

**LE OPERE IN C.A. E C.A.P. NELLE INFRASTRUTTURE
PER LA MOBILITA' ED IL TRASPORTO**

- aspetti costruttivi e gestionali

Presidenti di sessione: prof. ing. Raffaello BARTELLETTI
dott. ing. Luigi PADULA

Relatore generale: prof. ing. Giorgio BELLONI

Coordinatore del dibattito: dott. ing. Gabriele CAMOMILLA

PONTE AD ARCO IN C.A.: UN'ANTICA TIPOLOGIA STRUTTURALE PER OVVIARE
ALLE NUOVE PROBLEMATICHE DI VIABILITA' IN AMBITO FERROVIARIO

Franz AIGNER
Libero Professionista - Graz, Austria

Sonia CAVINA
Libero Professionista - Firenze

PONTE AD ARCO IN C.A.: UN'ANTICA TIPOLOGIA STRUTTURALE PER OVVIARE ALLE NUOVE PROBLEMATICHE DI VIABILITA' IN AMBITO FERROVIARIO

Franz AIGNER
Libero professionista
GRAZ, AUSTRIA

Sonia CAVINA
Libero professionista
FIRENZE

SOMMARIO

Il ponte ad arco in c.a. risulta spesso la soluzione ottimale alle esigenze ferroviarie (limitazioni imposte alla freccia, agli spostamenti in sommità della pila, ...) tenuto conto anche dell'entità dei sovraccarichi e la frequenza delle massime sollecitazioni. A conferma di ciò si illustreranno i dati sperimentali rilevati in Austria su ponti ad arco in c.a. di recente realizzazione insieme al metodo costruttivo della centina Cruciani.

SUMMARY

The arch bridge in reinforced concrete is an optimal solution for railway requirements (especially for limited deformations). We are going to show experimental data measured in Austria on arched bridges in reinforced concrete, realised by Cruciani's arch centering.

1. CARATTERISTICHE DI PONTI E VIADOTTI FERROVIARI

Il viadotto ferroviario è un'opera destinata a lavorare in condizioni gravose per diverse cause:

- l'entità elevata di sovraccarichi mobili e la frequenza dei loro valori massimi;
- le notevoli sollecitazioni in direzione longitudinale, dovute alla frenatura, e trasversale date dall'eventuale forza centrifuga;
- le frequenti sollecitazioni torsionali dovute alla dissimmetria dei carichi.

Il viadotto deve quindi soddisfare a requisiti ben precisi in termini di sicurezza e durabilità:

- il contenimento dei cedimenti relativi in fondazione;

- l'assorbimento delle dilatazioni termiche senza compromettere l'integrità della rotaia.

In Italia la soluzione a trave continua è usualmente limitata a luci di 100 m (200 m nel caso di appoggio fisso centrale e scorrevole agli estremi) per non indurre eccessive sollecitazioni nella lunga rotaia saldata, non essendo previsti giunti sulla rotaia;

- possibilità di manutenzione straordinaria senza interruzione dell'esercizio;
- controllo sulla qualità del manufatto per garantire la durabilità nel rispetto dell'economicità dell'opera;
- limitazione della freccia dell'impalcato e dello spostamento in sommità della pila. Per gli impalcati di viadotti con molteplici campate, la freccia di inflessione connessa ai carichi accidentali, considerati ap-

plicati staticamente, è opportunamente limitata secondo gli standard di progettazione della linea. Ciò è dovuto al timore di perturbazioni della marcia dei treni che possano insorgere frequenze di disturbo che, sotto le azioni dei carichi mobili, possono dar luogo a fenomeni che vanno ad amplificare le accelerazioni verticali. La limitazione della freccia è anche legata a considerazioni sui raccordi alimetrici fittizi che debbono affrontare i treni sui lunghi viadotti per l'effetto della deformabilità delle campate e della rotazione dell'estremità della singola trave appoggiata. Il limite del rapporto freccia statica-luce varia fra 1/4000 e 1/2000 in funzione della velocità di progetto. Le nuove prescrizioni per linee ad Alta Velocità prevedono che il rapporto l/f per effetto dei carichi accidentali escluso l'effetto dinamico sia uguale o superiore ai valori:

1000	ponti a 1-2 campate
2000	ponti a 3-5 campate
2500	ponti a 5-15 campate
3000	con più di 15 campate

2. PONTI AD ARCO SULLA LINEA SALISBURGO-VILLACO-TARVISIO

L'arco fin dall'antichità è stato un elemento portante usato spesso e con successo. Ancora oggi si possono ammirare ponti ad arco di epoca etrusca, romana e medioevale tuttora utilizzati.

La necessità di riattivare le comunicazioni interrotte dall'ultima guerra ha portato alla fine degli anni '50 allo sviluppo di nuovi sistemi e metodi di costruzione. In questo contesto gli ingegneri E. e F. Cruciani hanno ideato un nuovo tipo di centina in legno per la realizzazione di archi in cemento armato che per la tecnica e la sua economicità ha prodotto la riuscita dei ponti ad arco.

Dall'inizio degli anni '60 sono stati costruiti in Austria numerosi ponti ad arco sfruttando il metodo Cruciani. I primi successi sono stati i cinque ponti per l'autostrada del Brennero con luci che vanno da 67 a 180 metri. Questi ponti stradali sono tutti formati da due archi, uno per ogni carreggiata e sono realizzati con la costruzione di una sola centina che veniva spostata lateralmente e riutilizzata. Altri ponti costruiti con la centina Cruciani si trovano nella Stiria dove tra il 1968 e il 1973 si costruì tutta una serie di ponti ad arco in cemento armato con luci dai 46 ai 160 metri.

Sono stati inoltre realizzati fra il 1970 ed il 1985 per conto delle ferrovie austriache (ÖBB) sei ponti ad arco in cemento armato sulla linea Salisburgo-Villaco-Tarvisio per ferrovia a due binari, con impalcato a trave continua provvisti di massicciata e con luce degli archi

variabile da 52 a 200 metri, di cui riportiamo i risultati di alcune prove che avvalorano l'efficacia di questa tipologia soprattutto in ambito ferroviario.

Altri sono in via di realizzazione.

Realizzati	Luce arco	Lunghezza totale
P. di Pfaffenberg	200	377
P. di Falkenstein	120 + 150	396
P. di Lindishgraben	154	283
P. Mollheuergraben	51,6	93,6
P. di Litzsdorf	110	185
P. sul Ruckenbach	84	196,6
Progetti esecutivi pronti	Luce arco	Lunghezza totale
P. sul Schmalzgrabenbach	32	58
P. di Pichlwald	26	42
P. di Kaponig	70	98
Progetti in attuazione	Luce arco	Lunghezza totale
P. sullo Steinhachgraben	60	108
P. di Pyrkershoben	51	129
P. di Weitmöserschl.	56	156
P. di Hundsdorfergraben	88	138
P. di Schlossgraben	88	158

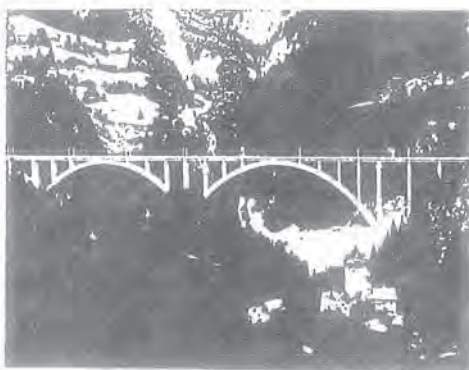


Fig. 1 - Ponte di Pfaffenberg

Come si può vedere in Fig. 1 la tipologia proposta consiste essenzialmente in uno o più archi collegati me-

dianti setti verticali all'impalcato generalmente a trave continua con punto fisso in corrispondenza della chiave dell'arco attraverso il quale possono trasmettere a quest'ultimo le forze orizzontali. La struttura portante fondamentale è l'arco mentre i pilastri trasmettono semplicemente i carichi verticali dall'impalcato all'arco.

Inoltre fondamentale è lo studio della forma: il progettista cerca la giusta relazione tra la luce e la freccia dell'arco facendo in modo che l'asse sia funicolare dei carichi e realizza l'arco incastrato con spessore crescente dall'imposta alla chiave per adattarlo meglio alle sollecitazioni e conferire alla struttura snellezza ed eleganza.

Le caratteristiche più evidenti ed apprezzate nel comportamento del ponte ad arco in cemento armato sono le scarse deformazioni sia a lungo termine che

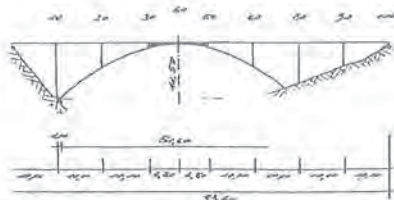


Fig. 2 - Molltheuergrabenbrücke: caratteristiche geometriche

CARICO SIMMETRICO RISPETTO CHIAVE

nodo	y misurato (mm)	y calcolato (mm)
20	- 0.5	-1.1
40	- 1.6	-1.5
60	- 0.5	-1.1

CARICO ASIMMETRICO RISPETTO CHIAVE

nodo	y misurato (mm)	y calcolato (mm)
20	- 1.0	-1.7
40	- 0.0	-0.1
60	- 1.5	-2.2

CONDIZIONI DI CARICO		5	7	9	11	13	15	17
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
<p>$p = 2.56 \text{ kN/m}$</p>	CALCOLO	0	-132	-260	-424	-500	-417	0
	MISURA		-15	-115	-245	-400	-465	-395
<p>$p = 2.56 \text{ kN/m}$</p>	CALCOLO	0	-117	-259	-424	-500	-417	0
	MISURA		-10	-110	-245	-405	-460	-370
<p>$p = 56 \text{ kN/m}$</p>	CALCOLO	0	-68	0	-86	0	-68	0
	MISURA	VERIFATA		BOX $u_1 + 7.7 \text{ mm}$				BOX $u_1 + 1.5 \text{ mm}$

Fig. 3 - Ponte di Pfaffenberg: deformazioni in fase di collaudo

sotto i sovraccarichi di esercizio. In proposito riportiamo i dati sperimentali rilevati su alcuni dei ponti realizzati.

Le ferrovie austriache un anno dopo l'apertura al traffico hanno misurato l'abbassamento in chiave del ponte Pfaffenberg di 200 m di luce.

Si è trovato come risultato 80 mm, un valore facilmente compensabile dalla massicciata. I risultati ottenuti con le prove di carico dei ponti della Villaco-Salzburg hanno portato a fare considerazioni generali sulla risposta dei ponti ad arco nei confronti dei carichi ferroviari.

Nel traffico ferroviario normale l'influenza del sovraccarico è di breve durata e le deformazioni che si ottengono sono a mala pena misurabili, a causa della evidente forte inerzia ponte.

Le deformazioni dell'arco raggiungono il valore massimo solo dopo un tempo piuttosto lungo, almeno trenta minuti, corrispondente alla situazione di treno fermo in posizione sfavorevole. I valori ottenuti sono comunque modesti; si può notare infatti che per il ponte Pfaffenberg di 200 m di luce è stato misurato, ad un quarto dell'arco, un abbassamento verticale massimo di 24 mm per un sovraccarico di 55 kN/m per ogni binario in posizione sfavorevole: tale deformazione corrisponde ad 1/8000 della luce. Per ponti di luce minore si sono avute deformazioni ancora più basse.

L'azione di frenamento del treno produce anch'essa uno sforzo di breve durata, infatti durante il collaudo non sono stati registrati spostamenti dell'arco.

I ponti ad arco in cemento armato risultano incastrati lateralmente rispetto alle azioni come la spinta del vento ed i movimenti sismici; si è visto che tali azioni vengono assorbite più facilmente attraverso l'arco incastrato che non attraverso pile di pari altezza.

I ponti ad arco in cemento armato hanno dimostrato

inoltre buone prestazioni sotto azioni sismiche.

Dopo il terremoto del Friuli del 1976 tutti i ponti ad arco della Villaco-Salisburgo furono minuziosamente revisionati e non furono trovati né malfunzionamenti né danni. Inoltre le azioni sismiche da assumere per normativa nel calcolo di tali ponti generalmente non risultano determinanti.

Inoltre è ben noto che il ponte ad arco progettato a regola d'arte è apprezzabile dal punto di vista architettonico e di inserimento ambientale in quanto si ha la sensazione di trovarsi di fronte ad un elemento portante naturale.

Per quanto riguarda l'aspetto economico, dobbiamo dire che il ponte ad arco, realizzato con centina Cruciani, presenta costi di realizzazione decisamente bassi che rendono la struttura estremamente competitiva con ogni altra tipologia.

Le esperienze di manutenzione condotte recentemente in Austria sui ponti costruiti dal '60 in poi hanno evidenziato che anche i costi di manutenzione e riparazione sono piuttosto bassi grazie alla elevata durabilità dei ponti ad arco rispetto agli altri tipi di ponte.

3. LA CENTINA CRUCIANI

3.1 Applicazioni e tecnici

La centina Cruciani rappresenta un sistema particolarmente interessante, tecnicamente efficiente ed economico per la realizzazione di ponti ad arco in cemento armato.

Tale sistema era già così evoluto negli anni '50 da permettere di realizzare archi come quelli di S. Giustina (Trento) di 70 m di luce e quello di Varazze (Savona) di 100 m di luce.

In ambito ferroviario ricordiamo la realizzazione del Ponte sul Paglia (Fig. 4) sulla Direttissima Firenze-Roma: 5 archi, perfettamente identici fra loro, realizzano campate da 50 metri.

La luce netta è di 44,40 metri, l'altezza massima di 20,50 metri, con larghezza della sezione dell'arco di 8,60 metri.

Lo spessore dell'arco è variabile da 1,90 m all'imposta a 0,70 m in chiave.

Gli archi sono stati gettati su una centina di legno molto rigida, anch'essa funzionante staticamente ad arco. Si tratta della centina Cruciani appunto, di cui parleremo più dettagliatamente in seguito. Come imposte per la centina sono state usate le stesse fondazioni degli archi che naturalmente erano in grado di assorbire la spinta dovuta al peso del calcestruzzo. Non si sono avuti ponteggi provvisori nell'alveo del fiume e

non si sono corsi pericoli per piene improvvise. La stessa centina in legno, trasferita mediante una coppia di carrelli mobili su rotule, è servita alla realizzazione di tutte e cinque le arcate.

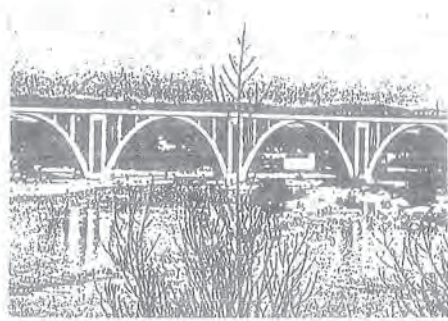


Fig. 4 - Ponte sul Paglia

Negli anni seguenti il metodo fu tenuto in particolare considerazione soprattutto in Austria dove sono stati realizzati con questa centina circa 50 ponti.

La centina era costituita da un pacco di tavole sovrapposte, curvate secondo l'arco da costruire e tenute insieme dall'attrito prodotto da piastre e tiranti.

Le tavole impiegate avevano spessore di 2,5 cm e formavano un pacco largo 20 cm di altezza variabile secondo la luce ed i carichi da sostenere.

Gli arconi della centina venivano costruiti a terra piegando le tavole su delle sagome e tenendole unite con chiodi, poi si montavano le piastre ed i tiranti che una volta posti in opera rendevano la struttura monolitica. A questo punto gli arconi venivano posti in opera e dopo essere stati collegati fra loro erano pronti a sostenere il carico del ponte da costruire. A lavoro ultimato, allentando i tiranti, le tavole si staccavano fra loro e tutti i materiali venivano riutilizzati.

Negli anni seguenti gli archi crebbero in numero e dimensioni e le centine ad un solo pacco di tavole furono ben presto insufficienti. Venivano allora interposte fra due pacchi di tavole delle diagonali in legno disposte con una inclinazione inferiore a quella dell'angolo di attrito, il tutto tenuto ancora unito dalla pressione prodotta da piastre e tiranti esterni disposti in corrispondenza delle diagonali. Queste erano tutte della stessa misura e distanziavano i due pacchi di tavole di 116 cm.

Anche in questo caso allentando i tiranti si recuperavano tutti i materiali.

Aumentando ancora la luce dei ponti si passò alla



Fig. 5 - Centina per la realizzazione del Viadotto sul Paglia

centina con tre pacchi di tavole. Il vantaggio di questa centina non consiste solo nel recupero dei materiali, ma anche nel poter utilizzare come appoggi gli stessi del futuro ponte, indipendentemente dall'ampiezza della valata, e di lasciare libera la parte sottostante con un impiego di materiale nettamente inferiore a quello che si utilizza abitualmente per la realizzazione di strutture simili.

La posa in opera delle centine per grandi luci richiedeva l'impiego di un blondin perché la centina doveva essere sorretta in più punti. Una volta ultimato il mon-

taggio, il blondin veniva impiegato per il normale uso di cantiere.

Con la centina Cruciani originale cioè con pacchi e diagonali di legno e funi per gli irrigidimenti ed i controventi fra i singoli archi, si potevano costruire ponti con luci fino a 120 m.

Negli anni '60, per la realizzazione di ponti ad arco sull'autostrada del Brennero con luci maggiori, le funi di irrigidimento furono sostituite con tubi metallici.

Un nuovo passo avanti per il miglioramento del metodo si è avuto nel 1986 quando fu realizzato un

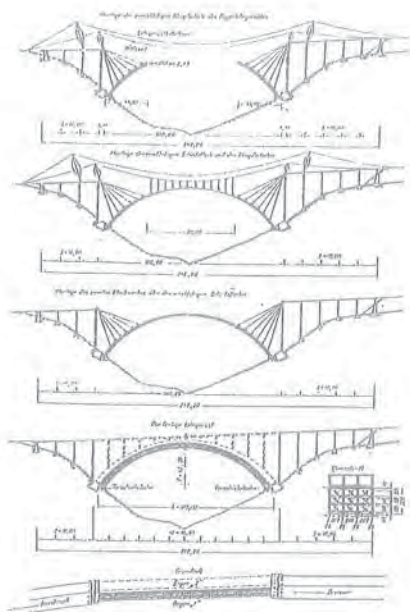


Fig. 6 - Fasi di montaggio centina Cruciani

collegamento fra la soletta inferiore dell'arco e la centina stessa a due soli pacchi invece di tre. Dopo il completamento e l'indirimento della soletta inferiore dell'arco, questa, unita alla centina, forma un nuovo sistema statico con una capacità di carico ed una stabilità laterale maggiore di quella della sola centina. Da questo momento la centina assorbe solo i momenti di flessione derivanti dalle ulteriori fasi di getto ed al tempo stesso evita la rottura della soletta per pressoflessione.

La soletta assorbe invece prevalentemente le forze normali che si vengono a formare. Dopo il getto e l'indirimento delle pareti verticali dell'arco il nuovo sistema è in grado di accollarsi anche notevoli momenti flettenti. I carichi ulteriori incidono via via sempre meno sulla centina stessa. Questo tipo di collaborazione centina soletta ha dato risultati eccellenti per la realizzazione di archi molto tesi e per luci di oltre 200 m.

L'attuale grado di sviluppo del metodo Cruciani, oltre al collegamento fra soletta e centina per le forze normali, prevede anche un collegamento per le forze di

taglio fra la soletta e la centina. Questo schema statico è in grado di assorbire, quindi, non solo sforzi normali, ma anche momenti flettenti quando il sovraccarico è ancora agli inizi.

Per la realizzazione di archi di grande luce, poiché richiedono sezioni notevoli e quindi pesi proprio assai elevati, il getto della soletta inferiore viene eseguito suddividendolo in singole parti.

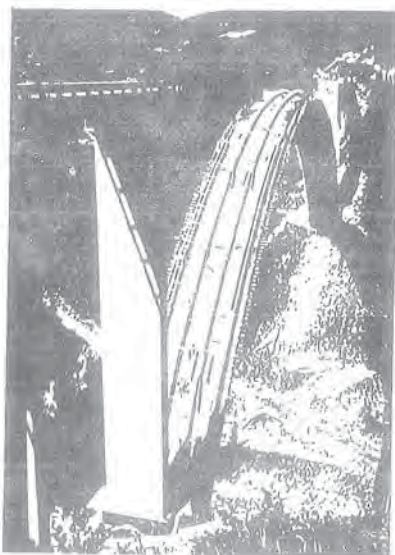


Fig. 7 - Centina collaborante con la soletta

Vengono gettate anzitutto strisce larghe circa un metro ciascuna esattamente sopra i singoli archi della centina che via via si collegano con il rispettivo arco sottostante.

Ogni 16 metri circa queste strisce longitudinali di cemento armato si collegano fra loro con travette trasversali larghe circa un metro, che fanno parte anch'esse della soletta inferiore dell'arco.

Normalmente si esegue poi il completamento della soletta, il getto delle pareti verticali dell'arco ed infine si getta la soletta superiore.

Con l'aumento graduale del carico aumenta anche la capacità portante del sistema arco-centina; è proprio questa caratteristica che rende economicamente vantaggioso il metodo Cruciani.

4. PROPOSTA DI VIADOTTO AD ARCHI PER LA NUOVA LINEA AV FI-BO PER L'ATTRAVERSAMENTO DELLA VALLE DELLA SIEVE

In occasione di una recente tesi di laurea si è parlato della riproposta dell'arco con centina Cruciani come ponte ferroviario.

Argomento della tesi: la nuova linea ferroviaria A.V. FI-BO ed in particolare lo studio dell'attraversamento della valle della Sieve in località Borgo San Lorenzo.

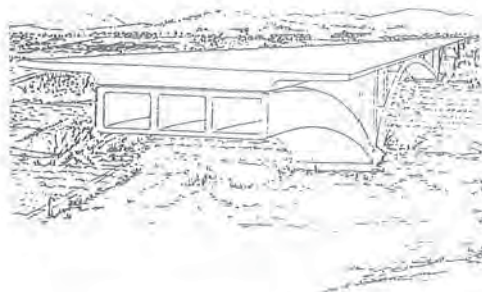


Fig. 8 - Viadotto ad archi nella Valle della Sieve

L'attraversamento della valle della Sieve si presentava piuttosto problematico in quanto i vincoli allometrici imponevano quote di progetto piuttosto elevate e conseguentemente la realizzazione di un'opera imponente e di lunghezza considerevole.

Abbiamo pensato quindi di adottare una tipologia che presentasse una certa trasparenza oltre alla riconosciuta eleganza che l'ha fatta apprezzare nel tempo.

D'altro canto l'arco è l'elemento strutturale che caratterizza le vie di comunicazione del Mugello; ne sono testimonianza i ponti della vecchia linea ferroviaria Fiorentina.

Il viadotto proposto è costituito da una successione di 14 archi in c.a. (luce da 100 m) e freccia 22.20 m.

Lo schema statico prevede una struttura portante ad arco con incastri all'imposta.

La sezione dell'arco è in c.a. a cassone pluricellulare con A e J crescenti dalla chiave all'imposta per tenere conto dell'aumento di sollecitazione.

L'impalcato è realizzato con soletta in c.a. piena; i setti di collegamento fra arco ed impalcato sono realiz-

zati con sezione decrescente dall'imposta alla chiave per conferire loro rigidzze confrontabili ma inferiori a quella della soletta limitandone l'impegno flessionale.

Sappiano che il comportamento statico dell'arco è tanto più soddisfacente quanto meno la curva delle pressioni si scosta dall'asse geometrico, perché M risulta altrettanto minore. Quindi per la determinazione della geometria dell'arco si è proceduto in modo iterativo partendo da una linea d'asse parabolica e in base ai risultati ottenuti dall'elaborazione con modello agli elementi finiti, nel caso di azioni indotte da soli carichi permanenti, abbiamo proceduto in modo iterativo ad una minimizzazione delle sollecitazioni flessionali. Ciò equivale alla ricerca di una linea d'asse quanto più possibile prossima alla curva delle pressioni. Gli scarti che si ottengono fra le due linee sono evidenziati nella seguente tabella:

X	Y_s	Y_p	Y_a	ΔY ($Y_a - Y_p$)
0	0	- 0.65	0	0.65
2.5	2.29	1.83	2.40	0.57
5.0	4.59	4.32	4.77	0.45
7.5	6.88	6.90	7.07	0.27
8.6	7.91	7.89	8.08	0.18
10.0	9.18	9.13	9.27	0.14
12.5	11.47	11.34	11.34	...
15.0	13.04	13.00	13.24	0.24
17.5	14.61	14.67	14.98	0.31
19.0	15.56	15.67	15.91	0.24
20.0	16.18	16.26	16.55	0.29
22.5	17.75	17.72	17.95	0.23
25.0	19.32	19.19	19.19	...
27.5	20.12	20.08	20.27	0.19
30.0	20.91	20.96	21.19	0.23
31.4	21.35	21.45	21.62	0.17
32.5	21.71	21.75	21.96	0.26
35.0	22.50	22.43	22.61	0.18
37.5	23.30	23.13	23.13	...
40.0	23.54	23.47	23.54	0.07
42.5	23.78	23.81	23.86	0.05
45.0	24.02	24.15	24.11	0.04
47.5	24.26	24.33	24.32	0.01
50.0	24.50	24.50	24.50	...

Y_s Ordinate della spezzata con cui è stato schematizzato l'arco

Y_p Ordinate della spezzata che schematizza la curva delle pressioni

Y_a Ordinate dell'asse effettivo dell'arco

L'analisi longitudinale è stata eseguita mediante l'uso di un programma di calcolo agli elementi finiti: SAP 90. La struttura è stata schematizzata come un sistema piano di aste rettilinee dove l'arco è rappresentato da trati con caratteristiche geometriche costanti.



Fig. 9 - Modello SAP

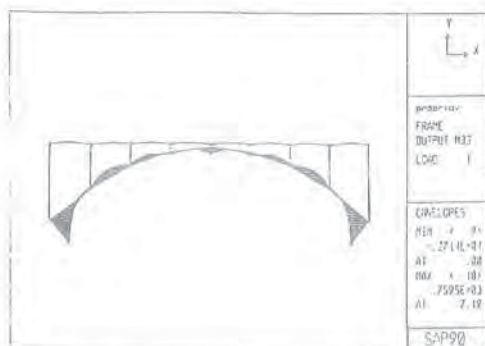


Fig. 10 - Diagramma dei momenti per asse parabolica

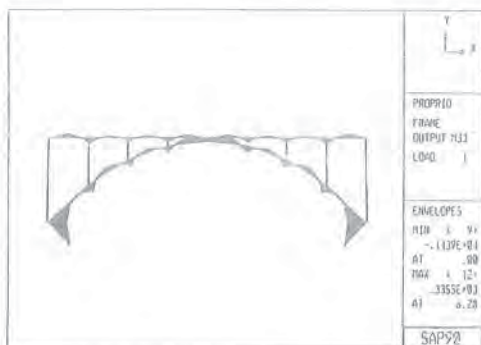


Fig. 11 - Diagramma dei momenti per asse modificato

BIBLIOGRAFIA

- [1] AIGNER F. - Das Cruciani lehrgeruest der Zuliten Noesslachbruecke. Beton und Stahlbetonbau, n. 63, 1968
- [2] CAVINA S., TESI G. - Studio di progetto della linea AV Firenze-Bologna. Tesi laurea 10.4.1992

SPERIMENTAZIONE DINAMICA ED IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE:
PREMESSE TEORICHE, TECNICHE OPERATIVE.
ESEMPI DI APPLICAZIONE AD OPERE INFRASTRUTTURALI

Roberto ALESSI - PierPaolo DIOTALLEVI - Raffaele POLUZZI
Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Università degli Studi di Bologna

Mario Fernando GUIDUCCI
già dell'Università di Ancona

Emanuele Filiberto RADOGNA
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica -
Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

Giuseppe CALCERANO
Società Autostrada Tirrenica - p.A. - Roma

Bruno COLLARI
SOTECNI S.p.A. - Roma

Luca MALISARDI
SPEA Ingegneria Europea S.p.A.- Bologna

**SPERIMENTAZIONE DINAMICA ED IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE:
PREMESSE TEORICHE, TECNICHE OPERATIVE.
ESEMPI DI APPLICAZIONE AD OPERE INFRASTRUTTURALI.**

R. ALESSI, P.P. DIOTALLEVI, R. POLUZZI

Istituto di Tecnica delle Costruzioni
BOLOGNA

M.F. GUIDUCCI

già dell'Università di ANCONA

E.F. RADOĞNA

Università La Sapienza
ROMA

G. CALCERANO

Società Autostrada Tirrenica p. A.

B. COLLARI

Sotegni S. p. A.

L. MALISARDI

Spea Ingegneria Europea S. p. A.

SOMMARIO

Alla sperimentazione dinamica delle strutture si va riconoscendo un'importanza sempre crescente quando si voglia conseguire una migliore conoscenza del comportamento delle opere d'ingegneria civile.

Nella presente nota, dopo alcune considerazioni di carattere generale su aspetti metodologici, si descrivono le prove sperimentali dinamiche eseguite su alcune opere dell'Autostrada Livorno-Civitavecchia.

SUMMARY

In order to obtain a best knowledge of the civil engineering works, the importance of the dynamical testing on structures is more and more increasing.

The present note, after a few general considerations on methodological aspects, describes the dynamical experimental tests conducted on some of the Livorno-Civitavecchia motorway works.

1. PREMESSE E SCOPI

Nella realizzazione di grandi opere pubbliche, l'ottimizzazione della qualità del prodotto non può non essere considerata obiettivo prioritario per il migliore impiego delle potenzialità tecniche ed economiche.

Allo stato attuale, la ricerca di un buon risultato finale viene effettuata operando su due direttrici: in fase di progetto adottando modelli di calcolo sempre più perfezionati e complessi, basati su leggi costitutive dei materiali sofisticate, che richiedono conoscenze sperimentali anch'esse ampliate ed approfondite, in fase di realizzazione, utilizzando tecniche costruttive ingegnose e talora innovatrici, che, nel caso dei ponti e dei viadotti, riguardano le modalità di esecuzione di pile e campate e, in zona sismica, l'impiego di dispositivi

riduttori delle forze sismiche, sia isolatori che dissipatori o anche di tipo misto.

Inoltre, poiché la qualità del prodotto deve garantire il rispetto delle esigenze dell'esercizio, il controllo del comportamento in servizio delle opere, almeno di quelle più importanti, è divenuto esigenza irrinunciabile, sia per ciò che riguarda una più puntuale conoscenza delle effettive caratteristiche di funzionamento conseguite, sia per dar luogo, sulla base di tale iniziale conoscenza, ad una più razionale attività manutentiva, che possa far ricorso a sistemi di monitoraggio ed a procedure di ispezioni programmate.

Tra i provvedimenti utili al conseguimento di detti obiettivi, si ritiene debbano includersi metodologie di controllo, basate sulla esecuzione di talune prove dinamiche di eccitazione forzata e sul rilevamento della

correlativa risposta strutturale, in termini di accelerazione e/o movimenti.

La struttura, sollecitata dinamicamente nel suo complesso da azioni note (con intensità e frequenza variabili) fornisce risposte influenzate dalle caratteristiche dei materiali, dalla efficienza delle connessioni strutturali e soprattutto dalla interazione con il suolo.

Si tratta, quindi, di ottenere anzitutto il confronto fra i risultati delle risposte misurate con quelli delle risposte calcolate in base alla modellazione teorica adottata in fase di progetto, allo scopo di acquisire informazioni utili per la migliore conoscenza della struttura e per l'eventuale perfezionamento della modellazione stessa.

Inoltre, l'effettuazione di queste prove all'inizio della vita di servizio, in pratica durante le operazioni di collaudo statico, consente di ripeterle, con modalità identiche, in occasione dei controlli periodici delle opere: il confronto fra i risultati delle prove iniziali e quelli delle prove successive permette di rilevare eventuali divari, che segnalano l'esistenza di alterazioni intervenute nel tempo e che attivano procedure di controllo mirate ad evidenziare le cause delle modificazioni.

In altri termini, le prove iniziali definiscono una specie di carta d'identità dell'opera in condizioni di perfetta efficienza, utile per tutti i successivi riscontri.

Questo impiego della sperimentazione dinamica si è andato manifestando contestualmente alla crescente diffusione del calcolo automatico che ha permesso di elaborare modelli idonei a simulare dettagliatamente fenomeni anche molto complessi, per i quali è necessario disporre di procedure di convalida e di calibratura.

Il problema che viene affrontato è analogo a quello che nel campo della teoria dei sistemi è noto come "identificazione del sistema". L'adattamento al caso dei problemi strutturali delle costruzioni civili richiede uno sviluppo delle ricerche, che è già in atto anche nel nostro paese: si tratta, in sostanza, di sottoporre al vaglio critico i vari modelli della struttura, delle fondazioni e del terreno, apportando ad essi le eventuali integrazioni suggerite dalla evidenza sperimentale. I modelli così perfezionati consentono, evidentemente, di migliorare la qualità della progettazione di nuove opere di tipologia similare.

In occasione della realizzazione di alcuni viadotti dell'autostrada Livorno-Civitavecchia i Collaudatori statici, per meglio accertare la qualità delle opere di maggior rilievo, e la S.A.T. per avviare un più attuale programma di manutenzione, hanno ritenute meritevoli di attuazione un programma di prove dinamiche su pile ed impalcati ad eccitazione forzata, avente il duplice scopo di fornire una carta di identità dei manufatti più rilevanti e di avviare indagini sulla identificazione di alcune strutture componenti (nel caso specifico, e al

momento, si dispone dei risultati relativi alle pile ed alla loro interazione con le fondazioni ed il terreno.)

Nella presente nota, dopo alcune considerazioni di carattere generale sul problema della identificazione strutturale, si descrivono le tecniche operative adottate nella sperimentazione dinamica e si riferisce sui primi risultati ottenuti.

2. RICHIAMI METODOLOGICI SUI PROBLEMI DI ANALISI, DI SINTESI, DI IDENTIFICAZIONE DEI SISTEMI E DELLE STRUTTURE.

La progettazione tradizionale utilizza modelli matematici semplificati per prefigurare il comportamento della struttura da realizzare negli scenari appropriati alla sua destinazione.

Il procedimento è in pratica iterativo e consiste nell'effettuare più volte il processo di analisi, cioè la valutazione della risposta in funzione delle caratteristiche pre-assegnate al sistema. In alcuni casi è possibile razionalizzare il processo di iterazione imponendo alcune condizioni limite per ottimizzare il sistema. In questi casi si parla di un procedimento di sintesi.

Il calcolo automatico consente di arricchire i modelli di calcolo e di replicare con rapidità cicli iterativi potenziando sia le fasi di analisi che di sintesi.

L'evoluzione del modello matematico richiede, a questo punto la acquisizione di informazioni ulteriori per migliorare la qualità e le caratteristiche della simulazione, e ciò per quanto attinente ai materiali, agli elementi strutturali singoli ed alle strutture nel loro complesso.

A tal fine è necessario operare sperimentalmente sul "prototipo" applicando ad esso azioni sia naturali che artificiali e misurandone la risposta. Solo il "prototipo" in quanto modello di se stesso in scala 1/1 evita i problemi, spesso delicati, della similitudine.

Il processo di perfezionamento del modello di calcolo in funzione di questa risposta "fedele" rientra nel tema dell'identificazione del modello secondo la terminologia della ingegneria dei sistemi. Nel campo dell'ingegneria civile il modello così perfezionato consente di progettare razionalmente opere similari.

3. PROBLEMI DI MODELLAZIONE DELLA INTERAZIONE "TERRENO-FONDAZIONE-STRUTTURA" NEL CASO DI VIADOTTI AUTOSTRADALI.

Mentre si affinano sempre di più le calcolazioni, spesso sofisticate, relative alle parti strutturali in elevazione, si continua tutt'oggi a sorvolare sugli aspetti della interazione fra struttura e suolo; ciò è ragionevolmente attribuibile alla non facile simulazione

del suolo stesso. I principali parametri che ne caratterizzano il comportamento sono: in campo statico, modulo elastico, plastico e viscoso e caratteristiche fisico-meccaniche; in campo dinamico, massa equivalente, rigidità e smorzamento, questi ultimi, in generale, variabili con la frequenza. La schematizzazione corretta, qualora possibile, richiede poi l'impiego di algoritmi complessi che non si può ancora dire siano di uso comune.

In molti progetti, anche recenti e relativi a viadotti di sensibile rilevanza, si è potuto constatare che le analisi strutturali sia statiche che dinamiche sono effettuate ipotizzando alla base delle pile vincoli di incastro perfetto. Il ricorso a questa ipotesi semplificatrice evidenzia come il settore offra ancora molto spazio ad una ricerca che si basi prevalentemente sulla sperimentazione.

Recenti tendenze sono rivolte alla individuazione sperimentale delle caratteristiche dinamiche da attribuire ai terreni in termini soprattutto di rigidità e di smorzamenti, operando anche con eccitazioni tali da esplorare campi di forze e di accelerazioni di entità paragonabili a quelle indotte dai sismi. Si tratta di conoscenze in evoluzione per le quali il supporto sperimentale è componente indispensabile.

L'interazione terreno-struttura, che è funzione delle caratteristiche fisico-meccaniche suddette, per quanto attinente al comportamento statico (o comunque relativo ad azioni esterne note) riguarda soltanto la fase di risposta.

In campo sismico, invece, le azioni sulla struttura dipendono anche dalle caratteristiche del suolo, in quanto le accelerazioni si trasmettono alla struttura stessa attraverso il terreno. Di qui l'esigenza di dover includere tali caratteristiche nel modello matematico e di operare nello spirito della identificazione strutturale per raggiungere tale obiettivo.

4. ASPETTI PARTICOLARI DELLA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA.

Le tecniche di isolamento alla base delle strutture e di dissipazione dell'energia trasmessa dal sisma alle costruzioni, spesso fra loro accoppiate, costituiscono oggi la forma più avanzata della progettazione antisismica, soprattutto per strutture particolarmente importanti ed impegnative, quali ad esempio le infrastrutture viarie. Tali tecniche si inquadrano nell'approccio del "controllo passivo" delle strutture che, come è noto, tende ad attenuare la risposta dinamica della struttura alle azioni applicate.

Tale obiettivo può essere raggiunto con differenti strategie:

a - aumentando il valore del periodo fondamentale della struttura, in modo da diminuire gli effetti dei terremoti attesi nel sito della costruzione. Con

riferimento al diagramma del coefficiente di risposta R della normativa sismica italiana, ciò significa realizzare un periodo fondamentale superiore a 0.8 secondi, cui corrispondono coefficienti di risposta minori di 1;

b - realizzando meccanismi di assorbimento e di dissipazione dell'energia sismica, localizzati in appositi dispositivi, in modo da evitare che i fenomeni di dissipazione avvengano nella struttura, danneggiandone i materiali costitutivi.

Lo schema ormai ricorrente di impalcato, continuo su più pile e da esse sostenuto tramite particolari dispositivi di appoggio, aventi la prevalente funzione di sopportare i carichi verticali, suggerisce di localizzare in detti elementi di connessione la sede più opportuna per l'inserimento dei dispositivi di isolamento e di dissipazione, di cui vengono brevemente ricordati 5 tipi (vedi figure 1 e 2).

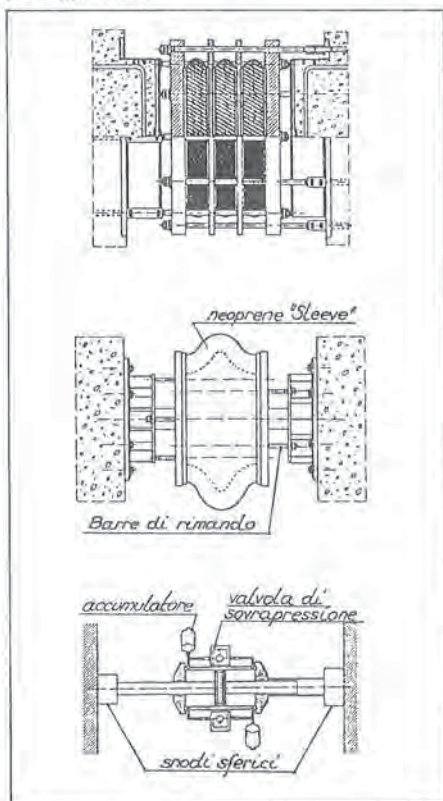


Fig. 1

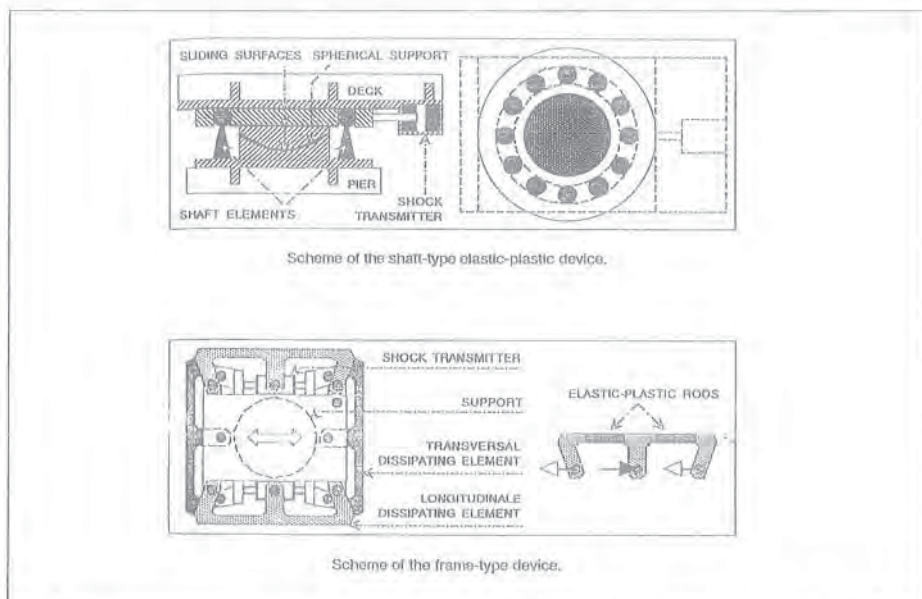


Fig. 2

Poiché non è possibile il completo disaccoppiamento fra sovrastruttura e pile (in tal caso le sole azioni di frenata o del vento potrebbero produrre spostamenti non accettabili) la connessione viene realizzata con vincoli cedevoli alle azioni orizzontali in modo controllato.

Ciò consente, in generale, di elevare il periodo e di limitare la forza massima cui la pila può essere sottoposta. L'effetto che si ottiene, nei tipi di apparecchi più recenti e descrivibile con un comportamento elastoplastico, è tale da provocare dissipazione di energia ed attenuare quindi in modo sostanziale l'azione del sisma sulla struttura.

Le proprietà di smorzamento di un dispositivo razionale risultano di primaria importanza anche nel controllo degli spostamenti fra l'impalcato e la struttura di sostegno.

Spesso tali dispositivi sono associati a quelli preposti a trasferire i carichi verticali (ad esempio appoggi in PTFE) e con essi possono costituire un unico particolare apparecchio di appoggio e di dissipazione (fig. 3).

La scelta di un sistema di isolamento e di dissipazione riveste fondamentale importanza nella progettazione perché sulla base di essa risulta modificato in maniera sostanziale il comportamento della struttura. Per evitare amplificazioni inattese, lo spettro della risposta deve essere assolutamente noto con sicurezza;

per poter formulare modelli rappresentativi ed affidabili nella realtà è dunque determinante indagare sperimentalmente sulle reali caratteristiche dinamiche delle strutture dotate di dispositivi antisisma. In definitiva si evidenzia la correlazione tra identificazione strutturale e controllo passivo.

5. LE ATTREZZATURE SPERIMENTALI IMPIEGATE PER LA GENERAZIONE DI FORZE SINUSOIDALI E PER LA MISURA DELLE COMPONENTI DI ACCELERAZIONE.

Le attrezzature occorrenti per effettuare prove dinamiche ad eccitazione periodica forzata sono essenzialmente il generatore di forzante, o vibrodina, una serie di accelerometri ed eventualmente di trasduttori di spostamenti ed un sistema più o meno ampio per la registrazione e l'elaborazione dei dati.

Con riferimento a recenti esperienze effettuate sulle pile di alcuni viadotti dell'Autostrada Livorno-Civitavecchia (progettazione e direzione lavori SOTECNI), si riferisce sulle caratteristiche principali della strumentazione impiegata, la quale costituisce un esempio fra quelle al momento più usate.

La vibrodina genera una forza sinusoidale, la cui intensità (ampiezza) è correlata, secondo le caratteristiche costruttive, all'angolo di sfasamento (α)

fra le masse eccentriche associate a ciascuno dei due assi controrotanti ed alla frequenza di rotazione, ed è esprimibile con la relazione:

$$F = 1026 f^2 \cos \alpha/2 \text{ (N)}$$

e può raggiungere un massimo di 20000 N.

La frequenza (f), variabile fra 0 e 25 Hz, è controllata da una speciale unità di comando pilotata elettronicamente ed in grado di modificare con continuità il valore della frequenza stessa fra gli estremi citati in precedenza.

Le prove sono state eseguite applicando la forza orizzontale variabile con legge armonica alla sommità di alcune pile; la direzione della forza è stata assunta dapprima coincidente con quella dell'asse stradale e poi con quella ad essa ortogonale.

Durante le prove è stato esplorato l'intero campo di frequenza disponibile con la vibrodina con passo costante di 0.2 Hz; in alcuni campi relativamente ristretti di frequenza ed in prossimità delle frequenze di risonanza, per poter meglio cogliere le stesse, il passo di campionamento è stato ridotto a 0.1 Hz. Modificando poi in maniera opportuna lo sfasamento delle masse, e quindi modificando l'intensità della forzante, si è sempre reso misurabile l'effetto delle vibrazioni indotte.

Durante l'applicazione della forza variabile con legge armonica e per ogni livello di frequenza prescelto sono state effettuate misure di accelerazione orizzontale in corrispondenza di alcuni punti ritenuti significativi e riportati nelle figure citate nel seguente paragrafo. Per tali misure sono stati impiegati accelerometri del tipo HBM B12/200 collegati, mediante amplificatori indipendenti ad un dispositivo elettronico di controllo ed ad un computer per l'acquisizione, l'elaborazione e la memorizzazione delle misure. La strumentazione impiegata permette l'acquisizione contemporanea delle misure provenienti da sei accelerometri e di un segnale di controllo della vibrodina per conoscere, ad ogni istante, la posizione delle masse e quindi l'intensità istantanea della forza applicata.

La strumentazione poi è completata da un software, elaborato presso il Laboratorio prove strutture dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Bologna, in grado di effettuare in tempo reale la trasformata di Fourier del segnale della vibrodina e delle misure acquisite, proponendo anche, in diagramma, ampiezza e fase delle diverse componenti della risposta. Oltre a possibili operazioni di filtro dei segnali, per eliminare armoniche poco significative o per evidenziare la parte più consistente del segnale, è anche possibile costruire con tali programmi le curve di risposta di ogni accelerometro al variare della frequenza della forzante; curve che, riportando in ordinata il rapporto fra l'accelerazione misurata e la forza relativa ad una assegnata frequenza, permettono di individuare le frequenze di risonanza e con qualche ulteriore elaborazione l'indice di smorzamento ad esse associato.

L'unità mobile del Laboratorio già citato si è rivelata di particolare efficienza e particolarmente adatta per indagini e misure del tipo sopra descritto.

L'attività sperimentale è stata coordinata dalla SPEA, le prove speciali dinamiche sono state eseguite con la collaborazione dell'Istituto di Tecnica delle Costruzioni dell'Università di Bologna.

