserve sull'efficienza globale di un placcaggio (per la collocazione di armature aggiuntive); tuttavia un certo numero di esempi numerici svolti in un rosa abbastanza vasta di situazioni ritenute significative, induce a considerazioni in qualche modo incoraggianti.

Si nota infatti, in generale, sull'intera struttura della galleria una prevalenza di flessioni positive (trazioni verso l'interno) sia nella parte alta del volto, sia nella parte centrale dell'arco rovescio (vedasi successive figg. 7a e 7b): sollecitazioni di tale segno possono trovare valido presidio nell'apposizione di armature all'interno.(1)

La presenza di flessioni negative (in generale accompagnate da notevoli sforzi di compressione e quindi caratterizzate da minori eccentricità) può risultare tollerabile se si pensa che in corrispondenza dei punti di massima eccentricità si verifichino forti riduzioni della sezione resistente e possibili plasticizzazioni sì da poter considerare la formazione di una sorta di cerniere plastiche atte a convogliare l'azione interna in prossimità del lembo compresso (fig. 4). E' chiaro che al verificarsi di tale circostanza la struttura del rivestimento non presenterà più il comportamento di una struttura continua, ma l'iperstaticità residua del complesso consente configurazioni equilibrate anche con la presenza delle citate cerniere.

Al fine di un controllo quantitativo di quanto sopra indicato, sono stati impostati i calcoli relativi ad alcuni casi sembrati significativi, tenuti presenti gli schemi di carichi e di spinte più frequentemente indicati nella letteratura tecnica specifica.

Sono stati presi in esame, nell'ipotesi di gallerie fortemente interrate, due diverse caratteristiche del terreno, assimilabili alle classi IV e VII della classificazione di Terzaghi (fig.5a e 5b).I risultati vengono riportati relativamente alla VII classe in quanto più significativi ai fini dei concetti che si vanno ad esporre.

La struttura della galleria è stata inizialmente schematizzata come un anello strutturale continuo costituito dal volto e dall'eventuale arco rovescio e vincolato al terreno circostante con molle elastiche secondo schemi classici (fig.6) che, come già detto, vanno visti solo come indicativi, stanti le complessità di comportamento del suolo e le molteplici incertezze nell'interpretazione dello stesso.

I risultati ottenuti, sensibilmente influenzati dalla rigidezza delle molle che simulano il terreno (alcuni sono riportati a titolo indicativo nelle figg. 7a e 7b), sono stati confrontati con quelli relativi allo schema di volto incastrato alla base (fig. 7c) (vedasi ipotesi riportate da Falchi Delitala (VII): le notevoli differenze riscontrate hanno evidenziato l'importanza di tale vincolo specie per quanto riguarda la rigidezza nei confronti di spostamenti in direzione verticale.

Osservato che il volto e i piedritti vengono realizzati prima dell'arco rovescio con evidenti ripercussioni sulle condizioni del terreno, è

(1) Si farà comunque attenzione soprattutto al volto in quanto lo schema strutturale che verrà successivamente assunto (con molle di rigidezza uniforme sotto lo sviluppo dell'arco rovescio) è scarsamente rappresentativo della condizione statica dell'arco stesso e penalizzante soprattutto ai fini delle sollecitazioni locali; inoltre, le eventuali riparazioni dell'arco stesso, se necessarie, sembrano più semplicemente perseguibili con tecniche diverse.

parso significativo introdurre due diverse rigidzze (per la fondazione del piedritto e per l'arco rovescio) e studiare l'influenza del rapporto fra le stesse sulla eccentricità della curva delle pressioni, almeno nelle sezioni più significative.

E' notevole anche l'influenza (sempre sulla eccentricità dell'azione interna) del valore delle spinte laterali sui piedritti e sul volto: in letteratura si nota l'attenzione di diversi autori ad individuare l'azione spingente come quota del carico verticale di terra e in genere superiore alla spinta attiva; è ovvio che se l'azione spingente atta a indurre stati di sollecitazioni accettabili, non si manifesta spontaneamente contro il volto, possono verificarsi movimenti della struttura tesi ad evocare tali spinte e comunque gli stati di sollecitazione possono risultare troppo elevati e tali da indurre comportamenti anomali. Anche il ruolo delle spinte è stato messo, pertanto, in relazione alla posizione della curva delle pressioni.

E' stato possibile tracciare i diagrammi riportati nelle figg. 8a e 8b ove sono indicati per le sezioni di chiave e per la sezione ritenuta più significativa del piedritto, gli andamenti del momento flettente e dell'eccentricità (convenientemente normalizzati) al variare del grado di incastro alla base. Le curve a segno continuo rappresentano gli andamenti per la struttura continua (ritenuti possibili fino ad eccentricità accettabili della risultante nella sezione significativa del piedritto) e quelle a tratti rappresentano invece gli andamenti quando è imposta l'eccentricità limite nella stessa sezione di piedritto. Nelle figure 9a) e 9b) sono tracciati analoghi diagrammi tenuto costante il grado di efficienza del vincolo alla base del piedritto e al variare della risultante delle spinte orizzontali rispetto al carico verticale di terreno.

Visti gli andamenti dei momenti e delle eccentricità, è possibile notare come gli intervalli (accettabili) di variabilità delle spinte orizzontali e del rapporto fra le rigidzze del suolo, possono essere ampliati da integrazioni di armature collocate solo all'interno della galleria.

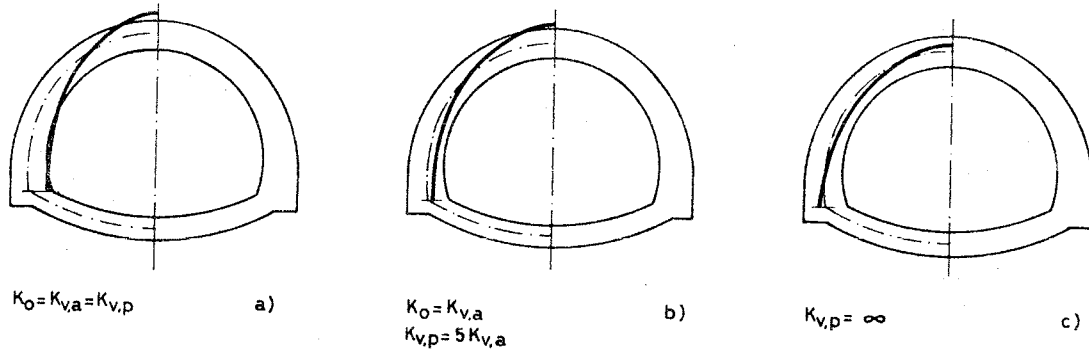
Si può giungere ad analoghe osservazioni sulla utilità dei placcaggi interni, anche considerando ragguardevoli variazioni dello spessore significativo di terreno sovrastante la galleria e questo è stato in particolare svolto per la sezione indicata in fig. 5a.

4. CONSIDERAZIONI SUL CONTRIBUTO DEGLI ANCORAGGI LOCALIZZATI

Nelle tecniche di béton plaqué l'incollaggio continuo è spesso accompagnato dall'applicazione di ritegni puntuali (tasselli ad espansione o cosiddetti "chimici") che, almeno localmente possono fungere da connettori fra acciaio applicato e calcestruzzo da rinforzare.

Premesso che tali ritegni svolgono un ruolo essenziale durante l'indurimento del collante, tenendo quest'ultimo premuto fra le superfici da collegare, si cerca di individuarne il possibile contributo positivo anche ad indurimento concluso, soprattutto per le applicazioni alle superfici curvilinee.

Si intuisce facilmente che, più è bassa la rigidzza flessionale propria dell'elemento applicato, tanto più ravvicinato dovrebbe essere il passo dei connettori per ottenere un'efficace azione di unione. In assenza di collegamento continuo infatti, le dilatazioni di un lembo teso rettilineo (fig. 10b) sono validamente contrastate dall'impegno dell'armatura sollecitata assialmente, mentre nel caso del lembo curvo



ANDAMENTO DELLA CURVA DELLE PRESSIONI

K_0 = rigidezza del terreno nei confronti dei movimenti orizzontali
 $K_{v,a}$ = rigidezza verticale del terreno sottostante l'arco rovescio
 $K_{v,p}$ = rigidezza verticale del terreno sottostante i piedritti