6. ESEMPI DI APPLICAZIONE AD ALCUNI CASI CONCRETI.

Le prove sulle pile sono state da qualche tempo ultimate e si ritiene di qualche significato riportare alcuni risultati campione. Si tratta in particolare dei viadotti "Gonnellino", "Poggio Ierna" (foto 1 e 2), "Coltano" (foto 3): la forzante armonica è stata applicata con una vibrodina da 20 KN collocata sulla sommità del pulvino. Nel primo viadotto è stata provata una pila (la n° 1 della via nord), nel secondo furono provate due pile (la n° 56 e la n° 58 della via nord), per il terzo viadotto furono invece provate le pile n. 133 della via Sud e n. 134 della via Nord, e va annotato, prima della presentazione dei risultati, che le pile provate erano generalmente di altezza piuttosto contenuta; per esse l'eccitazione fu data prima in direzione longitudinale, quindi trasversalmente rispetto al ponte.

Si è operato nel campo di frequenze 5-24 Hz rilevando le accelerazioni indotte nei punti ritenuti più significativi.

Fra i molti dati rilevati ed elaborati, quelli riportati nelle figure rappresentano una breve sintesi di quanto la sperimentazione ha evidenziato. Più precisamente la fig. 3 riporta i risultati relativi al viadotto "Gonnellino", la fig. 4 quelli di una pila del "Poggio Ierna" e la fig. 5 riguarda il "Coltano".

Accanto allo schema della struttura (a) sono indicati un accelerogramma campione (b) ed il diagramma "A/F" (c) relativo all'acceleramento più significativo (solitamente quello collocato alla quota più elevata).

Per il viadotto "Coltano" si è ritenuto opportuno riportare anche i dati rilevati alla base della pila eccitata (d, e) indicando poi i rilievi ottenuti alla base della pila omonima della via opposta (fig. 6) e questo per mostrare come il terreno risulti sensibilmente coinvolto e come pertanto rivesta un ruolo di rilievo nella vicenda dinamica.

Non si intende in questa sede addentrarsi in ragionamenti interpretativi dei risultati, di cui peraltro quelli qui riportati non rappresentano che un campione, se pure significativo, tuttavia è evidente come nei primi due viadotti la fondazione su pali, inseriti in terreno sensibilmente compatto, rappresenti un vincolo discretamente rigido e poco dissipativo. Per il terzo viadotto, pure fondato su pali, ma in un terreno saturo e di assai modesta consistenza, il vincolo più deformabile sembra manifestare, in termini di risposta dinamica,

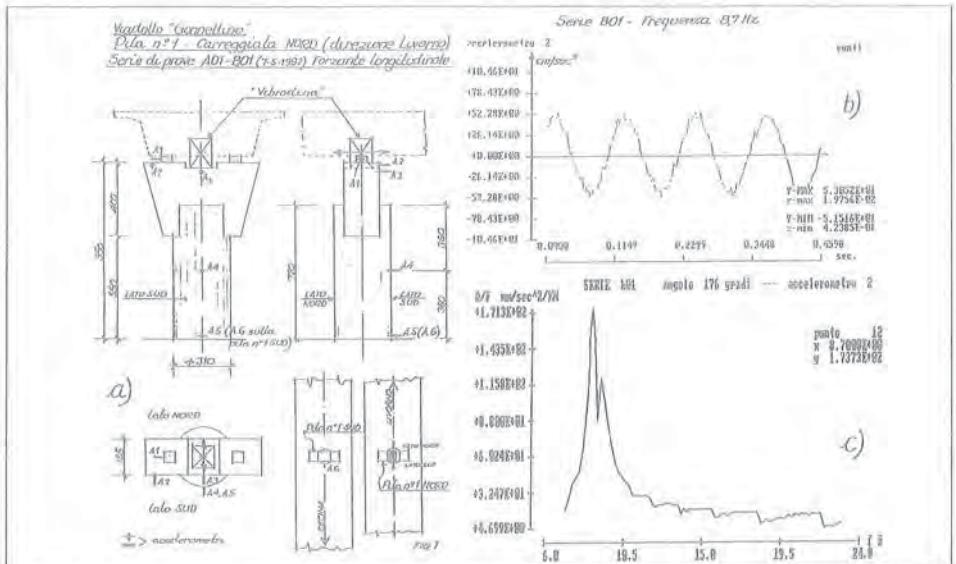


Fig. 3

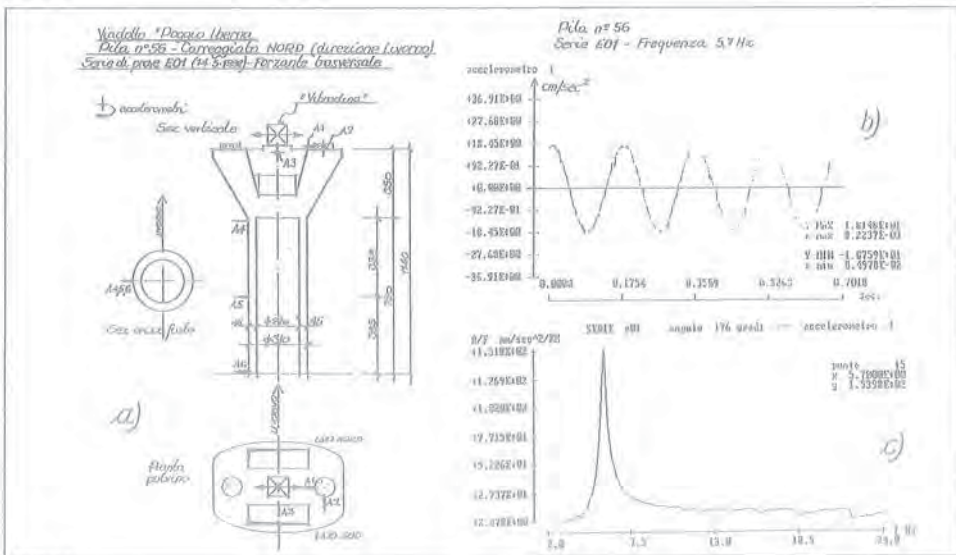
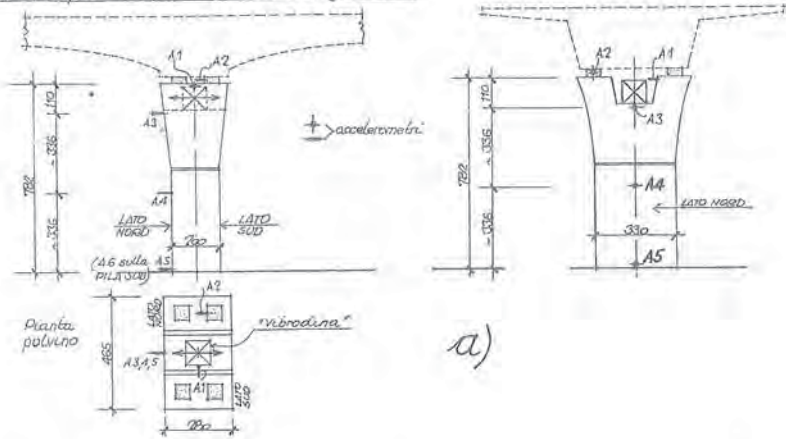
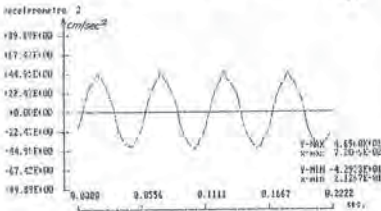


Fig. 4

"Naxos" "Coltano"
Pila n° 134 - Carreggiata NOED (direzione Livorno)
Serie di prove HO1 (29.5.1992) - Forzante longitudinale



Pila n° 133 - Via SUD
 Serie 101 - Frequenza 180 Hz



Pila n° 133 - Via SUD
 Serie 101 - Frequenza 180 Hz

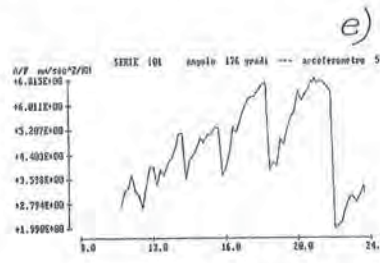
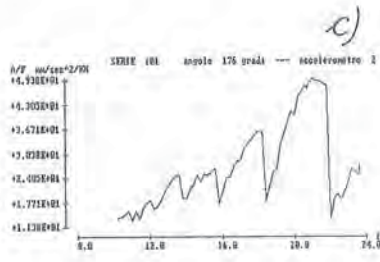
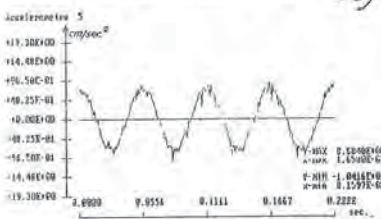


Fig. 5

In questo quadro le prove di eccitazione forzata artificiale con vibrodina possano costituire uno degli elementi di controllo agile ed efficace.

Il monitoraggio che si intende realizzare per queste opere riprende del resto quello prescritto per legge per le opere di ancor maggiore rilevanza ai fini della pubblica incolumità quali in primo luogo le dighe di ritenuta.

8. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Accanto alle classiche prove di carico, le prove con eccitazione dinamica artificiale permettono di rilevare il comportamento di una struttura "come costruita", sia al collaudo, sia in qualsiasi momento della vita di servizio. Esse sono quindi utili per il controllo della qualità del processo costruttivo, per il perfezionamento dei modelli di calcolo da impiegare per opere similari e per la diagnosi di eventuali danneggiamenti subiti dalle opere durante la vita di servizio (tanto per deterioramento progressivo dei materiali che per eventi sismici).

Queste considerazioni sono state tenute presenti nell'impostazione del programma di prove relative al collaudo statico di alcuni lotti dell'Autostrada Livorno-Civitavecchia.

Nella presente nota si è riferito sulla prima fase del suddetto programma, che ha interessato esclusivamente alcune pile senza il sovrastante impalcato, così da avere un quadro di riferimento semplificato da utilizzare nella successiva fase d'indagine sulla struttura completata.

I risultati di queste prime prove, eseguite con vibrodina su pile di diversa altezza (prove dell'impalcato), hanno fornito utili elementi di giudizio sulla iterazione suolo-terreno-struttura, confermando l'interesse e la validità della metodologia applicata per la sperimentazione.

BIBLIOGRAFIA

[1] "Proceedings of the International Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation", coordinatore A. PARDUCCI, Assisi, 8-9 giugno 1989, Stamperia dell'Università degli Studi di Perugia;

[2] "Proceedings of the U.S. National Workshop on Structural Control Research", University of Southern California, Housner and Masri, Los Angeles, October 1990;

[3] "Proceedings of the International Meeting on Earthquake Protection of Buildings", Ancona 6-8 giugno 1991;

[4] J.M. KELLY, "Recent experimental studies of isolation systems for nuclear and civil structures",

Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA;

[5] R. MEDEOT, "Seismic devices for bridges in Italy", Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 19-24 luglio 1992;

[6] A. CASTOLDI, "Caratterizzazione del comportamento sismico di una struttura mediante prove di vibrazione forzata: le nuove tendenze", Atti del seminario sul tema "Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni", Ispra (VA), 9-10 ottobre 1992.



Foto 1

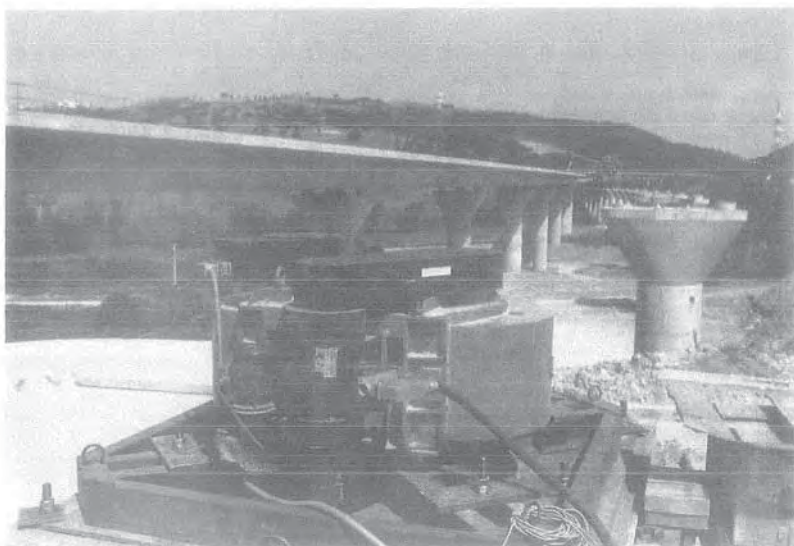


Foto 2



Foto 3

MONITORAGGIO E SORVEGLIANZA DELLE GRANDI OPERE IN C.A. E C.A.P.
CON SISTEMI AUTOMATICI DI ACQUISIZIONE E TRASMISSIONE DATI
IN TEMPO REALE

Dario ALMESBERGER
SER.CO.TEC. - Trieste

Antonio RIZZO
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università degli Studi di Trieste

MONITORAGGIO E SORVEGLIANZA DELLE GRANDI OPERE IN C.A. E C.A.P. CON SISTEMI AUTOMATICI DI ACQUISIZIONE E TRASMISSIONE DATI IN TEMPO REALE

Ing. Dario ALMESBERGER - SER.CO.TEC. Trieste
Ing. Antonio RIZZO - Istituto di Scienza delle Costruzioni
Università di Trieste

SOMMARIO

La tecnologia elettronica odierna permette, con l'ausilio di appositi sensori e relativi condizionatori di segnale, la misura, con elevata precisione, di ogni grandezza fisica ed in particolare di ogni parametro inerente la struttura delle costruzioni civili. Un sistema che integri la fase delle misure con la loro memorizzazione, trasmissione a distanza, presentazione delle stesse in forma intuitiva e personalizzata, e disponibile in ogni momento è quello che il monitoraggio moderno offre.

SUMMARY

Today's electronics allows, with the help of ad hoc sensors and relevant signal conditioners, to measure with very high precision any physical property and in particular any parameter related to the structure of civil constructions. Modern monitoring means the expansion of more measurement with filing, long distance transmission, displaying in a clear and personalized way, and availability at any moment.

1. PREMESSA

1.1 Definizione di monitoraggio

MONITORAGGIO è per definizione la presentazione continua nel tempo, in modo espressivo e di facile comprensione, del risultato di una misurazione o di un rilevamento.

La presentazione in genere è fatta in un luogo distante dal punto ove il rilevamento o la misurazione vengono effettuate.

Esiste sempre un ritardo temporale tra l'istante della misurazione o rilevamento e l'istante della sua presentazione.

Normalmente, quando l'evento è variabile nel tempo, è necessaria una memorizzazione delle misurazioni o delle loro rappresentazioni.

Un sistema di monitoraggio, dunque, si caratterizza per i seguenti punti:

- come presentare i valori oggetto di misura o osservazione;
- dove e a che distanza la presentazione deve essere effettuata;
- dopo quanto tempo dal rilevamento e misurazione;

- quali e quanti dati debbono essere memorizzati.

La capacità, inoltre, di eseguire le precedenti operazioni per un numero notevole e differenziato di valori (con o senza la eventuale contemporaneità dei singoli rilevamenti e/o singole presentazioni) caratterizza la potenzialità di un sistema di monitoraggio.

1.2 Modalità della presentazione

Le modalità della presentazione dipendono dal fine per il quale il monitoraggio viene effettuato e dal numero dei valori da mostrare contemporaneamente; la presentazione dei valori deve essere sufficientemente chiara e rappresentativa delle relazioni che intercorrono tra essi.

La visualizzazione su tubo catodico in forma di diagrammi, curve, istogrammi o altri grafici più o meno colorati è la modalità più diffusa. Se i valori interessanti sono numerosi, il limite alla loro presentazione contemporanea su un solo schermo è posto solamente dalla immediatezza dell'immagine risultante.

Superando tale limite, o si alternano sullo stesso schermo le presentazioni di differenti gruppi di valori o si aumenta il numero di schermi dedicati.

Si tenga presente, però, che un osservatore preposto al controllo può seguire con i suoi due occhi solamente

una immagine e neanche troppo estesa data la limitatezza dell'angolo visuale. Per questo motivo, se valori particolarmente significativi debbono comunque essere tenuti sotto controllo, si adottano sistemi di presentazione acustica (allarmi di minima o di massima significatività) che richiamano l'attenzione dell'addetto al controllo ove ciò sia necessario. In altri casi il verificarsi di tali eventi particolari può far intervenire sistemi automatici per gli scopi più disparati che vanno dalla memorizzazione dei dati osservati sino all'attivazione di sistemi di sicurezza.

1.3 Ubicazione del posto di presentazione

Eccettuati i casi di breve durata, la presentazione dei valori correlati alle misurazioni o generici rilevamenti è fatta a distanza, anche notevole, dai punti direttamente interessati.

Il locale ove si trova l'unità di presentazione, che da ora in poi chiameremo TERMINALE, deve essere confortevole per le persone e per le attrezzature che vi si trovano, ma non necessariamente esclusivo, nel senso che vi si possono svolgere altre attività. La distanza fisica tra terminale e campo di rilevamento condiziona il modo in cui le informazioni debbono essere trasmesse. Le possibilità tecniche, condizionate dagli spazi attraversati oltre che da criteri di economia, vanno dalla trasmissione singola, un canale per ogni segnale, alla trasmissione multipla, molti segnali su un solo canale.

La trasmissione multipla non è facilmente praticabile per il rilevamento delle relazioni temporali tra i diversi segnali trasmessi sullo stesso canale.

Per la trasmissione multipla occorre comunque interporre due apparecchi che permettano la concentrazione dei segnali in partenza e la loro ridistribuzione in arrivo al terminale.

Le tecniche attuali non pongono limitazioni né per la distanza né per le caratteristiche degli spazi da attraversare.

1.4 Ritardi del tempo di presentazione

Tra l'istante in cui la misurazione è completa e il momento in cui essa, dopo aver viaggiato e subito diverse manipolazioni, appare evidente sul terminale, passa naturalmente del tempo; quando questo ritardo è minimo ed insignificante nell'ordine di tempo cui le misure si riferiscono, il monitoraggio si definisce in tempo reale.

Nel caso di segnali elettrici, con trasmissione su canali singoli, in forma analogica e con presentazione in forma anch'essa analogica, il ritardo è il minimo possibile. Esso dipende solamente dalla sensibilità

temporale del sensore (inerzia del segnale elettrico prodotto dal sensore e dall'eventuale amplificatore-condizionatore rispetto alle variazioni del segnale meccanico) e dal tempo di propagazione dell'onda elettrica che, notoriamente, viaggia alla velocità della luce.

Se la misurazione è convertita in forma digitale (numerica) prima della sua trasmissione al terminale, i tempi si allungano leggermente dapprima per la codificazione e quindi per la trasmissione, generalmente in forma seriale (un bit alla volta). Tenuto conto delle elevate velocità di elaborazione, i ritardi aggiuntivi per un solo canale sono nel peggiore dei casi di circa 50 millisecondi (40 per la conversione e 10 per la trasmissione) che a prezzo di maggiori costi per la conversione possono essere ridotti a poco più di 10 millisecondi.

Nel caso di trasmissione (sia in forma digitale che analogica) di molti segnali su un solo canale si deve considerare una maggiorazione dei tempi per la trasmissione delle ulteriori informazioni che servono ad identificare i singoli segnali nella necessaria fase di decodificazione e riassogazione al momento di passarli al terminale.

1.5 Memorizzazione dei valori osservati

Salvo casi particolari e semplici, il fattore più significativo di un sistema di monitoraggio è la capacità di memorizzare, su supporto non volatile, i risultati delle osservazioni o misurazioni. Lasciando da parte i monitoraggi analogici che comportano, nei diversi tipi di tracciato, la registrazione su carta dell'evoluzione temporale dei differenti segnali, si considerano più significativi quelli numerici digitali.

L'acquisizione in forma numerica digitale consente una trasmissione a qualunque distanza praticamente esente da errori, inoltre la memorizzazione di numeri è più agevole e più idonea per le successive ulteriori e diverse elaborazioni.

La memorizzazione, essendo digitale, può essere effettuata in qualunque anello della catena che parta dal sensore e finisca al terminale offrendo una gamma quasi infinita di possibilità. Sfruttando adeguatamente la possibilità di memorizzare i valori, sia quelli correnti sia quelli più significativi, si possono risolvere tutti i problemi posti dalla contemporaneità di eventi e dalla incapacità del singolo individuo di controllarli agevolmente tutti assieme. Richiamando i valori primari memorizzati, questi possono essere rielaborati secondo procedimenti differenti da quelli previsti in prima istanza, ottenendo risultati più aderenti alle esigenze di evoluzione nel tempo più far nascere. Analogamente

non esistono limiti per accedere ai dati memorizzati da parte di qualunque utente autorizzato.

Le difficoltà nella memorizzazione digitale derivano dal fluire del tempo; non si possono avere due misure infinitamente vicine. Con tecniche particolari si raggiungono attualmente risultati eccezionali, ad esempio, nelle registrazioni di musica in forma digitale si effettuano 40.000 campionamenti al secondo.

Oltre le difficoltà sopra elencate, le cose si complicano nel caso di registrazioni pluricanale nelle quali bisogna, comunque, registrare anche il riferimento temporale assoluto per poter tener conto delle correlazioni in termini di tempo fra i vari segnali.

2. POSSIBILITA' DEL MONITORAGGIO

Restringendo le applicazioni al caso di grandi strutture civili in c.a. o c.a.p. si distinguono i seguenti due campi: quello dei monitoraggi comportanti misure statiche o quasi statiche e quello dei monitoraggi comportanti misure dinamiche.

2.1 Misure statiche o lentamente variabili.

Le misure definite statiche si riferiscono al rilevamento e quantizzazione di grandezze che non variano rapidamente nel tempo. Tali grandezze sono quelle che si riferiscono al comportamento statico di una costruzione (quali, ad esempio, le tensioni delle membrature, le dilatazioni di un giunto, la posizione spaziale di un particolare strutturale) oppure ai fattori che possono provocare le loro variazioni, ad esempio effetti termici, ma in tempi tanto lunghi da non essere influenti per misure fatte a distanza di pochi secondi.

Il sistema di monitoraggio tipico per misure statiche è costituito da:

- SENSORI nel numero e del tipo necessario al rilevamento specifico;
- CONDIZIONATORI DI SEGNALE per calibrare e uniformare i livelli di uscita di ogni sensore. La coppia sensore-condizionatore è chiamata TRASDUTTORE, essa può essere contenuta in una sola custodia e comprende la parte elettronica di amplificazione e linearizzazione del segnale, la parte alimentatrice che fornisce energia al sensore, l'amplificatore di potenza per pilotare la linea di uscita;
- RETE ELETTRICA A PIU' FILI, per distribuire la tensione di alimentazione ai diversi trasduttori e per riportare i segnali alla centrale di elaborazione ed acquisizione. Dal momento che i segnali sono

di frequenza molto bassa, se non in corrente continua, non sono necessari cavi speciali. Gli eventuali disturbi elettrici o elettromagnetici captati dalla rete di segnale, avendo frequenza di 50 Hz o più, sono filtrati all'ingresso della centralina;

- CENTRALINA per la conversione analogico-digitale dei segnali; per la memorizzazione provvisoria; per il colloquio e lo scambio di informazioni con altre macchine; per la presentazione delle misure effettuate e la loro stampa su carta;
- MODEM E LINEA TELEFONICA se si desidera che tutto il sistema sia manovrabile da lontano con un personal computer qualunque dotato di un software non eccessivamente sofisticato.

La centralina assume dunque il compito più importante in quanto ad essa si demandano la maggior parte delle operazioni necessarie a raccogliere i dati provenienti da molti canali e a immagazzinarli provvisoriamente. Un comando, esterno o automatico interno, decide la memorizzazione non volatile (archiviazione), la stampa o semplicemente l'esposizione in bella vista su un monitor.

La centralina possiede un sistema di comunicazione con l'esterno per ricevere ordini e dare risposte; questo sistema, oltre ad essere manuale, deve avere standard di comunicazione compatibili con tutti i sistemi informatizzati.

Alla centralina deve potersi collegare un modem per i collegamenti via linea telefonica con i sistemi informatici remoti. La porta per il modem può essere ovviamente utilizzata come sistema di comunicazione in locale con altre apparecchiature compatibili.

Nel sistema precedentemente delineato si è fatta l'ipotesi di trasduttori analogici in quanto si prevede di collegarli ad una unità centrale che, con un sistema di scansione programmabile, provvede a connetterli uno alla volta al convertitore analogico digitale e quindi memorizzarli in una memoria provvisoria scandita contemporaneamente. Nulla vieta l'impiego di trasduttori con uscita digitale ma la loro gestione, in termini di trasferimento dati alla centralina con memoria provvisoria, risulta più laboriosa, e attualmente più costosa, senza essere più affidabile.

Altra caratteristica peculiare di un siffatto sistema è che i singoli punti di misura sono letti uno alla volta con un determinato ordine stabilito dal programma di scansione. Non esistono dunque due rilevamenti con misure contemporanee anche se la differenza di tempo tra una misurazione e la successiva (per punti differenti ovviamente) è solo di alcuni millisecondi.

I ritardi di tempo, necessari ad effettuare le misure una alla volta, si sommano all'aumentare dei punti di lettura; una scansione completa di un centinaio di punti può richiedere anche alcuni secondi.

Una simile limitazione non è pregiudizievole per misure in campo statico o quasi-statico.

2.2. Misure dinamiche.

Le misure dinamiche si discostano da quelle statiche solamente per il fattore tempo; esse si riferiscono alle stesse grandezze delle misure statiche ma da un altro punto di vista.

Mentre le prime (quelle statiche) si interessano prevalentemente dei valori di base delle grandezze misurate, le ultime (quelle dinamiche) si interessano alle variazioni dei valori di base per fenomeni di breve durata spesso aleatori. Il caso delle misure dinamiche in strutture soggette a sollecitazioni variabili nel tempo ma con caratteristiche di persistenza non interessa, di norma, le strutture di cui ci si occupa in questo contesto.

Gli elementi costitutivi di un sistema di monitoraggio in campo dinamico sono essenzialmente gli stessi di quelli costituenti un monitoraggio in campo statico. Le differenze di prestazioni dei singoli componenti sono di seguito esaminate.

TRASDUTTORI.

I trasduttori per misure dinamiche debbono avere una sensibilità estesa sino alla massima frequenza che possa essere riscontrata nella struttura ed avere, inoltre, una risposta costante al variare della frequenza. Queste caratteristiche possono essere realizzate sia agendo sul sensore o sul condizionatore di segnale che su entrambi.

RETE ELETTRICA DI SEGNALE.

La rete di segnale dai trasduttori alla unità centrale deve essere per alta frequenza e protetta dai disturbi elettrici ed elettromagnetici ambientali. E' necessario un singolo canale di trasmissione (cavo non multipolare) per ogni trasduttore. Per la realizzazione è necessario l'impiego di cavo schermato di ottima qualità, le eventuali giunzioni richiedono connettori particolari, la durevolezza nel tempo comporta l'impiego di tecniche di messa in opera più accurate.

CENTRALINA.

La centralina del tipo pluricanale deve poter trattare contemporaneamente e in maniera sincrona tutti i canali di rilevamento. I convertitori analogico-digitali debbono essere in grado di analizzare i segnali con sufficiente precisione; si richiede un tempo di conversione sufficientemente piccolo per ottenere almeno cinque campionamenti per una lunghezza d'onda alla frequenza più elevata. Questi, inoltre,

debbono essere tutti sincronizzati e fornire contemporaneamente tutte le n_i misure per gli n_i canali misurati all'istante t . L'unità di acquisizione primaria deve provvedere a memorizzare in una sufficiente RAM tutte le emulpe di valori che interessano il lasso di tempo interessato.

Le altre parti della centralina sono uguali a quelle di una centralina per monitoraggio in campo statico,

MODEM.

Il modem e la linea telefonica sono standard.

I monitoraggi in campo dinamico, poichè richiedono una notevole estensione di RAM per la memorizzazione di moltissimi dati per unità di tempo e per canale, utilizzano software più elaborato per la presentazione degli avvenimenti in fase di svolgimento. Una presentazione possibile è quella di mostrare in blocco le misurazioni relative alla unità di tempo trascorso; l'aggiornamento dell'immagine presentata avviene quindi a intervalli regolari facilitando l'osservazione. Il blocco dei dati relativo ad una unità di tempo di rilevamento può essere memorizzato su supporto non volatile con comando manuale o automaticamente quando si verificano particolari eventi.

3. ECONOMIA DEI SISTEMI DI MONITORAGGIO

Il costo per il montaggio e l'esercizio di un sistema di monitoraggio dipende dalla sua progettazione, dalla sua potenzialità e dalla sua utilizzazione, più o meno estensiva, durante il tempo di esercizio.

Ovviamente un impianto di monitoraggio deve essere correlato alla importanza dell'opera sia come prestazioni sia, di conseguenza, come impegno economico per la realizzazione e l'esercizio. Se, però, si tiene presente che un sistema di monitoraggio altro non è che un sistema integrato di rilevamenti e misurazioni, con immediata risposta in ogni momento della sua vita, si può logicamente pensare che sia in grado di produrre molto di più di quanto a prima vista ci si aspetti.

Considerando che il sistema di monitoraggio è anche espandibile, può essere, cioè, montato e ampliato o completato man mano che se ne presenta la necessità, si può pensare ad una sua progettazione integrata con quella della struttura, prevedendone la realizzazione, e quindi l'utilizzazione, sin dalle prime fasi della costruzione dell'opera.

3.1 L'evoluzione temporale di un sistema di monitoraggio

Facendo l'ipotesi di un sistema di monitoraggio per misure statiche da utilizzare in una media costruzione si può prevedere un impiego secondo i seguenti passi:

- 1) Trasduttori affondati nel terreno per il controllo geologico e delle falde prima dell'inizio degli scavi di fondazione;
- 2) Verifica delle perturbazioni del terreno per effetto degli scavi di fondazione;
- 3) Utilizzo successivo dei trasduttori nel terreno per controllare l'esatta corrispondenza alle ipotesi di progetto durante tutta la fase di costruzione e, dopo aver consegnato l'opera, per la sorveglianza;
- 4) Trasduttori nelle membrane di acciaio o calcestruzzo per controllare le tensioni effettive durante il procedere della costruzione e in occasione delle prove di carico per i collaudi statici;
- 5) Trasduttori di deformazione per verificare la deformabilità delle membrature orizzontali per effetto del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti o accidentali;
- 6) Trasduttori di condizioni ambientali per tener conto dell'influenza di fattori esterni; le misure di temperatura possono essere estese anche all'interno dei getti di calcestruzzo quando ciò sia significativo;
- 7) Trasduttori su giunti o lesioni per tenerne sotto controllo i movimenti.

Un sistema che impieghi i trasduttori sopraindicati cresce con la costruzione, offre al progettista e al direttore dei lavori, oltre che a qualunque operatore interessato, la possibilità di verificare costantemente le ipotesi progettuali nonché la rispondenza delle strutture reali alle specifiche di progetto e garantisce il controllo di qualità globale dei manufatti.

La spesa per il montaggio del sistema e la sua conduzione può risultare inferiore ai costi che normalmente si sostengono per prove in situ e per tutte le misurazioni nelle fasi di collaudo; rimanendo l'impianto a disposizione per la sorveglianza ed i controlli nel tempo ai fini della sicurezza di esercizio dell'opera.

4. L'UTILITÀ DEL MONITORAGGIO PER LA SORVEGLIANZA DELLE OPERE

La funzione del monitoraggio, nato come sistema di controllo funzionale per fini diagnostici, si è oggi estesa a molte altre applicazioni la più importante delle quali è il controllo continuo dei parametri fondamentali di una struttura nell'ambito più generale della sorveglianza.

La sorveglianza di una grande struttura non risiede solamente nel verificare che essa esprima in maniera soddisfacente le funzioni per le quali è stata costruita ma

anche nel valutare giorno per giorno il suo stato di invecchiamento in modo da poter programmare gli interventi riparatori o di ordinaria manutenzione nel migliore dei modi.

Nel valutare lo stato di benessere o di degrado di una struttura, sia nelle strutture portanti sia in quelle accessorie, è molto importante poter capire con quale legge temporale il particolare fenomeno avvenga e se esistono delle correlazioni inequivocabili con eventi particolari o mutamenti anche minimi nell'ambiente o nella struttura stessa.

Solo raccogliendo sistematicamente a intervalli regolari i valori dei parametri significativi è possibile a posteriori poter costruire dei diagrammi di invecchiamento della struttura. Lo studio di questi diagrammi permette di estrapolare l'andamento futuro che sarà comunque verificato con le osservazioni successive.

Quando la mole di osservazioni e di dati raccolti è notevole si possono fare deduzioni statistiche anche in quei casi in cui la scienza non ha gli elementi sufficienti per elaborare teorie di calcolo esatte. Si possono, in questo modo, ottenere criteri empirici che permettono comunque di esprimere un giudizio e di azzardare previsioni sempre più attendibili.

Per ottenere agevolmente e a basso prezzo questa notevole quantità di dati, il monitoraggio deve essere fatto con sistemi automatizzati al massimo e centralizzati per aumentare il tempo di utilizzazione delle macchine. Si richiede perciò l'impiego di trasduttori elettrici, di centraline di acquisizione elettroniche e informatizzate, di reti di comunicazione tra centraline periferiche e centro di acquisizione ed elaborazione dati.

Attualmente non esistono difficoltà per l'approvvigionamento della attrezzatura, semmai la notevole quantità di prodotti in commercio pone problemi di scelta inerente il rapporto prestazioni-costi e la continuità della offerta nel tempo (problema dei ricambi in caso di guasto). Si sente invece una carenza, quantitativa ma anche di preparazione, sia per i tecnici che dovrebbero progettare e realizzare gli impianti, sia per le strutture, anche centralizzate e del terziario, che detti impianti dovrebbero gestire.

5. SISTEMI DI MONITORAGGIO PER PONTI E GALLERIE

I sistemi di monitoraggio per ponti non si differenziano sostanzialmente dai sistemi di monitoraggio di altre importanti strutture se si esclude la disposizione della rete di cavi elettrici che si sviluppa prevalentemente in lunghezza a volte per distanze considerevoli.

Altro fattore condizionante è la posizione geografica di norma lontano da centri abitati ove esiste la rete per la distribuzione dell'energia elettrica e soprattutto della rete telefonica che semplifica il problema delle vie di comunicazione per la trasmissione dei dati al centro operativo o di controllo.

La morfologia del ponte è quella che condiziona la parte principale del sistema, in particolare quella riguardante il rilevamento e le misure delle strutture in elevazione. Il monitoraggio del terreno per sorvegliare la stabilità delle fondazioni delle pile è principalmente legato alle caratteristiche morfologiche e geologiche del suolo.

5.1 Caratteristiche dei trasduttori

I trasduttori utilizzati in questi casi debbono essere particolarmente tipizzati nella parte riguardante il segnale di uscita. Dal momento che le lunghezze dei cavi sono rilevanti, conviene l'impiego di trasduttori con circuiti di uscita che risultino insensibili alla lunghezza (o più in generale alle caratteristiche globali) della linea di trasmissione.

La scelta dei trasduttori, dunque, a parità di parametro da rilevare e misurare, è condizionata dalla linea di trasmissione che sovente risulta più costosa del trasduttore stesso. Il fattore economico, oltre a quello pratico relativo all'ingombro dei cavi di segnale, è quello che condiziona la scelta.

5.2 La rete elettrica e di segnale

Per ottimizzare la rete elettrica per segnali e alimentazione si seguono, ove possibile, i soliti sistemi di cavi multipolari con tutte le possibili variazioni per finire, estrema ratio, ad un sistema con centraline periferiche intermedie che collegano gruppi di trasduttori relativamente vicini fra loro con la lontana centralina principale. La maggiore complessità del sistema è solo apparente in quanto le stesse funzioni sono ripartite tra centralina principale e centraline periferiche decentralizzate; cambia il numero dei conduttori a vantaggio di una rete di collegamento più snella.

I problemi posti dalla mancanza di energia elettrica nei posti isolati si risolve oggi facilmente con pile solari e relativo accumulatore. Una tale soluzione è resa possibile dalla minima richiesta di energia delle moderne attrezzature e dai costi relativamente accessibili delle pile solari che, anche con cielo coperto, forniscono sufficiente potenza per ricaricare la batteria. Ovviamente molto dipende anche dal grado di intermittenza con cui le letture vengono effettuate e dal numero di trasduttori

(sono questi quelli che consumano più energia) che di volta in volta sono chiamati in causa.

5.3 La trasmissione dei dati

Per la trasmissione a distanza delle informazioni si preferisce la rete telefonica pubblica ad altri sistemi di telemetria via onde radio o di rete telefonica privata per motivi di costo principalmente ma non ultimo per motivi di affidabilità. Le reti telefoniche pubbliche, specialmente quelle per trasmissione dati, unitamente ai moderni modem e al software associato, permettono collegamenti sicuri anche se non sempre disponibili nei momenti e nelle zone di traffico intenso. Si può ottenere una linea dedicata ma non sempre questo basta per risolvere il problema se la centrale sovraccaricata è quella a noi più vicina. Sono, comunque, problemi che i tecnici della rete telefonica pubblica possono risolvere.

Nei luoghi ove è difficile collegarsi materialmente ai fili della rete telefonica pubblica, con piccolo supplemento di spesa si può utilizzare la telefonia "cellulare". Di questa tecnica, della sua praticità di impiego nonché dei risultati ottenibili o ottenuti non si danno "referenze" in quanto poco sperimentata.

5.4 Esempi applicativi

Come esempio di applicazione ci si riferisce al progetto del sistema di monitoraggio per il ponte strallato di cui nella foto. La parte più interessante del sistema di misure e controlli da attivare contemporaneamente alla costruzione dell'impalcato è quella che riguarda la misura degli sforzi di trazione degli stralli. Il sistema, infatti, prevede la messa in opera di celle di carico (vedi schema) che restano in permanenza montate nella testata di ancoraggio di ogni strallo: si può così misurare e documentare l'evolversi delle sollecitazioni di tiro nelle varie e successive fasi di costruzione.

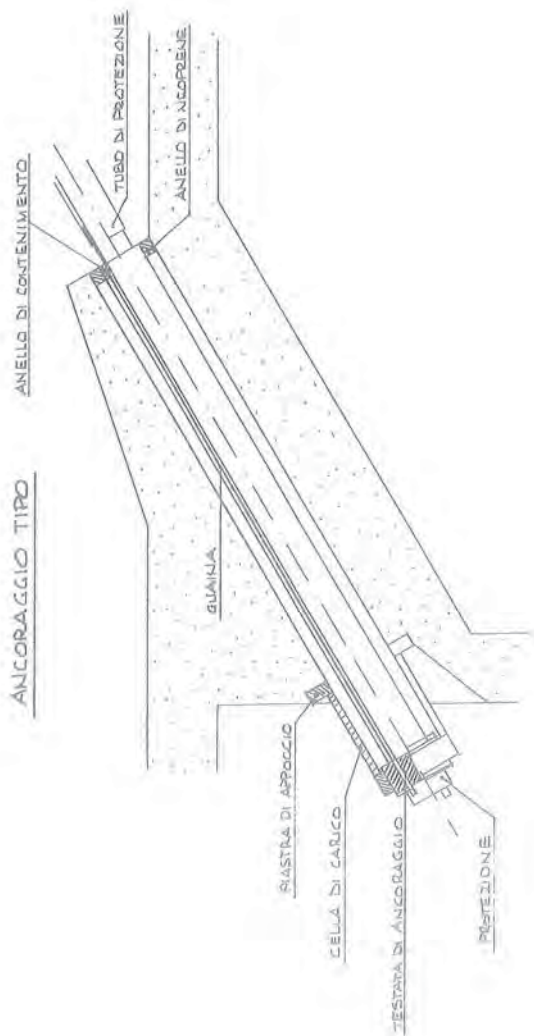
Lo scopo della strumentazione oltre l'utilizzo iniziale per le operazioni di ritesatura, ove necessarie, serve per il controllo a breve termine dei fenomeni di rilassamento e redistribuzione degli sforzi con l'entrata in servizio del ponte e quindi per la sorveglianza a lungo termine ai fini della manutenzione e sicurezza.

Per tutti i ponti, sebbene di caratteristiche differenti, il problema delle misure in corso d'opera, della verifica della qualità globale dell'opera finita e della sorveglianza si pongono quasi sempre negli stessi termini; un sistema di monitoraggio può essere la via, forse più economica, ma più razionale per risolverli.

Vista panoramica di un ponte strallato tipico



5.5 Schema per il posizionamento della cella di carico nella testata di ancoraggio.



6. AFFIDABILITA' E OTTIMIZZAZIONE DEGLI IMPIANTI DI MONITORAGGIO

La affidabilità degli impianti di monitoraggio, come per qualunque apparecchiatura, dipende dalla qualità dei materiali, dalla qualità della messa in opera e da una percentuale di rischio dovuta al verificarsi di eventi eccezionali più o meno prevedibili.

La qualità dei materiali utilizzati per la realizzazione di tutto un sistema di monitoraggio è oggi sufficientemente vicina alle aspettative del progettista: si possono verificare solo utilizzazioni improprie dovute alla scarsa valutazione delle caratteristiche dei materiali e dei componenti o alla lusinga di false economie realizzate scegliendo prodotti con caratteristiche inferiori alle esigenze imposte dalle condizioni estreme.

6.1 La scelta dei materiali e la messa in opera

Mentre la scelta dei componenti elettronici non pone eccessivi problemi, lo stesso non può dirsi per la scelta dei materiali costituenti la rete elettrica e di segnale. I cavi, multipolari o meno, benché non siano sottoposti a tensioni elevate e portino debolissime correnti, debbono essere di una qualità tale da consentire una buona durevolezza nel tempo. Una tale caratteristica dipende esclusivamente dalla qualità del materiale isolante ricoprente i conduttori di rame; le caratteristiche elastiche e meccaniche dell'isolante devono conservarsi inalterate per tempi molto lunghi. Se l'isolante perde le sue caratteristiche elastiche, le inevitabili sollecitazioni meccaniche provocano screpolature e fenditure nel manto protettivo del conduttore che resta esposto alla aggressione di gas e vapori. Per evitare l'aggressione dell'ambiente, il rame (solo per conduttori di ottima qualità) è ulteriormente protetto con depositi superficiali di stagno, argento o altre leghe di metalli più resistenti ai fenomeni di ossidazione.

La progettazione della disposizione dei cavi deve inoltre tener conto dei punti seguenti:

- a) Posizione e sistemazione in modo da ridurre al massimo le sollecitazioni meccaniche che si producono all'atto della messa in opera o successivamente;
- b) Riduzione delle giunzioni e delle derivazioni;
- c) Studio particolare delle parti in vista per far fronte ai problemi di estetica e di eventuali danni provocati da cause occasionali o da atti dolosi.

- d) Riduzione delle interferenze generate da campi elettromagnetici di disturbo esistenti o probabili in futuro. A tal fine si ricorda che l'impiego di cavi schermati non sempre è sufficiente.

Anche la messa in opera, particolarmente onerosa per l'impiego di manodopera specializzata, è responsabile della affidabilità totale. Ci si riferisce in particolare all'operazione di posizionamento dei trasduttori che richiede una particolare abilità ed esperienza notevolmente diversa al variare dei tipi e delle applicazioni specifiche.

La realizzazione della rete elettrica e di segnale comporta una cura particolare per le giunzioni o le derivazioni effettuate sui conduttori. Si tenga presente che le tensioni in gioco sono piccolissime come, di conseguenza, le correnti che fluiscono nei conduttori; una giunzione o connessione imperfetta causa rilevanti errori nei segnali inerenti la misurazione. Un errore, provocato da connessioni imperfette in una linea di segnali analogici, è praticamente non identificabile; di conseguenza la misura è completamente inattendibile in ogni momento. Nel caso di linea con segnali digitali si può avere la ricognizione dell'errore ma, a causa della sua aleatorietà, diventa difficile identificarne la causa e provvedere quindi alla sua eliminazione.

Le disfunzioni generate da connessioni difettose si manifestano anche a notevole distanza di tempo dal primo collaudo dell'impianto e vengono scoperte solo se le misurazioni sono tanto fuori del previsto da insospettire i controllori.

La protezione da eventi eccezionali comprende, oltre la protezione meccanica di trasduttori, cavi e strumentazione, anche la protezione elettrica per i gravi problemi derivanti dai fulmini che direttamente o indirettamente possono danneggiare il nostro impianto.

La caduta del fulmine direttamente su un componente dell'impianto provoca danni irreparabili alla gran parte dei componenti elettronici utilizzati; si comprende che, ove la caduta dei fulmini sia prevedibile, bisogna approntare tutte le difese immaginabili. Le normali difese, però, non sono spesso sufficienti in quanto, anche se la scarica non attraversa direttamente alcun componente dell'impianto, i campi magnetici che si generano nelle vicinanze della zona interessata dalla scarica atmosferica sono così intensi da provocare guasti nei moderni componenti elettronici integrati. Le tecniche per la minimizzazione dei danni derivanti da quest'ultima eventualità sono in fase di studio e messa a punto; occorrerà quindi, la sperimentazione per poter decidere quale soluzione sia ottimale.

CALCESTRUZZI DUREVOLI PER IMPIEGO AUTOSTRADALE:
CONFRONTO TRA DIVERSE SOLUZIONI

Vito ALUNNO ROSSETTI
Istituto di Chimica Applicata - Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

Gabriele CAMOMILLA - Giuseppe FAMILIARI - Giorgio PERONI
Autostrade S.p.A. - Roma

CALCESTRUZZI DUREVOLI PER IMPIEGO AUTOSTRADALE: CONFRONTO TRA DIVERSE SOLUZIONI

Vito ALUNNO ROSSETTI*, Gabriele CAMOMILLA**, Giuseppe FAMILIARI**,
Giorgio PERONI**

Riassunto

Sono stati confezionati calcestruzzi a diverso rapporto acqua/cemento, a diverso dosaggio di cemento e con aggiunta d'aria, di microsilice e di microsferi di plastica, allo scopo di confrontare l'efficacia dei fattori suddetti nel fornire calcestruzzi durevoli per impiego autostradale.

I confronti sono stati effettuati misurando la resistenza a compressione, la permeabilità, la resistenza ai cicli gelo-disgelo e la velocità di carbonatazione. I risultati ottenuti indicano che il miglior complesso di prestazioni si ottiene in ogni caso per i calcestruzzi a minor rapporto acqua/cemento.

Summary

Mixes of different water/cement ratio, cement, air, silica fume and plastic microspheres content have been prepared, in order to compare the possibility of different concrete mixes to withstand aggressive highway environment.

The mechanical strength, permeability, freeze-thaw resistance and carbonation rate have been compared; the results show that the better performances can be obtained, for every test, with the concretes having a lower water/cement ratio.

1. Introduzione

Il problema della degradazione delle opere e dei manufatti di calcestruzzo riveste una notevole importanza per le strutture autostradali, normalmente situate in un ambiente discretamente ag-

gressivo e spesso assoggettate all'azione di fattori aggressivi di notevole intensità.

In base all'esperienza della Soc. Autostrade, una graduatoria delle cause di dissesto vede in ordine di intensità decrescente: fenomeni di corrosione delle armature, fenomeni dovuti ai cicli di gelo-disgelo e ai sali disgelanti, attacchi chimici dovuti alla presenza di solfati e cloruri. L'attuale orientamento tecnologico per migliorare il comportamento delle opere in calcestruzzo accresce la durata, è lo stesso che si riflette nelle Norme Italiane ed Europee e nelle Normative Contrattuali della Soc. Autostrade (1), ed è basato sul miglioramento della progettazione ed esecuzione dei manufatti, sull'impiego di materiali intrinsecamente dotati di caratteristiche di durabilità e sull'applicazione di vernici protettive superficiali.