Fig. 7

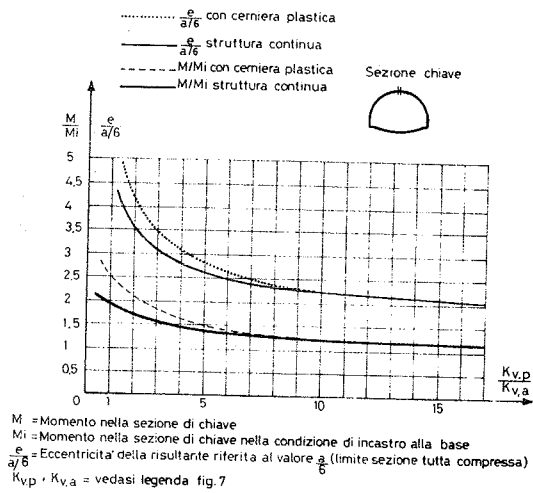


Fig. 8a

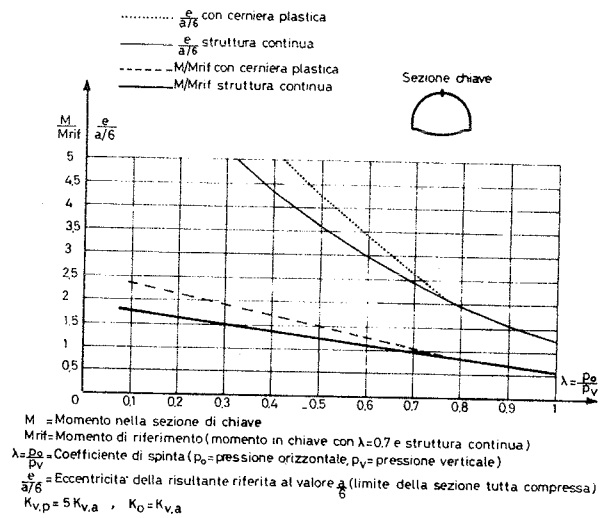


Fig. 8b

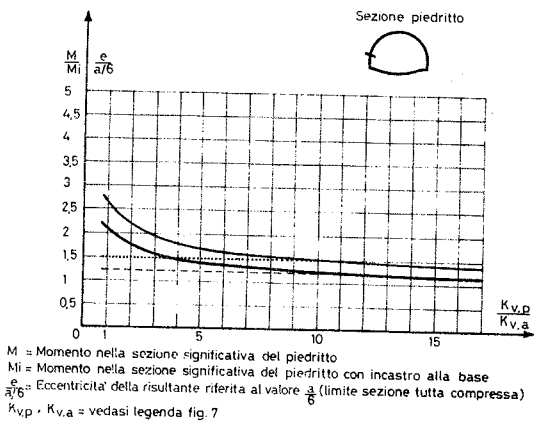


Fig. 9a

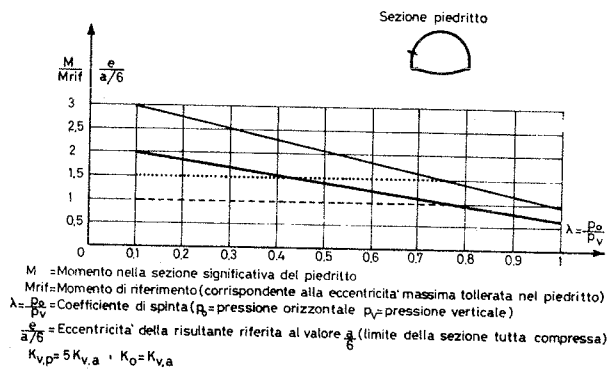


Fig. 9b

(fig. 10a), l'elemento di armatura presenta anche una componente di deformazione flessionale tanto più sentita quanto più piccolo è il raggio di curvatura, più distanziati sono i connettori e più ridotta è l'inerzia dell'elemento stesso.

Si può così (per potere trattare il caso reale assimilabile a quello di un lembo rettilineo semplicemente teso con l'armatura vincolata dai soli connettori) attribuire all'elemento metallico omogeneizzato al calcestruzzo una sorta di modulo equivalente fittizio E^* il cui valore è stato calcolato nel caso di un raggio pari all'incirca a quello di gallerie di tipo autostradale ($R \approx 5$ m) e per tre diverse configurazioni geometriche della sezione di materiale di apporto secondo quanto indicato in fig. 11; tali configurazioni riflettono alcune possibili ipotesi di intervento: a) nastro o lamiera di acciaio, b) profilati applicati di "piatto" e pertanto scarsamente ingombranti, c) profilati applicati secondo le consuete tecniche delle centine metalliche.

I rapporti E^*/E sono stati posti in grafico (fig. 12) in funzione del passo dei connettori localizzati, allo scopo di evidenziare come rinforzi dotati di una rigidità flessionale propria non trascurabile e validamente ancorati in punti singoli (purchè convenientemente ravvicinati) siano in grado di fornire un beneficio, in termini di rigidità e di resistenza, maggiore di quello che autonomamente potrebbero offrire qualora non venissero collegati; e questo lo si nota dall'andamento del rapporto E^*/E che, per le sezioni A_2 e A_3 , non decade immediatamente.

5. ALCUNE NOTE SPERIMENTALI CONNESSE ALLA TECNOLOGIA DI APPLICAZIONE

Gli aspetti e i problemi tecnologici sono innumerevoli, e taluni possono trovare risposta nelle competenze specifiche di produttori di materiali e nelle sperimentazioni dagli stessi promosse.

In questa sede si è cercato soltanto di esaminare sperimentalmente il seguente aspetto: l'intradosso dei volti delle gallerie presenta spesso andamenti irregolari che mal si prestano alla giustapposizione di profilati metallici se non con l'interposizione di rilevanti spessori di materiale.

Qualora detti spessori dovessero essere colmati solo con resine epossidiche, si giungerebbe a costi improponibili; sono state pertanto effettuate le seguenti ipotesi verosimili laddove il rivestimento presenti irregolarità di curvatura:

- a) regolarizzazione della superficie con preventiva applicazione di malte agrappanti tali da creare un supporto regolare e consentire le spalmature delle resine di attacco;
- b) colmare gli spessori derivanti dalla irregolarità del paramento interno con resina molto "caricata" di sabbia silicea, attribuendo poi a tale materiale l'onere dell'incollaggio vero e proprio.

Sono state confezionate allo scopo n. 3 serie di travetti del tutto analoghi a quelli descritti nel richiamo delle precedenti sperimentazioni: nelle prime due il collegamento calcestruzzo-acciaio è stato effettuato come indicato nei punti a) e b) e, nella terza, impiegando soltanto lo strato di resina strettamente necessario per l'incollaggio diretto (fig. 13); questo nell'ovvio intento di trarre utili confronti da prove a rottura effettuate con identiche modalità.

I primi risultati sono riportati nei grafici di fig. 14 e precisamente in figura 14a) è indicato l'andamento medio (su tre campioni) del diagram-

ma f, P₁ per l'attacco tipo a), analogamente in figura 14b) per il collegamento tipo b), infine in figura 14c) è indicato il diagramma relativo al collegamento con sola resina di modesto spessore.

Il confronto, confermando la caratteristica fragile della rottura soprattutto per i campioni con l'attacco dell'acciaio più diretto, evidenzia una tendenza più duttile per l'acciaio con interposto strato di malta e questo non a scapito della resistenza. Il graduale accrescimento del quadro fessurativo, fino a rottura, è documentato nella sequenza fotografica (fotografia n. 1).

La resistenza a rottura lievemente più elevata per i travetti con supporto di resina e sabbia è probabilmente attribuibile al contributo di resistenza a trazione dato da tale materiale di supporto. Non è infine da escludere, specie per il caso a), che il complesso acciaio e materiale di apporto, solidarizzati dalla resina, presentando una certa rigidità flessionale, abbia attivato un funzionamento quale quello evidenziato al punto 4) richiamando, anche per la zona di mezzzeria più sollecitata, un vantaggioso intervento dei connettori laterali. Eventuali sperimentazioni rivolte a meglio chiarire il possibile contributo dei connettori potrebbero più efficacemente indirizzare le scelte negli interventi.

Al termine dei diversi ragionamenti esposti e al di là delle elaborazioni numeriche che li hanno giustificati, si osserva che l'apposizione di armature efficacemente collegate, la successiva applicazione di malta protettiva con rete e le eventuali iniezioni delle fessure esistenti, sono in grado di determinare un sensibile miglioramento della struttura di rivestimento in termini di resistenza sia a compressione, sia a trazione presso il paramento interno. Ne può conseguire, nella maggioranza dei casi per le sezioni interessate da flessione positiva, la capacità di resistere a sforzi aggiuntivi senza parzializzazioni, pertanto in condizioni sufficientemente cautelate dalle situazioni di distacco fragile.

Tale aspetto è stato positivamente sperimentato in analoghi interventi effettuati su volte di ponti sottoposte ad onerose prove di carico.

CONCLUSIONI

Le riparazioni e gli eventuali potenziamenti statici dei rivestimenti delle gallerie possono costituire un capitolo di una problematica assai vasta nella quale solitamente il terreno e gli interventi sullo stesso (iniezioni, drenaggi, consolidamenti) giocano il ruolo di maggiore rilievo.

Spesso le riparazioni che si rendono necessarie per i rivestimenti sono da correlare al degrado attribuibile a cause indipendenti dallo stato di sollecitazione; già in questi casi, comunque, si pongono problemi di collegamento fra il materiale nuovo e la preesistente struttura. Tale collegamento ha un ruolo essenziale per la durabilità della riparazione e diviene ancora più determinante laddove si presentano problemi di insufficienza statica.

Relativamente a queste ultime situazioni ed in previsione di effettivi interventi, sono state fatte le osservazioni della presente nota. Queste si propongono di fornire indicazioni utili nei casi in cui si ravvisi conveniente il contributo congiunto di consolidamenti del terreno esterno e di potenziamenti del rivestimento.

Le questioni esaminate possono infine rappresentare, più in generale, un ulteriore apporto allo studio dei rinforzi metallici applicati alle superfici curvilinee, in alcuni casi già realizzati, con esito soddisfacente in archi da ponte.