Nel presente lavoro si è voluta mettere a confronto una gamma di soluzioni frequentemente adottate per migliorare la qualità del materiale, confezionando calcestruzzi di varia composizione, anche contenenti diverse aggiunte ed additivi e paragonando il loro comportamento a fronte di azioni aggressive ritenute particolarmente significative nei processi di degradazione; in particolare: carbonatazione, permeazione d'acqua nel calcestruzzo, resistenza ai cicli di gelo-disgelo. Si sono inoltre utilizzati due metodi di prova poco diffusi per la permeabilità e la resistenza al gelo, anche se

* Università di Roma "La Sapienza"

** Autostrade SpA

NUMERO	CEMENTO	SUPERFL.	AERANTE	MICRO-SFERE	MICRO-SILICE	ADDITIVO PREDOSATO	A/C	MV	ARIA	SLUMP
IMPASTO	[kg/mc]	[kg/mc]	[kg/mc]	[kg/mc]	[kg/mc]	[kg/mc]		[kg/mc]	%	[mm]
1	311	6,2	/	/	/	/	0,43	2509	1,1	10
2	490	/	/	/	/	/	0,45	2382	1,4	140
8	400	8,0	/	/	/	/	0,43	2508	1,4	240
9	400	8,0	/	2,5	/	/	0,43	2447	2,5	240
10	400	8,0	0,40	/	/	/	0,43	2479	2,5	240
10'	400	8,0	0,30	/	/	/	0,43	2403	4,4	240
10 ^p	400	8,0	0,40	/	/	/	0,43	2417	6,1	240
11	400	8,4	/	/	20	/	0,43	2454	2,2	240
12	400	8,8	/	/	40	/	0,43	2420	1,9	220
13	400	4,0	/	/	/	45	0,44	2448	1,0	240
15	400	/	/	/	/	/	0,60	2369	0,8	240
16	400	/	/	6,5	/	/	0,60	2278	1,8	240
17	400	/	2,0	/	/	/	0,80	2261	4,7	240
18	400	10	/	/	/	/	0,39	2471	1,8	185

Tabella 1 - Composizione delle miscele studiate

per uno di essi esiste una proposta di norma.

2. Parte sperimentale

Allo scopo di paragonare il comportamento delle miscele studiate, in mancanza di un test di durabilità generico, si è studiato per i materiali e le miscele esaminate il comportamento in prove standardizzate che misurano aspetti particolari normalmente ritenuti significativi ai fini della durabilità. Naturalmente si è anche studiata l'influenza della composizione delle miscele sulla loro resistenza a compressione. Materiali e metodi vengono descritti nei paragrafi seguenti.

2.1 Materiali e miscele

Per il confezionamento delle miscele sono stati utilizzati i seguenti materiali

- cemento Pozzolánico 425
- aggregati, litologicamente appartenenti a rocce ignee provenienti dall'alveo del fiume Teco, disponibili in un unico stock per tutte le prove, suddivisi in tre pezzature;
 - ghiaia, dimensione 9,52 /38,1 mm, rapporto di miscela 50%
 - sabbione, dimensione 0,074 /12,7 mm, rapporto di miscela 35%
 - sabbia, dimensione 0,075 /4,76 mm, rapporto di miscela 15%;
- un additivo superfluidificante rispondente alla UNI 8145 che nel dosaggio consigliato dal produttore (2% sul

peso del cemento) consente una riduzione del dosaggio d'acqua d'impasto pari al 25%;

- un additivo aerante rispondente alla UNI 7103-72 da introdurre unitamente all'acqua d'impasto in quantità variabile a seconda della percentuale di aria occlusa che si desidera ottenere
- microsilice (silica fume) avente un tenore di SiO₂ non cristallina del 94-98% e superficie specifica pari a 20-30 m²/g;
- un prodotto in commercio predosato, costituito da un additivo in polvere a base di microsilice ad elevata superficie con aggiunta di superfluidificante;
- microsferi di plastica, aventi dimensioni di 20-40 micrometri, proposte dal produttore come alternativa all'aria aggiunta.

Per l'esecuzione di questo studio sono state confezionate 14 miscele di calcestruzzo. Tutte le miscele derivano da una miscela di riferimento, avente le seguenti caratteristiche: cemento pozzolanico 425 dosato a 400 kg/m³, rapporto a/c = 0,45, aggregato siliceo del fiume Teco, avente diametro massimo D_{max} = 38,1 mm, consistenza pari a 180-220 mm ottenuta con uso di superfluidificante.

Rispetto alla miscela di base si è poi modificato il rapporto a/c a pari lavorabilità facendo variare i dosaggi di acqua e il tipo di additivo fluidificante (impasti n. 15,

e 18). Si sono poi effettuate variazioni di dosaggio di cemento mantenendo costante il rapporto a/c (miscele n.1 e 2). Infine sull'impasto base sono state effettuate aggiunte di additivo aerante, microsferi di materia plastica e microsiline (miscele n. 9, 10, 10', 10'', 11, 12 e 13). Anche sull'impasto a rapporto a/c pari a 0,6 si sono aggiunti aerante e microsferi (miscele 16 e 17).

Nella Tabella 1 sono riportati i dettagli delle composizioni per le diverse miscele. Si deve rilevare il fatto che le dosi di aerante occorrente per ottenere l'aggiunta dell'aria nelle quantità desiderate sono risultate piuttosto elevate, probabilmente a causa della notevole potenza del tavolo vibrante impiegato.

2.2 Metodologie di prova

Per tutte le miscele sono stati confezionati almeno 30 provini cubici (spigolo 15 cm) compattati su tavolo vibrante. Sul calcestruzzo fresco si sono eseguite misure di consistenza secondo UNI 9418, di massa volumica secondo UNI 6394 e di contenuto d'aria inglobata secondo UNI 6395. I valori ottenuti sono riportati nella tabella 1. Il confronto tra i dati di massa volumica reale e di aria inglobata hanno evidenziato un buon accordo tra i risultati.

La sfornatura e la stagionatura dei campioni sono state effettuate secondo UNI 6127 in camera umida a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidità relativa non minore del 90 %. La prova di resistenza allo schiacciamento è stata eseguita a 1, 7, 28 e 90 giorni di maturazione, con le modalità previste da UNI 6132-72. I risultati sono riportati in tabella 2 e figura 1.

Per i provini schiacciati a 28 giorni (in numero variabile da 7 a 15 cubi per le varie miscele) i valori del coefficiente di variazione sono risultati variabili da 5,8 a 1,7.

Un efficiente metodo normalizzato per la misura della permeabilità del calcestruzzo risulterebbe estremamente utile per la valutazione della sua attitudine a resistere agli agenti aggressivi dell'ambiente di esercizio e specialmente se la prova potesse essere eseguita in sito. Purtroppo in Italia un simile metodo non è stato ancora messo a punto; le difficoltà nella standardizzazione sono dovute anche alla natura eterogenea del calcestruzzo che porta a

risultati notevolmente dispersi, anche su provini ottenuti dallo stesso impasto e con lo stesso procedimento.

La prova di permeabilità è stata eseguita con due metodi. Il primo metodo è la determinazione del coefficiente di Darcy effettuata su provini a sezione quadrata di lato 15 cm e altezza di 15 e 7,5 cm mediante acqua a pressione di 20 e 25 bar per periodi fino a 240 ore. Per i campioni che dopo tale durata di prova non hanno lasciato passare acqua, si è eseguito un taglio a secco su un piano parallelo alla direzione di percolamento; sulle due facce messe a giorno si è valutata la profondità di penetrazione dell'acqua. I risultati (tabella 3) sono la media di 3 misure.

Il secondo metodo proposto da Figg (2), consiste nel misurare il tempo necessario all'abbassamento da 0,55 a 0,50 bar della depressione generata mediante una pompa a vuoto all'interno di un foro praticato nel provino di calcestruzzo. I risultati sono riportati nella tabella 4 che consente di ricavare una valutazione di merito.

La valutazione della resistenza ai cicli gelo-disgelo a contatto con soluzione di cloruro di sodio, è stata valutata mediante la Norma sperimentale Rilem CDC 2 (2), che valuta la resistenza del calcestruzzo in funzione del grado di scrostatura, della perdita di massa e della percentuale di superficie scrostata del provino. I risultati delle prove, riportati nella figura 4, rappresentano la media di tre determinazioni.

La determinazione della resistenza ai cicli di gelo disgelo è stata anche effettuata secondo UNI 7087-72 calcolando la variazione del modulo elastico, i risultati sono riportati nella tabella 3.

La prova di carbonatazione è stata effettuata con le modalità previste dalla UNI 9944, dopo 390 giorni di esposizione dei provini in una galleria autostradale, in condizioni ritenute favorevoli per lo sviluppo del fenomeno.

3. Esame dei risultati e discussione

I risultati di tutte le prove sono stati suddivisi raggruppando:

- a) le miscele aventi medesimo rapporto a/c e diverso dosaggio di cemento,

Impasto n.	Resistenze a compressione [MPa]			
	1 gg	7 gg	28gg	90gg
1	21,9	42,1	52,6	57,0
2	13,7	35,5	44,5	53,8
8	25,3	43,8	48,9	56,2
9	14,2	36,8	47,4	52,5
10	19,6	42,4	49,1	53,5
10'	14,7	39,5	46,6	53,7
10''	14,4	35,1	44,7	51,9
11	19,8	44,1	56,9	59,3
12	18,3	48,5	61,7	69,5
13	18,1	47,8	57,7	66,0
15	5,5	22,7	30,7	40,6
16	6,9	16,9	23,8	26,8
17	3,1	14,6	21,6	22,2
18	29,7	48,7	60,6	67,9

Tabella 2 - Resistenze a compressione fino a 90 giorni

- b) le miscele aventi medesimo dosaggio di cemento ma differenti rapporti a/c,
 c) miscele aventi differente contenuto d'aria,
 d) miscele aventi differente contenuto di microsilice,
 e) miscele contenenti differenti tipi di additivi.

3.1 Misure sul calcestruzzo fresco

I valori ottenuti per le differenti miscele sono riportati in Tabella 1. I dati della tabella evidenziano il fatto che per ottenere il desi-

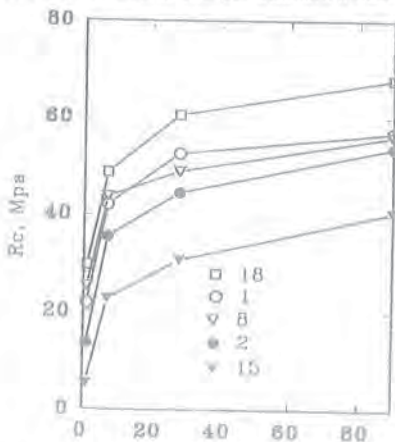


Fig. 1 - Resistenza a compressione: miscele a diversa w/c e dosaggio di cemento

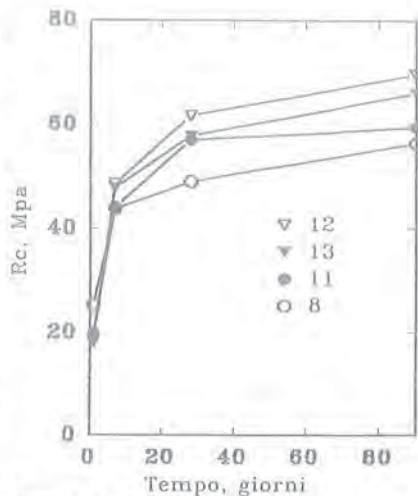


Figura 2 - Miscele con microsilice

derato inglobamento d'aria si sono dovute utilizzare dosi di aerante sensibilmente superiori a quelle indicate dal produttore dell'additivo. I dati indicano anche che le diverse miscele presentano anche variazioni piuttosto pronunciate della massa volumica del calcestruzzo.

3.2 Resistenza a compressione

I risultati di resistenza a compressione delle diverse miscele esaminate sono riporta-

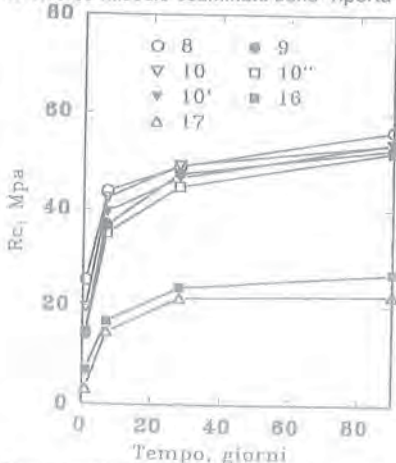


Figura 3 - Miscele con aria aggiunta e microsifere

te in Tabella 2 e nei grafici delle Fig. 1-3.

Nella Fig. 1 sono riportate le curve di sviluppo di resistenza a compressione per i calcestruzzi senza aggiunte, con rapporto acqua/cemento variabile e dosaggio di cemento variabile. I risultati confermano che

CAMPIONE	Coeff. Darcy cm/s	Profondità cm	E inizio - E finale	
			a	MPa
1	6,8 E-11			35800 - 35500
2	8 E-10			35200 - 32200
8	1,5 E-10			34000 - 28100
9	2,7 E-10			33100 - 35000
10	2 E-11			33500 - 21700
10'	—	14		32200 - 24000
10''	—	15		30700 - 32500
11	—	4		36200 - 3250
12	—	4		34500 - 7800
13	—	3		34000 - 3100
15	9 E-9			28200 - 11000
16	8,1 E-9			26000 - 22600
17	3 E-9			25100 - 26000
18	—	2		36800 - 35800

Tabella 3 - Moduli elastici, permeabilità e permeazione d'acqua

la variabile più importante è il rapporto acqua/cemento; assai meno significativo appare il dosaggio di cemento, anche se la miscela a dosaggio di cemento molto elevato sembra leggermente svantaggiata a brevi stagionature.

Nel grafico di Fig. 2 sono riportati i valori di resistenza a compressione nel tempo per le miscele a diverso contenuto di silice: si può rilevare che alla stagionatura di un giorno la miscela priva di silice è quella che dà la massima resistenza, mentre a 7 giorni le miscele additivate danno i valori superiori; si può anche osservare che le differenze si accentuano col progredire della stagionatura; un'aggiunta del 10% di microsilice in peso rispetto al cemento

ha evidenziato un decremento del 28% dopo 1 giorno di maturazione ed un incremento del 24% a 90 giorni rispetto all'impasto di riferimento. Quantità di silice fume minori danno effetti all'incirca proporzionali al dosaggio di aggiunta. Il prodotto predosato che dà un apporto del 9% rispetto al peso del cemento ha un effetto equivalente a quello dell'aggiunta introdotta direttamente.

Nel grafico di fig. 3 sono riportati i valori di resistenza a compressione nel tempo per le miscele contenenti aria aggiunta e microsferi. I risultati indicano che rispetto al campione di riferimento 8, la riduzione di resistenza associata all'aggiunta d'aria è all'incirca proporzionale al suo dosaggio e più accentuata alle brevi stagionature (fino al 20 % per il campione 10''). L'effetto è alquanto più pronunciato per aggiunta di microsferi, anche considerando il minor volume aggiunto (al massimo 6,5 l/m³ circa, contro i 61 litri di aria della miscela 102). L'effetto depressivo delle microsferi e dell'aria sulla resistenza è anche più evidente per le miscele a rapporto acqua/cemento 0,6 (-22% e -30% rispettivamente); per la miscela 17 si può anche ipotizzare un effetto dovuto al dosaggio insolitamente elevato di aerante resosi necessario.

3.3 Permeabilità

Nella Tabella 3 sono riportati i dati di permeabilità ottenuti sulle miscele in esame mediante la prova di permeazione d'acqua sotto pressione (media di due provini). L'esame dei risultati indica che:

- a pari rapporto a/c, non si rileva una significativa influenza del dosaggio di cemento (1, 2, 8)
- il rapporto a/c è determinante ai fini della permeabilità
- l'aggiunta di silice fume riduce la permeabilità (nelle condizioni di prova non si è avuta permeazione a 240 ore; la valutazione si è effettuata spaccando i provini ed esaminando lo spessore dello strato permeato, individuato visualmente)

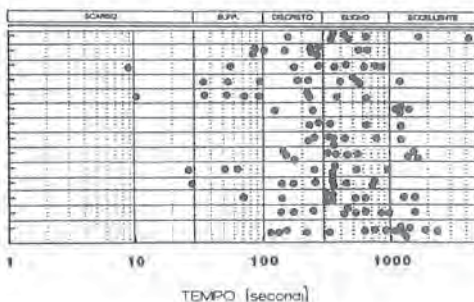


Tabella 4 - Permeabilità, metodo di Figg

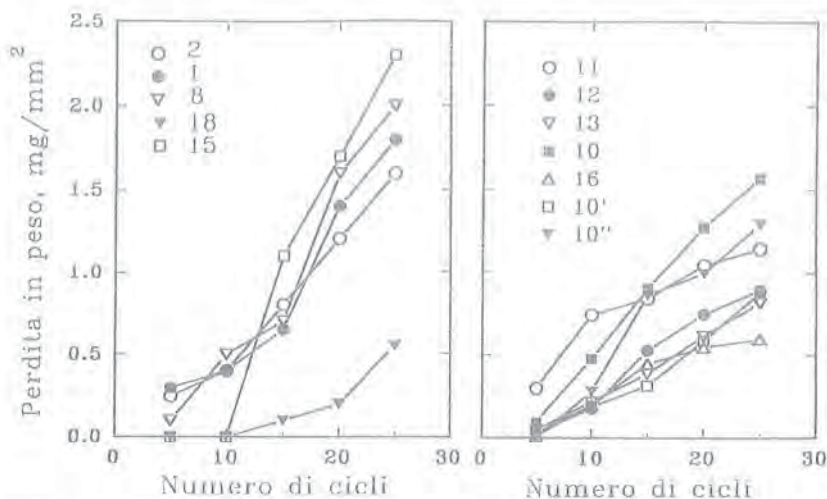


Fig. 4 - Resistenza al gelo secondo Rilem CDC 2

- l'aggiunta di aerante e di microsferi non modifica apprezzabilmente la permeabilità.

Nella tabella 4 è rappresentato il risultato delle prove eseguite mediante il metodo di Figg. È evidente la dispersione dei risultati per ciascuna delle diverse miscele (come è del resto tipico del metodo impiegato) ed è altrettanto evidente che le indicazioni ottenute coincidono sostanzialmente con quelle ricavate con il metodo di permeabilità sotto pressione.

3.4 Resistenza al gelo

Nella Tabella 3 sono riportati i dati relativi alla misura del modulo elastico dinamico (E) ricavato dalla frequenza di risonanza secondo UNI 9771, prima e dopo 75 cicli gelo-disgelo secondo il test UNI 7087-72 (media di 2 o 3 valori).

Tenendo conto dell'incertezza delle misure di velocità degli ultrasuoni (evidente nei valori ricavati su calcestruzzo non trattato, si veda anche (4)), il test si dimostra ben selettivo in quanto alla fine del trattamento le differenze risultano molto evidenti. I risultati indicano che:

- l'influenza del rapporto a/c appare determinante in quanto sia le miscele con rapporto a/c di 0,43 che di 0,39 risultano poco danneggiate mentre la ri-

duzione di E rilevata per le miscele aventi rapporto a/c = 0,6 è alquanto maggiore;

- l'aggiunta di microsilice, sia come tale che come prodotto premiscelato e additivato sembra del tutto negativa ai fini della resistenza ai cicli di gelo-disgelo e fornisce i risultati peggiori;
- nelle condizioni di questo test le prove eseguite non evidenziano l'effetto positivo dell'inglobamento d'aria, che anzi, a pari rapporto a/c, sembra portare ad una riduzione di E;
- l'aggiunta delle microsferi ha effetti positivi sulla resistenza al gelo.

I risultati delle prove eseguite con la metodologia Rilem CDC2 sono riassunti nella figura 4. In ciascun grafico sono riportati i valori di perdita di massa dei provini in funzione del numero di cicli effettuati.

I due grafici raggruppano le miscele in funzione dei fattori considerati; nella fig. 4a sono riportati dati per impasti a diverso contenuto di cemento e diverso rapporto acqua/cemento, nella fig. 4b per le miscele a diverso tenore di microsilice, aria aggiunta e microsferi.

I risultati di queste prove sembrano indicare un buon accordo con quelli ottenuti secondo la metodologia UNI 7087. Infatti anche in questo caso si ottiene che:

- le miscele a rapporto a/c 0,43 e 0,39 forniscono le resistenze più elevate ai cicli gelo-disgelo secondo la metodologia Rilem. La miscela a rapporto a/c 0,6 mostra una perdita molto elevata;
 - anche questa prova non indica l'ottenimento di benefici sostanziali dall'aggiunta di aria; anzi tutte le miscele contenenti aeranti hanno dato, pur con un rapporto a/c di 0,43, una minore resistenza;
 - l'effetto della microsilice ai fini della resistenza ai cicli di gelo-disgelo non sembra positivo, le perdite di massa sono sempre più elevate rispetto alle miscele a pari a/c. Questo risultato appare in netto disaccordo con la maggior parte dei risultati della letteratura che indicano in genere un miglior comportamento del calcestruzzo additivati con microsilice rispetto ai cicli gelo-disgelo. Gli autori non sono attualmente in grado di interpretare questi risultati e si riservano di effettuare nuove prove;
 - il comportamento al test Rilem delle miscele a pari rapporto a/c e dosaggi di cemento fortemente diversi (311 e 490 kg/m³) appare sostanzialmente equivalente.
- della durabilità del calcestruzzo per le opere autostradali (permeabilità e resistenza ai cicli gelo disgelo) è il rapporto a/c, indipendentemente dal dosaggio di cemento. Calcestruzzi a basso rapporto acqua cemento sono risultati resistenti ai cicli gelo-disgelo anche in presenza dei sali disgelanti, meno permeabili (sia all'acqua sotto pressione che nelle condizioni del metodo Figg), e meno soggetti alla carbonatazione.
- Per le prove eseguite non sono risultati utili né l'inglobamento d'aria né l'aggiunta di microsilice.
 - Le microsfeere sono risultate utili nei cicli gelo disgelo secondo UNI ma si è rilevata una sensibile riduzione di resistenza.

3.5 Prove di carbonatazione

I risultati delle misure di carbonatazione ad un anno, hanno mostrato profondità di carbonatazione da circa 0,5 a 3 mm; l'incertezza del metodo ed il modesto valore della penetrazione, dovuto alla buona qualità della maggior parte dei provini, non consente di effettuare una classifica precisa dei risultati, anche se i provini a maggior rapporto a/c sono quelli che hanno fornito valori più elevati (spessore carbonatato maggiore di 2 mm).

4. Conclusioni

I risultati ottenuti nel corso delle prove eseguite consentono in conclusione di affermare che si sono ottenute alcune indicazioni significative.

- La variabile che principalmente sembra influenzare il comportamento ai fini

Riferimenti bibliografici

1) V. Alunno Rossetti, G. Camomilla, S. M. Guella "La durabilità del calcestruzzo", in: Rivista Autostrade, 6, 21 (1985)

2) J.W. Figg "Methods of measuring air and water permeability of concrete", in: Magazine of Concrete Research, 25, 85, 213-219 (1973)

3) *Materiaux et Construction* 7,11 (1977)

3) V. Alunno Rossetti "Umidità dell'ambiente di maturazione e resistenza a compressione del calcestruzzo - Nota 2: valutazione della resistenza in sito", in *L'Industria It. del Cemento*, 9, 571 (1992)

Ringraziamento

Gli autori desiderano ringraziare per la fattiva collaborazione i Tecnici del Laboratorio Autostrade di Romagnano

UN SISTEMA AVANZATO DI PROTEZIONE ATTIVA DEL CEMENTO ARMATO

Giancarlo ANTINORI
Roma

Paolo CIONI
Pisa

Sten H. VAELITALO
Mjendalen, Norvegia

UN SISTEMA AVANZATO DI PROTEZIONE ATTIVA DEL CEMENTO ARMATO

Giancarlo ANTINORI
ROMA

Paolo CIONI
PISA

Sten H.VAELITALO
Mjendalen, Norvegia

SOMMARIO

Per la protezione delle strutture in cemento armato soggetto alla aggressione degli agenti atmosferici viene illustrato un sistema di protezione di tipo catodico caratterizzato dalla particolare costituzione dell'anodo formato da una membrana, stendibile a pennello o rullo sulla superficie dei getti, e capace di condurre corrente elettrica.

SUMMARY

There is a new system to protect the reinforced concrete, subjected to the aggression of atmospheric chemical agents.

This system, here illustrated, is a cathodic protection. It consist of a a membrane (anode), spread on the surface of concrete, able to conduct eletric current.

1. LE CAUSE DEL DEGRADO

Il progressivo e rapido danneggiamento del calcestruzzo esposto all'azione degli agenti atmosferici è certo la principale causa di degrado delle costruzioni in c.a..

Tale processo si è anche aggravato negli ultimi anni a causa della maggiore concentrazione di sostanze aggressive nell'atmosfera.

Il meccanismo di danneggiamento che colpisce questo materiale, e che è stato chiarito recentemente, conduce alla corrosione dell'armatura contenuta nel calcestruzzo.

Ciò riduce drasticamente la vita delle strutture stesse.

La corrosione è di solito causata da uno o da entrambi i seguenti fattori:

a) carbonatazione del calcestruzzo b) presenza di cloruri nel calcestruzzo.

1.1. la carbonatazione del calcestruzzo

Il calcestruzzo al momento del getto ha un'alta alcalinità (12-13 pH), che costituisce una naturale protezione alla corrosione attraverso la concentrazione di ossidrile OH.

L'incremento del livello della anidride carbonica dell'atmosfera, che penetra progressivamente nel getto attraverso la porosità dello stesso riduce l'alcalinità del calcestruzzo.

Quando la zona, che ha subito questo processo detto carbonatazione, raggiunge la armatura, viene alterata l'alcalinità dell'ambiente circostante l'armatura stessa.

L'armatura in generale si trova annegata in un calcestruzzo con alcalinità variabile dagli 8 ai 13 pH a seconda della carbonatazione subita.

Questo incrementa la corrosione poiché il potenziale elettrochimico superficiale varia ampiamente tra l'armatura annegata in calcestruzzo con alti e bassi valori di pH.

Questa differenza di potenziale fra le varie parti di armatura è un fattore corrosivo addizionale in quel piccolo ambiente elettrolitico venutosi a creare intorno all'armatura con locali differenze di potenziale dell'ordine di 0,4 Volt.

Tutte le superfici anodiche che si sviluppano naturalmente sull'armatura saranno poi esposte alla corrosione in presenza di altri elementi, come l'umidità e l'ossigeno penetrati attraverso la porosità del getto.

1.3 I cloruri nel calcestruzzo

In molti casi i cloruri sono addizionati al calcestruzzo prima che venga gettato (presa in condizioni di gelo).

In altri casi i cloruri penetrano nelle strutture in cemento armato quando sono esposte al sale della strada o all'acqua di mare.

In entrambi i casi il risultato è il medesimo: i cloruri intaccano l'acciaio.

Questa corrosione può progredire molto più velocemente della corrosione provocata dalla carbonatazione.

Il calcestruzzo aggredito sia dai cloruri che dall'anidride carbonica, ha dimostrato di avere un più alto contenuto di cloruri anche sul fronte di avanzamento della carbonatazione.

2. INTERVENTI DI PROTEZIONE

In questi ultimi anni sono stati sperimentati vari sistemi di riparazione del calcestruzzo danneggiato.

Il tipo di riparazione delle strutture più frequente è stata l'applicazione di "toppe".

L'intervento localizzato però non risolve il problema della protezione soprattutto se effettuato con semplice riporto di ordinario calcestruzzo.

Infatti la coesistenza del vecchio calcestruzzo e del nuovo produce zone di diversa alcalinità e quindi differenza di potenziale lungo le barre di armatura.

Le menzionate differenze di potenziale così create, provocano frequentemente ulteriori e più estesi danni.

Per evitare ciò è chiaramente necessario rimuovere le zone di calcestruzzo che hanno subito la carbonatazione in modo da poter ottenere di nuovo un ambiente alcalino a pH quasi costante intorno all'armatura.

La rimozione completa delle parti carbonatate è però, chiaramente, molto onerosa e comunque rimane la difficoltà di stabilire con esattezza quali siano le parti da rimuovere e fino a quale profondità.

2.1 protezione catodica

La protezione catodica è un sistema di protezione che permette di ridurre o inibire la corrosione in atto nel calcestruzzo a contenuto salino o con basso pH, senza rimuovere le parti in cui è presente l'anidride carbonica o i cloruri.

La protezione catodica si esplica mediante passaggio di corrente elettrica attraverso la massa del calcestruzzo, ottenuto applicando un potenziale negativo alla armatura metallica (catodo) ed un potenziale positivo alla superficie esterna del getto ove viene riportato un anodo a base metallica o di carbonio.

Il passaggio di corrente produce una migrazione degli ioni verso il polo di segno opposto a quello delle cariche elettriche possedute dagli stessi ioni.

Tale migrazione ionica contribuisce a ripristinare l'ambiente alcalino nei pressi dell'armatura attraverso la migrazione delle molecole di H_2O che si concentrano nei pressi dell'armatura (catodo); le particelle di acqua con la loro migrazione producono una riduzione dell'umidità relativa

della superficie del getto ed un aumento di quella allo interno vicino all'armatura.

Le molecole di H_2O in prossimità del catodo si scompongono in ioni H^+ e ioni OH^- .

L'attrazione del polo catodico per gli ioni di segno opposto, e la repulsione per quelli di segno coerente, ripristina l'ambiente alcalino protettivo.

2.2. il metodo particolare illustrato

Il metodo illustrato, detto ELkinet-AHead, applica il meccanismo della protezione catodica sopra descritta con la particolarità di usare come anodo una "vernice" capace di condurre corrente elettrica e come catodo la stessa armatura metallica. (fig.1)

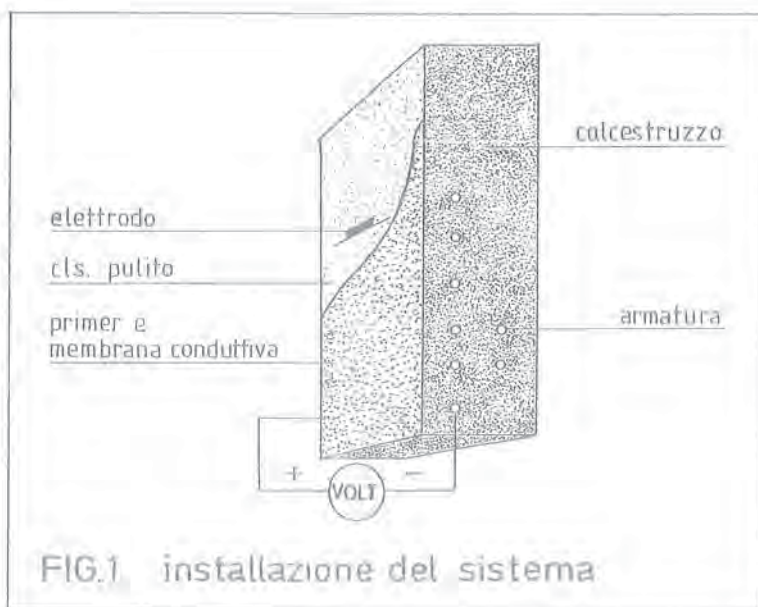
Da un punto di vista operativo si provvede a pulire i getti ammalorati, senza però sia necessario rimuovere il calcestruzzo ammalorato, ed al ripristino della regolarità della superficie con malta cementizia per ripristini.

Sulla superficie così ottenuta viene steso un primer, costituito da una resina polimerica addizionata con grafite capace di condurre corrente elettrica.

Tale resina viene stesa a pennello o a rullo sulla superficie e costituisce l'anodo a base di carbonio.

Chiaramente perchè l'armatura metallica possa costituire efficacemente il catodo deve possedere continuità elettrica.

A tale scopo viene usato un apparato di prova per la verifica della continuità elettrica e, nel caso che essa manchi vengono introdotti opportuni ponticelli di colle-



gamento per la sua realizzazione.

La differenza di potenziale viene introdotta in più punti nella membrana conduttiva mediante elettrodi incollati, e nella armatura mediante contatto diretto.

Non è necessario che i punti di introduzione del potenziale siano diffusi oltre certi limiti.

Infatti man mano che le parti di calcestruzzo più vicine agli elettrodi vengono bonificate la resistenza elettrica di queste aumenta e la corrente viene deviata verso le parti più lontane non ancora bonificate.

L'alimentatore che mantiene la differenza di potenziale (dell'ordine di 0,2 volt) fra i due poli, produce una corrente con forma d'onda depolarizzata con un impulso catodico principale ed uno anodico più corto, ciò ottiene il risultato di meglio governare la migrazione degli ioni ed il complesso del fenomeno.

Tutto il procedimento è lento ma progressivo e prevede che la differenza di potenziale sia mantenuta indefinitamente.

La durata stimata della pellicola anodica, che è l'elemento deperibile del sistema che è esposta agli agenti esterni, è dell'ordine di 20 anni.

Per le strutture di grande dimensioni è poi previsto che il sistema di alimentazione sia asservito ad un piccolo elaboratore, con la possibilità di piccole variazioni della alimentazione elettrica.

Il sistema illustrato, caratterizzato in particolare dal tipo di anodo, ha origine in Scandinavia ed è stato già applicato su circa 10.000 mq di getto e si caratterizza per un

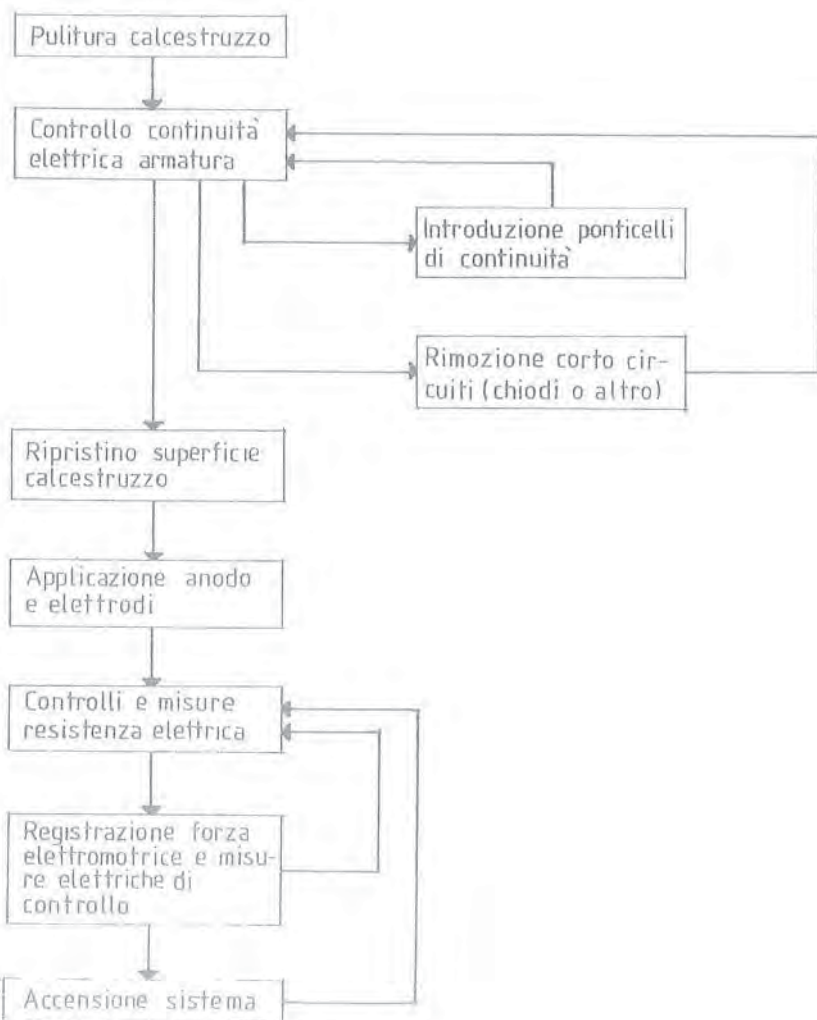
costo contenuto sia di impianto che di conduzione e manutenzione.

BIBLIOGRAFIA

[1] L.FABBRIZZI Principi di chimica generale e inorganica, Enciclopedia della chimica, ISEDI, 1977

[2] E.MARIANI Tecnologie dei processi della chimica industriale inorganica, Enciclopedia dell'ingegneria, A.Mondadori, 1975

SCHEMA DI FUNZIONAMENTO DEL SISTEMA



RESTAURO ED ADEGUAMENTO STRUTTURALE DEL CAVALCAFERROVIA
DI VIALE EUROPA A LUCCA SULLA LINEA LUCCA-PISA-VIAREGGIO

Raffaello BARTELLETTI
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università degli Studi di Pisa

Marco PIERI
Ufficio Tecnico Comunale - Lucca

Massimo VIVIANI
Impresa Claudio Viviani - Lucca

RESTAURO ED ADEGUAMENTO STRUTTURALE DEL CAVALCAFERROVIA DI VIALE EUROPA A LUCCA SULLA LINEA LUCCA-PISA-VIAREGGIO

Raffaello BARTELLETTI
Ordinario di Costruzione di Ponti
Istituto di Scienza delle Costruzioni
PISA

Marco PIERI
Ingegnere Civile
Ufficio Tecnico Comunale
LUCCA

Massimo VIVIANI
Ingegnere Civile
Impresa Claudio Viviani
LUCCA

SOMMARIO

Si riferisce sull'intervento di consolidamento ed adeguamento di un manufatto in cemento armato ordinario costruito nell'anno 1958, soggetto a notevoli fenomeni di degrado e progettato per carichi inferiori a quelli attuali; di particolare interesse si ritiene l'adeguamento dell'impalcato ottenuto mediante precompressione esterna.

SUMMARY

This paper regards the works that has been done during the repair of the reinforced concrete bridge over the railway Lucca-Pisa-Viareggio. The bridge was built in 1958 and, at present, showed evident damage of the concrete and reinforcement due to the age of the structure joined with the increase of traffic as number of axis and their weight as well. The structure has been repaired and reinforced by means of an external prestress by cables of strands 0,6". The all works have led to a good solution regarding the results obtained compared with the cost.

1. PREMESSA

Gli autori, rispettivamente progettista, ingegnere dell'Amministrazione appaltante, ingegnere dell'Impresa esecutrice, riferiscono su un interessante intervento, da poco ultimato, sul cavalcavia in cemento armato costruito nell'anno 1958 per il superamento della linea ferroviaria Lucca-Pisa-Viareggio in prossimità della città di Lucca.

Il manufatto presentava da tempo fenomeni di cedimento delle opere murarie a sostegno dei rilevati di accesso, degrado diffuso delle strutture di cemento armato dell'impalcato e dei piedritti, con più spinto ammaloramento nelle zone dei giunti, sensibile deformabilità sotto l'effetto del traffico pesante, particolarmente intenso; l'Amministrazione Comunale di Lucca pertanto, dopo aver provveduto precauzionalmente ad escludere il transito dalle due corsie esterne

della carreggiata, limitandolo alle due centrali, faceva predisporre un progetto di intervento ed appaltava i lavori, che venivano ultimati nel mese di Agosto 1992, dopodichè poteva essere ripristinato l'esercizio normale dell'opera.

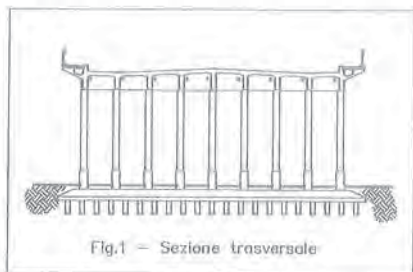


Fig.1 - Sezione trasversale

2. IL PROGETTO ORIGINARIO DELL'OPERA

Il manufatto, destinato a sostenere quattro corsie di transito oltre a due marciapiedi, ha una larghezza fuori tutto pari a 18,40 m, di cui 14,50 m destinati alla carreggiata stradale; la sezione trasversale dell'impalcato e' costituita da nove travi maestre, collegate da traversi, e

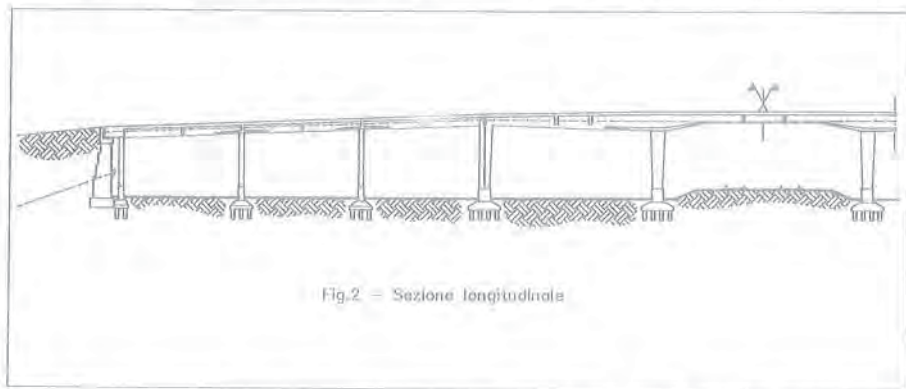


Fig.2 = Sezione longitudinale

da una soletta superiore a doppio spiovente, nonchè da due sbalzi laterali a sostegno dei marciapiedi (Fig. 1).

La struttura in elevato era costituita da tre complessi sovrapposti ai distinti, separati da giunti di dilatazione, ciascuno costituito da telai tripli, ossia da travi continue su tre campate solidali con i quattro piedritti; il telaio centrale, a cavallo della linea ferroviaria a due binari, ha travi e piedritti a sezione variabile, mentre i due telai

laterali, costituenti raccordo con le rampe d'accesso in rilevato, hanno travi e piedritti di sezione costante.

In coerenza con lo schema statico a telaio, le campate di riva non erano sostenute dalle murature di contenimento delle rampe di accesso, ma da piedritti terminali, dai quali ciascuna delle travi ad essi solidale aggettava di circa un metro per coprire lo spazio esistente tra i piedritti stessi e le "false spalle", reso necessario dall'ingombro delle fondazioni delle stilate (Fig.2).

Lo schema statico adottato comportava pertanto la presenza di quattro giunti stradali.

Le fondazioni del manufatto di c.a. sono su pali ed hanno mostrato nel tempo un buon comportamento.

I rilevati d'accesso sono contenuti da muri a retta, in picrame a faccia vista, di notevoli dimensioni, fondati direttamente sul terreno.

Dai documenti agli atti si rileva che il manufatto di cemento armato fu costruito nel 1958 sulla base di un progetto esecutivo dell'Ing. Enrico Rossello, della Provincia di Lucca, particolarmente accurato, meritevole di attenzione per la correttezza della risoluzione dello schema strutturale - per l'epoca alquanto complesso - e per la puntuale applicazione di criteri progettuali allora correnti, così da dare una utile testimonianza anche delle soluzioni che il tempo ha poi rivelato inadatte a garantire la necessaria durata delle opere.

I carichi utili di progetto assunti erano quelli della

Normale n.1 del Min. LL.PP. in data 9.6.1945, inferiori a quelli della Normale 334 del 1962 ed ai carichi previsti dalle norme attualmente vigenti (D.M. 4.5.1990) anche per i ponti di II categoria; le tensioni ammissibili, quelle allora vigenti pari a 75 daN/cm² per il calcestruzzo in flessione e di 1600 daN/cm² per l'acciaio semiduro.

3. LA SITUAZIONE PRIMA DELL'INTERVENTO

3.1 Le rampe di accesso

Le pesanti murature con riempimento in terra costituenti le rampe di accesso al manufatto, fondate direttamente sul terreno, con il passare degli anni e con l'intensificarsi del traffico pesante sull'opera, che fra l'altro collega la città di Lucca con il suo casello autostradale sulla Firenze-Mare, hanno manifestato cedimenti rotazionali e vistose lesioni; in particolare i muri andatori mostravano una rotazione verso l'esterno con conseguenti cedimenti del manto stradale (da qui

sulle estremità a sbalzo dell'impalcato.

Un notevole ammaloramento si era inoltre verificato alla base di molti piedritti, di sezione esile, spiccanti direttamente dal terreno.

4. INTERVENTO SULLE RAMPE DI ACCESSO

Le verifiche statiche appositamente condotte sui muri hanno evidenziato una distribuzione di pressioni sul terreno triangolare, con valore massimo di circa 3,3 daN/cm².

Mentre la pressione media è stata ritenuta com-

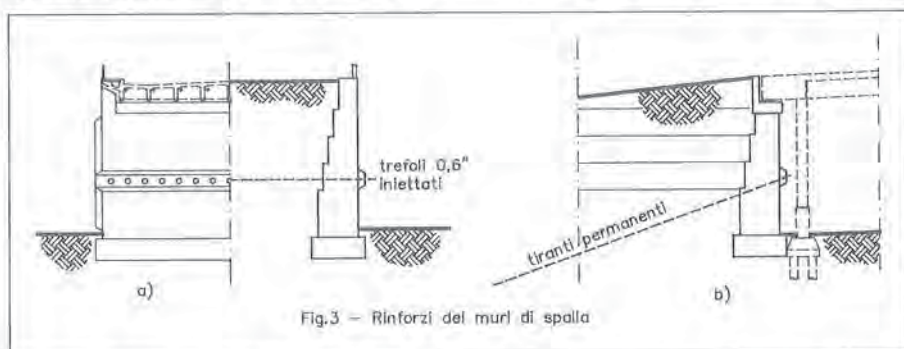


Fig.3 - Rinforzi dei muri di spalla

il restringimento provvisorio della carreggiata attuato); le "false spalle", oltre a presentare profonde lesioni verticali avevano anch'esse ruotato, andando a chiudere completamente il giunto con l'impalcato, con conseguenti danni alle strutture di calcestruzzo.

3.2 Il cavalcaferrovia

Le strutture di cemento armato presentavano diffusamente e generalmente lo stato di degrado e di ammaloramento che assai spesso si riscontra in opere in funzione da alcuni decenni, che non siano state sottoposte ad efficaci interventi di manutenzione e per le quali, appunto in ragione dell'epoca di costruzione, non siano stati attuati quei provvedimenti, progettuali ed esecutivi, atti ad accrescerne la durabilità nel tempo, fattore questo che, come è noto, solo di recente è stato riconosciuto requisito altrettanto importante della "sicurezza statica".

In particolare il degrado del calcestruzzo, con la conseguente corrosione di parte delle armature, era dovuto, nel caso in esame, al cattivo funzionamento dei giunti stradali, al ristagno delle acque meteoriche nei vani sotto marciapiede, alla spinta delle "false spalle" con rottura delle testate ed al notevole effetto dinamico

patibile con le caratteristiche di portanza del terreno, la notevole disuniformità riscontrata nella distribuzione delle pressioni stesse ha dato ragione delle rotazioni accusate dai muri, facendo ritenere altresì che dette rotazioni non fossero da considerarsi esaurite, stante la natura argillosa di alcuni strati di terreno, e pertanto ha fatto ritenere indispensabile un intervento di consolidamento.

Sono state esaminate due possibilità di intervento: una agendo direttamente in fondazione, l'altra agendo sulle murature in elevato.

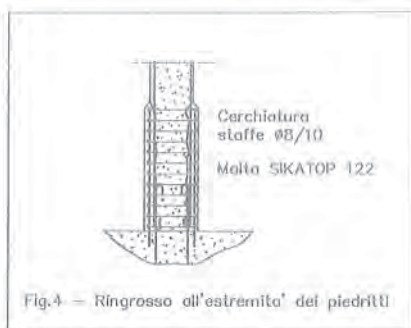
La prima possibilità comprendeva la sottofondazione con micropali o il consolidamento del terreno con jet-grouting, allo scopo di fronteggiare direttamente la risultante dei carichi applicati in fondazione.

La seconda possibilità mirava a modificare lo stato di sollecitazione in fondazione "centrando" i carichi agenti, mediante una riduzione sensibile delle forze orizzontali agenti sui muri.

Dopo ponderato esame si è riconosciuto che, a parità di efficacia dell'intervento e di sicurezza dei risultati ottenibili, la seconda soluzione, oltre che più semplice, risultava assai meno costosa dell'altra.

Per i muri andatori, paralleli ed a non grande distanza tra loro, la "centatura" del carico si è ottenuta dis-

ponendo un incatenamento "attivo" fra i due muri, costituito da una serie di trefoli da c.a.p. da 0,6", opportunamente presollecitati ed ancorati sui muri mediante fasce



orizzontali di cemento armato, atte a ripartire le pressioni sulla muratura stessa.