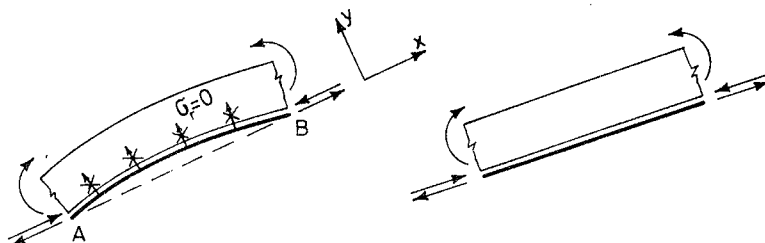


Fig. 10

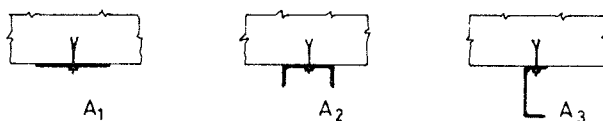


Fig. 11

A = Sezioni metalliche di apporto

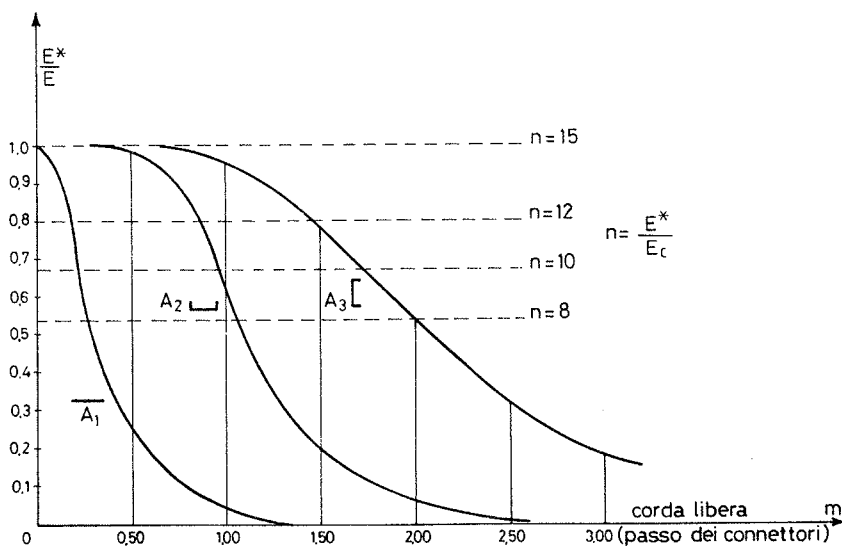
 $A_1 = A_2 = A_3$ 

Fig. 12

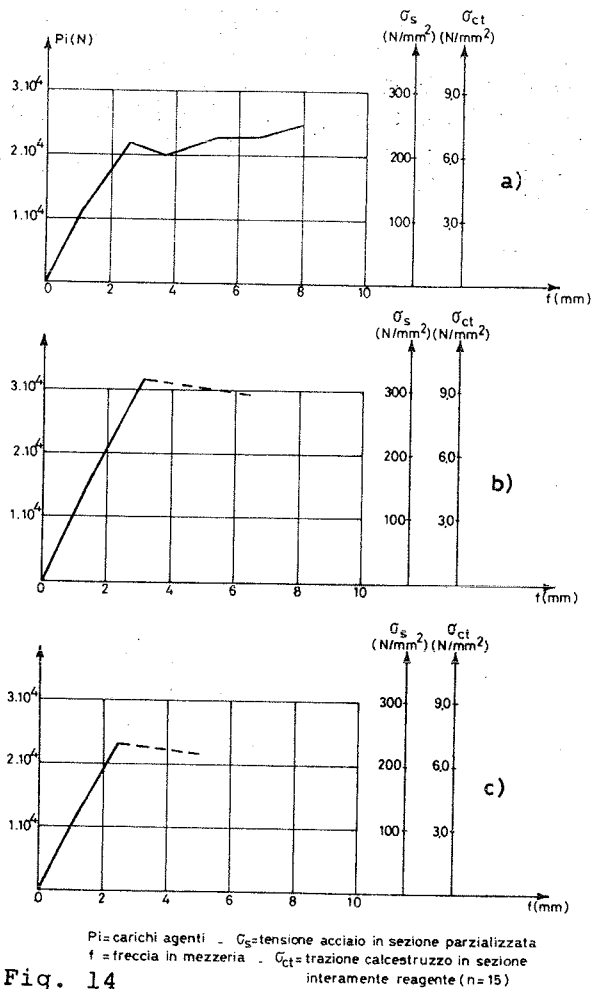
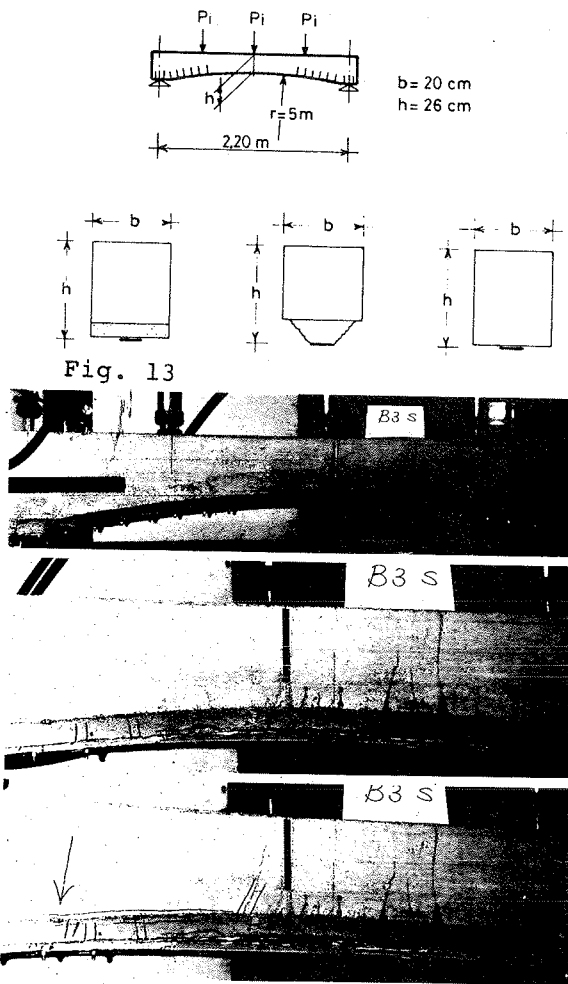
BIBLIOGRAFIA

- I. L'HERMITE R.: "Technique et application du béton plaqué" Costruzioni in cemento armato, Studi e Rendiconti, Milano, Vol.10, 1972.
- II. BRESSON J.: "L'application du béton plaqué." Annales de l'Institute Technique du Batiment et des travaux publics n. 349, aprile 1977.
- III. TATTONI S.: "Sulla verifica di sezioni inflesse in conglomerato armato rinforzate mediante placcaggio." Atti del Congresso CTE 1986 sulle tecnologie industrializzate nelle costruzioni. Marina di Ravenna, 30/10-1/11/1986.

- IV. POLUZZI R.: "Osservazioni sulla efficienza di armature esterne applicate a travi inflesse con intradosso curvilineo concavo." Memorie del Convegno AITEC "La durabilità delle opere di calcestruzzo" - Padova, 8-9 ottobre 1987.
- V. BENUSSI G.: "Il nuovo metodo austriaco nella costruzione delle gallerie." Le strade - n. 1190, maggio-giugno 1980.
- VI. RABCEWICZ L.V. e GALSER J.: "Principles of dimensioning the supporting system for the New Austrian Tunnelling Method" Water Power, marzo 1973.
- VII. FALCHI DELITALA G.: "Calcolo dei rivestimenti delle gallerie." Vitali e Ghianda, Genova, 1982.
- VIII. CESTELLI GUIDI C.: "Geotecnica e Tecnica delle fondazioni." Vol. 2° - Hoepli, Milano.

RINGRAZIAMENTI

L'A. ringrazia l'Impresa REN-STRADE di Bologna e la SIKA-ITALIA Spa per la preziosa collaborazione relativa alla parte sperimentale.



RIPRISTINO, CONSOLIDAMENTO E ADEGUAMENTO DELLE STRUTTURE DI UN COMPLESSO INDUSTRIALE A MILANO.

CARLO ED ELIO SOLA

Studio di ingegneria strutturale
MILANO

SOMMARIO

Sospesa la costruzione di un complesso industriale dopo l'esecuzione delle fondazioni e del primo impalcato, le opere restavano abbandonate e senza protezioni alle intemperie per quasi vent'anni. Gli autori sono stati incaricati di riprendere il progetto strutturale, cercando di recuperare il più possibile dell'eseguito, prevedendo in una certa zona due piani in più, con carichi maggiori anche sull'impalcato già realizzato.

SUMMARY

The construction of industrial unit has been suspended after completing the foundations and the first level; the work was abandoned without being protected from weather for almost twenty years. The authors have been charged to reconsider the structural project, trying to recover the work already done as much as possible and adding another two floors to what had been planned, with greater weights also on the structure already realized.