All'interno del terrapieno ciascun trefolo è stato inserito in tubo di acciaio zincato, successivamente iniettato con malta di cemento, così da assicurarne una sicura protezione nel tempo.

Le due fasce di cemento armato correnti sui muri andatori, oltre ad assicurare la ripartizione delle pressioni sulla muratura, hanno anche la funzione di incatenamento "passivo" dei muri stessi, nei confronti delle lesioni verticali presenti (Fig. 3a).

Per i muri frontali, che abbiamo chiamato "false spalle" per evidenziarne la mancata funzione di sostegno della sovrastruttura del cavalecaferrovia, la "centratura" dei carichi in fondazione è stata invece ottenuta mediante una serie di tiranti "attivi" di tipo permanente a bulbo con doppia protezione per garantirne la durabilità nel tempo; ancorati nel terreno sottostante il rilevato della rampa di accesso (Fig. 3b).

Anche le teste di ancoraggio di questi tiranti sono state inglobate in una fascia orizzontale di cemento armato, atta a ripartire convenientemente le pressioni sulla muratura; per quanto riguarda invece il consolidamento di questi muri nei confronti delle lesioni verticali, vistosamente presenti ad evidentemente provocate dalle rotazioni verso l'esterno dei muri andatori, si è provveduto mediante l'inserimento di quattro trefoli da 0,6", presollecitati, nello spessore del muro stesso per tutta sua lunghezza.

Poiché era evidente l'effetto di contrasto che l'impalcato esercitava sulla sommità dei muri di spalla, limitandone la rotazione, prima di qualsiasi intervento strutturale in corrispondenza dei giunti tra impalcato e spalle, si è dovuta completare la realizzazione degli ancoraggi dei muri stessi e la loro messa in forza controllata; ciò ha consentito poi di demolire la sommità

dei muri senza inconvenienti.

Mentre l'esecuzione degli ancoraggi destinati ai muri frontali e le perforazioni passanti per intero attraverso di essi non hanno presentato alcun particolare problema, la esecuzione dei tiranti tra i due muri andatori, certamente di sicura efficacia statica, ha dato luogo a difficoltà operative per quanto riguarda l'attraversamento del riempimento interno ai muri, in relazione alla presenza di numerosi frammenti di grossa pezzatura che tendevano a far deviare la sonda di perforazione.

Pertanto, mentre sul paramento esterno dal quale si effettuava la perforazione, il posizionamento dei fori ha rispettato pienamente le previsioni progettuali, sul paramento opposto, nonostante gli sforzi messi in atto e addirittura la ripetizione di alcune perforazioni particolarmente deviate, i fori sono risultati non perfettamente allineati; ciò, pur non comportando significative differenze in ordine all'efficacia statica dell'intervento, ha costretto ad ampliare l'altezza della fascia di cemento armato per poter accogliere convenientemente tutti gli ancoraggi.

5. INTERVENTO SULLE STRUTTURE DEL CAVALCAFERROVIA

5.1. Restauro del cemento armato

L'intervento attuato è consistito nel risanamento delle parti ammalorate di calcestruzzo e nella sostituzione di porzioni di barre delle armature particolarmente corrose.

Per il risanamento del calcestruzzo sono state seguite le tecniche attualmente in uso in interventi di questo tipo, consistenti nella rimozione di tutte le parti di conglomerato già parzialmente distaccate, nella pulitura mediante sabbiatura delle armature esposte e nella loro protezione con adatta verniciatura - ove non sia stato necessario asportare le porzioni di fondino ormai irrimediabilmente corrose e ripristinare la continuità delle armature saldando nuovi spezzoni di acciaio - nella ricostituzione dell'integrità dei getti con l'impiego di malta speciale a ritiro controllato; successivamente, sulle parti risanate e su tutte le altre superfici in vista dei getti è stata applicata una vernice protettiva.

Nel caso in esame sono stati impiegati i seguenti prodotti:

- dissolvente delle armature: SIKA ARMATEC 108
- malte a ritiro controllato: SIKATOP 121/122
- vernice per le superfici orizzontali: SIKAGARD 67
- vernice per le superfici verticali: SIKACOLOR.

Una particolare attenzione è stata rivolta alla parte basamentale dei piedritti di sostegno, incastrati nelle fondazioni, ridotta in pessime condizioni.

Non si è ritenuto sufficiente procedere con il metodo corrente sopra descritto, che non comporta un aumento di dimensione dei copriferri, necessario invece nella zona particolarmente esposta alla base di pilastri, e pertanto si è eseguito un ringrosso della sezione, mediante getto cassetto, allo scopo essenziale di aumentare il copriferro rispetto alle armature principali verticali e di mettere in opera una staffatura particolarmente efficace e robusta (Fig. 4).

Per un solo piedritto, in cui l'ammaloramento del calcestruzzo appariva esteso a tutta la sezione, si è provveduto, previo adeguato puntellamento della sovrastruttura, alla integrale demolizione del tratto inaffidabile ed alla sua ricostruzione ex-novo.

Si osserva inoltre che, ai fini della protezione della struttura nel tempo, importanza non trascurabile hanno avuto gli interventi per l'adeguamento strutturale che, pur intesi primariamente a migliorare il funzionamento statico della struttura, comportano anche un miglioramento dell'opera ai fini della durabilità.

5.2. Adeguamento strutturale

La verifica delle tensioni massime nei materiali per effetto dei carichi mobili di II categoria previsti dall'attuale D.M. 4.5.1990 dava luogo a valori se non molto prossimi a limiti pericolosi per la sicurezza statica, a valori decisamente superiori a quelli ammissibili secondo le norme vigenti e quindi comportanti da un lato coefficienti di sicurezza insufficienti, dall'altro elevata deformabilità e fessurabilità, aventi negativi riflessi sulla durabilità dell'opera.

La deformabilità inoltre, almeno per le campate di

ponte.

La prima esigenza che si è presentata in fase di progettazione è stata quella, seguendo una linea sempre perseguita dal progettista, di eliminare i giunti intermedi dell'opera, elementi ormai oggi universalmente riconosciuti fonte primaria di deperibilità, di costi economici in termini di manutenzione dell'opera e di affaticamento degli organi di sospensione dei veicoli, di fastidio per i viaggiatori; inconvenienti tutti che soltanto raramente consentono di giustificare un intervallo tra i giunti inferiore a qualche centinaio di metri.

Naturalmente la soppressione dei giunti intermedi, del tutto risolutiva nei riguardi della efficienza funzionale, avrebbe comportato qualche problema in relazione agli effetti delle variazioni termiche uniformi; problemi peraltro risolvibili con l'applicazione di una precompressione praticamente centrata sulle sezioni dell'impalcato, in grado di annullare le trazioni da variazione termica.

Seguendo questa idea progettuale, si è constatato, dalle apposite verifiche analitiche condotte, che un'appropriata precompressione di tal genere avrebbe anche consentito di far raggiungere alla struttura del cavaleferrovia la richiesta idoneità a sopportare carichi di II categoria.

In effetti con tale precompressione le tensioni massime nei materiali, sotto i carichi di II categoria ed operando sullo schema statico modificato con la continuizzazione dell'impalcato (mantenendo peraltro disgiunti per tutta la loro altezza i piedritti affacciansi), non superano quelle ammissibili; inoltre, trattandosi di una struttura soggetta a coazione, si è controllata la sicurezza allo stato limite ultimo, che è risultata

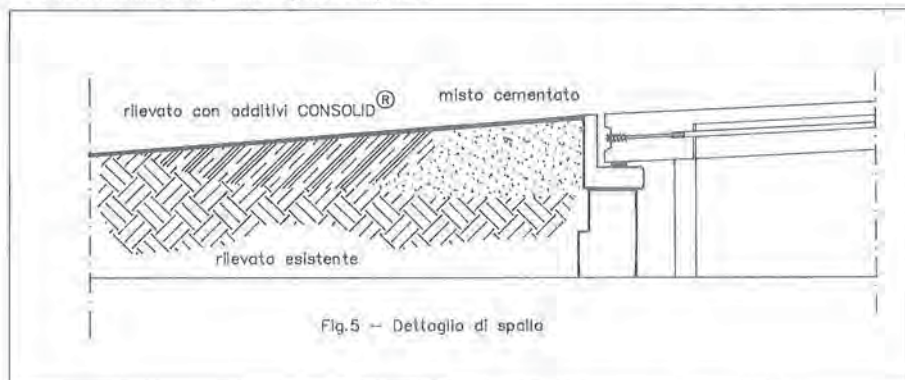


Fig. 5 - Dettaglio di spalle

riva, era fortemente accentuata dalla presenza degli sbalzi di estremità, soggetti, come è ben noto, ad incrementi dinamici assai elevati, di gran lunga superiori a quelli ordinariamente previsti per le strutture da

verificata.

Il rinforzo dell'opera mediante precompressione "esterna", tecnica oggi utilizzata frequentemente e già sperimentata positivamente più volte dal progettista

(Cavalcaferrovia di Querceta, Pontile di Mariua di Massa, Albeigo Principe di Piemonte a Viareggio, ristrutturazione del complesso ex Marzotto a Pisa), nel caso in esame si presenta di attuazione particolarmente favorevole in ragione della conformazione altimetrica dell'opera, che ha consentito un tracciato dei cavi, uguale per tutti, costituito da tre segmenti quasi allineati con due leggere deviazioni, di circa 2°30', in corrispondenza dei traversi esistenti in adiacenza ai vecchi giunti (Fig. 2).

I cavi corrono in prossimità dell'intradosso della soletta e pertanto è stato necessario perforare i traversi che essi incontrano, mediante carotaggi che hanno altresì consentito ulteriori accertamenti sulla qualità del calcestruzzo, che è risultato avere una resistenza cubica non inferiore a 400 daN/cm².

Sono stati impiegati nove cavi costituiti ciascuno da nove trefoli da 0,6" TESIT/DYFORM, del tipo inguainato ed ingrassato, racchiusi in un tubo di polietilene del diametro di 100 mm, avente essenzialmente funzione di guida per l'infilaggio dei trefoli e di protezione durante la tesatura per il caso di rotture accidentali dei trefoli, essendo la protezione di questi già completamente garantita dal grasso.

In corrispondenza delle deviazioni, i trefoli sono guidati da una sella in teflon, che assicura minime perdite per attrito, mentre per resistere alle forze verticali dovute alla deviazione, i vecchi traversi in cemento armato, insufficientemente armati per tale funzione, sono stati rinforzati con profilati HE validamente vincolati ai piedritti.

Per quanto riguarda gli ancoraggi di estremità dei cavi si è profittato della necessità di disporre di un robusto traverso orizzontale per risolvere anche il problema dello sbalzo terminale dell'impalcato, adottando la soluzione illustrata in figura 5.

Il traverso di ancoraggio è stato realizzato previa demolizione del calcestruzzo delle porzioni di impalcato a sbalzo inglobando le armature principali e prolungandolo fin sopra il muro in pietrame; quest'ultimo era stato demolito in sommità per quanto necessario ad accogliere il traverso di ancoraggio ed un dormiente al quale è solidarizzato il "paraghiaia" e sul quale sono stati disposti nove appoggi in neoprene

armato, destinati ad eliminare il funzionamento a sbalzo dell'impalcato per effetto dei carichi mobili.

Per la transizione fra rampe d'accesso e impalcato, in luogo della consueta soletta "oscillante", non sempre accolta con totale favore negli ultimi tempi a causa di qualche risultato discutibile, si è effettuato un consolidamento del rilevato retrostante il paraghiaia gradualmente attenuantesi per tentare di evitare bruschi avvallamenti della pavimentazione, secondo lo schema illustrato in figura 5.

L'applicazione è ancora troppo recente per poterne giudicare l'efficacia.

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Tutti gli interventi sono stati effettuati senza mai interrompere totalmente il traffico, sia pure limitato a due sole corsie per volta, se non per poche ore per la esecuzione delle prove di carico a lavori ultimati.

Le prove di carico hanno fornito risultati soddisfacenti, evidenziando un valore del modulo elastico del calcestruzzo molto elevato, dell'ordine di 300.000 daN/cm², e quindi un efficace effetto della precompressione.

Indubitabile è stata inoltre l'efficacia nel limitare la deformabilità dell'impalcato della eliminazione delle porzioni a sbalzo.

L'importo totale a consuntivo dei lavori appaltati è stato di circa £ 972.000.000 così suddivisibili:

- consolidamento delle rampe di accesso: £ 330 MI
- opere di restauro del cemento armato: £ 330 MI
- adeguamento strutturale: £ 210 MI
- opere varie di finitura: £ 102 MI

Il costo a metro quadrato di impalcato, escluso il consolidamento delle rampe e le opere di finitura, è risultato di £ 105.000 per l'adeguamento strutturale e di £ 165.000 per il restauro.

LE CENERI DA CARBONE NELLA INDUSTRIA DELLA PREFABBRICAZIONE
E DEGLI AGGREGATI LEGGERI ARTIFICIALI

Giulio BELZ
ENEL - Centro Ricerche Ceneri - Brindisi

Gabriella BOLZON
Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Università degli Studi di Padova

LE CENERI DA CARBONE NELLA INDUSTRIA DELLA PREFABBRICAZIONE E DEGLI AGGREGATI LEGGERI ARTIFICIALI

Giulio BELZ
ENEL - Centro Ricerche Ceneri
BRINDISI

Gabriella BOLZON
Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni
Università di PADOVA

SOMMARIO

Si illustrano le principali caratteristiche delle ceneri di carbone prodotte dalle centrali termo-elettriche italiane in relazione con il loro impiego come ingredienti nella industria della prefabbricazione e degli aggregati leggeri, in armonia con le normative nazionali e comunitarie.

SUMMARY

The main characteristics of italian fly-ashes employed in precast concrete and in lightweight aggregate productions are illustrated in conjunction with the relevant national and european norms.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito delle sue attività, l'Enel promuove la ricerca su l'utilizzo razionale e produttivo dei suoi sottoprodotti industriali [1-14], in armonia con le disposizioni legislative emanate in tema di contenimento dei consumi e di difesa ambientale.

Un progetto di ricerca attuale riguarda la possibilità di utilizzo delle ceneri prodotte dalla combustione del carbone delle centrali termoelettriche nell'industria dei conglomerati cementizi e dei prodotti per l'edilizia. La parziale sostituzione del cemento e delle frazioni più fini di inerte con ceneri conduce infatti ad un generale miglioramento delle caratteristiche fisico-meccaniche dei calcestruzzi; un accurato dosaggio degli ingredienti e una adeguata maturazione degli impasti permettono di ottenere dei prodotti che offrono resistenze meccaniche comparabili con quelle dei calcestruzzi ordinari fin dalle fasi iniziali della maturazione, e migliori prestazioni in termini di lavorabilità, di durabilità e di resistenza. Le

ceneri di carbone possono essere inoltre vantaggiosamente impiegate per la produzione di aggregati artificiali, di buone caratteristiche meccaniche e isolanti.

In ambito europeo, in seguito alla Direttiva del Consiglio delle Comunità Europee del 11 febbraio 1989 [15] che fissa i requisiti di sicurezza e di benessere che i prodotti da costruzione devono garantire, prestando un'attenzione particolare alle problematiche legate al consumo energetico, e promuove la sperimentazione e l'adozione di prodotti innovativi, sono state emanate e sono in fase di sperimentazione le normative [16-18] che forniscono i parametri che permettono di classificare le ceneri in relazione al loro possibile impiego in ambito edilizio, in accordo con l'orientamento di paesi quali la Germania, la Gran Bretagna o l'Austria, che possiedono da tempo norme specifiche che incoraggiano l'impiego di ceneri in questo settore [19-24]. Tale tendenza è stata recentemente recepita anche in Italia a livello

normativo, con la delibera [25] del Ministero dell'Ambiente, emanata di concerto con il Ministero dell'Industria del Commercio e dell'Artigianato, che individua nelle ceneri volanti e pesanti prodotte dalla combustione di carbone nelle centrali termoelettriche una delle materie prime secondarie da recuperare e riciclare in altre attività produttive, "come mezzo efficace per la riduzione della produzione dei rifiuti e come obiettivo importante ai fini della tutela dell'ambiente e delle risorse". Questa delibera prevede esplicitamente il riutilizzo delle ceneri come ingrediente per la fabbricazione dei cementi, dei conglomerati cementizi e dei prodotti per l'edilizia in generale, oltre che nei rilevati e sottofondi stradali e nelle opere di recupero ambientale controllato.

In questo lavoro si intendono illustrare le caratteristiche delle ceneri prodotte dall'Enel e le nuove sperimentazioni condotte sui materiali e sui processi produttivi di reimpiego che sono in relazione con le destinazioni d'uso di maggiore interesse per le infrastrutture, quali i prodotti della industria della prefabbricazione, la produzione di agglomerati leggeri di buona qualità a costi contenuti, i calcestruzzi leggeri.

Si cerca così di rispondere alle aspettative di maggiore divulgazione delle informazioni su questo tema, esigenza emersa da una recente indagine conoscitiva condotta presso gli operatori del settore [26].

2. LE CARATTERISTICHE DELLE CENERI PRODOTTE DALL'ENEL

Le caratteristiche delle ceneri che costituiscono il residuo dalla combustione del carbone nelle centrali termoelettriche italiane riflettono ovviamente le caratteristiche del carbone impiegato per la combustione, di varia provenienza. Sperimentazioni effettuate periodicamente presso le strutture dell'Enel permettono comunque di affermare che esiste una discreta costanza nella composizione, prevalentemente silico-alluminosa, molto simile a quella delle pozzolane naturali, di queste ceneri (vedi Tabella I). Questo giustifica il fatto che la cenere attualmente prodotta in Italia venga impiegata, per la maggior parte, nella produzione di cementi pozzolanici. Altrove, in Europa, le ceneri di carbone che rispondono ad opportuni requisiti posti dalle normative tecniche ivi vigenti, sono usate come ingrediente negli impasti per i calcestruzzi, a parziale rimpiazzo del cemento c/o dell'inerte più fine, sia per ragioni economiche che per i molteplici effetti benefici che questa operazione induce negli impasti, sia allo stato fresco che in quello indurito.

Gran parte delle proprietà benefiche della cenere di carbone sui calcestruzzi sono conseguenza delle caratteristiche fisiche e chimiche della cenere stessa.

Caratteristiche chimiche		Caratteristiche fisiche		
Composto	% in peso			
SiO ₂	44,169	massa volumica reale (g/cm ³)	2,23	
Al ₂ O ₃	28,734	densità del materiale vibrato (g/cm ³)	0,96	
Fe ₂ O ₃	5,274	densità del materiale soffice (g/cm ³)	0,67	
CaO	4,482	superficie specifica (cm ² /g)	4758,3	
MgO	1,245	granulometria	vaglio (mm)	passante (%)
Na ₂ O	0,357			
K ₂ O	1,331		0,600	99,78
TiO ₂	1,337		0,150	96,12
P ₂ O ₅	0,792		0,075	88,47
MnO	0,046		0,045	76,04
BaO	0,209		0,020	42,43
SO ₃	0,908		0,010	23,63
Cl	0,006			
C (totale)	7,022			

Tabella I: Caratteristiche di una tipica cenere di carbone prodotta da un impianto termoelettrico.

prime fra tutte la finezza e la rotondità delle particelle, e la attività pozzolanica, cioè la capacità della componente silico-alluminosa amorfa di reagire con la calce liberata dall'idratazione del cemento per formare composti idraulici.

In merito alla idoneità del prodotto come ingrediente per il calcestruzzo, la norma sperimentale *prEN450 - Fly ash for concrete* [16] intende fissare uno standard comunitario.

In conformità con le prescrizioni esistenti in altri paesi e coerentemente con le risultanze di indagini sperimentali, i principali parametri chimico-fisici che questa norma richiede di controllare sono dati dalla percentuale in massa della perdita al fuoco e dalla percentuale in massa di trattenuto al vaglio da 45 µm (Tabella II). Questi parametri fungono rispettivamente da indicatori della percentuale di residui incombusti, che hanno un influsso negativo sulla reologia del calcestruzzo e che costituiscono le parti meccanicamente più deboli dei composti cementizi, e della finezza, e quindi della reattività della cenere, legata alla sua superficie specifica.

3. IMPIEGO DELLE CENERI

In Italia, l'impiego maggiormente consolidato delle ceneri volanti è quale aggiunta attiva nella produzione di cemento pozzolanico, nel rispetto del D.M. 3/6/1968 [27]. Questo prescrive i requisiti di accettazione per i cementi e, nel caso di cemento pozzolanico, oltre al rispetto della classe di resistenza, impone controlli su attività pozzolanica, perdita al fuoco ($\leq 7\%$), residuo insolubile ($\leq 16\%$), contenuto di SO_3 ($\leq 3\%$) e MgO ($\leq 3\%$), senza però specificare vincoli di composizione per le miscele. Di fatto, per questo tipo di cemento, si raggiungono tenori di cenere fino al 30% in peso.

Altrove, in Europa, le ceneri di carbone che rispondono ad opportuni requisiti [19-24], sono usate anche a parziale rimpiazzo del cemento e dell'inerte più fine per conferire migliori caratteristiche di lavorabilità, di resistenza e di durabilità ai calcestruzzi.

I principali vantaggi che si conseguono impiegando ceneri sono: economia dell'opera; migliore lavorabilità e fluidità del calcestruzzo, e quindi migliore finitura dei manufatti, favorita dalla forma e dalla bassa densità delle particelle di cenere, che aumentano la plasticità e

Caratteristiche chimico-fisiche	Requisiti di accettazione		Frequenza dei controlli di qualità
	Valore caratteristico	Scostamento su singole determinaz.	
Perdita al fuoco (%)	$\leq 5 - 7$	+ 2	giornaliera
Cloruri (Cl ⁻) (%)	≤ 0.1	+ 0.01	mensile
Solfati (SO ₃) (%)	≤ 3.0	+ 0.5	mensile
Calce libera (%)	≤ 1.0 $\leq 2.5^{(*)}$	+ 0.1	settimanale
Prova di espansione (mm) (se la calce libera è compresa tra 1% e 2.5%)	≤ 10	+ 1	settimanale, se richiesta
Finezza residuo a 45 µm (%)	≤ 40	+ 5	giornaliera
Criterio di uniformità sulla finezza (%)	valore medio ± 5	-	giornaliera
Indice di attività pozzolanica(**) (%)	> 75 a 28 gg > 90 a 90 gg	-5.0	due volte al mese
Massa volumica dei granuli (kg/m ³)	valore medio ± 150	-	mensile
(*) se soddisfatti i limiti della prova di espansione			
(**) Resist. a compress. malta (75% cemento+25% cenere) / Resist. malta 100% cemento			

Tabella II: Requisiti sulla cenere posti dalla norma *prEN450 - Fly ash for concrete* [16].

la coesione delle miscele riducendo i rischi di segregazione; minor calore di idratazione; ridotta reattività tra alcali e silice; permeabilità ridotta; aumento della resistenza all'attacco degli acidi deboli dei solfati, generale miglioramento delle proprietà meccaniche finali e della durabilità dei manufatti, se adeguatamente maturati.

Le ceneri leggere o pesanti possono essere inoltre vantaggiosamente introdotte in ambito stradale nei conglomerati bituminosi (ceneri leggere impiegate come filler); nei sottofondi stradali (per la stabilizzazione di sabbie calcaree e per la realizzazione di misti cementati) e nelle fondazioni (impiego di ceneri pesanti o inerti da ceneri per la realizzazione di strati di fondazione non legati).

Un ulteriore, consolidato campo di impiego è quello relativo alla produzione di aggregati leggeri e calcestruzzi cellulari, tecnologie diffuse soprattutto in Gran Bretagna, con prodotti a marchio brevettato.

Per una più completa sintesi dei settori di impiego in ambito mondiale si vedano i dati riportati in [28].

4. LE CENERI DA CARBONE NELLA INDUSTRIA DELLA PREFABBRICAZIONE

Le ceneri di carbone di provenienza termoelettrica impiegate nella produzione dei calcestruzzi possono rivestire diversi ruoli, influenzando le caratteristiche del calcestruzzo sia allo stato fresco che indurito:

- possono costituire un parziale rimpiazzo di parte del cemento con una analoga percentuale (in peso) di cenere: operando in tale modo si ottengono generalmente resistenze minori rispetto agli impasti di solo calcestruzzo, ma si riesce a contenere il calore prodotto dalla idratazione dei leganti;

- possono essere impiegate come correttore della granulometria, ad integrazione della frazione più fine degli inerti, e quindi in aggiunta al cemento;

- possono essere introdotte sostituendo una frazione del cemento con una maggiore percentuale di cenere, correggendo, quindi, anche il contenuto degli inerti.

L'influenza delle ceneri sulle caratteristiche del calcestruzzo fresco può essere sintetizzata nei seguenti punti:

- a parità di contenuto d'acqua, un impasto preparato con l'introduzione di cenere di carbone manifesta uno "slump" maggiore, in gran parte legato al fatto che la forma sferica delle particelle di cenere agevola lo scorrimento tra i grani;

- il maggior contenuto di particelle fini e il minor contenuto d'acqua richiesto per garantire lo stesso grado di lavorabilità di un calcestruzzo ordinario, permettono di contenere i fenomeni di segregazione e di "bleeding" (separazione e risalita dell'acqua di impasto), migliorando la plasticità e la coesione degli impasti.

Sul calcestruzzo indurito, propriamente maturato, la introduzione di ceneri:

- comporta una riduzione della resistenza, fino a circa 90 gg di maturazione, rispetto ai valori raggiungibili con l'impiego di solo cemento; tale fenomeno può essere contrastato contenendo il rapporto acqua / (cemento + cenere), ed introducendo agenti plasticizzanti per garantire la lavorabilità; oltre a tale periodo di maturazione, la cenere offre un contributo integrativo alla resistenza d'insieme, che a lungo termine risulta maggiore di quella dei calcestruzzi ordinari. La reattività pozzolanica del materiale risulta fortemente condizionata dalla alcalinità della soluzione acquosa, e quindi anche dal tipo di cemento impiegato: quanto maggiore è il contenuto dei composti alcalini nel cemento, tanto più elevata è velocità della reazione e quindi il contributo della cenere alle caratteristiche d'insieme del calcestruzzo;

- costituisce un ingrediente essenziale per raggiungere i valori di resistenza propri dei calcestruzzi ad elevata resistenza (≥ 50 MPa);

- la presenza della cenere esalta gli effetti benefici conseguenti alla maturazione a temperatura elevata; il raggiungimento di determinati valori di resistenza aumenta proporzionalmente con la temperatura di maturazione molto più rapidamente di quanto non avvenga per i calcestruzzi ordinari. La influenza delle condizioni di maturazione, significativa anche per gli impasti ordinari, viene notevolmente amplificata in presenza di ceneri: una maturazione non adeguata può compromettere completamente le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, mentre una buona maturazione esalta gli effetti benefici della cenere: l'impiego più razionale di tale prodotto si attua dunque nell'ambito della prefabbricazione edilizia, che permette di esercitare un più attento controllo sulle modalità di produzione. Le ricerche in corso hanno permesso di superare anche il pregiudizio che non sia adeguato introdurre cenere di carbone in manufatti edilizi destinati alla precompressione a causa del più lento sviluppo della resistenza che solitamente si rileva rispetto agli impasti di calcestruzzo ordinario: tale limite risulta infatti completamente superabile attraverso un adeguato dosaggio degli ingredienti e un attento controllo della temperatura e della umidità dell'ambiente in cui viene fatta avvenire la maturazione degli impasti;

- il modulo di elasticità, i fenomeni di viscosi, il ritiro, la resistenza all'abrasione non subiscono variazioni di rilievo rispetto ai parametri che sono tipici per i calcestruzzi ordinari;

- la sostituzione di parte del cemento con ceneri di carbone permette di contenere l'aumento di temperatura interna associata con lo sviluppo di calore dovuto alle reazioni esotermiche di idratazione del cemento; questo permette di ridurre il pericolo di formazione di microfessurazioni, specie nei getti massivi;

- la presenza di ceneri influenza fortemente il contenuto d'aria inglobato dal calcestruzzo fresco e la stabilità dei vuoti conseguenti; molto importante a tal fine è la determinazione della eventuale presenza di incombusti

in proporzione elevata (perdita al fuoco maggiore del 3%) nella composizione della cenere, che comporta una elevata richiesta di agenti aeranti per mantenere il contenuto d'aria sui livelli ordinari; la richiesta di agenti aeranti e la eventuale perdita d'aria dipendono comunque da molteplici fattori, quali la sorgente ed il tipo della cenere impiegata, dal tipo di cemento, dalle caratteristiche e dal quantitativo di inerte fine, dal tipo di agente aerante, dal tempo di mescolamento.

Alle ceneri viene generalmente riconosciuta una notevole efficacia nel migliorare le caratteristiche di durabilità delle opere in c.a.. Infatti:

- la aderenza tra calcestruzzo ed armature metalliche risulta generalmente migliorata, grazie all'aumento di volume della pasta e alla riduzione della segregazione rispetto agli impasti di calcestruzzo ordinario;

- la presenza di cenere migliora le caratteristiche di resistenza al gelo e al disgelo del calcestruzzo indurito, proprietà questa in gran parte legata alla struttura del sistema dei pori che si viene a formare nella pasta, le cui caratteristiche e la cui finitura vengono notevolmente influenzate dalle proprietà pozzolaniche della cenere; per garantire una adeguata protezione risulta molto importante curare una corretta maturazione, che permetta il raggiungimento di una resistenza caratteristica minima ≥ 24 MPa al primo ciclo di gelo e disgelo;

- l'azione pozzolanica della cenere, benefica sulla struttura e sulla rifinitura dei pori, riduce la permeabilità del calcestruzzo e quindi la possibilità di penetrazione degli agenti chimici aggressivi a contatto con l'ambiente, limitando le possibilità di degrado del conglomerato e dei ferri di armatura; la riduzione di permeabilità comporta inoltre una riduzione delle efflorescenze, con conseguente vantaggio estetico;

- la reazione che avviene tra la fase vetrosa silicea delle ceneri e gli idrossidi alcalini presenti nella pasta di cemento rende questi ultimi poco disponibili a partecipare alle reazioni espansive, potenzialmente deleterie, con gli aggregati reattivi. Le tensioni di

trazione indotte nel materiale come conseguenza delle reazioni espansive possono infatti creare microfessurazioni sulla pasta del calcestruzzo, con conseguenze nocive sulla resistenza.

5. AGGREGATI LEGGERI DA CENERI DI CARBONE - PRODUZIONE ED IMPIEGO

Nell'industria della prefabbricazione, l'impiego di aggregati leggeri permette di realizzare dei manufatti di buona resistenza con economia di costi di movimentazione e di stoccaggio, che si riflette nella economia delle opere edilizie. Rispetto agli inerti tradizionali, inoltre, gli aggregati leggeri forniscono un maggior contributo all'isolamento termico ed acustico, requisiti importanti nella moderna concezione del costruito.

Le caratteristiche e la qualità degli inerti leggeri possono variare molto in funzione delle materie prime e dei processi di produzione. Le differenze più marcate tra gli aggregati leggeri strutturali si riscontrano nella conformazione del guscio esterno che in molti casi, soprattutto per le argille espanse, si presenta molto più compatto della pasta interna, meno poroso e quindi meno permeabile all'acqua. Come conseguenza dello scarso assorbimento di acqua da parte del guscio denso, si osserva solitamente la formazione di cristalli di idrossido di calcio Ca(OH)_2 , grandi e piatti, orientati prevalentemente su piani paralleli all'interfaccia stessa, che ostacolano la penetrazione del gel colloidale nell'aggregato, indebolendo il legame tra la pasta cementizia e l'inerte [29]. La formazione di questi cristalli non si osserva invece nel caso che la struttura del guscio esterno sia meno compatta, come accade per gli aggregati di cenere. Osservazioni al microscopio elettronico di calcestruzzi leggeri con aggregati da ceneri sinterizzate hanno evidenziato l'assenza di ogni visibile discontinuità all'interfaccia granulo-matrice cementizia.

Classe (mm)	5-8	8-15
Densità in mucchio (UNI 7549 parte 4*) (kg/cm ³)	886	844
Densità del granulo (UNI 7549 parte 5*) (kg/cm ³)	1450	1440
Assorbimento (UNI 7549 parte 6*)		
30' (%)	16	10
24h (%)	19	12
Resistenza allo schiacciamento (UNI 7549 parte 7*) (kg/cm ²)	114	90

Tabella III: Caratteristiche degli aggregati artificiali prodotti per agglomerazione e sinterizzazione di ceneri leggere.

Il più diffuso sistema di produzione di questi meriti prevede un piatto rotante ad asse inclinato per l'agglomerazione e un forno a griglia mobile con tiraggio forzato d'aria. In esso il materiale granulato, in strato regolare di circa 30 cm di spessore, passa per circa 1 minuto nella zona di combustione la quale, attivata da forze che agiscono sulla superficie superiore, viene successivamente alimentata dal residuo di carbone incombusto (4-8%) presente nelle ceneri; la fase gassosa, generata all'interno del granulo in conseguenza sia dell'evaporazione dell'acqua di impasto trattenuta dal granulo fresco, che dei prodotti gassosi della combustione, è responsabile della struttura espansa tipica degli aggregati artificiali così ottenuti.

Le principali caratteristiche dei granuli così prodotti sono riportate in Tabella III.

Il calcestruzzo strutturale che si ottiene impiegando questo inerte granulato impastato con sabbia attinge delle caratteristiche fisico-meccaniche interessanti:

- riduzione in peso fino al 25% rispetto ai calcestruzzi ordinari;
- resistenze meccaniche caratteristiche a compressione fino a 40 MN/m²;
- sviluppo della resistenza oltre i primi 28 gg di maturazione simile a quello dei calcestruzzi ordinari;
- modulo di elasticità variabile con la resistenza caratteristica del calcestruzzo tra i valori 14 e 17,4 KN/mm²;
- modulo di Poisson pari a 0,2, analogo a quello proprio dei calcestruzzi ordinari;
- coefficiente di espansione termica pari a 7×10^{-6} °C⁻¹; contro il valore di 12×10^{-6} °C⁻¹ proprio dei calcestruzzi ordinari;
- notevole stabilità dimensionale, soprattutto in presenza di ingredienti con caratteristiche pozzolaniche, grazie al ridotto quantitativo del calore prodotto per idratazione;
- maggiore deformabilità di tipo viscoso, oltre che elastico, pari a circa 1,5 volte quella propria dei calcestruzzi ordinari, a causa del maggior contenuto di pasta cementizia;
- migliore resistenza alla azione del gelo e del disgelo;
- maggiore resistenza al fuoco, conseguente alle caratteristiche di refrattarietà dell'inerte granulato;
- assenza degli effetti deleteri della reazione, fortemente espansiva, che può avvenire tra i composti alcalini del cemento e gli inerti silicei. Parte del gel che costituisce il prodotto dalla reazione tra gli alcali e la silice può essere infatti alloggiato all'interno dei pori dell'aggregato stesso; inoltre, la reazione risulta in parte rallentata dalla diluizione degli idrossidi alcalini, di sodio e potassio, nell'acqua assorbita dall'inerte stesso, in parte inibita dalla attività pozzolanica degli inerti e dalla presenza di impurezze di CaO e Al₂O₃, che sono capaci di neutralizzare la reazione anche in presenza di sabbie silicee estremamente attive.

Presso il Centro Ricerche Ceneri Enel di Brindisi è attualmente in funzione un impianto modulare di laboratorio per la produzione sperimentale di granulati leggeri. È stato infatti verificato che le ceneri Enel possiedono caratteristiche adatte per processi di granulazione e sinterizzazione. Contemporaneamente, sono in atto altre ricerche, volte:

- allo studio dei processi di compattazione e/o granulazione, essiccamento e cottura delle ceneri leggere da sole o in miscela con componenti plastificanti, leganti, ecc., per la produzione di aggregati artificiali (in collaborazione con l'Università di Bologna);
- alla messa a punto di un modello numerico agli elementi finiti per i calcestruzzi leggeri, in grado di descrivere il comportamento strutturale dei manufatti ottenuti con l'impiego di aggregati artificiali di cenere di carbone, mediante simulazione numerica al computer (in collaborazione con CISE - Segrate - MI);
- allo studio del fenomeno di segregazione nei calcestruzzi leggeri con ceneri, per la ottimizzazione delle miscele e del ciclo di prefabbricazione dei pali centrifugati per linee elettriche aeree mediante l'introduzione di ceneri leggere e aggregati sinterizzati da cenere, al fine di ridurre i fenomeni segregativi tra i componenti della miscela, causa di rapido deterioramento dei manufatti in opera (in collaborazione con l'Università della Basilicata);
- alla determinazione dell'influenza delle ceneri sul comportamento a breve e lungo termine di calcestruzzi leggeri con ceneri per manufatti prefabbricati, mediante l'individuazione dell'influenza delle ceneri tal quali, in aggiunta o a parziale sostituzione del cemento, sul ciclo di prefabbricazione dei calcestruzzi, in riferimento alle caratteristiche resistenti e ai requisiti di durabilità ottenibili, e lo studio e la messa a punto di calcestruzzi prefabbricati leggeri utilizzando gli aggregati artificiali prodotti per granulazione e sinterizzazione delle ceneri in sostituzione delle tradizionali argille espanse (in collaborazione con ISMES-BG).

6. II. PANORAMA ITALIANO

Per documentare il livello delle conoscenze e dell'eventuale impiego in ambito strutturale, in Italia, delle ceneri da combustione di carbone e dei loro derivati, sono state interpellate 60 Ditte di Prefabbricazione, rappresentative del panorama italiano nel settore, scelte dalla pubblicazione ANCE [31]. A queste Ditte è stato sottoposto un questionario, mirato a valutare il livello di informazione esistente in merito alla possibilità di impiego di ceneri, ai relativi benefici tecnologici e alle regolamentazioni d'uso.

Le principali conclusioni che si possono trarre dalla analisi delle risposte pervenute da circa metà degli interpellati, sono le seguenti:

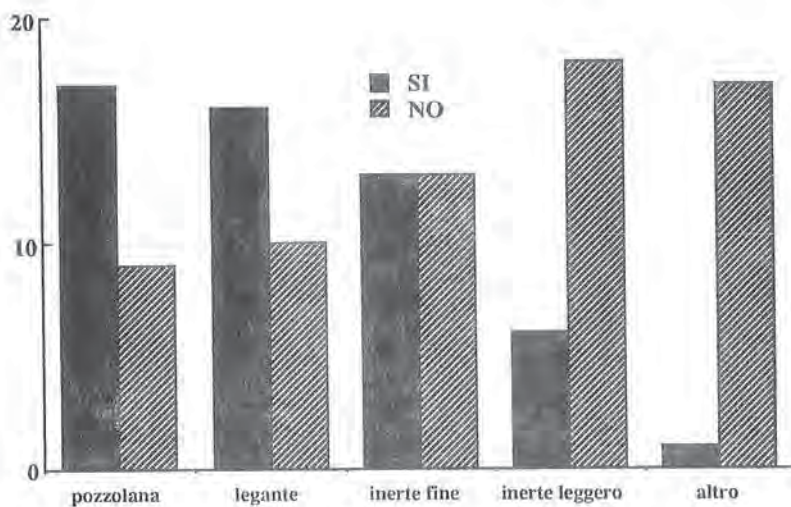


Figura 1: "E' informato della possibilità di utilizzo delle ceneri come ..."

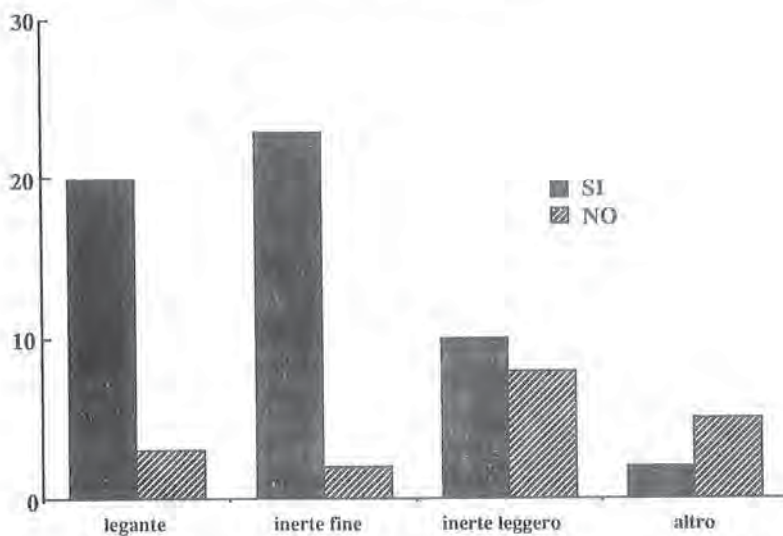


Figura 2: "Ritiene che, nella sua produzione, potrebbe essere introdotto o incrementato tale utilizzo, con riguardo al consumo di..."

- almeno la metà delle Ditte che fanno parte del nostro campione non possiede alcuna informazione in merito alla possibilità di utilizzazione delle ceneri di carbone in ambito edilizio, né in merito ai benefici tecnologici che possono derivare dalla introduzione di ceneri negli impasti (Fig. 1);

- le possibili applicazioni che sono eventualmente note riguardano per lo più l'introduzione delle ceneri a parziale sostituzione del cemento e/o della fase fine dell'inerte, ma la quasi totalità degli intervistati riterrebbe utile una maggiore informazione su questi temi;

- è quasi unanime la richiesta, da parte dei produttori di manufatti cementizi, di colmare la attuale grossa carenza di informazione nel settore;

- praticamente nessuna delle Ditte che costituiscono il campione esaminato dichiara di impiegare ceneri o prodotti da esse derivati nella propria produzione, sebbene buona parte degli intervistati si dica disponibile verso la possibilità di introdurre ceneri nella propria produzione, in particolare con riferimento alla loro funzione di possibile sostituto di parte del legante cementizio e/o dell'inerte fine, come eventuale correttore della granulometria (Fig. 2);

- solo la metà degli interpellati sostiene di avere qualche informazione in merito alle caratteristiche indotte sui calcestruzzi dalla introduzione di ceneri sugli impasti; tali informazioni sono relative per lo più agli

effetti della introduzione di ceneri su resistenza a lavorabilità; molto minore è invece la informazione relativa alla durabilità e alla capacità isolante, fattori nei riguardi dei quali sta tuttavia aumentando la sensibilità dei produttori e degli utilizzatori dei manufatti edilizi (Fig. 3);

- la necessità di fornire, innanzitutto, una adeguata informazione nel settore viene ulteriormente ribadita dalla quasi unanime risposta affermativa alla domanda che chiede di esprimere un parere sulla opportunità di una ampia diffusione presso gli operatori del settore delle caratteristiche indotte nelle ceneri sui prodotti edilizi: per la promozione dell'utilizzo della cenere di carbone in ambito strutturale è necessario, secondo gli operatori del settore, promuovere innanzitutto le iniziative legate ad una maggiore diffusione delle informazioni sugli aspetti tecnologici, magari attraverso l'appuntamento di adeguati corsi di aggiornamento professionale ed il sostegno tecnico di organismi accreditati.

- molto sentita risulta anche essere la necessità di formulare (e, quindi, diffondere) specifiche normative tecniche, nonché di approntare un adeguato capitolato d'appalto che preveda l'impiego di ceneri da combustione di carbone nella produzione dei calcestruzzi e dei relativi manufatti, e che ne regoli l'utilizzo in conformità con le vigenti Normative Europee e Nazionali.

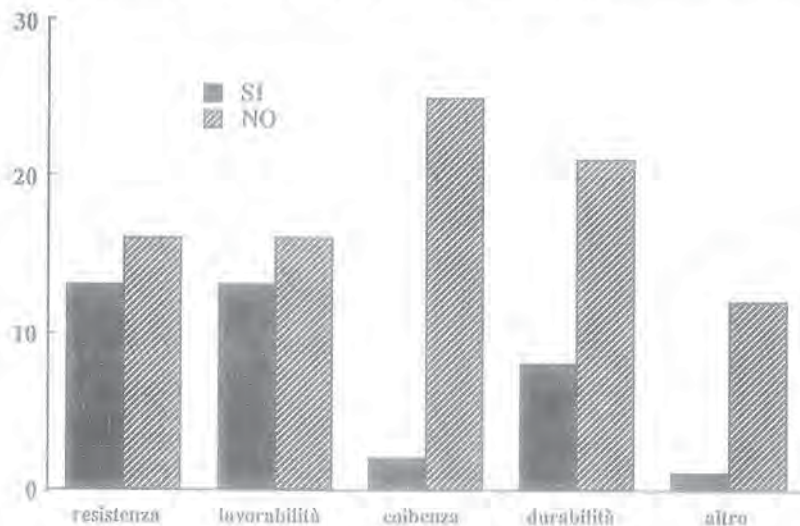


Figura 3: "E" informato sulla possibilità di migliorare le prestazioni del calcestruzzo, mediante l'introduzione opportuna di ceneri di carbone, in termini di ...?"

7. CONCLUSIONI

I manufatti cementizi ottenuti da impasti contenenti cenere, e i prodotti granulari ottenuti per sinterizzazione di cenere di carbone, posseggono quelle caratteristiche di economia, resistenza, leggerezza e durabilità che rappresentano requisiti particolarmente importanti nelle infrastrutture per la mobilità ed il trasporto. In particolare, si ravvisano come particolarmente significative le possibilità di impiego di questi aggregati leggeri nelle sottofondazioni stradali, o per la realizzazione di manufatti leggeri ad elevata capacità fonoassorbente, competitivi ad esempio, per facilità di trasporto e di installazione, come barriere acustiche in prossimità di strade di traffico intenso in prossimità delle aree urbane, in armonia con la esigenza, sempre più diffusa, di garantire un adeguato controllo dell'inquinamento acustico ed ambientale.

Le ricerche e le sperimentazioni attualmente in corso presso il Centro Ricerche Ceneri dell'Enel intendono valorizzare al meglio queste possibilità di impiego. Contemporaneamente si ravvisa la necessità di una più ampia divulgazione presso gli operatori del settore dei vantaggi che possono derivare dall'impiego di ceneri.

BIBLIOGRAFIA

- [1] G. PERONI, M. PUCCIO e G.F. BATTIATO: Impiego delle ceneri da carbone nella tecnologia stradale. *Autostrade*, 3 (1984).
- [2] G.F. BATTIATO, G. PERONI e A. SAMPAOLO: Strutture stradali realizzate con cenere di carbone. *Autostrade*, 10 (1985).
- [3] M. PUCCIO e F. FERRARI: L'uso delle ceneri leggere da carbone nei conglomerati cementizi. Metodi di progetto delle miscele. *Rassegna tecnica di problemi dell'energia elettrica*, 3 (1985).
- [4] M. PUCCIO, A. BRIZZI e G.L. VALENTI: Esame delle caratteristiche delle ceneri di carbone italiane ai fini dell'impiego nel calcestruzzo. *L'Edilizia e l'Industrializzazione*, 3 (1988).
- [5] L. PINTO, M. PUCCIO e G.L. VALENTI: Calcestruzzi aerati autoclavati a base di cenere leggere di carbone. *L'Edilizia e l'Industrializzazione*, 7/8 (1988).
- [6] M. PUCCIO, F. FERRARI e A. SAMPAOLO: I residui solidi delle centrali termoelettriche: da rifiuto a materia seconda - Un approccio strategico globale nella esperienza dell'Enel. Atti del Convegno su Lo Smaltimento dei Rifiuti Solidi nelle Aree Miste Urbane e Industriali, Porto Torres (1988).
- [7] G.L. VALENTI, M. PUCCIO e R. SERSALE: Utilization of fly ash in concrete: the foreign standard specifications and the situation in Italy. 2nd International Conference on Engineering Materials EM'88, Bologna-Modena (1988).
- [8] M. PUCCIO: Le ceneri leggere nei calcestruzzi per dighe. Atti del Simposio su La Tecnologia del Calcestruzzo Rullato per la Costruzione di Dighe a Gravità. Cagliari, (1989).
- [9] A. BOLZONI, F. FINZI, G. MANTEGAZZA e M. PUCCIO: Role of fly-ash, silica fume and superplasticizers in the modification of the mechanical characteristics and of durability of cement mortars. 3rd CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag & Natural Pozzolans in Concrete, Norway (1989) e in *L'Edilizia e l'Industrializzazione*, 10 (1989).
- [10] M. PUCCIO, M. BERRA, G. CLERICI, P. DI BERARDINO, R. PUGLIESE, L. TACCHINI e B. TRAVAGLINI: L'impiego delle ceneri di carbone nei calcestruzzi per dighe. Gruppo di lavoro sui materiali per dighe di calcestruzzo, Roma (1990).
- [11] M. PUCCIO e A. BRIZZI: Le ceneri da carbone: caratteristiche e possibili impieghi. *Unificazione & Certificazione*, 2 (1990).
- [12] M. PUCCIO e L. NUZZO: Sviluppo di nuovi materiali da residui di impianti termoelettrici. XLVI Congresso Nazionale ATI, Cassino (1991).
- [13] G. DINELLI e F. FERRARI: Rassegna sugli impieghi industriali delle ceneri provenienti dalla combustione di carbone nelle centrali termoelettriche. Seminario giRILEM su Riuso dei Materiali Provenienti da Demolizioni e Sottoprodotti Industriali. Cosenza (1992).
- [14] G. BOLZON e G. BELZ: Effetto della introduzione di cenere volante sulla durabilità dei manufatti in calcestruzzo, con particolare riguardo alla prefabbricazione. Seminario giRILEM su Riuso dei Materiali Provenienti da Demolizioni e Sottoprodotti Industriali. Cosenza (1992).
- [15] Direttiva del Consiglio delle Comunità Europee 89/106/CEE, G.U.11/2/1989: Ravvicinamento delle disposizioni legislative, regolamentari ed amministrative degli Stati membri concernenti i prodotti da costruzione.
- [16] prEN450: Fly ash for concrete.
- [17] prEN451: Method of testing fly ash - Content of free calcium oxide.
- [18] prEN452: Method of testing fly ash - Fineness by wet sieving.
- [19] DIN18999-Teil 1: Betontechnik; Flugasche für Beton; Definitionen, Anforderungen und Güteüberwachung (Vorschlag für eine Europäische Norm) - *Concrete engineering; Fly ash for concrete; Definitions, requirements and quality control (Proposal for an European Standard)*.
- [20] BS 3892 - 1: Pulverized-fuel ash. Specification for pulverized-fuel ash for use as a cementitious component in structural concrete (1982).

- [21] BS 3892 - 2: Pulverized-fuel ash, Specification for pulverized-fuel ash for use in grouts and for miscellaneous uses in concrete (1984).
- [22] BS 3797 - 2: Specification for lightweight aggregates for concrete (1976).
- [23] ÖNORM B3319: Zusatzflugasche für die Zementherzeugung - *Fly ash for cement production* (1987).
- [24] ÖNORM B3320: Zusatzflugasche für die Betonherzeugung - *Fly ash for concrete production* (1982).
- [25] D.M. 26/1/1990: Individuazione delle materie prime secondarie e determinazione delle norme tecniche generali relative alle attività di stoccaggio, trasporto, trattamento e riutilizzo delle materie prime secondarie.
- [26] G. BOLZON: Indagine conoscitiva sulla possibilità di utilizzo razionale e produttivo delle cenere di carbone in ambito strutturale. Consorzio Padova Ricerche, Padova (1992).
- [27] D.M. 3/6/1968: Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi.
- [28] O.M. MRÖZ: Worldwide production of coal ash and utilization in concrete. 4th CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag & Natural Pozzolans in Concrete, Istanbul (1992).
- [29] M.H. ZHANG e O.E. GJØRV: Microstructure of the interfacial zone between lightweight aggregate and cement paste. *Cement and Concrete Research*, 20 (1990).
- [30] UNI 7549: Aggregati leggeri - Definizioni, classificazioni e determinazioni varie, (1976).
- [31] ANCE: La prefabbricazione in Italia - una indagine conoscitiva. Edil stampa (1989).

INIBITORE DI CORROSIONE ORGANICO PER IL CALCESTRUZZO ARMATO

Stefano BIAGINI - Daniele BOTTEON
MAC S.p.A - Treviso

Gregory S.BOBROWSKY
Master Builders Inc. - Cleveland, Ohio (USA)

INIBITORE DI CORROSIONE ORGANICO PER IL CALCESTRUZZO ARMATO

Stefano BIAGINI *, Gregory S. BOBROWSKI **, Daniele BOTTEON *

(*) MAC SpA, TREVISO

(**) Master Builders Inc., Cleveland, Ohio (USA)

SOMMARIO

Una delle più importanti cause del deterioramento delle strutture in calcestruzzo è la corrosione dell'armatura in ferro indotta dalla presenza di cloruri. In questo lavoro vengono valutate le prestazioni di un nuovo additivo Inibitore di Corrosione a base organica, con misurazione nel tempo del potenziale di semicella e della corrente di corrosione di macro-cella di provini standardizzati.

SUMMARY

One of the most important cause of deterioration of concrete structure is the corrosion of steel bars due to the presence of chlorides. In this paper the performances of a new organic-based Corrosion-Inhibiting Admixture were studied by measuring the semi-cell potential during the time and the macro-cell corrosion current of standard samples.

1. INTRODUZIONE

Il deterioramento dei ferri d'armatura, soprattutto a causa dei cloruri, è una delle cause che maggiormente causano, ed in misura sempre più grande di anno in anno, il degrado di strutture in calcestruzzo. Gli alti costi di manutenzione e riparazione necessari per la conservazione dell'integrità strutturale e della sicurezza complessiva di queste strutture sta cambiando radicalmente le procedure di progetto e i criteri di selezione del materiale utilizzati.

Allo stato attuale sono disponibili diversi sistemi di protezione specializzati, a vari livelli di incidenza di costo: rivestimenti epossidici dei ferri di armatura, coatings protettivi e membrane, protezione catodica, calcestruzzi a basso rapporto acqua/cemento, calcestruzzi con silice fume e additivi inibitori di corrosione, oppure anche la combinazione dei predetti sistemi di protezione.

Recentemente è stato introdotto e sviluppato un nuovo concetto per la protezione dei ferri: l'introduzione in calcestruzzi ovviamente di ottima qualità di

un additivo inibitore di corrosione a base organica (OCIA), che agisce formando un film superficiale sui ferri stessi e inducendo l'assorbimento degli ioni cloro da parte del calcestruzzo. L'obiettivo di base di tutti questi sistemi di protezione contro la corrosione è di evitare che gli agenti aggressivi, prevalentemente cloruri, attacchino la superficie dei ferri d'armatura.

Alcuni sistemi funzionano tramite la formazione di una barriera fisica contro l'ingresso degli agenti aggressivi, altri tramite stabilizzazione chimica della superficie del ferro.

Attualmente è disponibile sul mercato un additivo inibitore di corrosione a base inorganica. Esso è un esempio del secondo tipo di protettivi sopra descritti. Quando esso è usato, il rapporto tra la quantità degli ioni cloruro e quella dell'inibitore di corrosione, è l'elemento critico da valutare accuratamente al fine di evitare che, contrariamente alle aspettative, si abbia una accelerazione della corrosione o addirittura un fenomeno di pitting del Ferro [2].

Il nuovo additivo per l'inibizione della corrosione, invece, espleta contemporaneamente una azione fisica ed una azione chimica di protezione.

2. INIBITORI DI CORROSIONE ATTUALMENTE ESISTENTI

Per definizione un inibitore di corrosione è una sostanza che inibisce o minimizza la corrosione. Essi possono essere classificati come inorganici, organici o inibitori in fase vapore [3]; tuttavia gli additivi inibitori di corrosione per il calcestruzzo armato sono più specificatamente classificati come anodici, catodici o una mescolanza dei due, in funzione della loro influenza sul processo di corrosione.

Il Calcio Nitrito, unico inibitore di corrosione di impiego nei calcestruzzi prima dell'avvento dell'OCIA, è un esempio di inibitore di tipo anodico, in quanto espleta la sua azione sulla reazione anodica del processo di corrosione. Infatti è stato proposto come suo specifico meccanismo di azione che lo Ione Nitrito inibisce la corrosione reagendo

con gli ioni ferrosi per formare un film di ossido ferrico Fe_2O_3 attorno all'anodo secondo la seguente reazione [4]:



Si ipotizza quindi che gli ioni nitrito e gli ioni cloruro entrino in reazione competitiva tra loro influenzando il processo di corrosione [4, 5]; in particolare i nitriti inibendola e gli ioni cloruro accelerandola. Quindi la quantità relativa di ioni nitrito rispetto agli ioni cloruro presenti vicino alla superficie del ferro determina se l'effetto inibitore di corrosione può essere ottenuto o meno.

La prestazione degli inibitori di tipo anodico è stata studiata con vari metodi a partire da tests di polarizzazione anodica [6, 7] a valutazioni di corrosione su macrocella [1, 8, 9, 10], e i dati presentati indicano che gli inibitori anodici sono efficaci quando presenti in quantitativi sufficienti.

3. L'OCIA COME INIBITORE DI CORROSIONE

Come approccio alternativo per la protezione dei ferri d'armatura, è stato sviluppato un nuovo prodotto a base organica. Prodotti organici della stessa classe di quelli usati per la formulazione dell'OCIA, sono usati da anni con successo nelle industrie petrolifere e petrolchimiche per la protezione di impianti e macchinari.

Il dosaggio raccomandato per tale prodotto è di 5 l/m³ di calcestruzzo. Le caratteristiche di inibitore di tale prodotto sono state studiate dagli autori con due metodi diversi; il primo è stato il metodo di corrosione accelerata "Southern Climate" [1] che dà la misura della resistenza alla corrosione di un calcestruzzo esposto in maniera prolungata ai cloruri. Il tipo di provino utilizzato permette di misurare il potenziale di semicella dei ferri d'armatura superiori rispetto ad un elettrodo di riferimento e qualsiasi corrente di corrosione di macrocella che si sviluppi.

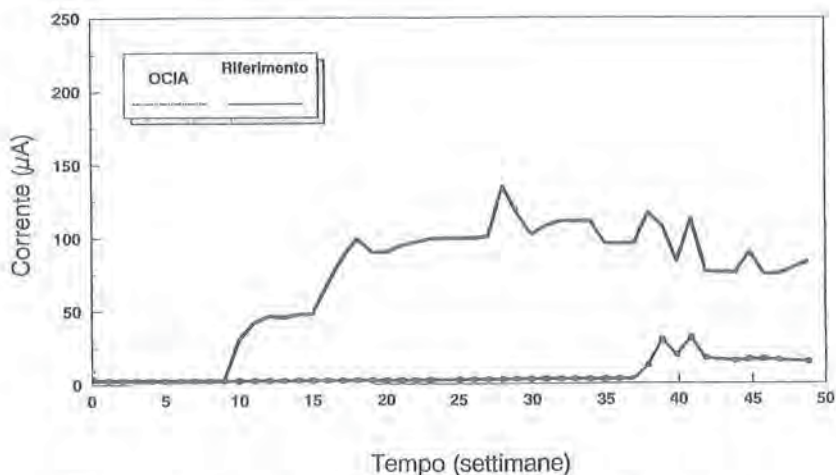


Fig. 1 Valori di corrente di corrosione su provino con tre barre d'armatura

La composizione nominale dei calcestruzzi utilizzati nel test è mostrata in Tabella 1

Tabella 1 Caratteristiche delle miscele (valutazione del tempo di corrosione)

	kg/m ³
Cemento tipo I	266
Sabbia fine	912
Sabbia grossa	1120
Acqua	133
Inibitore di corrosione	0 e 5.0 l/m ³

I valori di corrente di corrosione di macrocella ottenuti sono invece presentati in Fig. 1, e dal loro esame è evidente che una corrente di corrosione misurabile è stata ottenuta per i calcestruzzi di riferimento dopo

solo nove settimane, mentre per il calcestruzzo trattato con OCIA una corrente molto più debole ha iniziato a comparire solo dopo 36 settimane. Tale dato indica anche che l'entità globale di corrosione in presenza di OCIA, che è proporzionale all'area sottostante le curve in Fig.1, è notevolmente più bassa. Il fatto che la corrosione sia effettivamente ritardata con uso di OCIA, è confermato anche dai valori mostrati in Fig. 2 nella quale sono presentate le misure di potenziale di semicella degli stessi calcestruzzi (riferimento e prodotto con OCIA) precedentemente illustrate. Tenuto conto che un potenziale di -240 mV indica con buona approssimazione il probabile inizio di una attività di corrosione [1], si può notare come il campione confezionato con OCIA solo dopo circa 36 settimane mostri valori di potenziale di corrosione inferiore a tale valore ed in confronto il calcestruzzo di riferimento mostri un quasi immediato passaggio a valori dell'ordine di -400 mV.

Il secondo metodo di prova utilizzato è stato un test di valutazione della corrosione in funzione del tempo, utilizzando provini prefessurati. Esso è stato eseguito per due ragioni: per determinare l'efficacia dell'OCIA

anche in calcestruzzi fessurati e per ottenere informazioni sul meccanismo di protezione tipico dell'OCIA stesso. Come confronto è stato preso un additivo a base di calcio nitrato utilizzato al dosaggio di 20 l/m^3 di calcestruzzo.

I provini utilizzati sono stati dei prismi $7,6 \times 10,2 \times 35,6 \text{ cm}$ armati con una sola barra di ferro sabbata; il copriferro è stato di $3,8 \text{ cm}$ e la composizione del calcestruzzo quella indicata in Tabella 1. Dopo 14 giorni di maturazione i provini sono stati fessurati a flessione, quindi è stato creato un bordo impermeabile sulla parte superiore del provino per raccogliere una soluzione al 6% di Cloruro di sodio. La soluzione è stata immessa dopo 28 giorni di maturazione dei provini e da quel momento sono stati misurati i potenziali di semicella. I valori ottenuti sono mostrati in Fig. 3, dalla quale si può vedere che l'inizio della corrosione è rilevabile dopo soli 5 giorni per il calcestruzzo di riferimento, mentre il campione con Calcio Nitrito ha cominciato a corrodersi dopo circa 30 giorni di contatto con la soluzione.

Il provino con OCIA anche dopo 180 giorni di contatto non mostrava segni visibili di inizio di fenomeni corrosivi.

Successivamente si è deciso di passare ad una configurazione di provini che comprendesse l'uso di tre barre di armatura, una posta superiormente e due in basso. Ciò al fine di poter misurare sia il potenziale di semicella della sbarra superiore, sia la corrente di corrosione di macrocella. A tal fine la barra superiore è stata collegata tramite una resistenza di 10 Ohm con le due barre inferiori. Anche questi provini sono stati fessurati a flessione e sottoposti ad un ciclo di assorbimento di una soluzione di Cloruro di Sodio al 6% in cui periodi di assorbimento di 4 giorni erano alternati a periodi di tre giorni di esposizione all'aria.

I risultati ottenuti in Fig. 4 mostrano come il tempo necessario per l'insorgere della corrosione sia notevolmente più lungo nel calcestruzzo prodotto con OCIA (circa 130 giorni) di quello che con Calcio Nitrito (circa

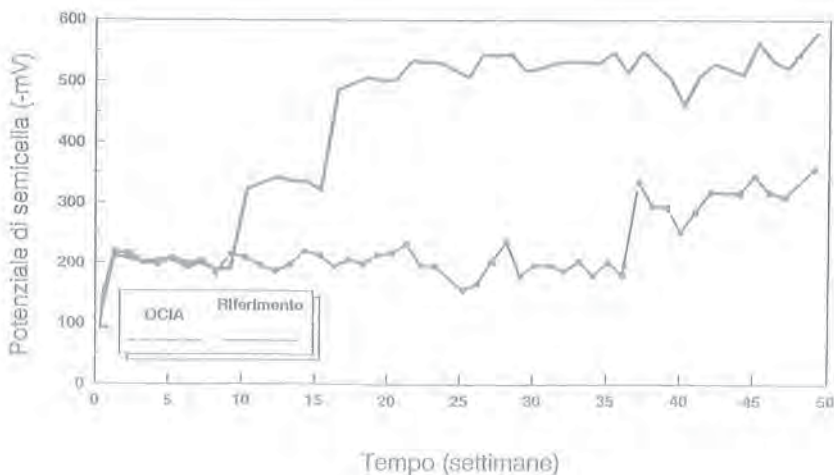


Fig. 2. Potenziale di semicella su provino con tre barre d'armatura

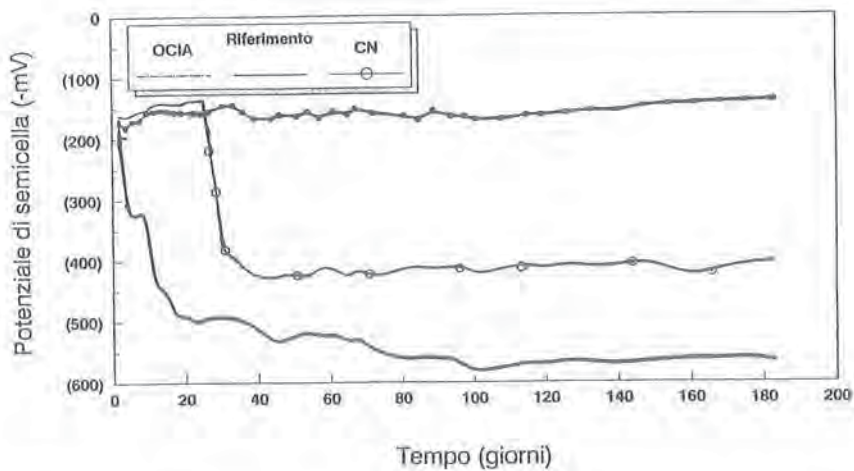


Fig. 3 Potenziale di semicella su provini con una barra d'armatura e pre-fessurati

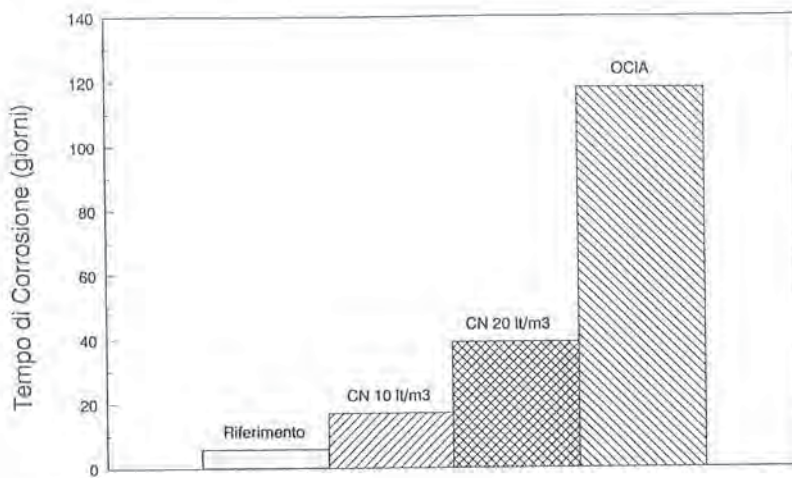


Fig. 4 Valori di inizio di corrosione in provino con tre barre d'armatura e pre-fessurato

15 giorni al dosaggio di 10 l/m^3 e circa 40 giorni al dosaggio di 20 l/m^3). La severità della prova è dimostrata dal fatto che nel calcestruzzo non trattato la corrosione sia iniziata dopo appena 8 giorni.

Un'altra valutazione che è stata eseguita con i calcestruzzi trattati con OCIA è stata la determinazione della riduzione della velocità della penetrazione di cloruri nella massa del calcestruzzo. A tale scopo i campioni utilizzati per le prove di corrosione sono stati utilizzati per ricavare delle campionature ai due lati della fessurazione indotta al livello della barra di armatura superiore. Tramite analisi chimica si è determinato il contenuto di cloruri e si è rilevato che nel calcestruzzo prodotto con OCIA il contenuto di cloruri era di circa 3 kg/m^3 , mentre nei campioni di riferimento era di 7 kg/m^3 , ed anche in quelli trattati con Calcio Nitrito erano di 7,7 e $8,7 \text{ kg/m}^3$ rispettivamente per i dosaggi di 10 e 20 l/m^3 .

Questi ultimi dati fanno pensare che il Calcio Nitrito influenzando negativamente la velocità di indurimento del calcestruzzo, possa negativamente incidere anche sulla sua permeabilità ai cloruri aumentandone la loro penetrazione.

4. MECCANISMO DI AZIONE DELL'OCIA

Il nuovo inibitore di corrosione a base organica protegge i ferri di calcestruzzo dalla corrosione attraverso un meccanismo duplice; da una parte forma un film protettivo sulla superficie del calcestruzzo e dall'altra riduce la velocità di penetrazione dei cloruri nella massa del calcestruzzo stesso.

Il fatto che l'OCIA inibisca la corrosione attraverso il suo adsorbimento sulla superficie del metallo è un fatto non sorprendente in quanto sono noti molti inibitori di corrosione organici che si legano ai metalli per adsorbimento fisico e/o chimico in forza di affinità (di tipo chimico) di alcuni composti presenti, come indicato chiaramente in alcuni testi specializzati [1].

Questo meccanismo è applicabile anche all'OCIA, infatti tale additivo, che

viene introdotto all'atto del confezionamento del calcestruzzo, si distribuisce uniformemente nella sua massa e dopo che il calcestruzzo è stato messo in opera, alcuni componenti funzionali della sua formulazione si assorbono sulla superficie dell'armatura, proteggendola.

La presenza di questo film protettivo è stata dedotta tramite tecniche di analisi di superficie e tramite spettroscopia ultravioletta e gas cromatografia.

Il fatto che questo nuovo additivo riduca la penetrazione di cloruri nel calcestruzzo è dimostrato nella Fig. 5 in cui compaiono i dati analitici di contenuto in cloruri a varie profondità della superficie di un calcestruzzo trattato con OCIA in confronto ad un calcestruzzo di riferimento dopo 90 giorni di contatto con una soluzione di cloruro di sodio.

5. CONCLUSIONI

È importante sottolineare che l'introduzione dell'OCIA ha segnato un grande passo in avanti nel concetto di protezione delle strutture.

Questo in effetti deve essere allargato il più possibile, in modo tale che una globalità di condizioni di posa in opera dei manufatti possa garantirne via via sempre più la durabilità.

Al concetto divenuto ormai tradizionale di confezionamento di calcestruzzi di ottima qualità, che rimane pur sempre una conditio sine qua non per assicurare la durabilità, si sono affiancati negli anni altri suggerimenti. L'additivazione in massa in particolare con un additivo inibitore di corrosione risulta essere uno di questi, estremamente importanti.

Nel caso dell'OCIA, una provata azione di inibizione della corrosione del ferro di armatura si è combinata con una semplicità di utilizzo del prodotto; avendo eliminato in particolare tutte le difficoltà connesse con il calcolo teorico preventivo della quantità di cloruri presenti in un manufatto di calcestruzzo.

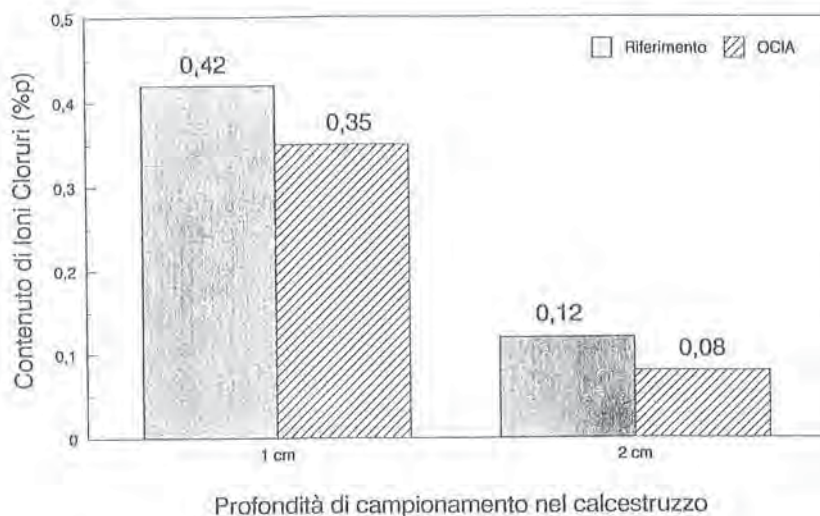


Fig. 5

Penetrazione di cloruri confezionati con e senza OCIA

6. BIBLIOGRAFIA

- [1]. Protective System for New Prestressed and Substructure Concrete, Report no. FHWA/RD-86/193 US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Aprile 1987, pag. 126.
- [2]. V.S.RAMACHANDRAN: Concrete Admixtures Handbook, Properties, Sciences and Technology, ed. Noyel Publications, 1984, pag. 626.
- [3]. Encyclopedia of Chemical Technology, Terza Edizione, Vol. 7, Kirk-Othmer, 1978, pag. 891.
- [4]. A. ROSENBERG E G.M. GAIDIS: Mechanism of Nitrite Inhibition of Chloride Attack on Reinforcing steel in Alkaline Aqueous Environments, Material Performances, Vol. 18, n. 11, Novembre 1979, pag. 45-48.
- [5]. N.S. BERKE E A. ROSENBERG: Technical Review of Calcium Nitrite Corrosion Inhibitor in Concrete, Concrete Bridge Design and Maintenance, Steel Corrosion in Concrete, Transportation Research Record, 1211, 1989, pag. 18-27.
- [6]. V. K. GOUDA E G. E. MONFORE: Rapid Method for Studying Corrosion Inhibition of Steel in Concrete, PCA Journal, Vol. 7, no. 3, Settembre 1965, pag. 24-31.
- [7]. A. M. ROSENBERG, J.M. GAIDIS, T.G. KOSSIVAS E R.W. PREVITE: Corrosion Inhibitor Formulated with Calcium Nitrite for Use in reinforced Concrete, Chloride Corrosion in Steel in Concrete, STP 629, ASTM 1977, pag. 89-99.
- [8]. J. HOLM: Comparison of the Corrosion Potential of Calcium Chloride and a Calcium Nitrite Based Non-Chloride Accelerator - a Macrocell Corrosion Approach, Corrosion, Concrete and Chloride SP-102, American Concrete Institute, Detroit 1987, pag. 35-48.

[9]. Time to Corrosion of Reinforced Steel in Concrete Slabs - Calcium Nitrite Admixture of Epoxy Concrete Reinforced Bars as Corrosion Protection Systems, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication no. FHWA/RD 83/912, September 1993, pag. 71.

[10]. G.M. GALDIS E ROSENBERG A.M.: Inhibition of Chloride-Induced Corrosion on Reinforced Concrete by Calcium Nitrite, Cement, Concrete and Aggregate, Vol. 9, no. 1 1987, pag. 30-33.

[11]. C.C.NATHAN: Corrosion Inhibitors, Ed. National Association of Concrete Engineers, 1973, pag. 279.

MIGLIORAMENTO DELLA RESISTENZA A CARICHI RIPETUTI DELLE
TRAVERSINE FERROVIARIE IMPIEGANDO CALCESTRUZZI FIBROSI

Giancarlo BONO
ITM - Agrate Brianza

Enzo DE BIASIO
IPA - Calcinatè

Angelo DI TOMMASO
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università degli Studi di Bologna

Giovanni MANTEGAZZA - Ana Maria PENNA GAETE
RUREDIL S.p.A. - San Donato Milanese

MIGLIORAMENTO DELLA RESISTENZA A CARICHI RIPETUTI DELLE TRAVERSINE FERROVIARIE IMPIEGANDO CALCESTRUZZI FIBROSI.

G. BONO* - E. DE BIASIO** - A. DI TOMMASO*** -

G. MANTEGAZZA**** - A.M. PENNA*****

* Ingegnere - ITM- Agrate Brianza

** Direttore Tecnico- IPA

*** Professore ordinario - Università di Bologna

**** Direttore Tecnico- Ruredil SPA - San Donato Milanese

***** Responsabile Dip. Tecnologico - Ruredil SPA - San Donato Milanese

SOMMARIO

Considerate le sollecitazioni a cui sono sottoposte le traversine ferroviarie si è inteso promuovere una ricerca tendente a valutare le migliori prestazioni attese nel caso di impiego di calcestruzzi fibrosi al posto di quelli ordinari.

La sperimentazione ha riguardato tre tipi di fibre (acciaio, schegge al carbonio, sintetiche) e le prove sono state effettuate con riferimento a carichi ciclici su schemi strutturali tendenti a valutare il "momento positivo" ed il "momento negativo" resistenti. I risultati della sperimentazione hanno evidenziato le maggiori capacità, dissipative dei calcestruzzi fibrosi, quantizzando l'aumento di alcuni parametri scelti per valutare il comportamento ciclico delle traversine..

SUMMARY

A research has been promoted with the task of evaluating the improvement of actual behaviour of the railway sleepers, utilizing fibrous concrete instead of ordinary concrete.

The experimental program deals with three different kinds of fibers (steel, carbon composite syntetics). The test have been realized with reference to cyclic loadings on structural schemes evaluating the resistant " positive bending moment " and the resistant " negative bending moment".

The results show the improvement of the fibrous concrete sleepers regarding dissipative capacity, and the quantitative evaluation of some parameters, usef for cyclic behaviour representation, has been presented.

1. INTRODUZIONE

Le traversine in conglomerato cementizio precompresso hanno ormai sostituito da anni le tradizionali traversine di rovere. Le prospettive delle linee ad alta velocità favoriscono studi e ricerche tendenti a migliorare le prestazioni delle traversine nei riguardi dei regimi di impatto e di fatica. Infatti alle alte velocità le irregolarità di accoppiamento ruota-rotaia generano azioni impulsive di non trascurabile entità. Per attenuare tale fenomeno sono di fondamentale importanza le piastre ammortizzanti interposte fra rotaia e traversina. Utilizzando particolari piastre, sulla base di azioni statisticamente rappresentative è possibile definire le sollecitazioni flettenti impulsive

sulla traversina. La traversina si trova a dover sopportare oltre le predette sollecitazioni flettenti impulsive anche il regime di fatica per la ripetizione continua della flessione al passaggio delle ruote. [1] Indubbiamente le attuali tecniche di misura consentono la misura delle deformazioni relative ai predetti regimi sia in-situ che in laboratorio. Purtroppo non è facilmente definibile la durabilità del conglomerato o meglio del sistema conglomerato/barra di precompressione sottoposti ai predetti regimi di sollecitazione. In particolare il momento positivo agente nella sezione della traversina sotto rotaia che deve confrontarsi nelle traversine di lunghezza ridotta con la diffusione dell'azione di precompressione potrebbe trovare condizioni di non sempre completa diffusione delle tensioni di precompressione. Il problema presenta ulteriori interessanti aspetti ingegneristici nell'analisi del comportamento

delle traversine nelle zone a scambi.

Le prestazioni della traversina, come precedentemente delineate, possono essere migliorate se al conglomerato cementizio viene conferita una più elevata energia di frattura e un incremento di resistenza a trazione.

L'inclusione di fibre all'interno degli impasti di conglomerato ha infatti come risultato un apporto notevole di energia di frattura e un incremento della resistenza a trazione [2] [3] [4].

E' sembrato pertanto opportuno iniziare un programma di ricerca che ponesse a confronto le prestazioni di traversine di corrente produzione con conglomerati cementizi ordinari ed altre realizzate con impasti contenenti fibre. Come tipi di fibre si è voluto sperimentarne tre tipi: a)- fibre di acciaio; b)- fibre di composito Fibertenas (scheggia di carbonio); c)- fibre sintetiche (ALPOV).

Il primo aspetto indagato, di cui qui si riferisce, è costituito dal confronto delle prestazioni nei riguardi del carico di fessurazione e del carico di rottura in un programma di carichi ripetuti di cui si dirà nel successivo paragrafo.

2. MATERIALI

Sono stati scelti 3 tipi di fibra

- Fibre di acciaio Wirand (r).** L'impiego di queste fibre nel calcestruzzo delle traversine è subordinato all'uso di un inibitore di corrosione per garantire al manufatto durabilità nel tempo.
- Fibre di carbonio Fibertenas.** Trattasi di fibre di schegge di carbonio brevettate dalla Rurcil, che sono state oggetto di numerosi lavori di ricerca. [2] [5]
- Fibre sintetiche ALPOV.** Trattasi di fibre sperimentali a base vinilica, dotate di elevate caratteristiche meccaniche.

Inibitore di corrosione (Exocem CIS)- [6]

Trattasi di una miscela di ossidi di metalli di transizione che dopo miscelazione con la pasta cementizia stabilizzano sui ferri di armatura uno strato, compatibile con l'acciaio, di ossido protettivo misto di ferro e cromo resistente alle variazioni di pH e all'attacco dei cloruri. Il prodotto è esente da nitrati e/o nitriti e non è lisciviabile. L'efficacia dell'inibitore è stata valutata attraverso uno studio elettrochimico in soluzione, e prove in malte e calcestruzzi.

Silica fumè (Durasil): Additivo minerale in polvere a base di microsilia. Trattasi di un additivo minerale in polvere a base di microsilia selezionata con contenuti di biossido di silicio superiore al 95% e con una finezza granulometrica di 0.1-0.15 micron. Aggiunto agli impasti

cementizi ne aumenta la durabilità attraverso la reazione pozzolanica.

Fluiment 33/M: Additivo superfluidificante liquido a base di melamina solfonata.

Caratteristiche meccaniche delle fibre

Tipo di fibra	Resistenza a trazione (MPa)	Modulo elastico (MPa)	Allungamento a Rottura (%)
Fibre acciaio Wirand	700.000	207.000	3,5-14
Fibre di carbonio Fibertenas	1189	137.000	0,86
Fibre sintetiche ALPOV	900	29.000	7

3. PROGRAMMA SPERIMENTALE E RISULTATI

Gli impasti utilizzati sono stati quattro:

Tipo di impasto	Duracem	A	B	C
Cemento PHL 525 (Kg/m ³)	445	415	415	415
Silica Fumè (Durasil) (Kg/m ³)	—	31	71	71
Fluiment 33/M (%)	1,2	1,2	1,2	1,2
Inibitore di corrosione (Exocem CIS) (Kg/m ³)	—	31	—	—
Fibre acciaio (d ₅₀ = 0,622 - Vf = 0,74%)	—	55	—	—
Fibre carbonio Fibertenas (L-30mm - Vf = 1%)	—	—	13	—
Fibre sintetiche ALPOV (d ₅₀ = 0,09 - 30mm - Vf = 4%)	—	—	—	13
Resistente A/C/S/P	0,32	0,315	0,274	0,358

Dimensione (mm) - (mm) x (mm) x (mm)	10	20	30	40
	—	—	—	—

Di ciascun impasto sono state sottoposte a prova quattro traversine di cui due a momento positivo e due a momento negativo secondo lo schema AREA [7].

Per ciascuna prova è stato attuato il seguente programma di carico:

- incremento della forza fino al raggiungimento nella mezzzeria fra i due appoggi del momento flettente di collaudo e successivo scarico
- incremento della forza fino al raggiungimento nella mezzzeria fra i due appoggi del momento flettente di fessurazione e successivo scarico (parziale).
- successivi insieme di tre cicli di carico a livelli pre-determinati fino a rottura.

Per ciascuna prova è rilevabile:

Mf = Momento di fessurazione

Mr = Momento di rottura (momento massimo)

A = Area sottesa dalla curva iniluppo dei cicli, valutata sino allo spostamento in mezzzeria che corrisponde al carico max rilevato sui campioni di calcestruzzo bianco (valore su due prove).

I diagrammi della figura 1, mostrano i risultati sperimentali ottenuti per lo schema relativo al "momento positivo". Si noti che degli insieme di tre cicli di carico (oltre il carico di fessurazione) è stato riportato solo il terzo ciclo per motivi di chiarezza della figura. Inoltre è stata effettuata la scelta di riportare il diagramma (fra i due di ogni impasto) che rivela il più basso valore di A.

I diagrammi (figura 1) consentirebbero varie analisi; oltre al confronto dei valori di Mf, Mr ed A sembra di rilevanza osservare che dopo il carico max i calcestruzzi fibrosi hanno ancora capacità dissipative con ampi cicli a differenza del calcestruzzo bianco.

Per quanto riguarda i confronti, si rimanda alle successive figure ove saranno riportati i valori ottenuti delle due prove, effettuate per ciascun impasto, dei parametri Mf, Mr ed A. (figura 2)

I diagrammi della figura 3 mostrano i risultati sperimentali ottenuti per lo schema relativo al "momento negativo".

Per i cicli rappresentati e per la scelta dei diagrammi vale quanto detto precedentemente per lo schema e momento positivo.

I diagrammi (figura 3) consentirebbero varie analisi (figura 4); anche qui è evidente una tenuta oltre il carico massimo per tutti gli impasti fibrosi, a differenza del comportamento più fragile nel caso di calcestruzzo ordinario. Per i confronti dei parametri si rimanda alle conclusioni.

4 CONCLUSIONI

Dai primi risultati della ricerca, viene confermata la previsione che, per le traversine ferroviarie precomprese a cavi post-tesi, l'uso di calcestruzzi fibrosi aumenta i carichi di fessurazione rispetto a quelli pertinenti ai calcestruzzi ordinari. Per la prova a "momento positivo" l'entità dell'aumento nei casi sperimentali, risulta compreso nella fascia 10%-30%. Per la prova a "momento negativo" non è apparsa una chiara tendenza generale; però a causa della scarsità di campioni provati non è possibile trarre conclusioni anche perchè i risultati sono stati alquanto dispersi. Infatti la difficoltà di effettuare impasti fibrosi omogenei all'interno di un prestabilito processo tecnologico di produzione, che non deve essere variato, imporrebbe ripetuti interventi per l'ottimizzazione. Anche per i carichi di rottura (carichi massimi), mentre per la prova a "momento positivo" si delineano aumenti contenuti in una fascia 5% - 20% per la prova a "momento negativo" non sono evidenti apprezzabili variazioni. Comunque l'ampiezza dei cicli di carico e scarico denuncia aspetti migliorativi se si tiene in conto l'energia dissipata evidenziata dall'area dei cicli stessi. Dai casi sperimentati risultano valori molto prossimi fra loro in ciascuna coppia di traversine provate (sia per i carichi di fessurazione che di rottura) per gli impasti di fibre ALPOV: i valori raggiunti in questi casi sono anche di interesse prestazionale.

RICONOSCIMENTI

I risultati sperimentali derivano da un programma di prove eseguito presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Bologna. Gli impasti sono stati studiati presso il Centro Ricerche RUREDIL Spa ed i getti eseguiti presso lo stabilimento di Gorlago della IPA Spa.

BIBLIOGRAFIA

[1] MIGLIACCI, A., - BONO, G.C. - TOGNOLI, A. e P. CREMASCHI, G.F. "Le traversine ferroviarie in c.a.p. per l'armamento degli scambi"

[2] DI TOMMASO, A. - MANTEGAZZA, G. PENNA, A.M. - "Ottimizzazione della tenacità di composti cementizi carbo-fibrosi" Giornate AICAP Spoleto 1991".

[3] DI TOMMASO, A. "Le fibre di acciaio nei conglomerati cementizi". Acciaio, n.2, 1985.

[4] MANTEGAZZA, G. - PENNA A.M. - SERENI, A. - Nuovi compositi leggeri ad altadurabilità per il ripristino delle strutture in c.a. e c.a.p." Giornate AICAP 1991

[5] MANTEGAZZA, G. - DI TOMMASO, A. - "Compositi cementizi a base di fibre di carbonio con basso deterioramento chemo-meccanico per l'affidabilità dei ripristini strutturali" Giornate AICAP 89, Napoli Maggio 89.

[6] ALBERTI, E. - MANTEGAZZA, G. - BONORA, P.L. - FINZI, F. - "Nuovo additivo minerale a base di ossidi finmetalli di transizione, per la protezione delle armature della corrosione"

[7] AREA (American Railway Eng. Ass.): "Manual for Railway Eng, Chapter 10 Concrete Ties, 1984. "Apporti all'energia di frattura dei calcestruzzi mediante inclusione di fibre" Aut. Convegno di Parma - ATTEC - 1985.

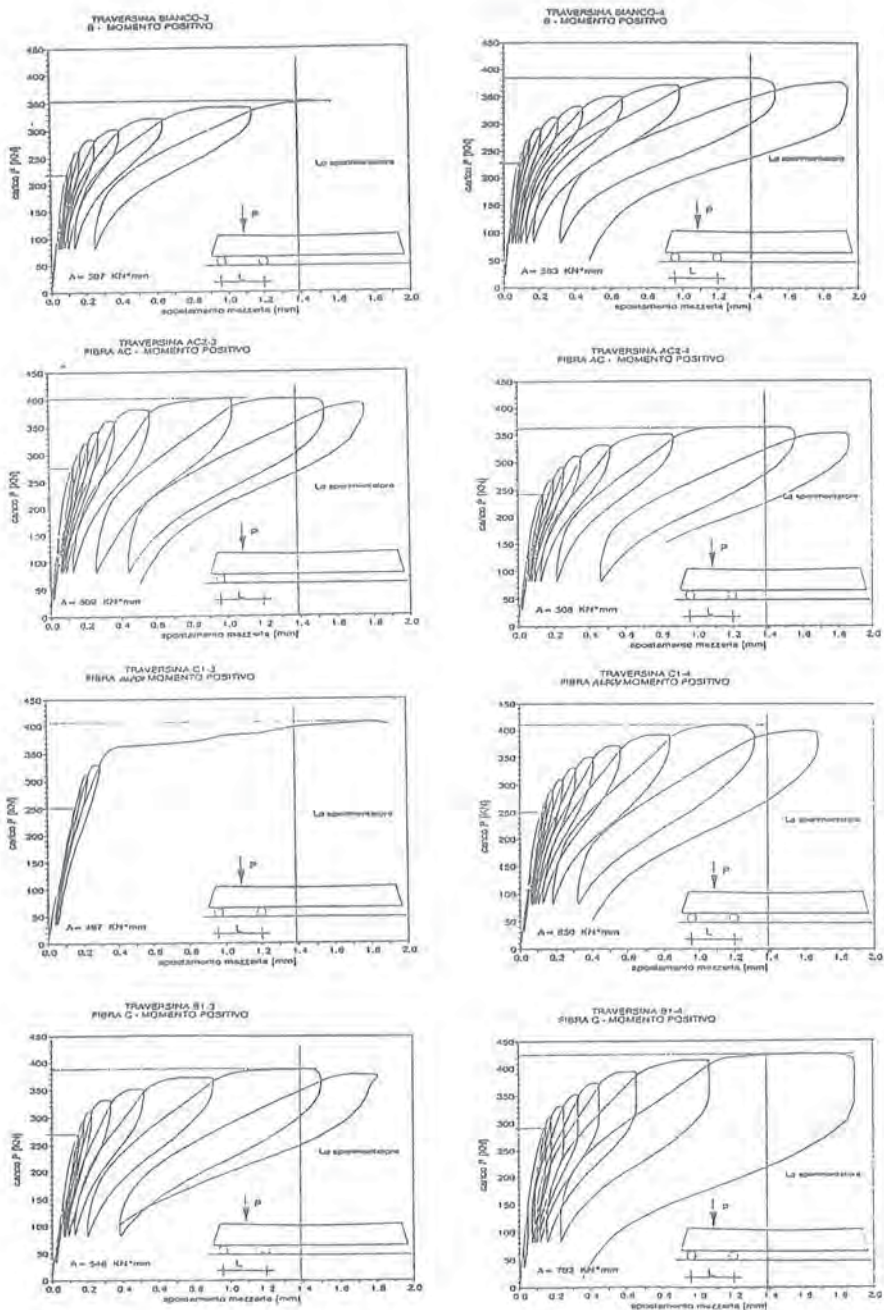


Figura 1

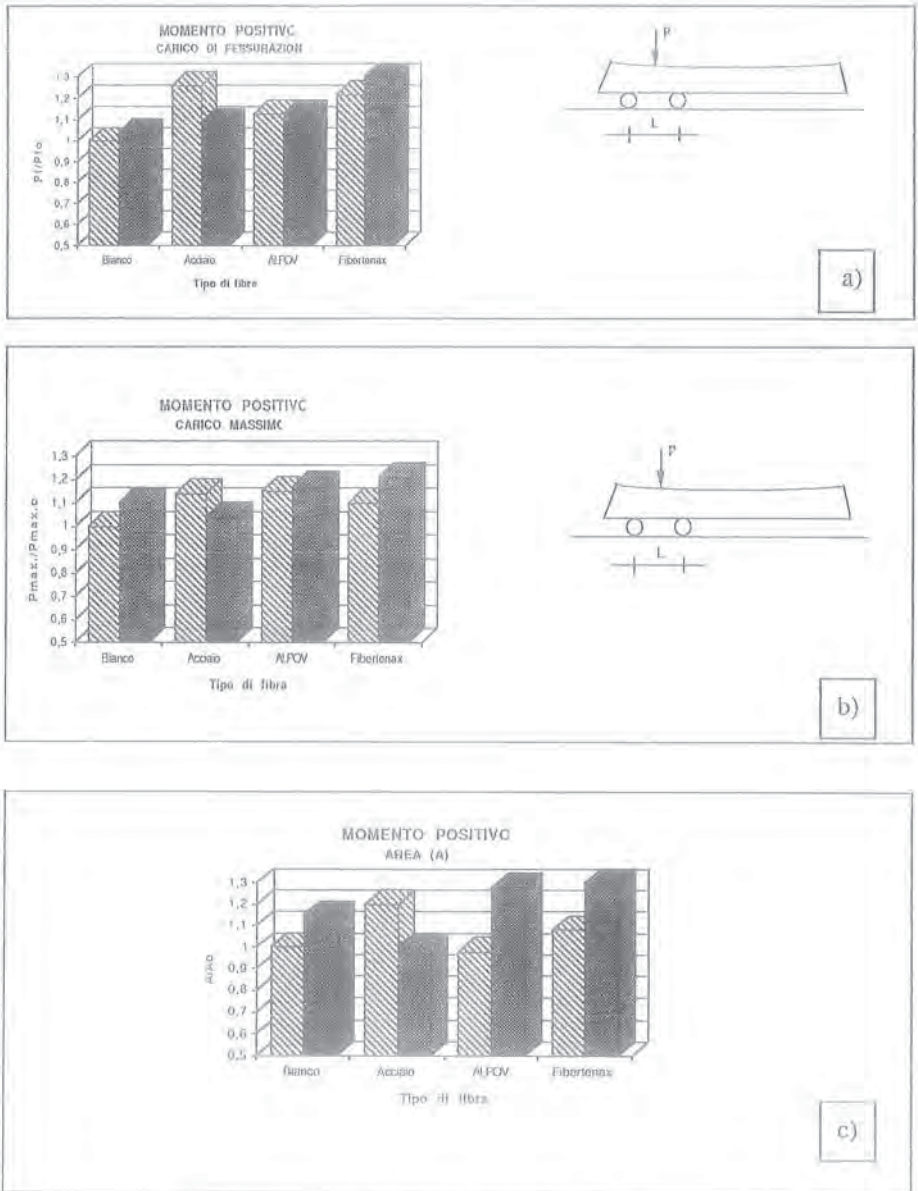


Figura 2 - Confronto dei sistemi di MF Me A relativo al momento positivo.