1.- PREMESSA

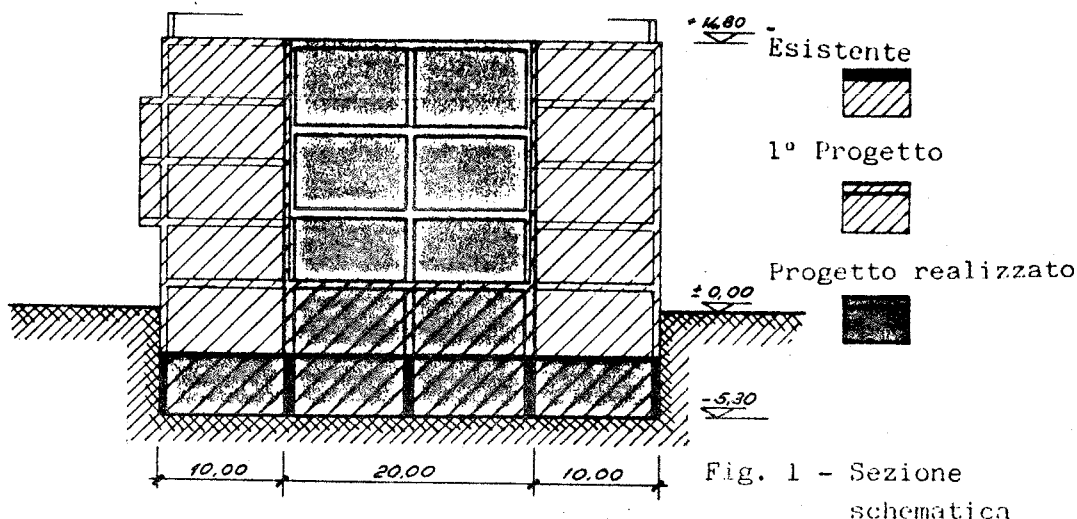
Nell'anno 1962 veniva progettato un complesso industriale sull'area di Via Pogliaghi 5, a Milano.

L'opera, però, era realizzata solo in minima parte: fondazioni, tutto l'impalcato di copertura interrato e una zona di impalcato a copertura piano terreno.

Quanto eseguito è stato abbandonato fino al 1980, anno in cui l'area è stata interessata da un nuovo e sostanzialmente diverso progetto di utilizzo, a firma degli architetti Latis: la nuova sede della Manifattura Fraizzoli, poi realizzata dalla Società Immobiliare Ireca, tramite l'impresa "Costruzioni Minotti" di Milano.

Il nuovo progetto rovescia la previsione strutturale originaria, abbandonando i due bracci longitudinali paralleli a Via Carriera e prevedendo un corpo principale in corrispondenza del cortile, - 3 piani f.t. + seminterrato, largo circa mt. 20,0 -; sulla Via Pogliaghi la costruzione, invece, è portata da 4 a 2 piani f.t. (figg. 1-2-3).

Gli autori vengono incaricati del progetto, calcolo e direzione delle opere strutturali.



La prima richiesta avanzata dalla committenza per ovvie ragioni di economia opportunità e tempo, è quella di recuperare la maggior parte possibile di quanto già eseguito, che, poichè abbandonato senza alcuna protezione a tutte le intemperie per venti anni, si trova in pessimo stato di conservazione. E' chiaro come in questi casi, sia estremamente importante analizzare non solo quanto deve venir costruito, ma anche conoscere e studiare a fondo quanto previsto e quanto in precedenza realizzato.

Di conseguenza, parallelamente all'analisi condotta sulla nuova e sulla vecchia struttura, poichè non sono stati rintracciati i disegni esecutivi di quanto fatto, si è reso necessario, procedere ad un accurato esame dello esistente, al fine di rilevare geometrie ed armature delle varie strutture. Dato il degrado subito dall'insieme si è dovuta condurre una estesa campagna di sondaggi per controllare in vari punti lo stato del calcestruzzo e delle armature, prelevando campioni in sito e facendoli provare in laboratorio.

Sono state eseguite alcune prove di carico per controllare il comportamento delle zone che rivelavano le maggiori aggressioni del tempo.

Anche il terreno in vicinanza delle fondazioni è stato interessato da un certo numero di prove penetrometriche.

Infatti, dato che la nuova distribuzione dei volumi era diversa da quella prevista nel primo progetto, alcune strutture esistenti, come la pilastrata centrale e le relative fondazioni, erano interessate da carichi fino a tre volte superiori a quelli di origine: il solaio di copertura interrato, di circa 2500 mq di superficie in pessime condizioni di manutenzione, doveva sopportare un carico sensibilmente maggiore ed accettare il transito di automezzi pesanti.

Sono stati individuati così i seguenti interventi principali:

- allargamento delle fondazioni di colmo a plinto,
- rinforzo della pilastrata centrale,
- ripristino e rinforzo del solaio di copertura interrato.

Ciò naturalmente, avendo controllato la maggiore convenienza di queste opere rispetto alla demolizione e al rifacimento integrale del tutto.

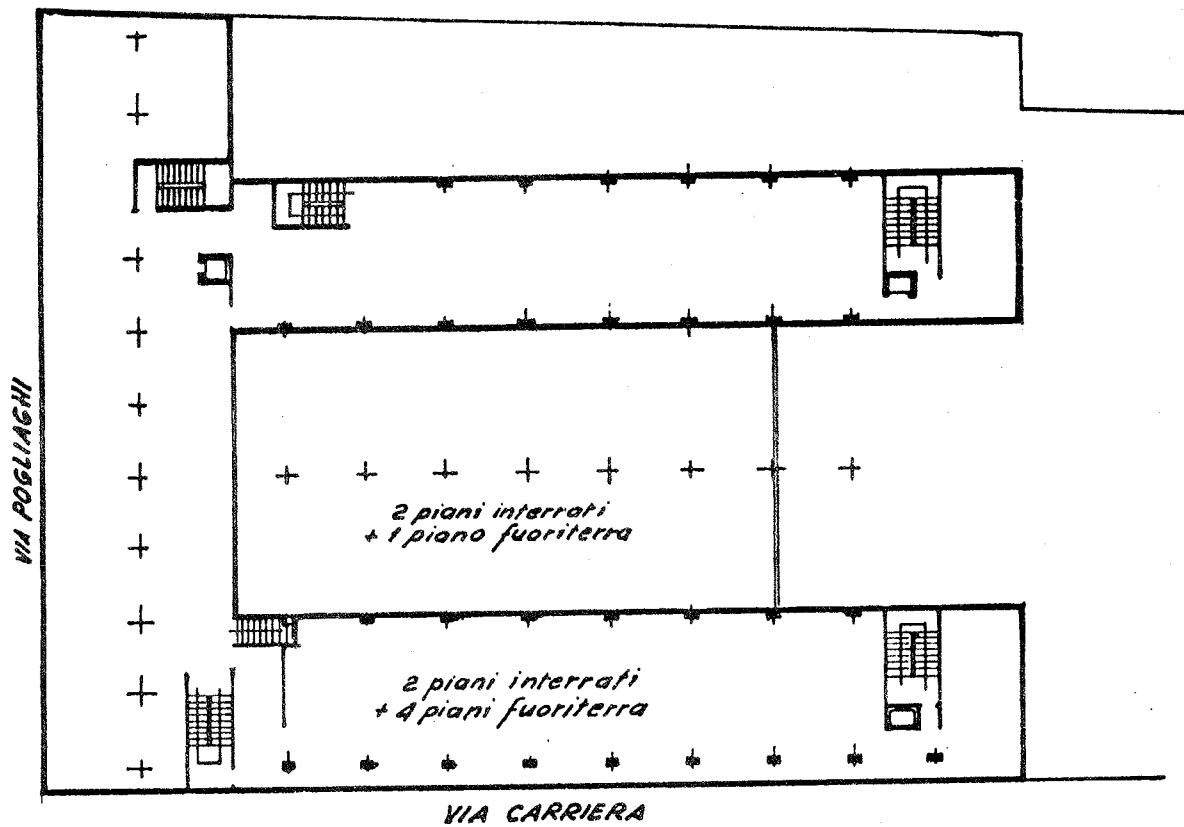


Fig. 2 - 1° Progetto: planimetria.

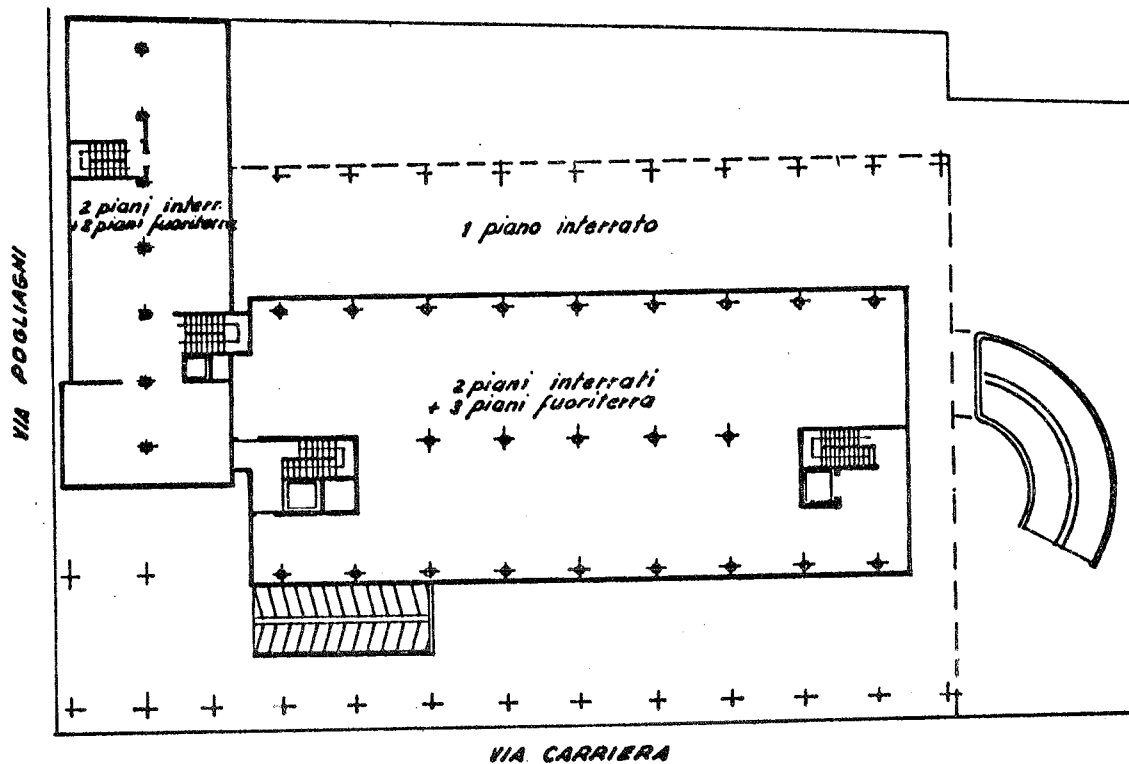


Fig. 3 - Progetto realizzato: planimetria.

2 - ALLARGAMENTO DEI PLINTI DI FONDAZIONE

Il carico per il quale erano stati dimensionati i plinti esistenti è stato valutato in circa 1300 KN, mentre il nuovo carico alla risega di fondazione è stato calcolato in 3600 KN, con un rapporto di circa 1 a 3.

Sono state prese in considerazione due possibili soluzioni per l'allargamento dei plinti.

La prima, - fig. 4, - prevedeva la carotatura nelle due direzioni ortogonali del plinto esistente, per permettere il passaggio di barre di precompressione. col compito di solidarizzare il nuovo getto di calcestruzzo a quello già eseguito, previa opportuna preparazione della superficie di contatto.

La seconda, - che è stata quella adottata per ragioni di semplicità e di economia, - si basa sull'ipotesi più gravosa che l'allargamento di fondazione sia interessato dal carico eccedente rispetto alla previsione originaria e che i due getti, eseguiti in epoche molto distanti, non abbiano assolutamente a solidarizzare fra loro, anche per la mancanza di idonei impedimenti allo scorrimento tra le parti. (Fig. 5).

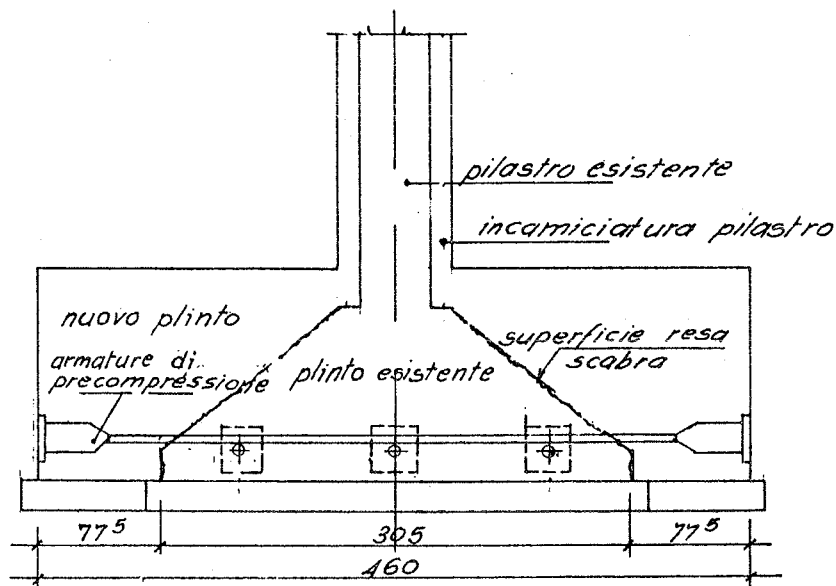
La scomposizione della forza è stata schematizzata come in fig. 6.

Nel corpo del nuovo getto si sono così individuate quattro bielle compresse, mentre alla base la funzione di catena è stata affidata alle armature colà disposte.

In ogni caso queste armature costituiscono la robusta cerchiatura dell'insieme, anche se al meccanismo previsto di scomposizione del carico si pensasse di sostituirne un altro simile.

Nelle figg. 7-8-9 è riportato il sistema di armatura adottato, che, come si può vedere, è alquanto semplice. Si può notare come si è poi approfittato del nuovo getto per inserire le riprese dei ferri di armatura relativi all'allargamento dei pilastri.

Fig. 4 - Allargamento dei plinti: 1^a soluzione



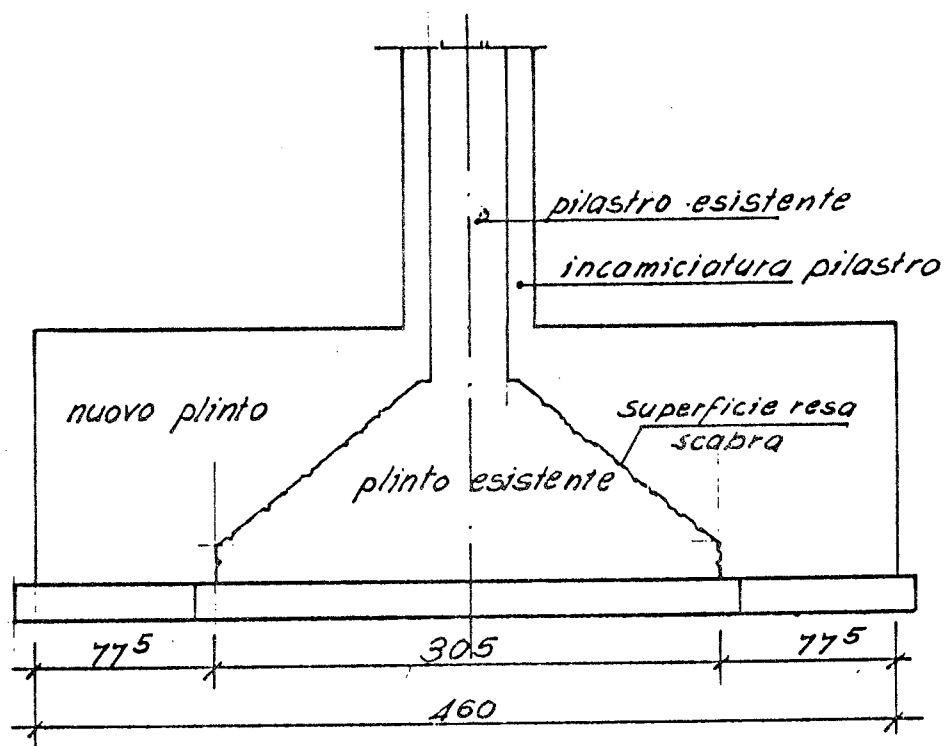


Fig. 5 - Allargamento dei plinti: 2^a soluzione (adottata).

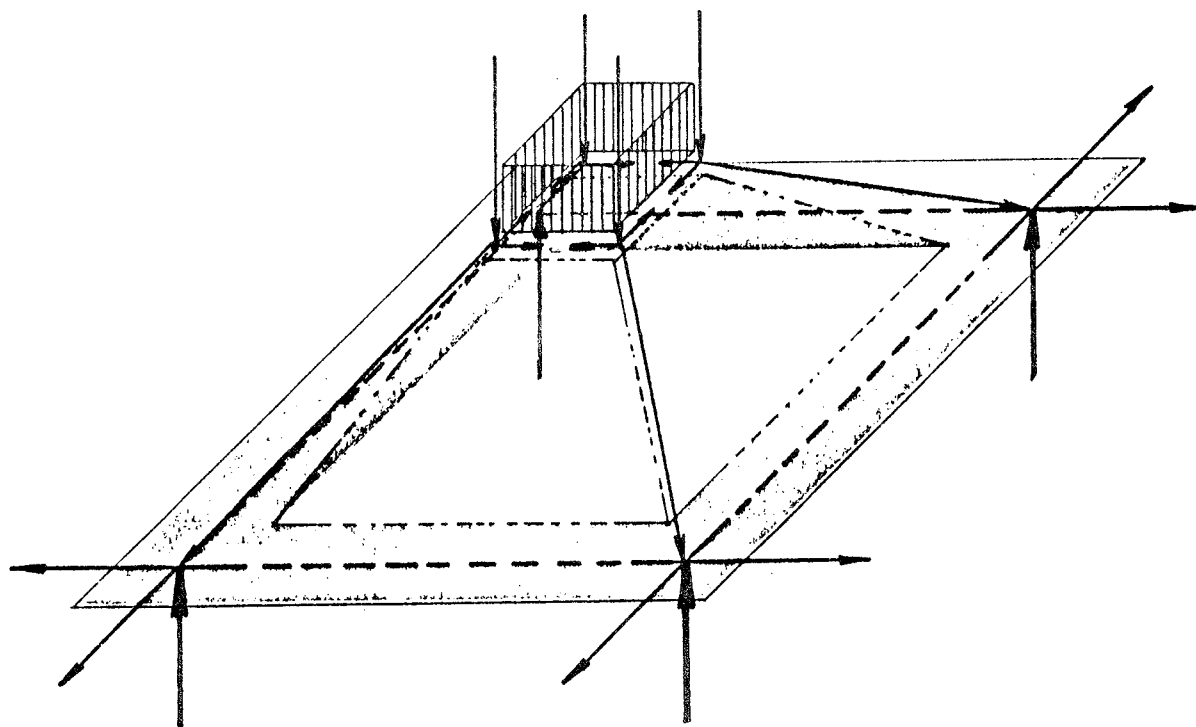


Fig. 6 - Schema di scomposizione delle forze.