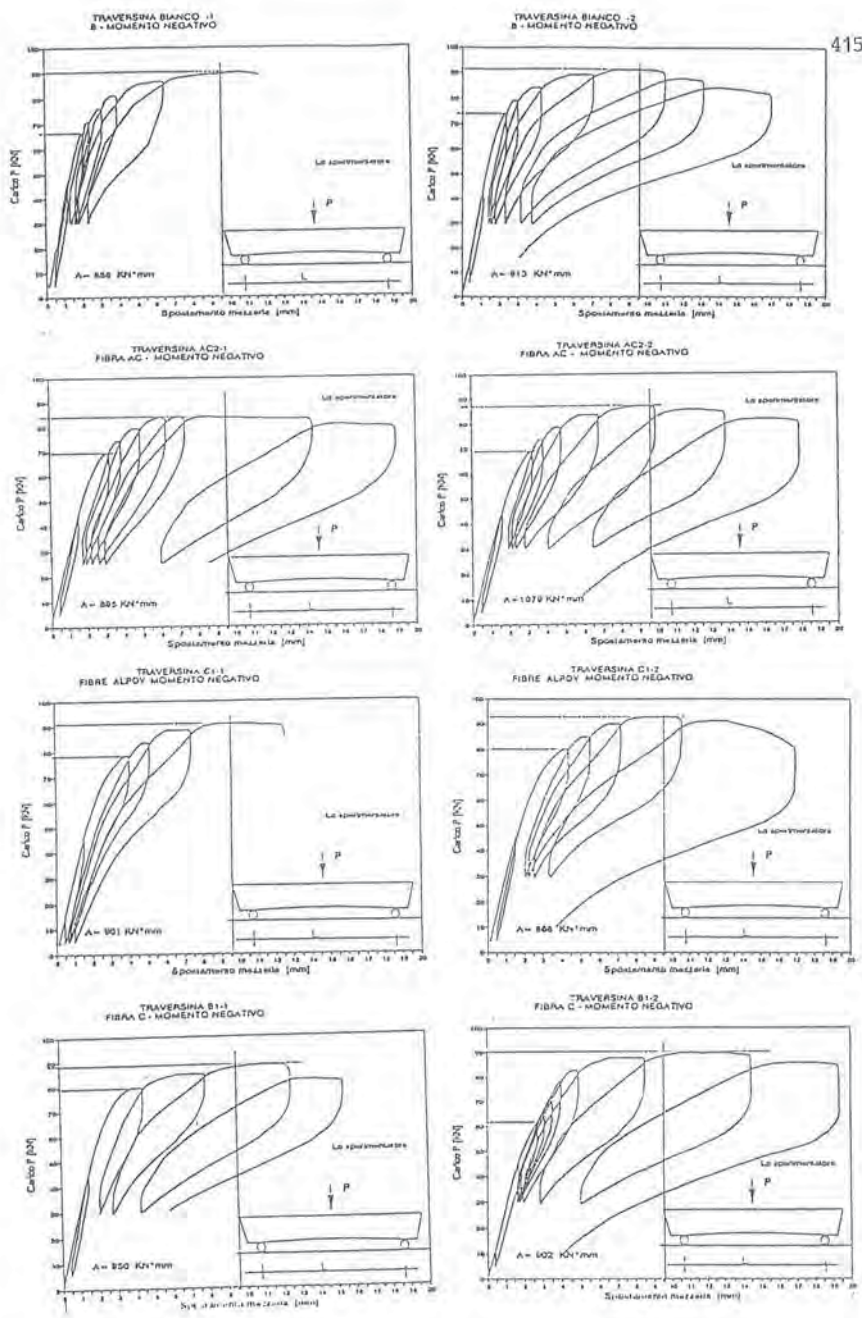


Figura 3

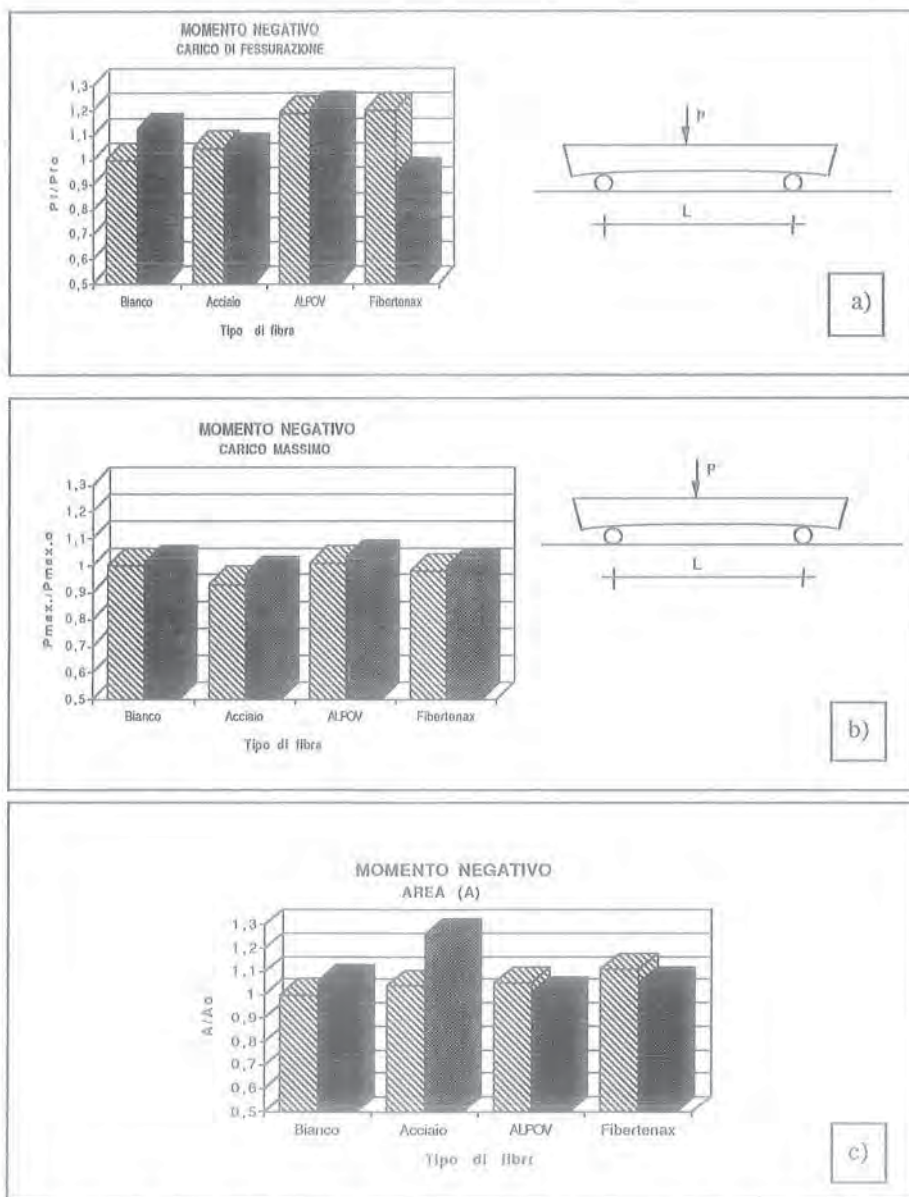


Figura 4 - Confronto dei valori di $Mf-Mr$ - A relativo al momento negativo

PRE E POST TENSIONE NELLA PRECOMPRESSIONE. PRO E CONTRO

Remo CALZONA - Agostino GORETTI
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università degli Studi di
Roma "La Sapienza"

Vincenzo CALZONA
Libero Professionista - Roma

PRE E POST-TENSIONE NELLA PRECOMPRESSIONE PRO E CONTRO

R. CALZONA

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università degli Studi di Roma, "La Sapienza"

A. GORETTI

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università degli Studi di Roma, "La Sapienza"

V. CALZONA

Libero professionista
Roma

SOMMARIO

Nel presente articolo si riferirà solamente delle strutture in cui lo stato di coazione è generato da deformazioni impedita da armature tesate. Fin dalla scoperta della possibilità di creare stati di coazione artificiale nel conglomerato cementizio, al fine di modificarne il comportamento e la resistenza, che ha dato luogo alle strutture precomprese, è nato il dilemma-dibattito se fosse preferibile il sistema cosiddetto pre-teso ad armature aderenti, ovvero quello post-teso a cavi scorrevoli all'atto della precompressione, resi successivamente aderenti per iniezione dei condotti. Lo sviluppo della tecnologia dei materiali, acciai e conglomerati, e delle tecniche di pretensione; l'evoluzione delle tipologie strutturali; il variare delle prestazioni richieste sia in termini di condizioni di esercizio, che di resistenza ultima, hanno di volta in volta spinto il pendolo della preferenza verso l'uno o l'altro sistema. La memoria che segue esamina la situazione ad oggi, ponendo l'attenzione su quelle opere di ingegneria, quali i ponti stradali e ferroviari, dove più diffusamente ed utilmente trova applicazione la precompressione.

SUMMARY

From the beginning of prestressed structures two prestressing techniques, pre and post-tensioning, were available. In the issue concerning which one is to be preferred the improvement of concrete and steel properties, the innovations in the prestressing technique, the evolution of structural design and the desired performances, in terms of serviceability and ultimate limit state, were always taken into account. Reference is made to road and railway bridge, where prestress is widely used.

1. LA NASCITA DEL PRECOMPRESSO

L'idea della precompressione delle opere in conglomerato nasce verso la fine del secolo scorso, quando insieme al successo delle opere in cemento armato ne emergono i difetti e gli inconvenienti, principalmente dovuti alla scarsa resistenza a trazione del conglomerato.

E' l'esigenza di eliminare questa deficienza che guida il primo esempio di precompressione del conglomerato ad opera di Dörhning [1] a Berlino, precompressione intesa come un procedimento per dotare il conglomerato di una apparente resistenza a trazione nei riguardi degli stati tensionali di tensione e flessione che possono essere provocati dai carichi esterni.

Non è senza significato che il primo nome di questa

tecnica sia pre-compressione che individua anche un significato temporale in quanto il pre vuole significare che l'applicazione delle forze alle armature metalliche avviene prima dell'indurimento del conglomerato⁽¹⁾.

Il brevetto Dörhning infatti si riferisce a piastre e travetti con armatura costituita da fili pretesati, così come le applicazioni di Koenen riguardano delle piastre precomprese a fili (Fig. 1), [2].

Lo sviluppo e le applicazioni di tale tecnica sono però molto lenti anche in un periodo come quello agli inizi del nostro secolo di grandi opere in conglomerato

(1) Nel presente articolo si riferirà solamente delle strutture in cui lo stato di coazione è generato da deformazioni impedita da armature tesate.

cementizio (Figg. 2, 3) essenzialmente a causa dei fenomeni reologici di ritiro e viscosità del conglomerato che annullano il modesto stato tensionale che i fili di precompressione dell'epoca riuscivano a dare. Già nel 1912 Mörsch aveva messo in luce che una modesta precompressione ($600+1000 \text{ Kg/cm}^2$ di tensione nell'acciaio) andava completamente perduta nel tempo a causa dei fenomeni di ritiro e viscosità. Inoltre il sistema preteso permetteva con le attrezzature dell'epoca semplicemente la realizzazione di modesti elementi rettilinei prefabbricati.

E' dopo la prima guerra mondiale che lo sviluppo dell'industria siderurgica, con la produzione di acciai ad alte caratteristiche meccaniche, fa emergere prepotentemente l'interesse all'uso della precompressione.

Nel 1919 Wetstein intuiva la possibilità di utilizzare filo ad alta resistenza da pianoforte (acciaio armonico) per la fabbricazione di travetti precompressi. Contemporaneamente si hanno sul mercato i primi martinetti di ingombro contenuto e di grande potenza. Inoltre, mentre Colonnati teorizza i fenomeni reologici, Freyssinet li valuta nelle strutture precomprese, determinando che la precompressione può essere efficace solo se realizzata con acciai ad alti stati tensionali [3]. Ma cosa ancor più importante, contemporaneamente a Dischinger, individua come l'andamento ottimale delle armature di precompressione sia quello curvo, così da poter realizzare una generica pre-sollecitazione della struttura, antagonista allo stato di sollecitazione dovuto ai carichi esterni.

La precompressione è diventata quindi una pre-sollecitazione o meglio ancora una tecnica per produrre un sistema di forze, concentrate o ripartite, detto sistema equivalente alla precompressione, che crei uno stato di sollecitazione antagonista a quello provocato dai carichi. L'obiettivo non è quello di migliorare convenzionalmente la resistenza a trazione del conglomerato, ma di progettare elementi strutturali o strutture capaci di avere un desiderato comportamento in esercizio ed una ottimizzata sicurezza.

Appare chiaro allora che il sistema di precompressione dovesse prevedere la possibilità di avere tracciati dei cavi qualsivoglia per ottenere gli stati di pre-sollecitazione desiderati.

La tecnica costruttiva cambia pertanto procedimento. Si costruirà prima il manufatto o l'elemento o la struttura contenente all'interno il condotto libero del tracciato dei cavi, successivamente a maturazione avvenuta del conglomerato, si applicherà lo stato tensionale al cavo e si renderà il cavo aderente alla struttura mediante iniezione dei condotti. Lo stato di tensione diventa uno stato di post-sollecitazione ed il sistema nel linguaggio comune un sistema a cavi post-tesi.

Volendo fare un commento su questo periodo ini-

ziale, si può dire che il primo sistema a nascere e ad affermarsi è stato il sistema ad armatura pre-tesa per elementi prefabbricati in stabilimento, ma il successo è modesto perché la prefabbricazione richiede grandi mezzi di movimentazione e trasporto, all'epoca inesistenti. Il sistema post-teso si affaccia alla fine degli anni '30 quando se ne impossessano gli ingegneri progettisti, Freyssinet, Dischinger, Finsterwalder, che progettano opere d'avanguardia (Figg. 4, 5), [4].

Il secondo dopoguerra trova i due sistemi di precompressione, a cavi pre-tesi e a cavi post-tesi, pronti per la realizzazione di grandi opere precomprese, specie in Europa nell'esplosione della ricostruzione post-bellica.

Nell'immediato dopoguerra i due sistemi si diffondono insieme a scapito delle strutture in cemento armato ed in maniera quasi non concorrenziale. Gli elementi tipici del manufatto industriale sono dominio del sistema a fili pretesi (ad esempio traversine, tubi, piccole travi, travetti da soletta, ecc.). Le strutture maggiori, in particolare le grandi strutture, sono realizzate con il sistema a cavi post-tesi e i solettoi con fili post-tesi.

2. CONFRONTO TRA I DUE SISTEMI PER LO SCHEMA DI TRAVE APPOGGIATA

Un paragone tra i due sistemi che riguardi tutti i campi di applicazione è dispersivo e non permette di trarre conclusioni significative. Pertanto nel seguito, anche per rimanere nel tema del convegno, il confronto si limiterà al solo campo dei ponti stradali e ferroviari.

Inizialmente sembra che solo il sistema a cavi post-tesi possa venire incontro alla fantasia, creatività ed esigenza dei progettisti, sia nei ponti a disegno strutturale complesso, trave continue, ponti a sbalzo, ad arco-trave, sia nel caso più banale di impalcato costituito da travi singole precomprese con soletta gettata in opera.

Per quest'ultima tipologia si afferma invece prepotentemente la costruzione della trave a cavi pretesi realizzata in stabilimento e successivamente posta in opera. Il progresso delle attrezzature di vario ne determina un grande successo, conseguenza anche della troppo accettata tipologia strutturale a trille (pila, pulvino e trave appoggiata) che nel tempo ha così fortemente caratterizzato il panorama dei ponti in Italia.

E' interessante il confronto tra una trave precompressa ad armatura post-tesa ed una analoga ad armatura pre-tesa progettate correntemente.

Trave ad armatura post-tesa

La libertà di poter progettare un tracciato del cavo risultante ottimale, antagonista alle azioni esterne, permette di avere il massimo rendimento statico sia per le

azioni flettenti che per quelle taglienti, minimizzando i quantitativi di conglomerato e di acciaio (Fig. 6). Tutto ciò a scapito del maggior costo dovuto alle testate e del delicato magistero dell'iniezione dei cavi che deve assicurare la durabilità e l'aderenza dei cavi al calcestruzzo della trave. La spesso non corretta esecuzione delle iniezioni ha, per così dire, creato una cattiva stampa a questa tipologia strutturale.

Trave ad armatura pretesa

Il principale vantaggio appare essere l'eliminazione delle testate dei cavi e delle iniezioni che materializza immediatamente un vantaggio economico sostanziale a scapito del rendimento statico della trave. Il tracciato dei fili, oggi giorno dei trefoli, di precompressione può essere infatti solamente rettilineo o composto da tratti rettilinei (Fig. 7).

Il caso del tracciato rettilineo (Fig. 7a) crea un sistema di forze equivalente alla precompressione troppo diverso dal sistema delle forze esterne di cui dovrebbe essere antagonista. Si ha di conseguenza un sovradimensionamento delle sezioni di conglomerato ovvero la necessità di provvedere a degli artifici per cercare di contenere tale sovradimensionamento, quale la tecnica di inguainare per lunghi tratti, in vicinanza degli appoggi, i trefoli in modo da ridurre la precompressione quando non necessaria o negativa. Le regole del buon costruire richiederebbero però, ai fini della durabilità, che ogni trefolo inguainato fosse protetto con idonee iniezioni, ovvero che i trefoli liberi fossero tagliati.

Un aspetto negativo di tale tecnologia si ha nelle zone terminali di appoggio in quanto la trasmissione degli sforzi dal trefolo al conglomerato richiede una lunghezza di circa 70 volte il diametro del trefolo. Si ha pertanto nelle zone di maggior taglio la perdita dell'effetto benefico della precompressione, a meno di non proseguire la trave per una lunghezza equivalente al di là degli appoggi. Questo problema è ancor più importante se si tiene conto che per Norma nelle zone di appoggio è necessaria una armatura inferiore capace di assorbire l'intera reazione di appoggio. Non essendo proponibile di allungare le travi oltre l'appoggio al di là di certi limiti, occorre disporre una congrua armatura ordinaria.

I motivi precedenti hanno portato alla tecnica del rialzo dei trefoli (Fig. 7b) mediante rinvii che spezzano il tracciato dei cavi; viene così migliorato il sistema delle forze equivalenti alla precompressione e minimizzato il sovradimensionamento delle sezioni in conglomerato, specialmente per ciò che riguarda la resistenza a taglio.

Il problema della trasmissione della forza di precompressione in testata è stato sottovalutato nel momento del passaggio dai fili ai trefoli, con forze per trefolo di

15 tonnellate. Come nel sistema a cavi post-tesi si dispone dietro alle testate una armatura di frettaggio che assorbe gli sforzi ortogonali alla direzione di precompressione, anche nel sistema a trefoli occorrerebbe disporre una congrua armatura trasversale che assorba gli sforzi trasversali di trazione del conglomerato (Fig. 8).

Le problematiche della trasmissione degli sforzi per aderenza diventano molto più grandi quando l'azione del carico è ciclica e provoca fenomeni di fatica, in quanto decade rapidamente l'aderenza fra acciaio e conglomerato, riducendo ancor più l'effetto della precompressione in zone già naturalmente critiche. E' per questo motivo che le più moderne normative nel caso di strutture sottoposte ad azioni cicliche riducono di molto l'aderenza fra acciaio e conglomerato.

Ne emerge che, in una rigorosa applicazione di buone regole dell'arte, tra i due sistemi le differenze economiche tendono a ridursi. La prospettiva cambia se si esaminano altre tipologie strutturali, ad esempio le travi continue, che meglio rispondono alle nuove esigenze e prestazioni richieste alle moderne strutture stradali e ferroviarie [5].

3. CONFRONTO TRA I DUE SISTEMI PER I MODERNI PONTI STRADALI E FERROVIARI

E' ormai cultura corrente che i tagli strutturali, i cosiddetti giunti, sono fonte di disordine statico con conseguenza sia sulla resistenza del manufatto, e ancor più sulla durabilità, che sulle prestazioni di servizio richieste al piano viario.

Per i ponti stradali la manutenzione dei giunti e degli appoggi è diventata un problema fondamentale con cicli di sostituzione ridotti a pochi anni e con conseguenti riflessi sull'esercizio praticamente insostenibili.

Il problema è stato affrontato, ove possibile, da alcune amministrazioni stradali, ad esempio la Società Autostrade, nel modo più naturale, imponendo la continuità della struttura, o almeno la continuità del piano viario.

La problematica del giunto del piano viario sembrerebbe venir meno nel caso di ponti ferroviari in cui il binario sul ballast riduce gli effetti della discontinuità strutturale.

Tuttavia la scelta progettuale della trave appoggiata mostra i suoi limiti quando si prenda in conto l'effetto originale e caratterizzante del carico accidentale stradale e ferroviario che si manifesta come un'azione ciclica ad alto numero di cicli, per la quale assumono grande rilevanza gli effetti della fatica dei materiali, in particolare del conglomerato.

Per la maggior parte delle strutture in cemento ar-

unto normale o precompresso la fatica del conglomerato e delle armature è sostanzialmente inesistente, sia perché il rapporto tra carichi variabili e permanenti è piccolo, per cui l'ampiezza delle oscillazioni delle tensioni è piccola, sia perché non è elevato il numero di volte che i carichi provocano stati tensionali pregiudizievoli alla resistenza a fatica.

La fatica dei materiali non può essere invece trascurata in opere quali ponti stradali e ferroviari per i quali è elevato il rapporto tra carichi variabili e permanenti, vale a dire con alti valori di $\Delta\sigma$, ovvero valori del coefficiente $R = \sigma_{\max}/\sigma_{\min}$ dell'ordine di 0,5; e dove il numero di transiti di carico annuo può raggiungere i valori di centomila.

La fatica è il fenomeno del decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali dovuto a sollecitazioni cicliche [6]. Tale decadimento dipende dall'ampiezza dell'oscillazione delle tensioni $\Delta\sigma = \sigma_{\max}/\sigma_{\min}$, dalla tensione media e dal numero di cicli N (Fig. 9).

Per quanto riguarda le armature il fenomeno della fatica è noto ed affrontato dalle varie normative con la prescrizione di un limite di fatica per le tensioni. Per il calcestruzzo invece il fenomeno è stato sinora quasi trascurato, mentre ha importanza rilevante sul binomio durabilità-resistenza.

A seguito degli effetti della fatica il conglomerato mostra un decadimento della resistenza a compressione ed a trazione, un considerevole aumento di deformabilità e, come già detto, una diminuzione dell'aderenza tra barre di armatura e conglomerato. Tutto ciò si traduce in una diminuzione di resistenza ultima, e quindi in un calo del livello di sicurezza, ed in un rapido incremento di deformabilità, dovuto sia alla prematura fessurazione che al decadimento della rigidità del materiale.

Tali effetti sono più sentiti nelle zone di forte concentrazione tensionale sia di compressione, come in prossimità di forze concentrate, che di trazione, come al lembo teso di una trave inflessa o in prossimità degli appoggi per travi ad anima sottile.

Al passaggio di un carico mobile la struttura di impalcato risponde con fenomeni dinamici, cioè con oscillazioni, che permangono anche quando il carico è completamente transitato, cosicché, ai fini della fatica, il transito di un carico si manifesta con un numero di cicli superiore all'unità e tanto più alto quanto maggiore è la velocità del treno e minore la rigidità della struttura (Fig. 10). Il numero di cicli N risulta allora dal prodotto di $N = nv$, dove n è il numero di transiti e $v > 1$ è il coefficiente di amplificazione del numero di cicli dipendente dalle oscillazioni equivalenti significative per singolo transito. Il valore di v si deduce mediante la regola di Miner dalla conta delle oscillazioni in funzione della loro ampiezza ed assume grande rilevanza per le nuove linee ferroviarie ad alta velocità.

Inoltre una linea ad alta velocità ha significato economico solo se alta è la frequenza del passaggio dei treni. Sommando allora frequenza dei treni ed amplificazione del numero di cicli si arriva a numeri di cicli di carico per anno estremamente elevati. Gli effetti di fatica, che riducono la sicurezza e la durabilità della struttura, avvengono quindi in tempi più brevi della vita economica dell'opera stessa. Riemerge allora per altra via, in maniera ancora più imperativa che per i ponti stradali, la necessità di realizzare strutture monolitiche con elevata rigidità e con grande massa eccitata.

Tali esigenze possono essere soddisfatte solamente in una ottimizzata progettazione strutturale adottando anche in queste opere almeno lo schema strutturale a travata continua, come già avvenuto nei paesi europei d'avanguardia per la costruzione delle linee ad Alta Velocità, come la Francia e la Germania. In Francia per l'ultima linea messa in esercizio, il TGV Atlantique, i ponti hanno la sezione corrente di Figura 11 e sono continui per tutta la lunghezza fino ad un massimo di 800 metri. Egualmente in Germania per la nuova tratta Hannover-Würzburg la sezione è quella di Figura 12 con travata continua su luci di circa 50 metri.

Le strutture continue precomprese non possono realizzarsi se non con l'uso della precompressione a cavi post-tesi, e ciò vale per le strutture costruite in opera, ovvero dietro una spalla e varate a spinta, ovvero assemblando in opera conci prefabbricati o interi elementi trave pretesi e resi continui in opera con cavi post-tesi.

Il pendolo della preferenza ritorna allora per queste opere verso il sistema a cavi post-tesi. Questa conclusione teorico-progettuale ha rispondenza costruttiva in quanto il progresso tecnologico del sistema (Fig. 13): trefoli stabilizzati, cavi di grande portata, martinetti di tiro di grande potenza, testate compatte pressofuse, sistemi di accoppiamento dei cavi, tecniche di iniezione controllate sottovuoto, cavi esterni un-bonded, al vantaggio statico affianca l'affidabilità nel tempo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] RUSCH H., Conglomerato Armato e Precompresso, Vol. 1, Ed. Tecniche, Milano, 1978.
- [2] CESTELLI GUIDI C., Il Cemento Armato Precompresso, Ed. Hoepli, Milano, 1987.
- [3] LEONHARDT F., Prestressed Concrete, Design and Construction, Ed. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlino, 1964.
- [4] WITTFOHT H., Building Bridges. History, Technology, Construction. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1984.
- [5] LEONHARDT F., Brücken / Bridges, Deutsche Verlags-Anstalt, 1982.
- [6] CALZONA R., CESTELLI GUIDI C., Il Calcolo del Cemento Armato, Hoepli, Milano, 1992.

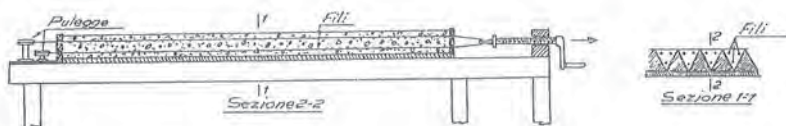


Fig.1 Apparechio di Koenen per la precompressione, 1907

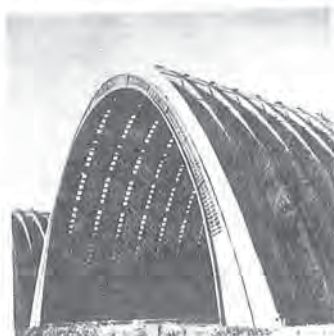


Fig.2 Cupola ad archi di Max Berg a Breslavia, 1913

Fig.3 Hangar per dirigibili ad Orly di Freyssinet, 1916

Fig.4 Ponte in c.a.p. a Aue in Sassonia di Dischinger, 1935

Fig.5 Ponte in c.a.p. a Ussy sulla Marna di Freyssinet



Fig.6 Trave appoggiata ad armatura post-tesa

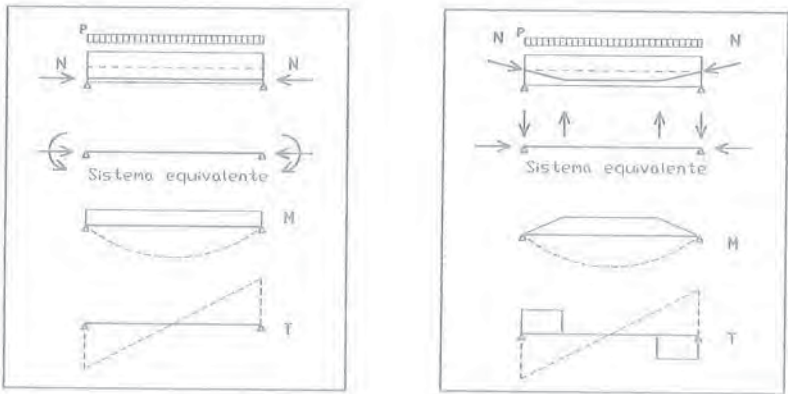


Fig.7 Trave appoggiata ad armatura pre-tesa con tracciato dei cavi:

a) rettilineo, b) rettilineo a tratti

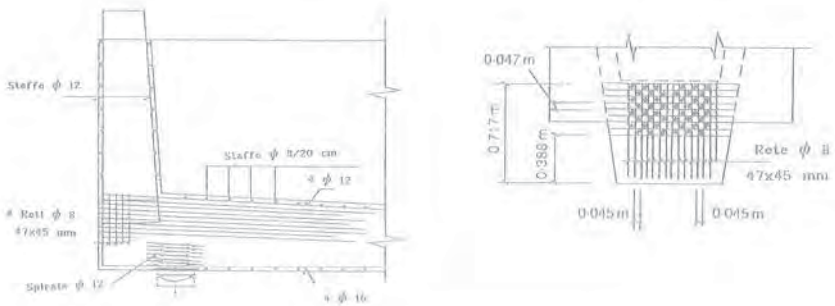


Fig.8 Dettaglio di armatura in prossimità degli appoggi di una trave appoggiata ad armatura pre-tesa

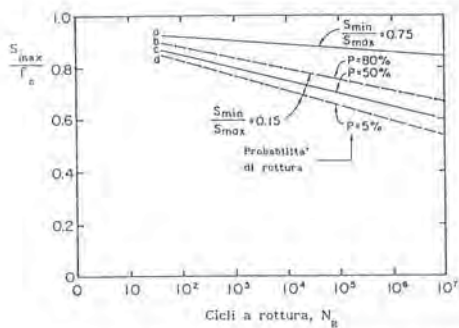


Fig.9 Curva S-N per il conglomerato soggetto a fatica.

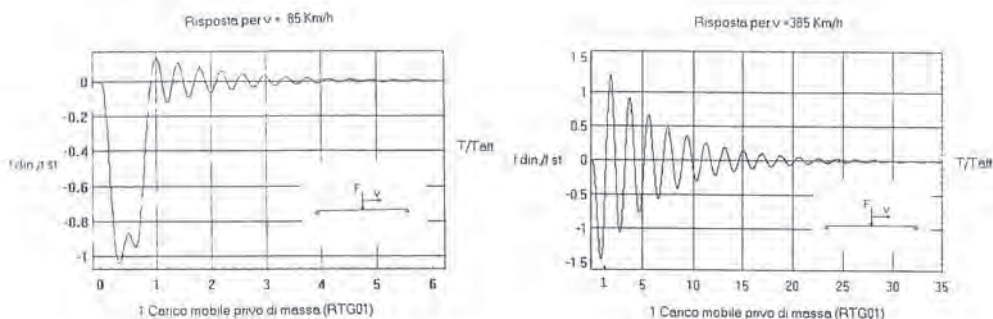


Fig.10 Oscillazioni della struttura al passaggio del carico mobile

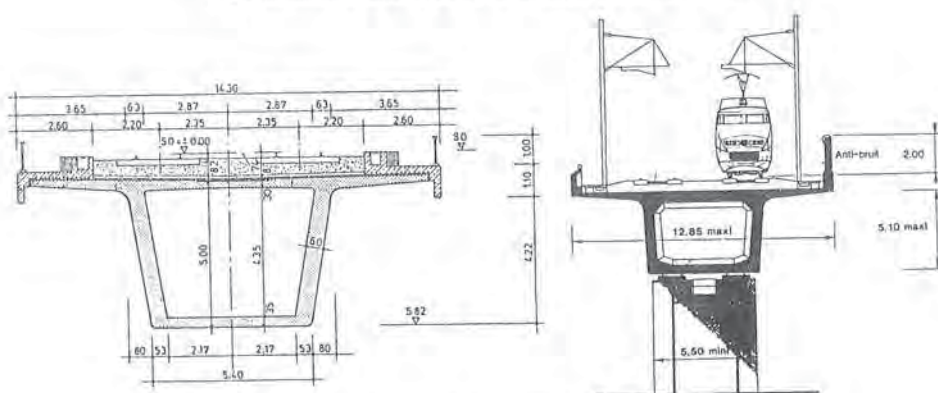


Fig.11 Sezione corrente di un ponte ferroviario per l'Alta Velocità tedesca

Fig.12 Sezione corrente di un ponte ferroviario per l'Alta Velocità frances

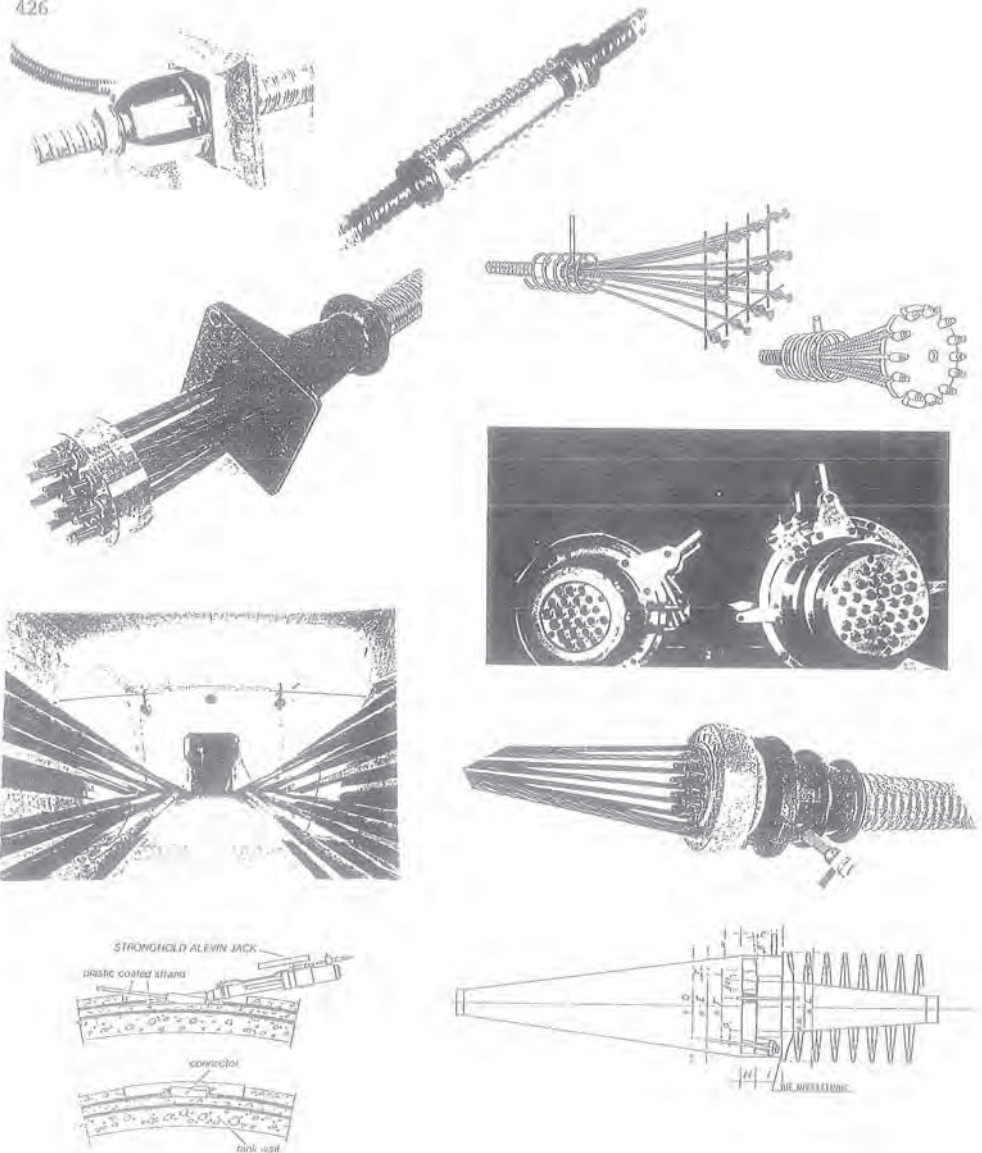


Fig. 13 - Particolari tecnologici del sistema a cavi post-tesi: ancoraggio e accoppiatore per barre Diwidag, Ancoraggi passivi tipo Freyssinet, ancoraggio mobile e fisso ispezionabile della Prebeton, martinetti tipo Tesit da 480 e 680 ton, cavi esterni un-bonded della Diwidag, accoppiatore di cavi della Tensacciai, connettori tipo Stronghold, prove di rilassamento su acciai stabilizzati della Redicelli

MISURE RIFLETTOMETRICHE E DINAMICHE
SUGLI STRALLI DEL VIADOTTO "POLCEVERA" A GENOVA

Gabriele CAMOMILLA - Michele DONFERRI
Autostrade S.p.A. - Roma

Alberto GENNARI SANTORI
CND Controlli non distruttivi s.r.l. - Roma

Annibale Luigi MATERAZZI
Istituto di Energetica - Università degli Studi di Perugia

MISURE RIFLETTOMETRICHE E DINAMICHE SUGLI STRALLI DEL VIADOTTO "POLCEVERA" A GENOVA.

G. Camomilla ⁽¹⁾ - M. Donferri ⁽²⁾ - A. Gennari Santori ⁽³⁾ - A. L. Materazzi ⁽⁴⁾

⁽¹⁾ Direttore Centrale - Autostrade S.P.A.

⁽²⁾ Direzione Centrale Studi e Manutenzione - Autostrade S.P.A.

⁽³⁾ CND Controlli non distruttivi S.R.L.

⁽⁴⁾ Università di Perugia

SOMMARIO.

Nella presente nota si descrivono due particolari metodologie di indagine non distruttiva eseguite, nell'ambito di un intervento di manutenzione straordinaria, sugli stralli in c.a.p. del viadotto Polcevera in Genova. Scopo di tali indagini, effettuate a titolo sperimentale, è stato quello di controllare la qualità sulle armature di precompressione e di valutare lo sforzo di trazione agente attualmente sullo strallo.

SUMMARY

The following report describes two particular non-destructive testings carried out, for experimental purposes, on the prestressed concrete stay of the "Polcevera" viaduct in Genoa (Italy). The tests were performed as a quality control measure and to assess the tensile stress currently acting on the stay.

1. INTRODUZIONE.

Il problema del controllo sperimentale del comportamento in servizio delle strutture esistenti, con particolare riferimento al caso delle infrastrutture al servizio di grandi reti di comunicazione (autostrade, ferrovie, ecc.), è certamente di grande attualità, non solo in Italia, ma più in generale in tutti i Paesi industrializzati.

Difatti la maggior parte delle infrastrutture esistenti comincia ad avvicinarsi al termine della durata della vita utile di servizio prevista in modo più o meno esplicito in fase di progetto, che normalmente è valutata, per le opere di tipologia ricorrente, intorno ai 50 anni.

Solo la conoscenza sempre aggiornata delle effettive condizioni di servizio delle opere d'arte consente di programmare in modo razionale gli interventi di

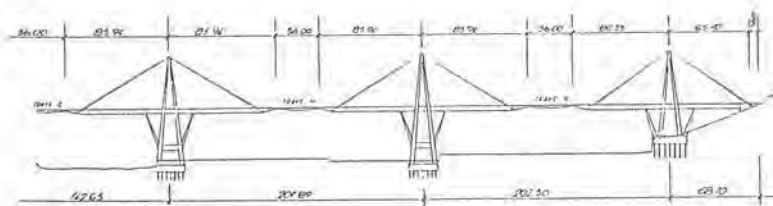


Fig. 1 - Viadotto Polcevera

Fase 5) Omogeneizzazione degli stralli, mediante iniezione di tutti i cavi. Tutti i carichi successivamente applicati, sia permanenti (travi tamponi e finiture) che accidentali (carichi mobili, vento, variazioni termiche, ecc.), agiscono, quindi, sull'elemento strallo in c.a.p.

Le sezioni dei vari elementi costituenti, e le operazioni di tesatura sono stati calibrati in maniera tale da ottenere, a fine costruzione, lo stesso valore di tensione in tutti i trefoli.

Ultimamente il viadotto è stato oggetto di una serie di indagini di tipo non-distruttivo per verificarne lo stato di conservazione in concomitanza con importanti interventi di manutenzione. In questo ambito sono state effettuate diverse prove con il duplice scopo di stimare le caratteristiche fisico-meccaniche dei calcestruzzi e delle armature tese e di valutare lo stato dei cavi di precompressione stimandone il livello tensionale.

Per quanto concerne il primo obiettivo, si sono eseguite:

- sui calcestruzzi: misure microsismiche ad alta frequenza (ultrasuoni), battute sclerometriche, sondaggi windsor, prove di pull-out, prove di schiacciamento su carote prelevate in situ, misure della profondità dello strato di cls carbonatato;
- sugli acciai: prove di laboratorio su campioni di barre e trefoli prelevati in situ.

Per quanto concerne il secondo obiettivo, si sono eseguiti:

- Sondaggi endoscopici con ispezione dei cavi di precompressione;
- Misure di rilascio di tensione su carote prelevate in situ;
- Controllo di qualità dei cavi di precompressione mediante indagini riflettometriche;
- Rilievo del comportamento dinamico dello strallo per la valutazione dello sforzo di trazione agente.

Nella presente comunicazione si descrivono queste due ultime metodologie, eseguite sugli stralli del complesso bilanciato 11 e si discutono l'interpretazione e la validità dei dati rilevati, anche alla luce dei risultati ottenuti da un modello numerico del sistema appositamente messo a punto.

3. PROCEDURE PER IL CONTROLLO DI QUALITÀ DEI CAVI DI PRECOMPRESSIONE.

Allo stato attuale, i metodi diagnostici più frequentemente utilizzati per la valutazione dello stato dei cavi consentono, per lo più, indagini puntuali, effettuabili in posizioni da determinare a priori, e spesso mirate all'individuazione di un solo particolare tipo di anomalia. In letteratura sono ampiamente trattate alcune di queste metodologie impiegate [2, 3 e 4].

- **Radiografia:** può essere utilizzata per individuare vuoti, e in casi eccezionali, forti corrosioni o/o rotture dei cavi; per contro, il suo uso è limitato dalla necessità di accesso alle due facce laterali dell'elemento da indagare, dallo spessore dell'elemento, dal costo e dall'ingombro delle apparecchiature e dal rischio delle radiazioni.
- **Radar:** permette l'individuazione di vuoti e di marcate riduzioni di sezione nei cavi; i problemi principali sono connessi al costo e all'ingombro delle apparecchiature e a segnali spesso difficilmente interpretabili.
- **Ultrasuoni:** consentono, in alcuni casi e sotto diverse limitazioni, l'individuazione di vuoti.
- **Potenziale elettrochimico:** permette una stima qualitativa dei fenomeni di ossidazione delle armature.
- **Ispezioni endoscopiche:** forniscono un dato visivo certo sullo stato dei cavi, pur essendo indagini strettamente puntuali e parzialmente distruttive.

Nel caso in esame, per la valutazione dello stato dei cavi di precompressione è stato utilizzato il metodo RIMT (**R**eflectometric **I**mpulse **M**easurement **T**echnology), messo a punto in Svizzera nei laboratori della STALTHON di Frick in collaborazione con l'ETH (Politecnico di Zurigo), ed utilizzato diffusamente in Svizzera, Austria, Olanda ed anche Canada, e in Italia [5].

3.1. Il metodo Riflettometrico (RIMT).

Il metodo riflettometrico consiste nell'emissione di impulsi di tensione di brevissima durata (5 ns) ad un'estremità del cavo e nel rilevare, nello stesso punto, i segnali elettrici riflessi dall'altra estremità e da eventuali difetti presenti lungo il cavo.

Dall'esame dell'andamento temporale del segnale riflesso è possibile risalire alle caratteristiche del cavo ed alla grandezza delle anomalie incontrate.

Infatti il segnale che percorre il cavo viene parzialmente riflesso verso l'origine, modificando la propria composizione in frequenza e sovrapponendosi al segnale emesso, a causa di variazioni locali di impedenza dovute, essenzialmente, a disomogeneità incontrate durante il percorso.

In seguito alle sperimentazioni effettuate in laboratorio è stato possibile correlare particolari tipi di anomalie alle tre componenti dell'impedenza (resistenza ohmica, reattanza induttiva e reattanza capacitiva): in breve, si è evidenziato, infatti, che mentre la resistenza ohmica e la reattanza induttiva sono legate principalmente alle caratteristiche elettriche del cavo (conduttività, resistenza specifica, dimensioni geometriche, ecc), la reattanza capacitiva dipende essenzialmente dal mezzo fisico isolante (iniezione di malta tra cavo e guaina).

Dall'analisi del segnale riflesso, per ciascuna anomalia individuata risulta quindi possibile valutare:

- A) Il tipo, rilevando la variazione di impedenza e determinandone le componenti resistiva, induttiva e capacitiva;
- B) L'entità, misurando l'ampiezza del segnale;
- C) La distanza L dalla testata, mediante la relazione:

$$L = \frac{Vt}{2}$$

dove t è l'intervallo di tempo misurato tra l'istante di partenza dell'impulso e quello di arrivo del segnale d'eco riflesso e V è la velocità di propagazione dell'onda elettrica nel sistema cavo di precompressione-malta di iniezione, pari a circa $1.5 \div 1.6 \cdot 10^8$ m/sec.

Per la valutazione dell'entità delle anomalie la scala utilizzata si ispira ai seguenti criteri:

Anomalie di corrosione:

- a) vengono presi in considerazione 3 livelli legati alla riduzione di sezione utile: ossidazione superficiale, corrosione con riduzione di sezione < al 10%, corrosione con riduzione di sezione > 10 %;
- b) si tiene conto della differente pericolosità dei fenomeni che possono verificarsi, operando una distinzione tra anomalie diffuse, concentrate e per fessurazione.

Anomalie di iniezione:

si opera esclusivamente una distinzione tra guaina iniettata, parzialmente iniettata o non iniettata.

Come tutti i metodi d'indagine indiretta, di tipo "non-distruttivo", per ottenere precisioni più spinte, legate al particolare tipo di materiale o struttura indagata, è necessario procedere ad operazioni di taratura che possono essere effettuate come segue:

- a) Taratura in sito, valutando visivamente, mediante sondaggi endoscopici sullo strallo, l'entità di particolari anomalie nei trefoli individuate tramite il metodo RIMT;
- b) Taratura in laboratorio, effettuando una serie di misurazioni su un trefolo, simile a quello utilizzato per la precompressione degli stralli, sottoposto a progressive riduzioni di sezione utile mediante attacco acido.

3.2. Esecuzione delle misure.

Al momento della stesura della presente memoria, le indagini RIMT erano state effettuate esclusivamente sugli stralli dei complessi bilanciati N° 10 e 11, ed erano in programma i rilievi sul rimanente complesso N° 9.

L'armatura tesa degli stralli del complesso N° 11 consiste in 24 cavi di precompressione principali, costituiti da 12 trefoli da 0,5", ed in 28 cavi di precompressione secondari, costituiti da 4 trefoli da 0,5", aventi una lunghezza totale di circa 168 m (primo ramo 86 m, secondo ramo 82 m)(fig.2). Tali segnali sono stati successivamente elaborati sotto forma di diagrammi in cui vengono riportati alle varie progressive i difetti dovuti a fenomeni di corrosione e di iniezione (fig. 3).

Per alcuni cavi è stato possibile localizzare anche anomalie di rilevante entità nella parte successiva alla sella di rinvio sull'antenna, sullo strallo lato Genova.

Nei punti dello strallo interessati da vespai le misure riflettometriche hanno confermato quanto rilevato visivamente nel corso delle ispezioni effettuate.