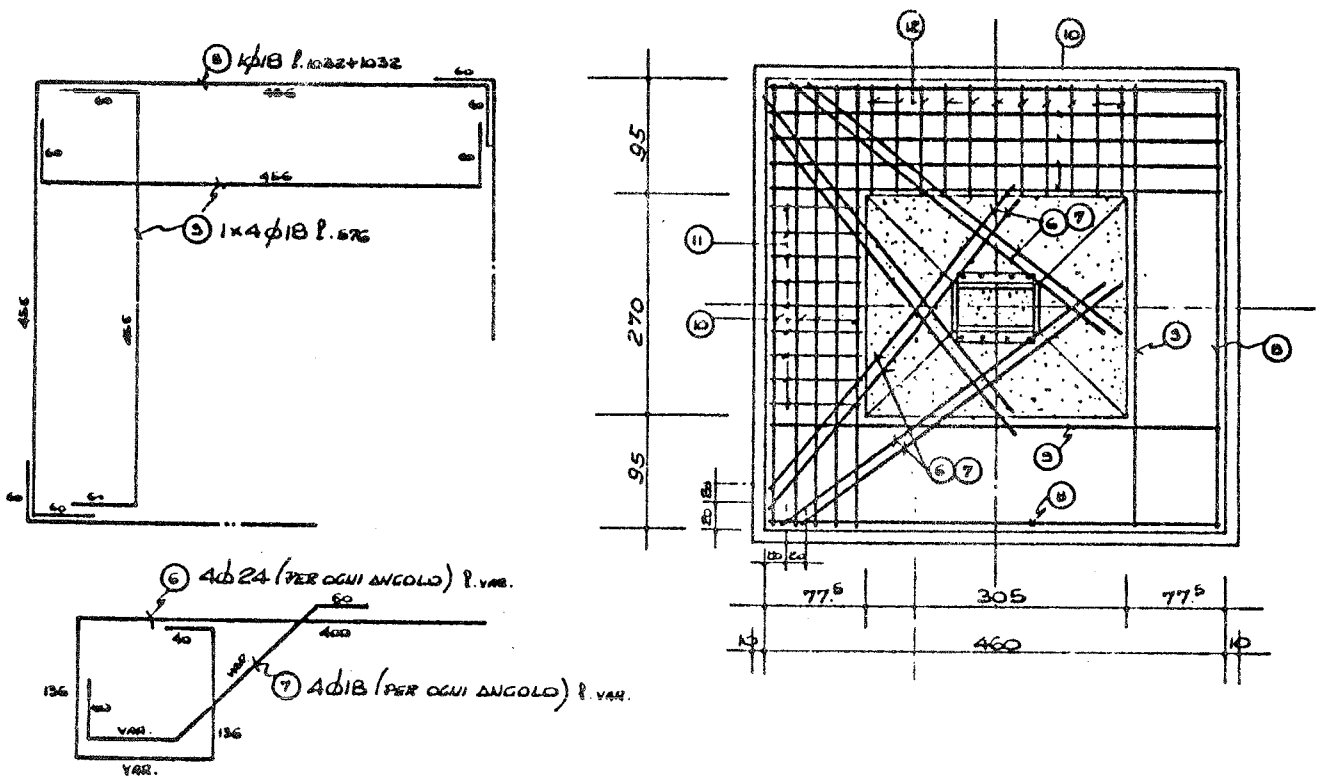


Fig. 7 - Plinto: armatura superiore.

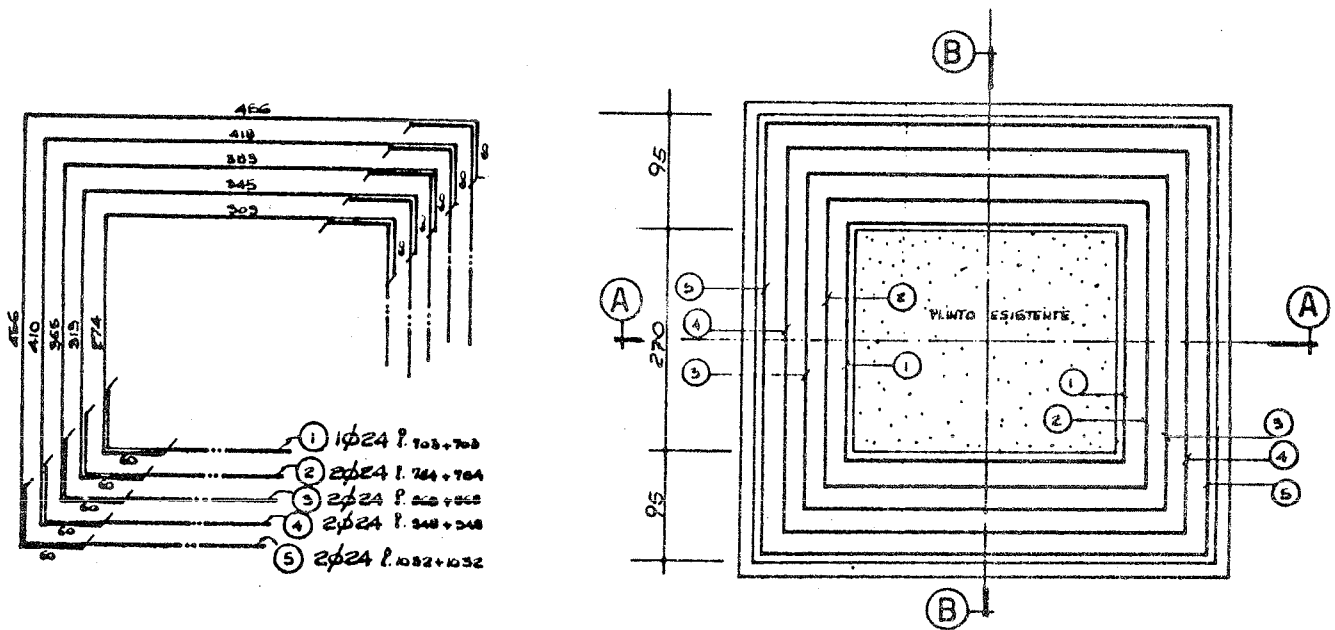


Fig. 8 - Plinto: armatura inferiore.

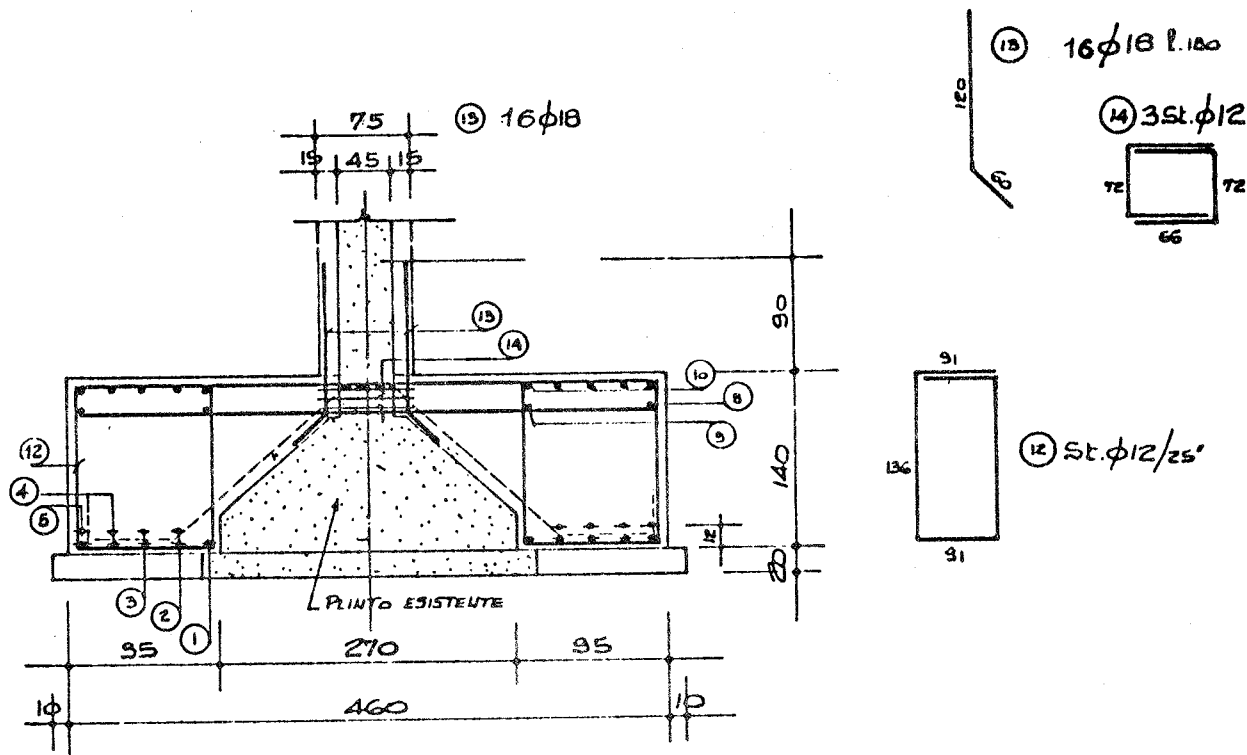


Fig. 9 - Plinto: sezione.

3.- RINFORZO DEI PILASTRI CENTRALI.

Secondo le considerazioni precedentemente svolte, anche i pilastri centrali subivano un forte incremento di carico. Rendendosi quindi necessario un rinforzo, si è proceduto nel seguente modo.

Si è progettata una incamiciatura in cemento armato di sezione tale da assorbire il carico aggiunto, con un tasso di lavoro simile a quello della vecchia sezione per il vecchio carico previsto, e ciò per avere una distribuzione uniforme dello sforzo assiale.

E' stata preparata idoneamente la superficie laterale, (irruvidimento e spalmatura con resine epossidiche); inoltre sono state praticate lungo l'altezza del vecchio pilastro anche quattro fori orizzontali, mediante carotatura del calcestruzzo. Attraverso questi fori armature idonee ad assorbire scorrimenti garantiscono la saldatura della nuova incamiciatura al nucleo originario.

Due asole, praticate al lato dei pilastri, nella trave di copertura interrato, hanno reso possibile un comodo e sicuro betonaggio della camicia, facilitando l'inserimento delle nuove armature di ripresa per il pilastro del piano terreno, per il quale, oltretutto, veniva richiesta una sezione circolare. (Vedere figg. 10- 11).

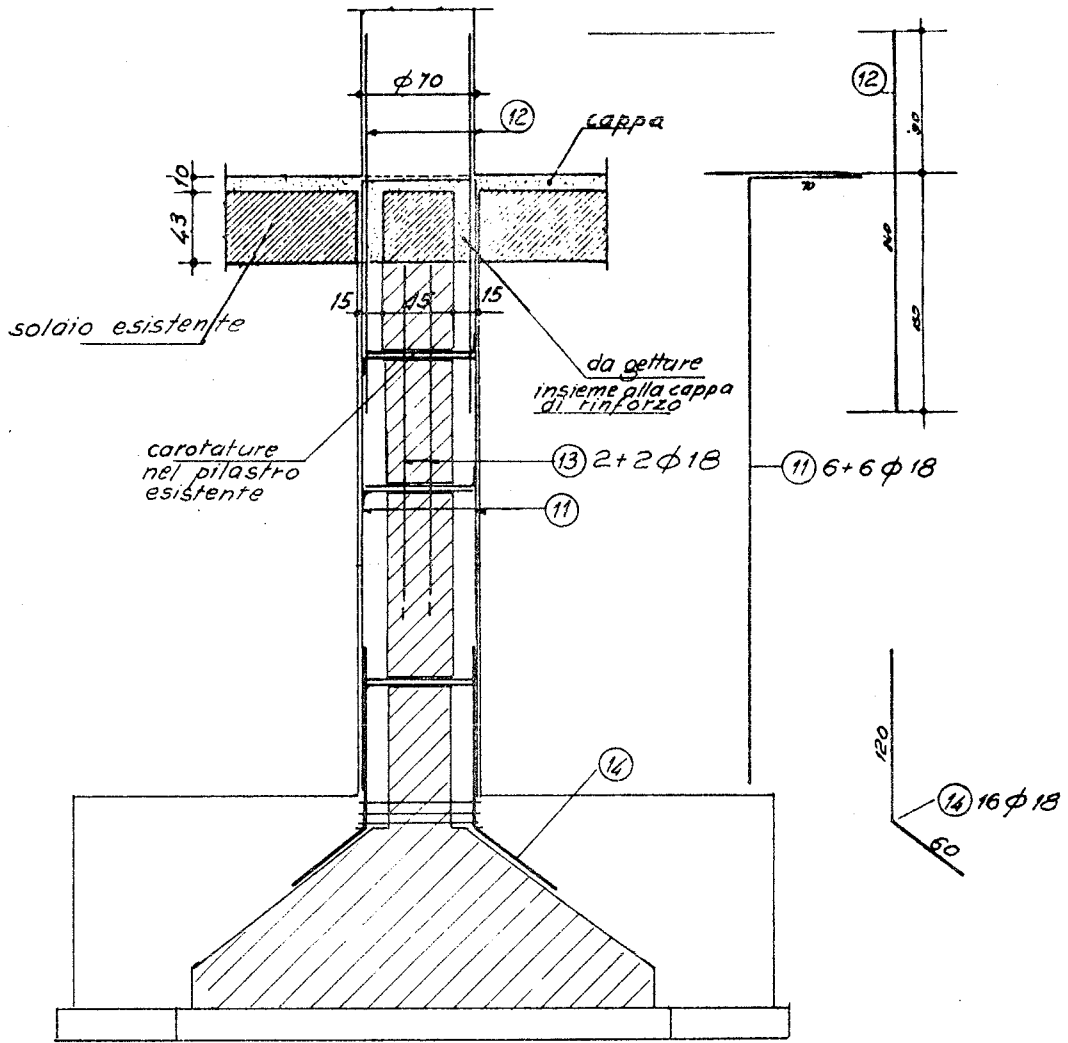


Fig. 10 - Pilastro: sezione verticale.

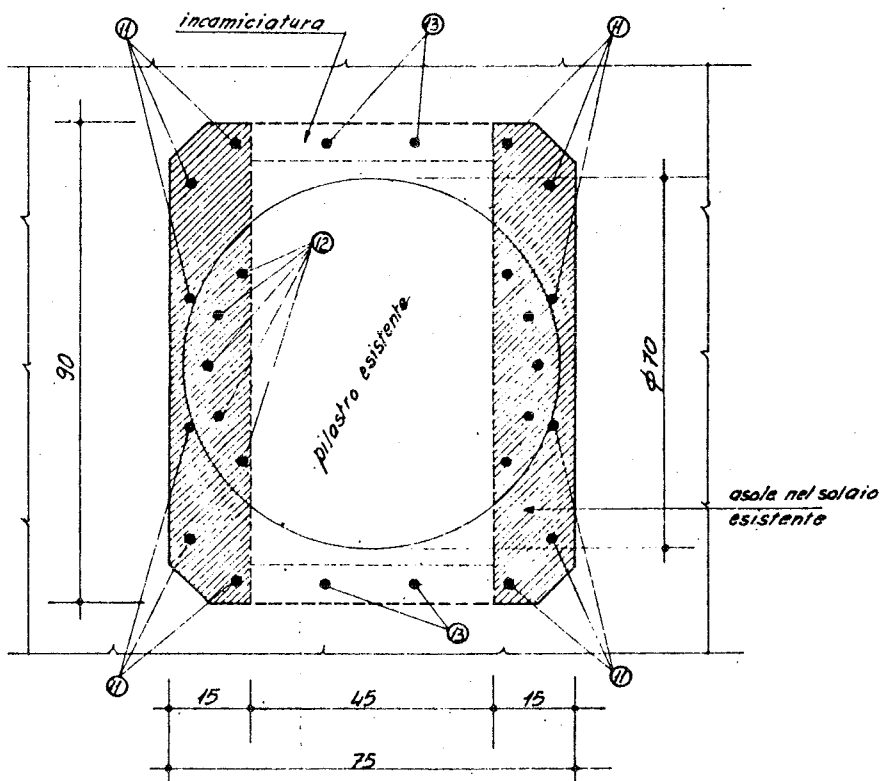


Fig. 11 - Pilastro: sezione orizzontale.

4... RIPRISTINO E RINFORZO DEL SOLAIO A COPERTURA INTERRATO

L'impalcato esistente era formato da un solaio in laterizio e cemento armato, $h = (35 + 8)$ cm. $i = 50$ cm. in pessimo stato di conservazione.

Si è per prima cosa proceduto ad una capillare indagine conoscitiva, rilevando la consistenza e lo stato delle armature presenti, nonché il tipo di acciaio impiegato e le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

Si è così desunto che il progetto originario aveva previsto un carico utile generalizzato di $6,50$ kN/mq, comprensivo di permanente e accidentale: tale carico doveva per il nuovo utilizzo essere portato a $11,50$ kN/mq, considerando anche il transito in alcune zone di automezzi pesanti.

A questo punto si è precisata la procedura di ripristino e rinforzo nel seguente schema:

- pulizia accurata e meticolosa di tutta la superficie, compresa la rimozione della ruggine presente sulle armature di acciaio sporgenti;
- preparazione della superficie stessa, mediante irruvidimento e spalmatura di resine epossidiche;
- getto di una nuova cappa di spessore 10 cm., - variabile tra 10 e 4 cm. nelle zone aperte carrabili per ricavare le pendenze.