3.3 Sperimentazione utilizzata.

- a) Emittitore di impulsi con adattatore di impedenza.
 - Forma dell'impulso: 1/2 seno
 - Durata dell'impulso: 2 ns, 10 ns, 100 ns, 1000 ns
 - Ampiezza dell'impulso: Variabile
 - Impedenza di accoppiamento: Variabile

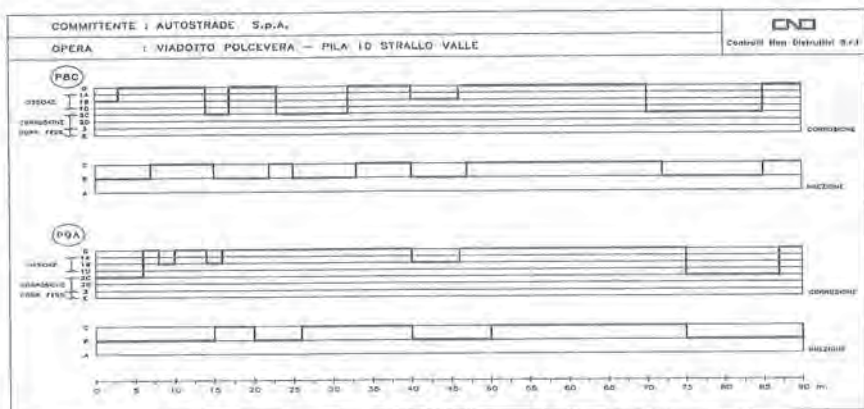


Fig. 3 - RIMT rappresentazione grafica delle anomalie di un cavo

- b) Unità di ricezione e acquisizione del segnale riflesso.

- Amplificazione: $0 \div 60$ dB
- Frequenza campionamento: 250 MHz
- Filtraggio: Media variabile da 1 a 128 segnali
- Memoria buffer: 256 Kb
- Visualizzazione segnale: Su display LCD
- Precisione ampiezza: $\pm 3\%$ Fondo Scala
- Precisione distanze: $\pm 2\%$
- Interfaccia PC: RS 232C

- c) Multimetro digitale con impedenza di ingresso 20 M Ω

- d) Oscilloscopio digitale acquisitore per la registrazione dei segnali di disturbo, dotato di interfaccia RS 232C per collegamento con PC.

4. VALUTAZIONE DEL TIRO NELLO STRALLO E STIMA DELLO STATO TENSIONALE PRESENTE NELLE ARMATURE TESE.

4.1. Principio del metodo dinamico.

Il metodo proposto per la valutazione dello stato tensionale presente nelle armature tese, si articola in due fasi:

- 1) Valutazione dell'effettivo sforzo di trazione agente sullo strallo, dovuto ai carichi permanenti.

- 2) Valutazione dello stato tensionale delle armature tese, sulla base dello sforzo di trazione (valutato nella precedente fase) e delle informazioni sullo stato dei cavi ottenute dalle misure riflettometriche (RIMT).

Nell'ambito di tale procedimento, è essenziale conoscere con sufficiente precisione lo sforzo di trazione presente nello strallo al momento attuale, poiché questo non può essere desunto dallo studio della relazione di calcolo o da un'analisi dei carichi permanenti gravanti sulla struttura. Infatti, rispetto allo schema di calcolo di progetto, nel corso dei circa 30 anni trascorsi dall'ultimazione dell'opera sono intervenuti i seguenti fattori perturbativi che, dato l'alto grado di iperstaticità dell'opera, hanno alterato in maniera probabilmente rilevante lo stato di sollecitazione iniziale:

- a) Presenza di numerose lesioni trasversali, presumibilmente passanti e di rilevante entità, localizzate sullo strallo in oggetto, in corrispondenza dell'ultimo terzo verso l'antenna.
- b) Modificazione della configurazione geometrica iniziale e dello stato di tensione interno iniziale, sia dello strallo che della travata, per effetto dello scorrimento viscoso del calcestruzzo e del rilassamento delle armature tese.

Per la valutazione del tiro dello strallo, si è adottato un "metodo dinamico", già utilizzato, in maniera diffusa, negli Stati Uniti, in Belgio ed in Germania, su ponti strallati con stralli in acciaio [6, 7].

Il principio fisico su cui si basa tale metodo è quello della dinamica di un filo teso ideale incernierato alle estremità, avente rigidità flessionale nulla, lunghezza L , peso lineare p uniforme, e sottoposto ad uno sforzo di trazione T , costante lungo la sua lunghezza ed invariabile nel tempo. Per tale filo le n frequenze di vibrazione libera sono regolate dalla relazione [7, 8]:

$$f_n = \frac{n}{2L} \sqrt{\frac{Tg}{p}} \quad (1)$$

Basandosi su tale principio, è stata eseguita una serie di misure dinamiche sullo strallo monte del complesso bilanciato N° 11, al fine di rilevarne le frequenze di vibrazione propria e ricavarne successivamente il tiro per via indiretta.

Passando dal caso ideale a quello reale, intervengono, come è logico aspettarsi, una serie di fattori perturbativi di differente complessità, che, in ogni caso, possono essere presi in considerazione nell'ambito di una trattazione analitica del fenomeno. Tra i principali fattori perturbativi rispetto al caso ideale si possono citare i seguenti:

- a) Se la sezione trasversale del cavo è rilevante, nella relazione che lega il tiro T alla frequenza di vibrazione f , non può più essere trascurato il contributo della rigidità flessionale. La (1) diventa quindi:

$$f = \frac{n}{2L} \sqrt{\frac{Tg}{p}} \sqrt{1 + \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2 T}} \quad (2)$$

in cui E è il modulo di elasticità dell'acciaio, ed I il momento d'inerzia della sezione collaborante acciaio-calcestruzzo omogeneizzata in acciaio. Si può notare, che per $I = 0$ la (2) si riduce alla (1), ed inoltre che non vi è più un legame lineare tra n ed f : infatti, al crescere di n , f aumenta con esponente 1.5.

- b) Poiché il cavo, a causa della sua inclinazione sull'orizzontale e del suo elevato peso per unità di lunghezza, assume una configurazione a catenaria, ogni incremento di tiro comporterà, oltre all'allungamento elastico del cavo, anche un allungamento rigido dovuto ad un "appiattimento" della catenaria iniziale. Al posto del modulo di elasticità E del materiale, andrà quindi preso in considerazione il modulo di elasticità ridotto "alla Dischinger" E_r :

$$E_r = \frac{E}{1 + \frac{p^2 D^2 EA}{12T^3}} \quad (3)$$

in cui D è la proiezione orizzontale della lunghezza L del cavo. E_r tende ad E al diminuire del peso e dell'inclinazione del cavo e all'aumentare del suo tiro. Ovviamente, l'effetto Dischinger non influenza il moto del cavo al di fuori del piano verticale.

- c) Le condizioni di vincolo alle estremità del cavo giocano un'importanza a volte non trascurabile, poiché variando la lunghezza d'onda del modo principale comportano una variazione della relativa frequenza.
- d) In genere, sono da prendersi in considerazione anche gli eventuali spostamenti verticali e orizzontali e le rotazioni delle sommità delle antenne, nel piano verticale dei cavi. Questi spostamenti influiscono sia sulla lunghezza del cavo che sulla sua tensione, e conducono, solitamente, ad un aumento delle frequenze delle prime armoniche.

L'effetto principale di questi fattori perturbativi è la perdita di proporzionalità lineare tra numero indice dell'armonica (n) e frequenza di vibrazione (f) della medesima armonica, che si traduce nel fatto che ad uguali incrementi di n non corrisponderanno uguali incrementi di f .

Per tenere conto di tali fattori, è stato messo a punto un modello numerico agli elementi finiti dello strallo in cui sono state prese in considerazione tutte le effettive caratteristiche dello stesso. Su tale modello è stata effettuata una serie di analisi dinamiche in campo non-lineare a carattere parametrico (mediante il codice di calcolo ADINA), riproducendo l'eccitazione fornita nel corso delle indagini dinamiche effettuate in sito, e variando lo sforzo di trazione agente fino a raggiungere la massima somiglianza tra le frequenze di vibrazione così calcolate e quelle misurate.

4.2. Esecuzione delle misure.

Il ramo inferiore dello strallo monte della pila N° 11, è stato strumentato con due accelerometri piezoelettrici di tipo "sismico" posizionati ortogonalmente alla linea d'asse dello stesso, sul piano longitudinale verticale e su quello longitudinale pseudo-orizzontale, ad una distanza di circa 12 m dalla biforcazione verso la testata sull'impianto.

Sono stati effettuati due tipi di misurazioni:

- Misurazioni sotto traffico, con rilievo delle accelerazioni sul piano verticale (40 segnali utili) e su quello pseudo-orizzontale (14 segnali utili).
- Misurazioni in assenza di traffico, con rilievo delle accelerazioni sul piano verticale (5 segnali utili), e con eccitazione dello strallo mediante rilascio istantaneo di un tirante ancorato all'impalcato e allo strallo, disposto normalmente a quest'ultimo, e sottoposto ad un tiro di 7 KN.

Le accelerazioni rilevate sono state digitalizzate ad una frequenza di 100 Hz/canale e registrate sul disco rigido di un computer elettronico.

Successivamente, dall'insieme delle registrazioni sono stati estratti blocchi di segnali utili della durata di circa 20 secondi, sui quali sono state effettuate le analisi in frequenza mediante un algoritmo Zoom-ASD (Autospettr), con banda ± 10 Hz e definizione 0.01 Hz.

Per ciascuno dei tre gruppi di misurazioni (accelerazioni sul piano verticale e pseudo-orizzontale con eccitazione dovuta al traffico, e accelerazioni sul piano verticale con eccitazione dovuta al rilascio istantaneo del tirante), si sono, quindi, effettuate delle operazioni di media al fine di ottenere lo spettro mediato dei segnali utili (Radice quadrata della media degli autospettri).

Di seguito si riportano i valori delle frequenze di vibrazione che è stato possibile individuare:

- Accelerazioni sul piano verticale con eccitazione dovuta al traffico:

0.76 Hz - 1.47 Hz - 1.93 Hz - 2.94 Hz - 3.49 Hz
4.16 Hz - 4.81 Hz - 5.38 Hz - 6.16 Hz - 6.49 Hz
7.27 Hz - 8.25 Hz - 9.26 Hz

- Accelerazioni sul piano pseudo-orizzontale con eccitazione dovuta al traffico:

Non è individuabile con precisione alcuna frequenza.

- Accelerazioni sul piano verticale con eccitazione dovuta al rilascio istantaneo del tirante:

0.73 Hz - 1.44 Hz - 1.95 Hz - 2.97 Hz - 4.21 Hz
6.90 Hz - 8.04 Hz - 9.23 Hz

Di quest'ultimo gruppo di misurazioni si fornisce una delle time-history delle accelerazioni e lo spettro delle accelerazioni e lo spettro delle accelerazioni mediato (fig. 4).

4.3 Strumentazione utilizzata.

- Accelerometri piezoelettrici di tipo sismico DYTRAN 3116A.
 - Sensibilità: 1000 mV/G
 - Banda passante $\pm 5\%$: 0.2 - 500 Hz
 - Frequenza di risonanza: 7 KHz
 - Costante di tempo: 2.0 sec
 - Peso: 1340 g

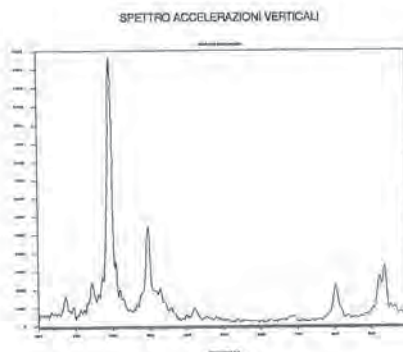
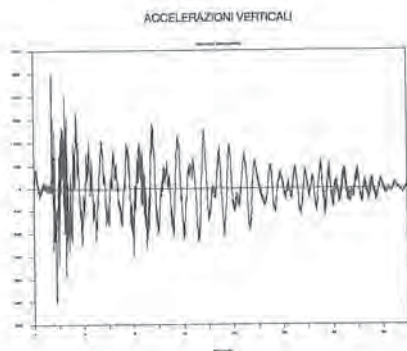


Fig. 4 - Time history e spettro dell'accelerazione misurata durante le prove in situ con rilascio

- b) Unità di alimentazione e amplificazione DY-TRAN 4105.
 - Amplificazione: x1, x10, x100
 - Tensione alimentazione: +18V DC
- c) Scheda di conversione analogico-digitale DATAQ AT-CODAS.
 - N. canali: 16
 - Risoluzione verticale: 12 bit
 - Max. frequenza campionamento: 50KHz
- d) Personal computer TOSHIBA 3200 SX;
 - Processore: Intel 80386SX a 16 MHz
 - Memoria RAM: 3 Mb
 - Disco rigido: 40 Mb

4.3. Analisi dinamica parametrica agli elementi finiti, in campo non lineare; Valutazione del tiro nello strallo.

4.3.1. Analisi dinamica.

Le simulazioni numeriche del comportamento dinamico dello strallo sottoposto alla prova di rilascio sono state condotte mediante il codice di calcolo non lineare agli elementi finiti ADINA.

Lo strallo è stato schematizzato mediante un modello numerico piano costituito da 36 nodi, disposti in maniera tale da riprodurre l'effettiva configurazione indefornata a catenaria, e da 2 gruppi di elementi finiti monodimensionali di tipo non lineare convergenti negli stessi nodi del modello strutturale (fig. 5).

I gruppi di elementi finiti utilizzati per la discretizzazione dello strallo sono di seguito elencati:

- 1) *guaina in c.a.p.* - 31 elementi di tipo beam (aventi sia rigidità assiale che flessionale);
- 2) *cavi di precompressione principali* - 30 elementi di tipo truss (aste pendolari, prive di rigidità flessionale)

A tutti i nodi sono stati associati i tre gradi di libertà nel piano, ad eccezione dei nodi situati in corrispondenza dell'estremità inferiore dello strallo, vincolati come incastri perfetti, e di quello in corrispondenza dell'antenna, vincolato come una cerniera fissa.

Come coefficiente di smorzamento strutturale e modulo elastico del c.a.p. si sono adottati rispettivamente il 2,8% del valore critico e 40.000 N/mm^2 , concordemente a quanto rilevato sperimentalmente.

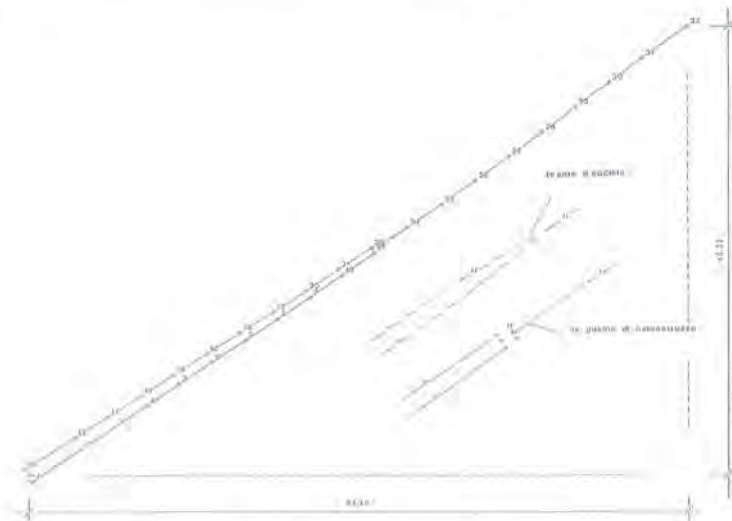


Fig. 5 - Modello numerico dello strallo

Essendo il sistema moderatamente non-lineare (spostamenti piccoli rispetto alle dimensioni dello strallo), ed avendo adottato per i materiali dei legami costitutivi elastico-lineari, l'analisi dinamica è stata eseguita mediante una formulazione del 2° ordine linearizzata, prendendo, cioè, in considerazione la matrice di rigidità tangente nell'origine dei tempi, corrispondente alla configurazione deformata prima dell'inizio della prova di rilascio.

La prova di rilascio istantaneo effettuata in sito è stata simulata sottoponendo il nodo N° 8 ad una variazione temporale di carico triangolare, molto lenta nel ramo crescente (5.0 s) e rapida in quello discendente (0.1 s), diretta ortogonalmente alla linea d'asse dello strallo, ed avente un'intensità massima pari alla forza applicata durante la prova.

La risposta è stata determinata mediante integrazione al passo delle equazioni modali di equilibrio con riferimento ai primi 5 modi naturali di vibrazione del sistema. Come passo di integrazione si è assunto il valore di 0.01 s, uguale a quello adottato per i rilievi sperimentali, e sufficiente a rappresentare fedelmente le frequenze più elevate contenute nella risposta.

Sulla storia temporale delle accelerazioni teoriche indotte dal rilascio nel nodo N° 8, proiettate nella direzione ortogonale alla linea d'asse dello strallo, è stata effettuata un'analisi in frequenza mediante lo stesso algoritmo già utilizzato per l'elaborazione dei dati sperimentali.

4.3.2. Risultati.

Sul modello precedentemente descritto è stata effettuata una serie di indagini dinamiche di tipo parametrico, variando lo sforzo di trazione agente sullo strallo e riducendo opportunamente le rigidità assiali e flessionali di alcune aste per simulare il danneggiamento presente in alcune zone dello strallo.

Sono stati studiati i sei casi sotto descritti:

A - Strallo integro.

1A: Sforzo di trazione $T = 1782$ KN, pari a quello dovuto al solo effetto dei carichi permanenti prima del getto della guaina in calcestruzzo, come dedotto dalla documentazione originale di progetto.

2A: Sforzo di trazione pari a $T \times 2$.

3A: Sforzo di trazione pari a $T / 2$.

B- Strallo danneggiato: conformemente a quanto rilevato visivamente e a quanto ricavato dalle indagini RIMT, riduzioni del 50% della sezione di acciaio in corrispondenza della sella di rinvio sull'antenna e della parte mediana dei due rami nel tratto in biforcazione.

1B: Sforzo di trazione pari a T .

2A: Sforzo di trazione pari a $T \times 2$.

3A: Sforzo di trazione pari a $T / 2$.

L'analisi in frequenza delle storie temporali delle accelerazioni (dedotte dall'analisi teorica) ha permesso di individuare le seguenti frequenze proprie di vibrazione (fig. 6):

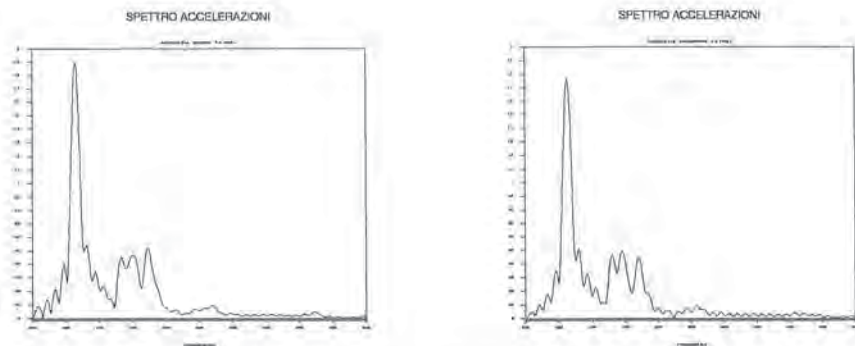


Fig. 6 - Spettri dell'accelerazione calcolati per i modelli 1A e 1B

CONFRONTO TRA FREQUENZE DI
VIBRAZIONE TEORICHE E SPERIMENTALI

Modello	Tiro	f ₁	f ₂	f ₃
1A	T	0.65	1.33	1.51
2A	T x 2	0.80	1.88	2.08
3A	T / 2	0.63	1.32	1.53
1A	T	0.63	1.30	1.46
2A	T x 2	0.77	1.82	1.06
3A	T / 2	0.63	1.31	1.50
Sperim.		0.73	1.44	1.95

Dall'esame dei risultati riportati in tabella emergono le seguenti considerazioni:

- a) Le frequenze sperimentali si situano in posizione intermedia tra le frequenze teoriche relative ai modelli con tiro T e quelle relative ai modelli con tiro 2T, ad indicare un probabile aumento delle sollecitazioni agenti attualmente sullo strallo. Un rapido calcolo delle tensioni nel calcestruzzo, effettuato per un tiro pari a 1.5 T sulla sezione acciaio-cls interamente reagente, fornisce il valore di 4,5 N/mm². Questo valore appare concorde, pur se quantitativamente differente, con le altre informazioni sullo stato tensionale dello strallo ricavate mediante le prove di rilascio su carote, secondo le quali la tensione nel cls. risulta attualmente pari a 3 N/mm² invece che pari al valore di 7 N/mm² previsto dal progetto.
- b) Le frequenze di vibrazione del modello risultano poco sensibili alle riduzioni di rigidità delle armature di precompressione che simulano il danneggiamento. Ciò è molto probabilmente dovuto al fatto che, essendo il rapporto tra area di cls. e area di acciaio assai elevato, la rigidità della sezione collaborante acciaio-cls varia molto poco per effetto di tale danneggiamento.

5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE.

Nell'ambito del programma di indagini eseguite nel viadotto del Polcevera a Genova sono state applicate con successo tecniche di ispezione non distruttive di tipo innovativo.

Il controllo di qualità dei cavi di precompressione è stato eseguito con due procedure diverse:

- analizzando le modalità di propagazione lungo di essi di impulsi di tensione elettrica di brevissima durata;
- applicando una procedura di tipo teorico-sperimentale basata sulla rilevazione della risposta dinamica sugli stralli ad una forzante nota.

L'adozione di tali modalità di indagine ha consentito una valutazione attendibile della integrità fisica e della intensità del tiro sui cavi degli stralli, coerente con le indicazioni dedotte da un numero limitato di prove convenzionali (distruttive) condotte come controllo della procedura.

6. BIBLIOGRAFIA

- MORANDI R. - Il viadotto Polcevera per l'autostrada Genova-Savona - L'industria Italiana del Cemento, Dicembre 1967.
- WOODWARD R.J. - Conditions within ducts in post-tensioned prestressed bridges - TRRL Laboratory Report, Crowtown (UK), 1981.
- WOODWARD R.J., LOE J.A. - The inspection and maintenance of post-tensioned concrete bridge - Colloque international sur les ouvrages d'art, Paris, 1981.
- BARTON I.R., KUSENBERG F.N. - Detection of defects in the reinforcement of prestressed concrete bridge members - Colloque international sur les ouvrages d'art, Paris, 1981.
- IMPROTA G. - Controlli in situ su cavi di precompressione - Autostrade, anno XXXII, N. 4, Ott./Dic. 1990.
- BRUCE R., DRAKE R., SPERRY C., THOMPSON H. - Aerodynamic monitoring of the cable stayed Mississippi River Bridge - IABSE Colloquium, Bergamo, 1987.
- DE MARS F., HARDY J. - Mesure des efforts dans les structures à cable - Annales Travaux Publics de Belgique, June 1985.
- DE MIRANDA F. - I ponti strallati a grande luce - Cremonese, Roma 1980.

METROPOLITANA DI ROMA
ASPETTI EVOLUTIVI NELLA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE
DEI MANUFATTI DI LINEA E DI STAZIONE

Mario CANGIANO - Antonio G.ZECHINI
I.M.Intermetro S.p.A. - Roma

METROPOLITANA DI ROMA
ASPETTI EVOLUTIVI NELLA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE
DEI MANUFATTI DI LINEA E DI STAZIONE

M. CANGIANO

Direttore dei Lavori

A.G. ZECHINI

Resp. Progetto Strutture

I.M. Intermetro S.p.A.
 ROMA

SOMMARIO

La memoria ripercorre le tematiche progettuali e costruttive svolte nell'arco di questi ultimi 20 anni per le nuove linee realizzate o in corso di realizzazione. Le tipologie strutturali delle gallerie, le caratteristiche dei materiali impiegati, le tecniche costruttive adottate si sono modificate, unitamente all'evolversi delle tecnologie, al fine di conseguire un minor disturbo all'ambiente urbano, miglior funzionalità e maggior durabilità delle opere.

SUMMARY

Design and technological themes dealt with in the last 20 years for Rome new underground railway lines, whether operating or under construction, are discussed in this paper. Tunnel structural typologies, technical characteristics of adopted materials and building methodologies have been modified, following technology development, to minimize interferences with city traffic and to improve performance and durability of the works.

1. PREMESSA

La rete ferroviaria della metropolitana di Roma, costituita come è noto, da due linee, "A" e "B", presenta uno sviluppo complessivo di 35 km circa (fig. 1)

Nel 1955 è entrato in esercizio il primo ramo di tutta la rete, il tratto Termini-Laurentina della Linea "B" (11,3 km); seguiva nel 1980 la Linea "A"

Anagnina-Termini-Ottaviano (14,5Km) ed infine nel 1990 il prolungamento della Linea "B" Termini-Rebibbia (7,9 km). Attualmente è in corso di realizzazione il prolungamento della Linea "A" Ottaviano-Battistini (4 km), mentre sono in via di completamento i lavori di ricostruzione ed ammodernamento del primo ramo realizzato (Termini-Laurentina). Quest'ultimo, di concezione progettuale ormai datata (1935-1940), è costituito



Fig. 1 - Schema planimetrico rete metropolitana

nei tratti in sotterraneo, da gallerie in muratura eseguite prevalentemente a cielo aperto; la più recente Linea "A" presenta tutte le soluzioni moderne di galleria artificiale, scatolare a tra paratie, e di galleria naturale, policentrica e circolare; il prolungamento Linea "B" e il prolungamento Linea "A" ripropongono opportunamente aggiornate le stesse soluzioni strutturali della precedente esperienza.

Qui di seguito si ricordano le tematiche progettuali ed esecutive, che sono state affrontate per queste ultime realizzazioni, sottolineando l'evolversi, in funzione dei progressi tecnologici, delle tipologie costruttive, delle caratteristiche dei materiali e delle tecniche esecutive al fine di produrre un minor disturbo all'ambiente urbano, sia nella fase esecutiva che durante l'esercizio ferroviario, e di conseguire una migliore funzionalità e maggior durabilità delle opere.

2. MANUFATTI DI LINEA

2.1 Gallerie artificiali

Preliminarmente si osserva che la moderna filosofia di progetto in argomento tende a ricorrere all'impiego di tale sistema costruttivo, solo dopo che si sia riscontrata la non proponibilità della soluzione in galleria naturale; in tutti questi casi

si è cercato di minimizzare i disturbi, prodotti nella fase esecutiva, riproponendo, ma a binari sovrapposti, il classico sistema tra paratie "cut and cover", in modo da ridurre drasticamente in superficie le aree occupate per il cantiere e l'interferenza con la rete dei sottoservizi.

La sezione corrente, nella sua ultima definizione progettuale per il prolungamento Linea "A", è illustrata in fig. 2: l'ingombro del manufatto è contenuto in 6,60m, utilizzando i diaframmi, dello spessore di 80cm, come strutture portanti definitive e limitando la finitura interna delle stesse ad un rivestimento in c.a. di 25cm, cucito alle paratie mediante una maglia di barre metalliche: si contengono così gli effetti flessionali della fodera nell'ipotesi di ripristino delle pressioni idrauliche a tergo.

Si raggiunge una profondità max di scavo di 15m sotto il piano stradale, prevedendo sul solaio di copertura in ricoprimento minimo di 1,50m per consentire in ogni momento l'attraversamento dei cavi di pubblici servizi; in terreni di scadenti caratteristiche meccaniche e con elevati battenti

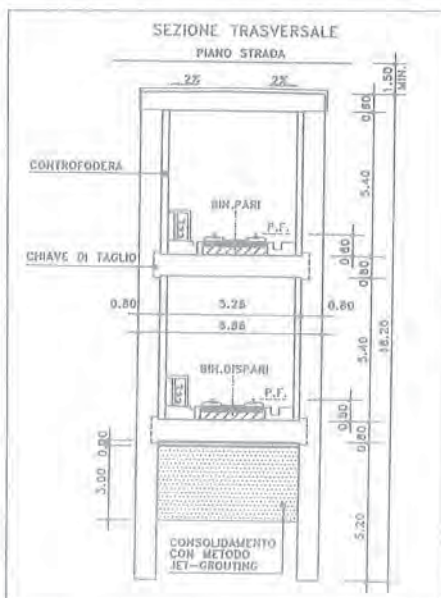


Fig. 2 - Galleria tra paratie a binari sovrapposti (Prolungamento Linea "A")

idraulici, l'aumentata profondità di scavo può porre dei problemi di stabilità dei diaframmi e di subsidenza dei fabbricati in fregio alla linea se si innescano significativi moti di filtrazione; per questo è prevista la realizzazione dal piano stradale con la tecnica del jet-grouting, dopo l'esecuzione delle paratie, di un tampone, di opportuno spessore situato immediatamente al di sotto dello scavo del solaio di fondazione, che assolva il duplice compito di contrasto al piede dei diaframmi e di schermo impermeabile; la continuità del tampone, necessaria per garantire la tenuta idraulica e la trasmissione degli sforzi, è assicurata eseguendo colonne secanti.

Al fine di evitare in esercizio l'effetto sbarramento prodotto dal manufatto sotterraneo con le dimensioni viste, s'impone non solo, come già detto, l'estradosso del solaio di copertura a non meno di 1,50m dal piano stradale, ma si limitano le profondità d'infissione delle paratie, ricorrendo se necessario a puntellamenti nella fase di scavo della canna inferiore, per evitare di turbare il decorso di falde acquifere con componente del moto di filtrazione ortogonale alla linea [1],[2].

Altri tipi di gallerie artificiali, quali le scatolari eseguite con scavo a cielo aperto, sono in questa sede prive d'interesse poiché applicabili solo al di fuori di aree urbanizzate.

2.2 Gallerie naturali

Nel prolungamento linea "A", attualmente in costruzione, sono state eliminate le tradizionali gallerie policentriche da eseguire con parzializzazione dello scavo e con ricorso ai consueti sistemi di sostegno provvisorio (centine, marciavanti, spritz-beton, etc.); l'impiego di queste tecniche, da considerarsi ormai obsolete per gallerie in aree urbane, sono ammesse solo per i cunicoli di servizio o di collegamento delle gallerie di linea e comunque in situazione ove i risentimenti in superficie non determinino condizioni di rischio per i fabbricati. Per la linea è sempre previsto l'impiego di scudi meccanizzati a pressione di fango (Hydroshield) al fine di contenere drasticamente i cedimenti degli edifici sovrastanti; infatti, com'è noto, con questa tecnologia il sostegno del fronte è assicurata dall'applicazione di opportune pressioni esplicitate dal fango bentonitico e dalla ruota della fresa, mentre la stabilità del cavo dal mantello dello scudo. Già nella realizzazione della linea "A" e del prolungamento linea "B" [2], sono stati utilizzati

degli scudi meccanizzati, ma senza impiego di fanghi, per la costruzione di due gallerie gemelle di linea ad un sol binario, nelle figg.3a e 4b sono rappresentati i rivestimenti adottati per le due tratte, Anagnina-Termini e Termini-Ottaviano.

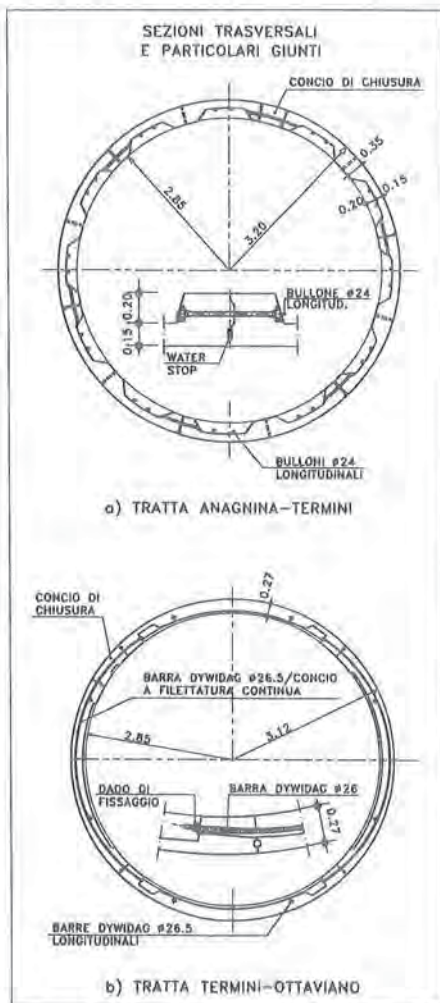


Fig.3a,b - Gallerie seudo Linea "A" - Sezioni trasversali e particolari dei giunti.

Caratteristiche comuni sono:

- la concezione strutturale poiché entrambi costituiti da anelli prefabbricati in c.a. nervati, suddivisi in un certo numero di segmenti circolari più un concio di chiusura, collegati tra loro e agli anelli adiacenti da barre metalliche;

- lo sfalsamento dei giunti longitudinali ottenuta per rotazione relativa tra due anelli successivi attorno al centro della sezione;

- i criteri geometrici per realizzare la complessa geometria planoaltimetrica di tracciato con pochi elementi prefabbricati tipo: il singolo anello ha dimensione longitudinale variabile in modo da poter realizzare la curva di raggio minimo, il rettilineo si costruisce accostando anelli che convergono alternativamente da parti opposte, mentre curve di raggio maggiore si tracciano inserendo tratti in rettilineo di opportuna lunghezza tra archi di cerchio di raggio minimo;

- gli elementi di tenuta dei giunti costituiti da guarnizioni in neoprene, che vengono precaricate dal serraggio delle armature di collegamento tra i diversi conci;

- la maschiatura dei giunti trasversali e la calafatura all'intradosso lungo tutti i giunti per poter effettuare, se necessaria, una sigillatura all'interno della galleria;

- i materiali plastici di interposizione dei giunti per una corretta trasmissione degli sforzi.

Le differenze riguardano:

- gli spessori dell'anello, di 35cm per le costole e 15cm per i campi interni di soletta della galleria di fig.3a, diventano rispettivamente di 27cm e 18cm per l'altra; la lunghezza media longitudinale del concio varia da 1,10m a 0,80m; il numero dei segmenti circolari di 6+1 (chiusura) per la prima, diventa di 4+1 per la seconda;

- i collegamenti longitudinali e circolari costituiti da bulloni in acciaio corten Fe 52 ϕ 24 (fig.3a) diventano barre Dywidag ϕ 16 (fig.3b). E' importante sottolineare il diverso comportamento statico nei due casi come conseguenza della differente scelta del tipo di collegamento: nel primo caso l'anello funziona come incernierato in corrispondenza dei giunti tra i diversi conci, mentre nel secondo la precompressione restituisce la continuità strutturale all'anello e nel contempo rappresenta l'armatura estradosale dei conci alle reni, ove si riscontrano momenti che tendono le fibre d'intradosso, che risultano così compresse, i conci di calotta e di arco rovescio funzionano invece come elementi in c.a.o., presentando però le fibre intradosali naturalmente compresse poiché i momenti tendono prevalentemente le fibre interne: in sintesi l'anello reso monolitico nei giunti dalla precompressione funziona con il manto esterno compresso lungo l'intera circonferenza, anche nei tratti non interessati dalla stessa, garantendo una miglior tenuta e quindi una maggiore durabilità del rivestimento.

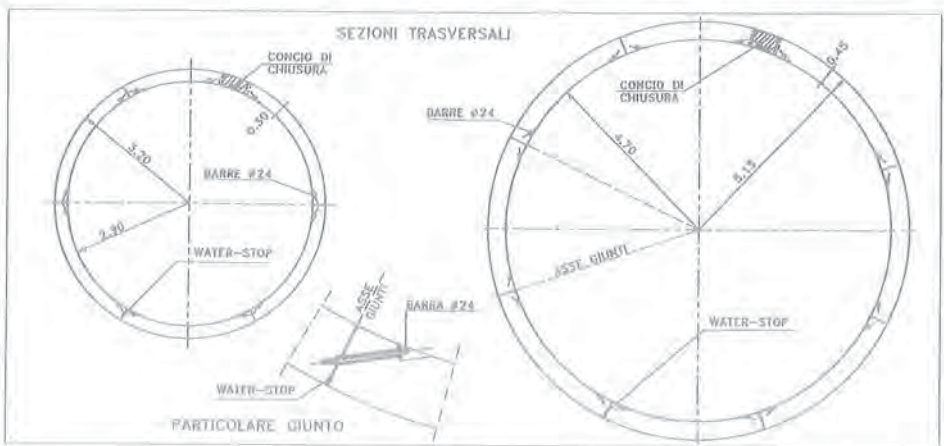


Fig.3c - Gallerie scudo del Prolungamento Linea 3/A

In fig.3c sono rappresentati gli anelli delle gallerie-scudo, tutt'ora in fase di studio, da adottare per il prolungamento Linea "A". Insieme alla galleria ad un sol binario, s'impiegherà altresì una galleria di diametro maggiorato per poter realizzare i tronchini di manovra e ricovero, evitando di ricorrere, come in precedenza, alle gallerie policentriche realizzate in tradizionale proprio per scavi di maggior impegno e quindi maggior rischio.

I rivestimenti, in entrambi i casi, si presentano, ed è questa la novità di maggior rilievo, a spessore costante con lo spessore minimo di 30cm per la galleria minore, a differenza dei casi precedenti ove la soletta tra le nervature raggiungeva lo spessore minimo di 15cm; è inutile sottolineare i vantaggi di queste ultime soluzioni in termini di durabilità dei rivestimenti perché è possibile proporre copriferri adeguati e garantire una maggior tenuta del manto in terreni con battenti idraulici di oltre 10m, come quelli attraversati dalle gallerie in oggetto.

Altra componente del sistema aggiornato è il collegamento tra i diversi conci, realizzati in ogni caso, sia per i giunti longitudinali sia per i trasversali, con bulloni rettilinei che si avvitano in boccole predisposte nel concio adiacente o nell'anello già messo in opera [3]; questo sistema semplifica il montaggio dell'anello all'interno dello scudo ed il collegamento all'anello già in opera; rimangono, invece, praticamente inalterati i sistemi di tenuta, la maschiatura e la calafatura dei giunti e i criteri geometrici per seguire le variabilità di tracciato.

Quanto alle tecniche esecutive, la macchina sarà dotata delle attrezzature necessarie al trattamento dei fanghi bentonitici, che richiedono una camera pressurizzata per il controllo della pressione del fluido ed un impianto di separazione dei detriti e di rigenerazione dei fanghi, poiché agli stessi è affidato l'allontanamento ed il trasporto dello smarino. La macchina, inoltre, sarà equipaggiata con uno speciale erettore, che consentirà di ridurre i tempi di montaggio degli anelli: com'è noto i tempi di scavo sono sensibilmente più brevi e pertanto i primi condizionano la velocità di avanzamento della galleria.

L'altra delicata operazione, l'intasamento a tergo, effettuata precedentemente con malte di cemento additivate, ha sempre comportato seri problemi per la difficoltà di garantire la tenuta della guarnizione tra il mantello e l'ultimo anello montato, ancora all'interno della camicia; in

quest'ultima realizzazione si sostituiranno le malte con miscele d'inerti e bentonite. L'avanzamento infine avverrà, come sempre, per contrasto tramite martinetti sull'ultimo anello posto in opera.

3. MANUFATTI DI STAZIONE

3.1 Gallerie artificiali

Per le gallerie artificiali di stazioni vale in generale quanto già detto per la linea, con l'ulteriore ovvia precisazione che saranno localizzate in ampi spazi al di fuori delle direttrici di traffico, come è il caso delle prime due stazioni del prolungamento Linea "A", Stazione Mosca e Stazione Valle Aurelia, sistemata la prima nel piazzale di un ex deposito dell'azienda tranviaria e la seconda in un'area adiacente ad una vecchia fornace abbandonata. Questa tipologia non sarà ulteriormente discussa poiché del tutto simile alla linea e cioè a due livelli con sezione trasversale opportunamente ampliata per ospitare le banchine, i gruppi scale ed i locali tecnologici.

Qui di seguito si illustra il caso speciale della Stazione Aurelia-Cornelia sempre del prolungamento Linea "A", che presenta notevole interesse per le scelte progettuali di fondo e per l'importanza dei temi tecnologici che si stanno affrontando sia in sede di progettazione costruttiva sia in sede di cantiere. La stazione deve essere situata in corrispondenza di una importante arteria stradale, la Circonvallazione Cornelia poco dopo l'incrocio con la Via Aurelia procedendo in direzione del terminale; la sede stradale presenta una larghezza complessiva di 40m circa, costituita da due carreggiate, una per senso di marcia, a tre corsie della larghezza di 11m e da uno square centrale largo 10,00m e due marciapiedi laterali; altro dato essenziale è la quota del piano del ferro che corre a circa 40,00m dal piano stradale. La prima spontanea proposta prevedeva una soluzione in galleria naturale da eseguirsi con tecniche avanzate, che verranno illustrate nel paragrafo successivo. Peraltro, con la particolare stratigrafia del terreno attraversato, si sarebbe avuta la calotta nelle sabbie fini e l'arco rovescio nelle ghiaie, con battenti idraulici, riferiti al P.F. di 7m; sarebbero comunque stati necessari importanti interventi di preconsolidamento, anche ricorrendo alle accennate tecniche speciali. Si è iniziato a

prendere in esame la possibilità di raggiungere i 40m mediante scavo dall'alto tra paratie, parzializzando l'esecuzione delle stesse e del soho di copertura in modo da lasciare sempre disponibile una carreggiata per il traffico nei due sensi; si è pensato nel contempo di utilizzare la notevole cubatura disponibile sopra i livelli di stazione, piano banchina e piano atrio, come parcheggio sotterraneo per auto private, che, proposto in forma completamente automatica, consente la sosta di seicento auto circa su nove livelli sovrapposti.

In sede di progettazione esecutiva (1988), si è discusso a lungo la possibilità di eseguire i diaframmi in un'unica fase della lunghezza di oltre 50m, garantendo la buona esecuzione ed errori di verticalità accettabili; in quella sede si optò per la realizzazione delle paratie in due fasi, prima eseguendo dal piano stradale diaframmi dello spessore di 1,00m e della lunghezza di 30,00m, e dopo, sotto copertura, paratie di pali ϕ 1200 accostati della lunghezza di altri 30,00m. Attualmente la progettazione costruttiva conferma la soluzione a "cannocchiale" (fig.4) anche se l'evoluzione tecnologica consente ora con

macchine speciali, l'idrofresa ad esempio, l'esecuzione di paratie in un'unica fase con errori di verticalità non superiori allo 0,5%; peraltro ulteriori preoccupazioni, di carattere essenzialmente pratico, quali le notevoli quantità di scavo per un singolo diaframma (oltre 125mc) ed una pari quantità di cls da dover fornire a piè d'opera in una unica soluzione (circa 15 autobetoniere da far convergere contemporaneamente in un punto nevralgico della città) hanno evidenziato il rischio di dover forzatamente mantenere gli scavi, in prossimità di edifici alti più di 25m, aperti per tempi molto lunghi.

La soluzione a cannocchiale, comunque, richiede seri provvedimenti progettuali ed esecutivi, basti pensare che la realizzazione dei pali sottocopertura esige un'altezza libera di paratia di più di 10,00m e che i pali, e per questo non i diaframmi, devono essere realizzati, sia pure con una opportuna distanza di rispetto, effettuando lo scavo nel cuneo di spinta passiva che garantisce la stabilità delle paratie di cui sopra; inoltre i pali attraversano, poco sopra il fondo scavo, le sabbie

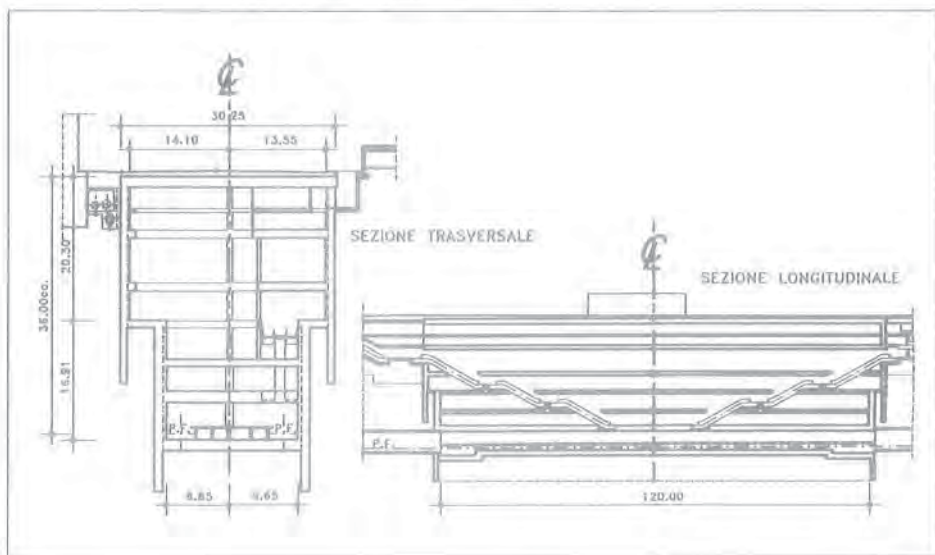


Fig.4 - Stazione Aurelia Cornelia del Prolungamento Linea "A"

fini sature di cui si è già parlato, che potranno, oltre problemi per la buona esecuzione dei pali, altresì problemi di tenuta delle pareti di scavo, attesi i varchi tra palo e palo dovuti agli inevitabili fuori piombo costruttivi: sarà probabilmente necessario ricorrere a consolidamenti effettuati dal livello immediatamente superiore alle sabbie all'interno dello scavo; sarà altresì necessario effettuare il trattamento colonnare con tecniche di jet-grouting per realizzare il tampono di fondo, operando alla stessa quota da cui si eseguono i pali di seconda fase.

La stazione, una volta costruita, rappresenterà un esempio di soluzione avanzata dove le scelte tecnologiche renderanno possibile un complesso sistema integrato metro-autosilo a servizio del trasporto urbano di massa.

3.2 Gallerie profonde

La galleria profonda tipo della Linea "A" e del prolungamento Linea "B" (fig.5), prevede in galleria naturale il solo piano banchina, mentre il piano atrio è realizzato in galleria artificiale poco al di sotto del piano stradale; due discenderie, attrezzate con scale fisse e mobili, collegano i due livelli [2].

La galleria profonda è prevista a tre forni, i due laterali per le vie di corsa e le banchine ed il centrale per l'arrivo delle discenderie e per i locali tecnologici di stazione.

Le tre gallerie affiancate sono state scavate, dopo avere eseguito dall'alto interventi di consolidamento dei terreni e di difesa dei fabbricati [4], con complessi criteri di parzializzazione delle sezioni ed utilizzando come protezioni di calotta centine e marciavanti.

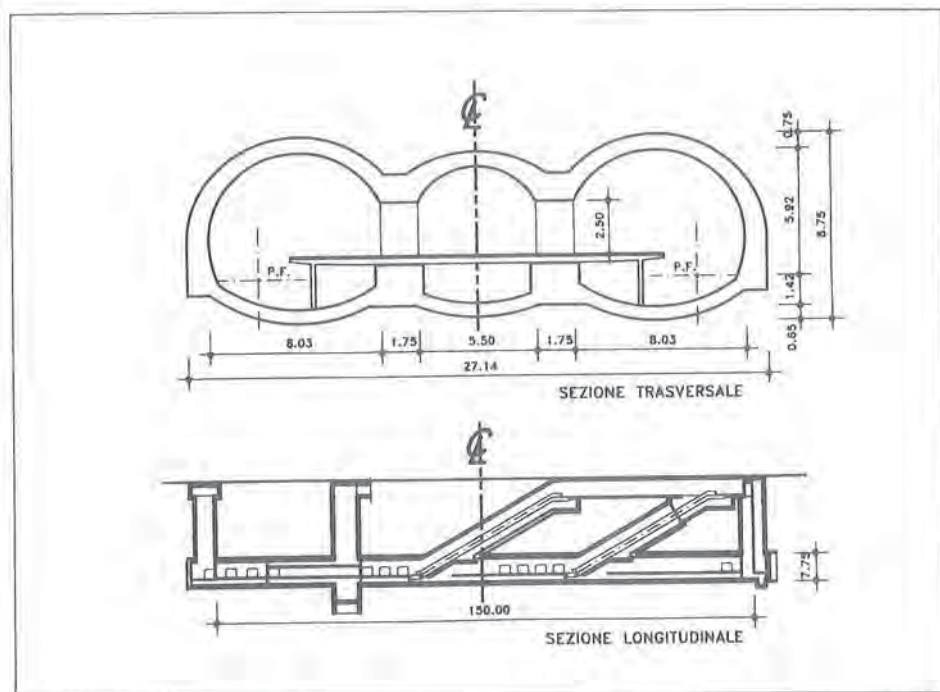


Fig. 5 - Stazione profonda tipo (Linea "A" e Prolungamento Linea "B")

Gli inconvenienti di questa concezione strutturale ed esecutiva sono evidenti: nella fase costruttiva si impegna comunque la sede stradale per la realizzazione del piano atrio tra paratie e per i consolidamenti, vanificando il vantaggio delle lavorazioni in sotterraneo, in esercizio la funzionalità della stazione soffre per gli spazi angusti del piano banchine, soprattutto in corrispondenza delle comunicazioni tra le tre gallerie, le cui dimensioni sono fortemente condizionate da evidenti motivi di ordine statico.