Lo spessore della nuova cappa è stato così stabilito per portare l'altezza utile totale del solaio al valore necessario e rendere idoneo al nuovo carico il momento resistente delle armature presenti al positivo, sia nei solai che nelle travi.

schema tipico tasselli chimici Hilti $\phi 16$

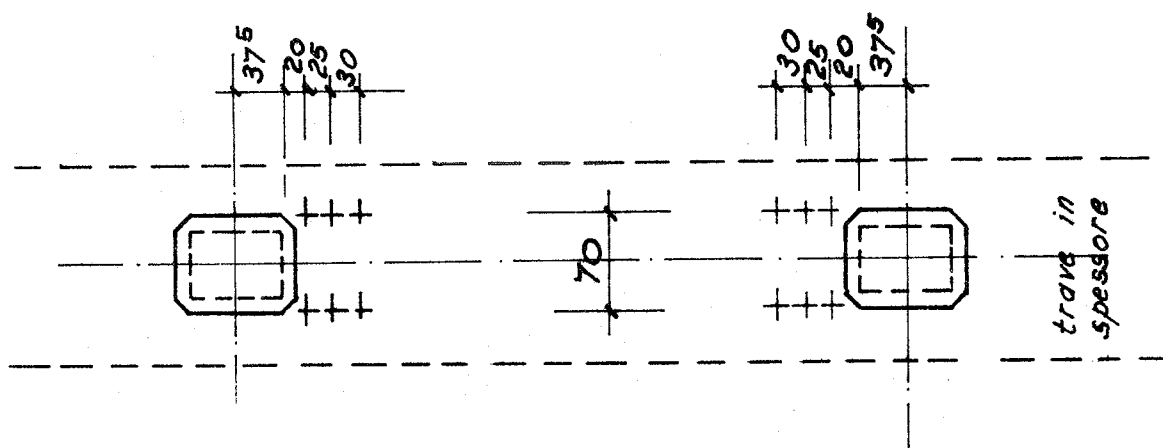
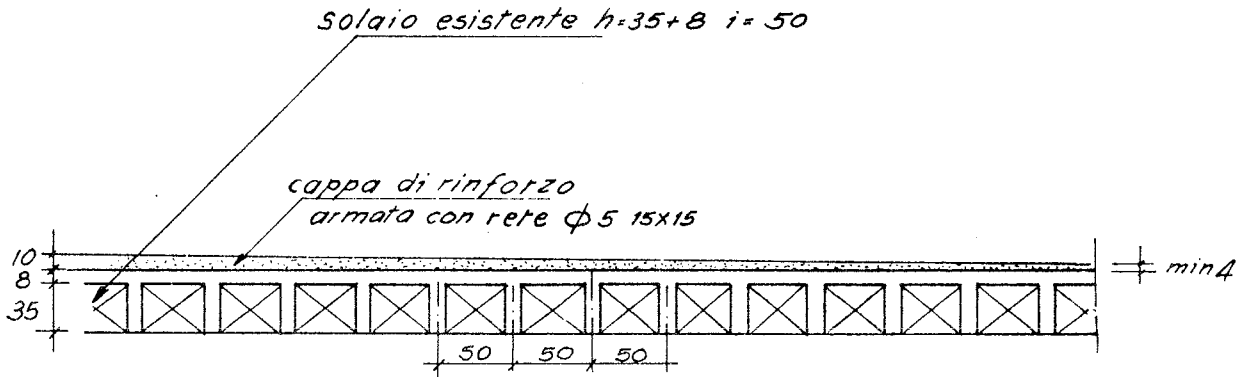


Fig. 12. - Posizione dei tasselli chimici nelle travi in spessore

Fig. 13 - Sezione del solaio.



NB prima del getto di completamento del solaio devono essere puliti molto bene dalla ruggine i ferri esistenti e la superficie superiore del solaio deve essere trattata con una spalmatura di "BARRA-RIPRESA della ITALBARRA

La portata dell'impalcato risulta, infatti, superiore a quanto inizialmente previsto di ben 7,0 kN/mq, comprensivi della maggiorazione di carico utile e dell'incremento di peso proprio.

Nella nuova cappa - già di per sè armata con rete elettrosaldata - hanno trovato sede idonea tutte le armature necessarie al momento negativo per solai e travi.

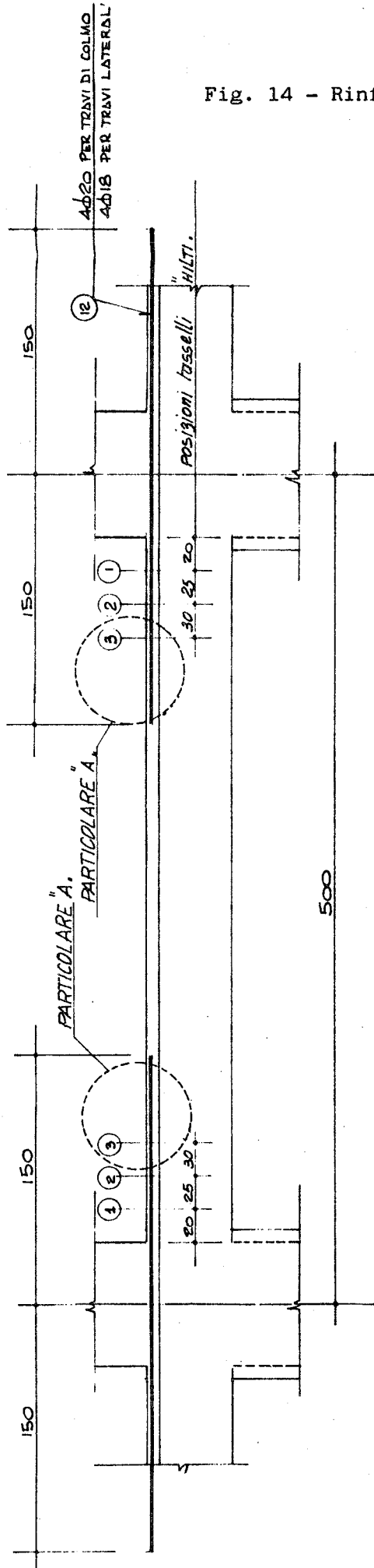
Ulteriore e importante necessità era, infine, quella di assicurare un'ottima solidarizzazione tra i due getti, assorbendo gli scorrimenti relativi e garantendo così il funzionamento a tutta altezza dei solai e, in particolare delle travi.

Dato il relativamente modesto valore delle sollecitazioni tangenziali al contatto tra i due getti, sarebbe stato già sufficiente l'irruvidimento della superficie e il collaggio con resine epossidiche, ma, per maggiore sicurezza, - data l'entità dei carichi in gioco e la presenza di carichi mobili, - si è preferito ricorrere ad una vera e propria chiodatura della nuova cappa al solaio inferiore esistente.

Tale chiodatura è stata realizzata con l'uso di tasselli chimici Hilti $\varnothing 16$, disposti nei solai e nelle travi in posizione opportuna; ai tasselli delle travi sono solidarizzate piattine di acciaio, a cui sono legate le armature di continuità. (Vedere figg. 12-13-14-15).

Questo sistema è stato preventivamente campionato e provato sperimentalmente, ottenendo valori di sforzo assorbito ben superiori a quelli teorici valutati in sede di calcolo.

Fig. 14 - Rinforzo solaio: particolari



AB - PRIMA DEL GETTO DI COMPLETAMENTO DEL SOLAIO DEVONO ESSERE PULITI MOLTO BENE DALLA RUGGINE I FERRI ESISTENTI E DEVONO ESSERE TRATTATA LA SUPERFICIE SUPERIORE DEL SOLAIO CON UNA SPALMATURA DI "BARRA-RIPRESA DELLA ITALBARRA

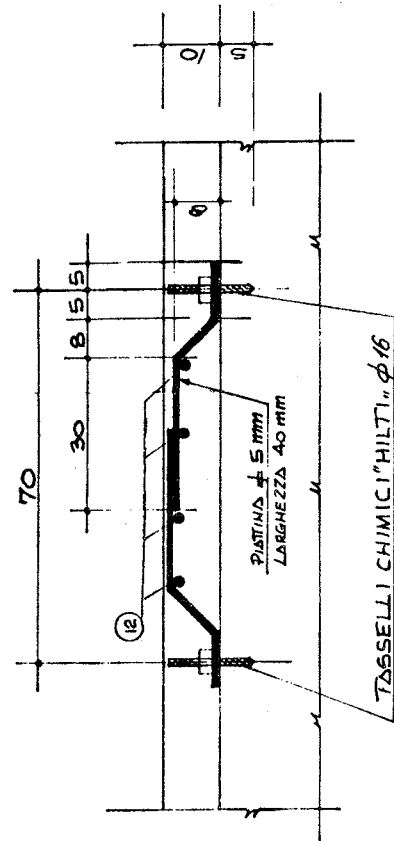


Fig. 15 - Rinforzo solaio: particolari

5.- CONCLUSIONE

Gli interventi descritti hanno consentito un notevole risparmio economico e di tempo rispetto all'ipotesi di demolire quanto inizialmente eseguito e rifarlo secondo i nuovi criteri: questa ipotesi, come si è già detto, era stata attentamente valutata prima di cominciare i lavori.

In sede di collaudo il tecnico incaricato ha condotto una serie di accurate prove di carico, in particolare sulle zone maggiormente interessate dalle opere di ripristino.

L'indagine sperimentale, condotta con adeguata strumentazione, ha dato ottimi risultati, confermando le previsioni di calcolo.

Le strutture sono state oggetto, poi, di controlli attenti e sistematici nell'arco del periodo di esercizio, che dura ormai da quattro anni, senza che siano emersi rilievi di sorta.

E' quindi lecito concludere che le opere di ripristino, consolidamento e adeguamento qui descritte hanno pienamente corrisposto alle attese progettuali.