La Stazione Baldo degli Ubaldi (fig.6) del prolungamento Linea "A" rappresenta la forma attualmente più evoluta di stazione profonda, prevedendo un'unica galleria con volta della luce

di circa 15,00m che ospita, su due livelli, il piano atrio ed il piano banchina.

Prima di realizzare la calotta, si costruiranno in tradizionale due cunicoli laterali per l'esecuzione dei piedritti; poi, mediante una macchina fresatrice, da costruirsi appositamente per questa particolare utilizzazione, si praticherà sul fronte un taglio suborizzontale, che segue il profilo di estradosso della volta, dello spessore di 18cm e di opportuna larghezza; il taglio è immediatamente riempito da cls proiettato fibrorinforzato, additivato con acceleranti di presa in modo da conseguire soltanto dopo poche ore una $R_{ck} = 200 \text{ Kg/cm}^2$. Si effettuerà quindi lo scavo di calotta protetti da un presostegno costituito da una volta troncoconica in cls di elevata resistenza; l'avanzamento procede

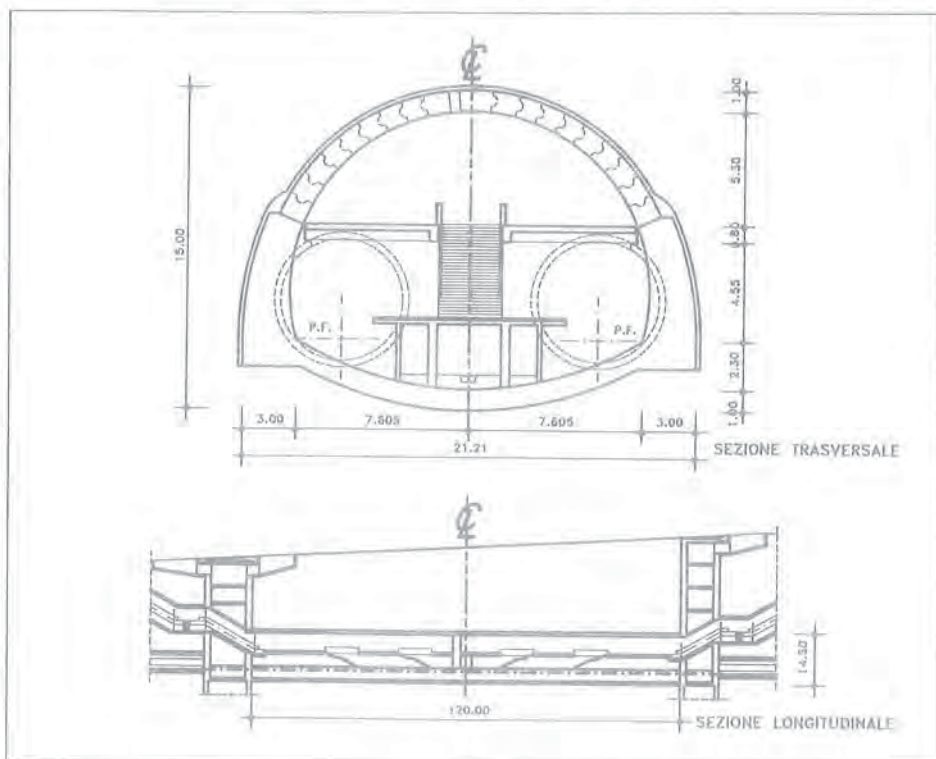


Fig. 6 - Stazione Baldo degli Ubaldi del Prolungamento Linea "A"

eseguendo un nuovo guscio che si sovrappone al precedente per circa 1,00m; lo scavo sarà tempestivamente seguito dalla posa in opera del rivestimento prefabbricato, che mediante presollecitazione, indotta da martinetti agenti in chiave sui due semiarchi dello stesso, sarà spinto contro la superficie d'intradosso del guscio in spritz-beton: uno spessore di malta assicurerà il contatto tra le due superfici per tutta la loro estensione. A distanza di 20-30m si dovrà eseguire l'arco rovescio. Il fronte sarà scavato a forma concava, protetto da cls proiettato, e verrà rinforzato con barre o tubi in vetroresina.

L'esecuzione del singolo guscio avviene per conci radiali successivi, le cui dimensioni vengono stabilite in base alla coesione non drenata del terreno che interessa la calotta; nel caso in esame le argille plioceniche consentiranno di proporre le dimensioni massime normalmente praticate e cioè segmenti con sviluppo circonferenziale e lunghezza di circa 4,0m.

Il rivestimento sarà formato di conci pieni prefabbricati maschiati e trattati con resine su tutte e quattro le facce. Il procedimento costruttivo impiegato è la cosiddetta tecnica del pretaglio, già

praticata da qualche anno in Italia per la costruzione di gallerie ferroviarie in terreni difficili [5]; peraltro nel caso in esame vi è un marcato effetto scala dovuto alle dimensioni della sezione di scavo, che conferirà alla stazione realizzata la prerogativa del prototipo.

4. ARMAMENTO

L'armamento ha subito in questi ultimi anni significative evoluzioni, passando dal tradizionale armamento con traverse in legno su ballast, ancora presenti nella linea "A", a sistemi con traverse biblocco in c.a. poggiate su platea in cls: è il sistema Stedef (fig. 7a), che costituisce l'armamento dei 16km di binario del prolungamento linea "B" e che sarà riproposto per il prolungamento linea "A". Il vantaggio che si consegue con l'innovazione introdotta è essenzialmente dovuto alla drastica riduzione degli oneri manutentivi, durante l'esercizio, per l'invariabilità della geometria del tracciato e per la maggior durabilità dei componenti.

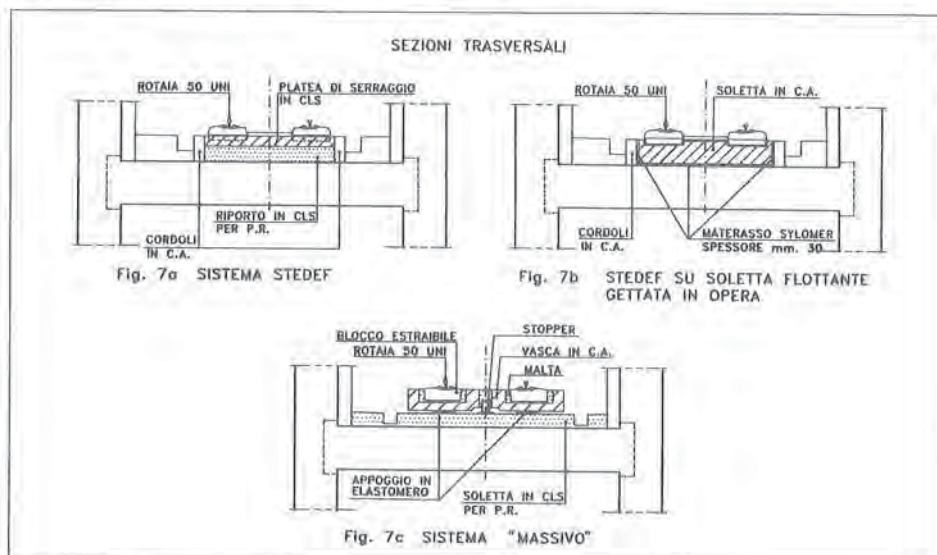


Fig. 7 - Sistemi di armamento

Il sistema, inoltre, garantisce in generale una buona attenuazione delle vibrazioni indotte dal passaggio dei convogli, poiché l'attacco rotata-traversa, del tipo "Nablà", è provvisto di gomma sottorofoia, mentre i singoli blocchi delle traverse sono dotati di galosce in elastomero, che altresì le isolano dal getto della platea di serraggio. Peraltro in alcuni tratti di galleria artificiale, particolarmente vicini agli edifici, potrà essere necessario prevedere sistemi con più spiccate caratteristiche di attenuazione delle vibrazioni. Si è pensato di intervenire aumentando la massa della platea di serraggio e di poggiarla sul piano di regolamento con l'interposizione di un materasso di un materiale resiliente, gomma tipo Sylomer dello spessore di 30mm, (fig.7b); così operando si ottiene in sede teorica una sensibile riduzione della frequenza propria del sistema che passa da 30Hz per lo Stedef "puro" alla frequenza di 17Hz per lo Stedef su soletta flottante. Tale frequenza è considerata dalla letteratura [6] "ideale" poiché riduce drasticamente le vibrazioni trasmesse con contenuti di frequenza superiori a 40-50Hz e nel contempo non esalta la risposta per le frequenze inferiori a 10Hz, poiché altrimenti si avrebbe l'amplificazione degli effetti dinamici.

Un'ulteriore evoluzione, già applicata nella ricostruzione della linea "B", è rappresentata dal sistema cosiddetto "massivo" (fig.7c), che utilizza componenti analoghi a quelli della soluzione Stedef, installati su manufatti prefabbricati (vasche), posati su appoggi discreti in neoprena (non più l'appoggio continuo di fig.7b) disposti a quinconce. I vantaggi di quest'ultima soluzione sono legati alla semplificazione della posa in opera, perché la soletta è prefabbricata, e alle migliori risultanze sperimentali sinora ottenute.

Bibliografia

[1] F. BELLETTINI, C. CASSINIS, G. GIANNELLI, G. SIMONACCI, A. G. ZECHINI: "Prolungamento Linea "B" della Metropolitana di Roma, Tratta Piazza Laeca-Piazza Bologna. Realizzazioni di manufatti di linea e di stazione a vie di corsa sovrapposte etc." Atti del Congresso Internazionale su Grandi Opere Sotterranee, Firenze 1986.

[2] M. CANGIANO, A. G. ZECHINI: "Metropolitana di Roma: il Prolungamento Terracina-Rebibbia della

linea "B" ". L'Industria Italiana del Cemento 9/1991.

[3] T. BAUMAN: "Tunnelauskleidungen mit Stahlbetonlubbungen" Bautechnik 1/1992.

[4] M. CANGIANO, A. CARMONA: "Prolungamento Linea "B" della Metropolitana di Roma. Tecniche di preconsolidamento dei terreni di fondazione delle gallerie delle stazioni profonde etc." Atti del Congresso Internazionale su Grandi Opere Sotterranee, Firenze 1986.

[5] P. LUNARDI: "Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo". Atti del Congresso sul Consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo, Milano 1991.

[6] M. SANTINI: "Sistemi d'armamento ad elevata attenuazione delle vibrazioni". Ingegneria Ferroviaria 4/1984

INTERVENTI DI RIPARAZIONE E RECUPERO DI STRUTTURE AMMALORATE
PER FENOMENI CORROSIVI ATTRAVERSO SISTEMI CHIMICI

Mario CHIRUZZI - Franco GIANETTI
GRACE Construction Products - Passirana di Rho

Ranieri CIGNA
Dipartimento di Ingegneria Chimica, dei Materiali, delle Materie Prime e
Metallurgia - Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

INTERVENTI DI RIPARAZIONE E RECUPERO DI STRUTTURE AMMALORATE PER FENOMENI CORROSIVI ATTRAVERSO SISTEMI CHIMICI

Mario CHIRUZZI
Direttore Tecnico

GRACE - Construction Products
Passirana di Rho (Milano)

Ranieri CIGNA
Ordinario di Corrosione e Protezione dei Materiali

Università degli Studi "La Sapienza" - Roma

Franco GIANETTI
Responsabile Lab. Calcestruzzi

GRACE - Construction Products
Passirana di Rho (Milano)

SOMMARIO

Gli interventi di ripristino di strutture ammalorate vengono normalmente iniziati solo quando il processo corrosivo ha già provocato la delaminazione ed il distacco del copriferro. Mediante tecniche non distruttive di monitoraggio è ora possibile valutare lo stato di corrosione dei ferri prima che gli agenti aggressivi giungano nelle vicinanze dell'armatura. Ciò consente di meglio valutare il metodo ed i tempi di manutenzione più appropriati. Nella presente memoria vengono presentati nuovi sistemi chimici atti ad arrestare i processi corrosivi senza rimuovere il calcestruzzo ammalorato. Vengono descritti vantaggi e svantaggi dei singoli interventi di ripristino.

SUMMARY

Repair works are normally started when the corrosion process has already caused delamination and spalling of concrete cover. By means of non-destructive monitoring techniques it is now possible to assess the actual conditions of the steel, before the aggressive ions come into contact with the rebars. Such a possibility, allows a better evaluation of the most appropriate repair method and when it should be applied. This paper deals with new available means of arresting corrosion without replacing concrete. Benefits and drawbacks of the individual non-destructive repair methods are described.

1. INTRODUZIONE

Le opere in calcestruzzo armato possono subire ammaloramento per attacco del calcestruzzo o per corrosione dell'armatura; ambedue i fenomeni sono dovuti all'aggressività dell'ambiente, in molti casi non tenuta nel dovuto conto all'atto della progettazione dell'opera.

Non rientra nelle finalità di questa memoria la puntualizzazione delle numerose misure preventive che possono essere adottate per le opere in c.a. e c.a.p. al fine di

ottenere una vita in servizio di durata accettabile; si desidera invece mettere in rilievo, limitatamente al problema della corrosione delle armature, l'importanza di poter effettuare interventi di manutenzione finalizzati alla prevenzione o all'arresto dei fenomeni corrosivi, senza dover ricorrere al rifacimento, parziale o totale, delle opere in calcestruzzo armato.

Diverso è il caso delle opere di nuova costruzione da quello delle opere già esistenti: nel primo caso è oggi possibile, mediante l'inserimento di sonde, e quindi a

livello statistico, conoscere la situazione di potenziale aggressività del calcestruzzo che ricopre l'armatura e quindi attuare gli interventi di manutenzione anche prima che il ferro inizi a corrodersi.

Viceversa, nel caso di strutture già esistenti, la potenziale aggressività del calcestruzzo può essere riconosciuta solamente mediante prelievo periodico di campioni in cui si determina il profilo di concentrazione dei cloruri e/o la profondità di carbonatazione. Notevolmente più semplice ed economicamente fattibile è l'individuazione, per strutture sottoposte a monitoraggio periodico o continuo, dell'inizio di corrosione dei ferri e, per opere mai ispezionate in precedenza, dello stato di corrosione degli stessi. Il controllo e la misura dello stato di corrosione dei ferri di armatura è possibile grazie all'utilizzazione di sonde inserite nel calcestruzzo delle opere di nuova costruzione o sottoposte ad interventi di

riparazione, oppure mediante apposizione sulla superficie del calcestruzzo di idonei dispositivi di misura, basati su determinazioni di tipo elettrochimico, per opere già esistenti. In entrambi i casi si può pertanto, al momento che si ritiene opportuno, ricorrere a diversi interventi, i più promettenti dei quali sono i seguenti:

- adozione di sistemi di protezione catodica;
- allontanamento dei cloruri;
- rialcalinizzazione;
- introduzione di inibitori di corrosione;
- modifica della superficie del calcestruzzo.

Nella Fig. 1 sono riassunte in forma schematica le fasi dei livelli di decisione riguardanti il problema in questione.

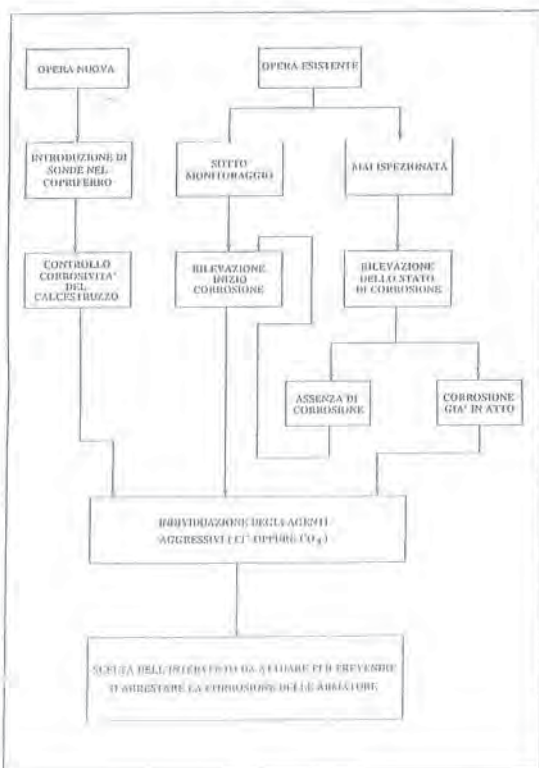


Figura 1

2. INTERVENTI ATTI A PREVENIRE O D'ARRESTARE I FENOMENI CORROSIVI

2.1 Adozione di sistemi di protezione catodica

La protezione catodica consiste nell'imporre alla struttura metallica in stato di corrosione, oppure anche in via preventiva su opere nuove, un valore di potenziale nel campo dell'immunità, ossia leggermente inferiore a quello dell'equilibrio termodinamico. In altre parole, si deve fare in modo che la reazione di equilibrio



che spontaneamente andrebbe verso destra provocando la dissoluzione del metallo, sia invece stabilizzata verso sinistra consentendo una concentrazione di equilibrio

degli ioni metallici praticamente insignificante.

Questo sistema di protezione, ampiamente adottato per le opere metalliche interrate e marine, ed inoltre per moltissime altre apparecchiature industriali, richiede necessariamente la presenza di un elettrolita, attraverso il quale si chiude il circuito elettrico realizzato tra la struttura da proteggere e uno o più elettrodi ausiliari posti a contatto con l'elettrolita stesso.

Nella Fig. 2 è schematicamente illustrato un sistema di protezione catodica applicato all'armatura del calcestruzzo: è ovviamente indispensabile che i ferri siano tutti connessi tra di loro in corto circuito, onde evitare passaggi di corrente indesiderati tra parti diverse di armatura, che provocherebbero fenomeni di corrosione di tipo simile a quello delle correnti vaganti.

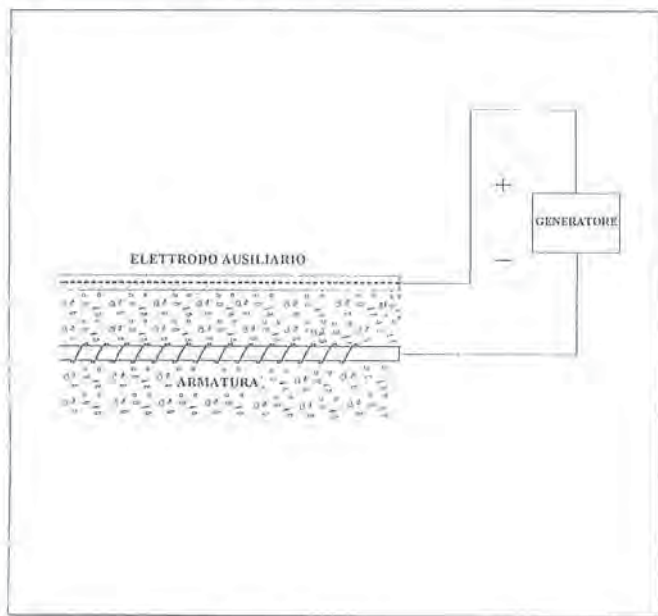


Fig. 2 - Schema del sistema di protezione catodica

La presenza del generatore non è a rigore indispensabile, in quanto si potrebbero utilizzare per gli elettrodi ausiliari materiali meno nobili del ferro da proteggere, quali ad esempio zinco e alluminio, collegati direttamente con l'armatura a formare delle macropile; tuttavia,

per la protezione dell'armatura del calcestruzzo le sperimentazioni condotte in tal senso hanno sempre dato risultati deludenti.

La tensione imposta tra i due sistemi elettrodici

(armatura ed elettrodi ausiliari) è tale da far avvenire le reazioni illustrate nella Fig. 3.

Si osserva che, non appena esaurito l'ossigeno contenuto nel calcestruzzo in prossimità dei ferri, la reazione che prevale nettamente è quella di formazione di ioni ossidrilici e quindi un positivo fenomeno di alcalinizzazione locale. In vicinanza degli elettrodi ausiliari, invece, si ha una locale acidificazione, che potrebbe causare degli inconvenienti qualora eccessivamente localizzata; date le basse densità di corrente imposte nella protezione catodica, il pericolo di attacco del calcestruzzo sembra essere trascurabile.

Nel caso di strutture all'interno delle quali siano in atto fenomeni corrosivi imponenti, occorre provvedere alla rimozione del copriferro ed al rifacimento parziale del calcestruzzo prima di applicare i sistemi di protezione catodica.

2.2 Allontanamento dei cloruri

Già nella metà degli anni '70, negli Stati Uniti era stata proposta una tecnica elettrochimica per risanare opere al cui interno erano penetrati cloruri in quantità tale da compromettere le condizioni di naturale passività

dei ferri di armatura.

Solo recentemente, tuttavia, come è messo in rilievo da una puntuale rassegna di Van den Hondel e Polder [4], i miglioramenti apportati nella realizzazione pratica del sistema hanno reso possibile l'applicazione di questa tecnica su strutture di grandi dimensioni con risultati considerati eccellenti.

Il circuito che occorre realizzare è sostanzialmente identico a quello della protezione catodica; l'armatura viene collegata al polo negativo di un generatore di corrente continua, mentre l'elettrodo positivo, costituito da un materiale poco corrodibile (ad esempio titanio platinato o attivato), viene apposto sulla superficie del calcestruzzo; il contatto con quest'ultima è assicurato da un ambiente elettrolitico temporaneo, che può essere una sospensione di calce in fibre di cellulosa.

Naturalmente devono essere adottati diversi accorgimenti per diminuire il più possibile effetti collaterali, quali ad esempio il passaggio preferenziale di corrente all'interno di fessure impregnate di elettrolita, eccessiva alcalinizzazione in prossimità dei ferri di armatura, sviluppo di cloro nell'anodità.

ELETTRODO	REAZIONE
POSITIVO Elettrodo ausiliario Funzione: anodo	$\text{H}_2\text{O} \longrightarrow 2\text{H}^+ + 1/2 \text{O}_2 + 2e$ <p>In presenza di cloruri è anche possibile</p> $2 \text{Cl}^- \longrightarrow \text{Cl}_2 + 2e$
NEGATIVO Armatura Funzione: catodo	$1/2 \text{O}_2 + \text{H}_2\text{O} + 2e \longrightarrow 2\text{OH}^-$ $2\text{H}_2\text{O} + 2e \longrightarrow 2\text{OH}^- + \text{H}_2$

Fig. 3 - Reazioni implicite nel sistema di protezione catodica.

La densità di corrente utilizzata è dell'ordine di 1-3 Ampere per metro quadrato di superficie dei ferri, ma in realtà è opportuno controllare il potenziale che assume l'armatura al passaggio della corrente, che non deve essere inferiore a -1.1 Volt rispetto all'elettrodo di riferimento a rame/solfato di rame saturo onde evitare un eccessivo ed indesiderato sviluppo di idrogeno.

Per rimuovere percentuali di cloruri intorno al 60-70% occorrono generalmente dalle 4 alle 15 settimane.

La convenienza economica del trattamento è ovviamente legata a numerosi fattori, primo tra tutti quello dell'eventuale adozione, a trattamento finito, di sistemi per impedire o limitare il reingresso dei cloruri; se infatti non si prendono provvedimenti in tal senso, la penetrazione dei cloruri può essere più rapida che non il primo ingresso, a causa dell'aumentata microporosità del calcestruzzo; e quindi un nuovo trattamento di rimozione dei cloruri dovrebbe essere previsto a tempi troppo ravvicinati per essere considerato ancora economicamente accettabile.

Sembra perciò che, al di là della collaudata efficacia di questo sistema di intervento, sia opportuno proseguire gli studi per l'ottimizzazione dei parametri in gioco e l'evidenziazione degli effetti collaterali sinora non considerati.

2.3 Rialcalinizzazione

Il trattamento di rialcalinizzazione del calcestruzzo è ovviamente adottabile solo nel caso di opere gravate da un processo di carbonatazione talmente avanzato da provocare aggressione dei ferri d'armatura.

Anche in questo caso il circuito da realizzare è identico a quello della protezione catodica e della rimozione dei cloruri; gli elementi differenzianti sono il materiale anodico, che può essere in questo caso semplice acciaio al carbonio, e l'anolita, consistente in una soluzione ad elevata alcalinità (carbonato o idrossido di sodio) supportata su un sistema di fibre di cellulosa.

Gli ioni sodio della soluzione costituente l'anolita migrano verso l'armatura (polo negativo) andando così a bilanciare gli ioni OH^- che ivi si formano per reazione elettrodoica. In questo caso non si ha quindi né allontanamento né trasformazione dell'agente corrosivo (anidride carbonica che in realtà si è trasformata in carbonato di calcio), ma si ha invece la creazione di un ambiente ad elevata alcalinità che è in grado di ripassivare i ferri di armatura che avevano perduto lo stato di

passività a causa dell'abbassamento di pH derivante appunto dall'ingresso di anidride carbonica. La corrente che occorre far circolare è dello stesso ordine di grandezza di quella utilizzata per la rimozione dei cloruri, ma la durata del trattamento è in questo caso molto più breve: in molti casi può essere anche di qualche giorno soltanto.

L'efficacia del processo è ancora una volta legata alla durata nel tempo degli effetti positivi del trattamento, e quindi all'opportunità di prendere provvedimenti aggiuntivi per mitigare l'ingresso di anidride carbonica; in questo caso tuttavia, la breve durata del trattamento potrebbe anche consentire di prendere in considerazione una ripetizione periodica nel tempo.

Oltre al trattamento di rialcalinizzazione per via elettrolitica si sta ora tentando di ottenere l'innalzamento del pH del calcestruzzo carbonatato anche con immisione forzata per via fisica di prodotti alcalini.

2.4 Introduzione di inibitori di corrosione

Anche se i primi studi negli Stati Uniti sulla possibilità di impregnazione con nitrito di calcio del calcestruzzo ammalorato per corrosione dei ferri di armatura risalgono al 1980, le prove in campo realizzate al fine di valutare questa tecnica sono di data assai più recente.

La metodologia consigliata da Berke e coll. della W.R. GRACE [10] consiste nelle seguenti operazioni:

- si effettua una preventiva scarificazione della superficie, o, in alternativa, si creano dei solchi nel copriferro;
- si riscalda la struttura con aria calda per allontanare l'acqua libera che deve lasciare il posto alla soluzione di inibitore;
- si lascia raffreddare lentamente;
- si dispone una vasca sulla superficie atta a contenere la soluzione di nitrito, oppure si riempiono con questa i solchi preparati nel copriferro;
- si rifinisce la superficie, o si riempiono i solchi, con malta speciale contenente inibitore.

Se si esclude l'iniziale operazione meccanica, l'intero processo ha una durata di circa 60 ore, di cui due terzi per la fase di essiccamento della struttura ed un terzo per l'impregnazione con l'inibitore. Il rallentamento del processo corrosivo a carico dell'armatura è dovuto evidentemente all'azione del nitrito di calcio, che oggi è prati-

camente l'unico inibitore di corrosione utilizzato in strutture di nuova costruzione [11], per la prevenzione della corrosione dovuta sia all'ingresso di cloruri che di anidride carbonica.

L'utilizzo di inibitori anodici di corrosione a base di nitrato di calcio quali il DCI Corrosion Inhibitor della GRACE è peraltro previsto dalla Normativa UNI 9747 (Corrosione delle armature del calcestruzzo in condizioni aggressive - Metodi di intervento e prevenzione) che fornisce raccomandazioni riguardanti metodologie ampiamente sperimentate e collaudate, la cui adozione consente di ridurre drasticamente il pericolo di corrosione anche in caso di eventuale ingresso di agenti aggressivi.

Nel caso presente, ossia di corrosione già in atto, l'azione dell'inibitore si esplica egualmente nel contrastare l'azione dei cloruri liberi già presenti nel calcestruzzo, oppure nell'annullare l'effetto dell'abbassamento del pH dovuto alla carbonatazione: in entrambi i casi viene favorita la ripassivazione del ferro laddove lo stato passivo era stato distrutto dall'azione degli agenti aggressivi.

Nel caso presente, ossia di corrosione già in atto, l'azione dell'inibitore si esplica egualmente nel contrastare l'azione dei cloruri liberi già presenti nel calcestruzzo, oppure nell'annullare l'effetto dell'abbassamento del pH dovuto alla carbonatazione: in entrambi i casi viene favorita la ripassivazione del ferro laddove lo stato passivo era stato distrutto dall'azione degli agenti aggressivi.

L'aspetto secondario più delicato del processo descritto potrebbe consistere nella possibilità di formazione di fessure nel calcestruzzo a causa di gradienti termici troppo elevati o di un troppo rapido raffreddamento della struttura; nell'affinamento di tale tecnica dovrà perciò essere posta molta cura nelle operazioni di riscaldamento e di raffreddamento per evitare tale possibilità.

Negli ultimi anni, a seguito di numerosi casi di degrado di opere in calcestruzzo armato confezionato con sabbia marina, sono stati concolti anche in Giappone interessanti studi sulla tecnica di impregnazione con nitrato di calcio.

Tale processo viene considerato alternativo al tradizionale intervento di riparazione consistente nella messa a nudo dell'armatura seguita da una gettata di malta polimerica. Tomosawa e coll. [12] mostrano come l'impregnazione con soluzione di nitrato di calcio a bassa pressione in un calcestruzzo già fessurato porta ad un nettissimo miglioramento della resistenza alla corro-

sione rispetto allo stesso calcestruzzo non riparato, o costituisce un intervento molto più efficace che non quello di riparazione con malte polimeriche.

I risultati di misure di potenziale spontaneo, di perdita di peso delle barre d'armatura e dell'allargamento progressivo delle fessure a seguito di cicli di esposizione ad ambienti a diversa umidità, evidenziano infatti che quando il nitrato penetra in prossimità dei ferri in quantità tale da fornire una concentrazione corrispondente a un rapporto molare nitrati/cloruri superiore a 0,5, il comportamento nei riguardi della corrosione migliora sensibilmente.

Gli stessi autori [13] hanno inoltre investigato sull'eventuale influenza negativa di una distribuzione non omogenea dell'inibitore all'interno del calcestruzzo, dimostrando che si ha l'insorgere di macrocelle ad effetto negativo solo quando la zona anodica contiene nitrato in quantità insufficiente a bloccare l'azione dei cloruri, ossia, muovamente, quando il rapporto nitrati/cloruri è inferiore a 0,5. Quando invece tale rapporto è superiore, anche in caso di una concentrazione non uniforme dell'inibitore non si ha accelerazione della corrosione nelle zone più povere in nitrato.

2.5 Modifica della superficie del calcestruzzo

Sia per opere in cui si è verificato l'ingresso di cloruri che per opere che hanno subito avanzati processi di carbonatazione sono suggeriti metodi di intervento sulla superficie esposta del calcestruzzo tendenti a minimizzare la diffusione degli agenti aggressivi e dell'ossigeno attraverso il copriferro.

In particolare, rivestimenti organici (epossidici o acrilici), si sono rilevati particolarmente efficaci, anche se non è ben chiaro se i cloruri già presenti in prossimità dei ferri possono continuare la loro azione aggressiva, una volta bloccati nel calcestruzzo, anche senza l'apporto di ossigeno.

Un procedimento del tutto diverso, che presenta tuttavia lo stesso problema ora menzionato, consiste nell'impregnare lo strato superficiale del copriferro con sostanze idrofobe, che impediscono l'ingresso di acqua e umidità, rendendo praticamente impermeabile il copriferro.

3. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Tutti gli interventi di manutenzione o recupero delle strutture potenzialmente o realmente soggette a fenomeni di ammaloramento dovuti a corrosione dei ferri di

armatura passati in rassegna in questa memoria presentano vantaggi ed inconvenienti che debbono essere attentamente valutati per la determinazione della economicità relativa all'adozione di ciascuno di essi.

Per un ulteriore confronto, sembra opportuno rilevare che i primi tre (protezione catodica, rimozione dei cloruri e rialcalinizzazione) richiedono l'allestimento di un circuito elettrico in cui l'armatura, che viene collegata al polo negativo di un generatore, deve obbligatoriamente essere totalmente in corto circuito; sebbene questa situazione sia generalmente verificata bisognerà tuttavia, specialmente per opere già esistenti, controllare con cura la veridicità al fine di evitare inconvenienti peggiori del rimedio proposto.

Riguardo alle altre due tecniche descritte (impregnazione con inibitori di corrosione e modificazione superficiale del calcestruzzo) gli studi futuri dovranno sciogliere il dubbio che i cloruri entrati nel calcestruzzo possano comunque esplicare la loro azione, sia pure con attività notevolmente diminuita, grazie alla presenza del nitrato in un caso ed all'assenza di ossigeno ed alla diminuzione dell'ingresso di acqua nell'altro caso.

Un cenno infine alle problematiche che possono insorgere allorché si siano adottati metodi aggiuntivi di protezione dell'armatura, quali ad esempio il rivestimento dei ferri con resine epossidiche o con zinco, l'uso dell'acciaio inossidabile, o l'impregnazione superficiale con resine; in questi casi gli stessi metodi elettrochimici di monitoraggio possono essere messi in discussione, ed anche le tecniche di intervento descritte possono di volta in volta avere ulteriori controindicazioni.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SCHIESSL P. - Repair Strategies for Concrete Structures Damaged by Steel Corrosion. Proc. RILEM Int. Conf. "Rehabilitation of Concrete Structures", Melbourne, D.W.S. Ho and F. Collins Eds., 1992, 1-21.
- [2] PASTORE T., PEDEFERRI P., MUSSINELLI G. & TETTAMANTI M. - New Developments in Anode Materials and Monitoring Systems for Cathodic Protection of Steel in Concrete. Proc. 11th Int. Corrosion Congress. Firenze, AIM, vol. II, aprile 1990, 467-472.
- [3] PEDEFERRI P., MUSSINELLI G. & TETTAMANTI M. - Experiences in Anode Materials and Monitoring Systems for Cathodic Protection of Steel in Concrete. In: "Corrosion of Reinforcement in Concrete", C.L. Page, K.W.J. Treadway, P.B. Bamforth Eds., Elsevier Applied Science, London, 1990, 498-506.
- [4] VAN DEL HONDEL A.J. & POLDER R.B. - Electrochemical Realkalisation and Chloride Removal of Concrete - Construction Repair, sept./oct. 1992, 19-24.
- [5] MANNING D.G. & PIANCA F. - Electrochemical Removal of Chloride Ions from Reinforced Concrete: Initial Evaluation of the Pier S19 Field Trial - Report MAT-90-14, Ontario Ministry of Transportation, dec. 1990.
- [6] COLLINS F.G. & KIRBY G.A. - Electrochemical Removal of Chlorides from Concrete. Proc. RILEM Int. Conf. "Rehabilitation of Concrete Structures", Melbourne, D.W.S. Ho and F. Collins Eds., 1992, 171-178.
- [7] BENNETT J.E. & SCHUE T.J. - Electrochemical Chloride Removal from Concrete: A SHRP Contract Status Report - Corrosion 90, Las Vegas, april 1990, Paper n. 316.
- [8] TRITTHART J., PETERSON K. & SORENSEN B. - Electrochemical Removal of Chloride from Hardened Cement Paste. To be published on Cement and Concrete Research.
- [9] PAGE C.L. - Interfacial Effects of Electrochemical Protection Methods Applied to Steel in Chloride-Containing Concrete. Proc. RILEM Int. Conf. "Rehabilitation of Concrete Structures", Melbourne, D.W.S. Ho and F. Collins Eds., 1992, 179-188.
- [10] BERKE N.S., DALLAIRE M.P., WEYERS R. E., HENRY M., PETERSON J.E. & PROWELL B. - Impregnation of Concrete with Corrosion Inhibitors. ASTM STP 1137 "Corrosion Forms and Control for Infrastructures", V. Chaker Ed., ASTM, Philadelphia, 1992.
- [11] CHIRUZZI M. & BERKE N.S. - Applicazione di un inibitore anodico di corrosione su calcestruzzo preconfezionato. Costruzioni, nov. 1992, pag. 1359.
- [12] TOMOSAWA F., NOGUCHI T., LIAO N.C., HORI T. & HARA K. - Experimental Study of Non-Destructive Repair Method of Chloride-Induced Corrosion of Reinforcement. Proc. RILEM Int. Conf. "Rehabilitation of Concrete Structures", Melbourne, D.W.S. Ho and F. Collins Eds., 1992, 223-230.
- [13] TOMOSAWA F., NOGUCHI T., LIAO N.C., HORI T. & HARA K. - Effect of Nitrite and its Concentration Distribution on Corrosion Prevention of Reinforcement in Concrete Containing Chloride. Proc. RILEM Int. Conf. "Rehabilitation of Concrete Structures",

- Melbourne, D.W.S. Ho and F. Collins Eds., 1992, 319-328.
- [14] OSHIRO T., TANIKAWA S. & GOTO N. - A Study on Durability of Reinforced Concrete

Structures Exposed to Marine Environment. Proc. RILEM Int. Conf. "Rehabilitation of Concrete Structures", Melbourne, D.W.S. Ho and F. Collins Eds., 1992, 197-116.

AUTOSTRADA LIVORNO-CIVITAVECCHIA / TRATTA LIVORNO-CECINA.
PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE DEI CINQUE VIADOTTI PRINCIPALI

Bruno COLLARI
SOTECNI S.p.A. - Roma

AUTOSTRADA LIVORNO-CIVITAVECCHIA / TRATTA LIVORNO-CECINA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE DEI CINQUE VIADOTTI PRINCIPALI

dott. ing. Bruno COLLARI

Responsabile del Settore Strutture della SOTECNI S.p.A. - Roma

SOMMARIO

Si descrive, per i viadotti principali della tratta Livorno-Cecina della Autostrada Livorno-Civitavecchia, l'evoluzione dalla fase di progettazione esecutiva a quella realizzativa, con indicazione delle tecnologie costruttive adottate dalle singole imprese e di alcune problematiche emerse nelle varie fasi.

SUMMARY

In this paper we describe, for the main viaducts of the Livorno-Civitavecchia Motorway (Section Livorno-Cecina), the evolution from the final design phase to the construction phase and the involved constructive technologies adopted by each contractor including some problems come-out in the various phases.

1. LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA

Nella presente memoria si vuole riferire sui cinque viadotti principali, progettati dalla SOTECNI S.p.A. su incarico della SAT - Società Autostrada Tirrenica p.A., nel loro excursus dalla fase di impostazione generale e di progettazione esecutiva fino alla loro riproposizione in veste costruttiva ed esecuzione finale da parte delle imprese appaltatrici.

I viadotti sono:

- il **Coltano** del lotto 1 - Lunghezza totale L=9618 m
- il **Morra** del lotto 4 - Lunghezza totale L=856 m
- il **Savalano** del lotto 8 - Lunghezza totale L=1860 m
- il **Poggio Iberna** del lotto 9 - Lunghezza totale L=2518 m
- il **Gemellino** del lotto 10 - Lunghezza totale L= 656 m

La sezione corrente sulle opere conserva le geometrie della sagoma autostradale del tipo I delle norme CNR, con due carreggiate separate da 12.25 m. ciascuna, delimitata da due barriere laterali di tipo rigido New Jersey, per un piano viabile di 11.25 m.

Alcuni indirizzi generali informarono fin dall'inizio la progettazione delle opere d'arte e di quelle citate in particolare:

- il ricorso ad impalcati continui stesi su più appoggi, prevedendo sviluppi delle singole tratte

non superiori ai 500/600 m. con l'esclusione di tipologie costruttive che comportassero la segmentazione delle singole campate in numerosi conci prefabbricati;

- la protezione sismica di livello avanzato;
- una ricerca estetica nelle configurazioni geometriche generali e di dettaglio;
- la massima cura nella scelta dei materiali, loro miscela, caratteristiche e lavorabilità, nell'ottica della migliore durabilità.

Dall'analisi di tutti i fattori in gioco si arrivò per il viadotto **Coltano** alla scelta di un impalcato a solettone pieno precompresso con geometria di intradosso variabile (da 1.10 m. di spessore in mezz'aria a 2,30 m. sulle pile) che bene sposava, con la sua leggerezza visiva, le complesse problematiche di inserimento ambientale nella vasta piana di **Coltano** con le esigenze di industrializzazione spinta del cantiere imposta dai ristretti tempi di esecuzione.

Soluzioni con impalcati a cassone scatolare, sempre continui su più appoggi, furono progettate per gli altri viadotti calibrando le geometrie d'insieme ai problemi piano-altimetrici dei singoli attraversamenti e modellando le soluzioni degli elementi verticali di sostegno anche in ragione delle numerose interferenze a terra.

In particolare la protezione sismica dei viadotti fu studiata mediante l'inserimento di

speciali apparecchiature dissipative a comportamento elasto-plastico viscoso, inserite nei collegamenti tra le strutture di impalcato e quelle di supporto verticale.

Il criterio è stato variato opportunamente per i singoli viadotti basando la scelta della disposizione delle apparecchiature di protezione sulle particolari caratteristiche dei vari sistemi strutturali.

Nel caso in cui si poteva disporre di spalle e/o di pile dotate di adeguata resistenza alle forze orizzontali longitudinali come i viadotti Morra, Savalano, Poggio Iberna e Gonnellino, fu preferita una soluzione basata sul criterio di assorbire mediante le apparecchiature di protezione le sole azioni sismiche longitudinali, riportando queste sulle spalle e, per i viadotti Savalano e Poggio Iberna che risultavano costituiti da più di due tratte, anche su pile speciali di giunto.

Quando invece, come è il caso del viadotto Collano, la struttura non ha consentito di concentrare su di un unico elemento la resistenza alle azioni sismiche relative ad un'intera tratta di impalcato continuo (sia per evitare l'introduzione di pile di ancoraggio di proporzioni anomale a tozze sia per i riflessi sulle fondazioni di tali pile che avrebbero pur sempre interessato terreni scarsamente consistenti), allora le azioni sismiche sono state ripartite fra tutte le pile.

In fase esecutiva, per i calcestruzzi gettati in opera nella stagione invernale fu deciso di non ricorrere all'apporto di calore esterno, dopo serie di misurazioni con sonde termometriche inglobate nei getti, essendosi constatato che anche nelle zone di minore spessore le temperature raggiungevano rapidamente e si mantenevano intorno ai 60°. La cobentazione dei casseri e l'uso di speciali teloni e di autovaporanti permisero il raggiungimento delle richieste resistenze all'atto della precompressione.

7. LE SOLUZIONI COSTRUTTIVE

7.1 IL VIADOTTO COLLANO

7.1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto Collano, in attraversamento dell'area pianura per 3618 m., ha rappresentato certamente l'opera di maggior impegno realizzativo per mezzo ad attrezzature impiegate in ragione delle molteplici problematiche affrontate di natura geotecnica, ambientale, di interferenza a terra con opere poderali, comunali e statali, una ferrovia,

numerosi canali compreso lo Scalostrone d'Arno e, non meno vincolanti, i ristretti tempi di esecuzione fissati dalla SAT.

Dopo un'attenta analisi di tutti i fattori in gioco si è confermata la scelta di progetto originale di un solettoni pieno in cemento armato precompresso, applicata ad uno schema statico a trave continua. Il viadotto è costituito da due manufatti affiancati, con un piano viabile posto ad un'altezza media di 8-12 m. dal piano di campagna.

La luce media delle campate è di 45. m. ma essa è in realtà variabile da 44. a 46. m. per le esigenze planimetriche già sopra accennate.

La struttura è articolata in tratte indipendenti, in media di dieci campate delimitate da campate di estremità da 33 m., con punte massime di 561 m. di sviluppo longitudinale.

In corrispondenza degli svincoli di Livorno e Collesalveti gli impalcati hanno larghezza variabile, passando dalla sezione standard di 12,25 m. fino ad un massimo di 20,33 m.

La soluzione costruttiva ha confermato la tecnologia, definita in sede di progetto esecutivo, che utilizza le continue autovarianti e che consiste nel costruire in opera l'impalcato con getti successivi di intere campate.

7.1.2 La scelta tecnologica

Per la costruzione si sono utilizzate 4 continue autovarianti a struttura portante inferiore del peso complessivo di circa 5.000 KW. Nella zona dello svincolo di Collesalveti si è utilizzata una quinta particolare attrezzatura a struttura portante superiore necessaria a ricevere la variabilità planimetrica delle campate che assicurano le corse di accelerazione e decelerazione delle rampe di svincolo.

La meccanizzazione più spinta si è raggiunta evidentemente nei lunghi tratti ove planimetricamente la sezione di impalcato è costante. In questo caso i tempi di esecuzione di una campata sono stati di 3 giorni con una produzione di 8 campate mese per attrezzatura.

Le gabbie d'armatura, complete dei cavi di precompressione, sono state interamente prefabbricate e trasportate con carro portafuoco motorizzato di circa 1100 KW di peso.

Le operazioni di getto hanno rappresentato una delle fasi più delicate. Esse hanno condizionato il dimensionamento delle continue, non solo nei riguardi della capacità portante, ma anche nell'ottica di evitare rotazioni in corrispondenza degli appoggi che avrebbero avuto, sugli stessi, carattere di

deformazioni permanenti. Ciò ha comportato, sin dalla fase di progettazione della centina autovarante, un'attenta definizione delle fasi di getto delle singole campate oltre che, durante la realizzazione del viadotto, un accurato studio dei calcestruzzi in funzione dei tempi di maturazione, di getto e delle caratteristiche di lavorabilità.

Particolare cura è stata dedicata alla produzione dei calcestruzzi ed ancor prima alla messa a punto di miscele adeguate alle specifiche progettuali. Il cantiere si è dotato, a tal fine, di un laboratorio interno dotato di tutte le apparecchiature necessarie.

I tempi di getto per campate sono stati nell'ordine delle 5 ore. Il tempo di maturazione necessario per raggiungere la resistenza minima prevista per l'applicazione della precompressione (35 MPa), si è mantenuto inferiore alle 48 ore. Le iniezioni dei cavi sono state eseguite sotto vuoto per assicurare il completo riempimento delle guaine.

2.1.3 Appoggi e loro prerogative

Il problema degli appoggi e delle loro prerogative era della massima importanza in quanto alla fine della costruzione essi dovevano assumere posizione orizzontale con tolleranza sulle rotazioni del 3% e dovevano essere prerogati anche per i possibili movimenti longitudinali. Le prerogative sono state calcolate in base al succedersi delle fasi di costruzione.

Ogni tratta standard, che corrisponde all'interasse dei giunti di dilatazione, è costituita da 2 campate terminali di 33 m. e da 8 campate centrali di 45 m. di luce. Gli appoggi fissi sono posti sulla pila centrale della tratta.

Il funzionamento del sistema di vincolo in esercizio è il seguente:

- * Tutti gli appoggi trasmettono rigidamente le azioni verticali.
- * Tutti gli appoggi, ad eccezione di quelli sulle pile al centro della tratta (punto fisso), consentono gli spostamenti lenti (sia termici che di ritiro e viscosità).
- * Tutti gli appoggi, ad eccezione di quelli di giunto, trasmettono, con comportamento elastoplastico, le azioni dinamiche.

In fase di costruzione pertanto le prime 5 campate insistono su appoggi scorrevoli guidati. Per assicurare le campate contro eventuali slittamenti si sono resi fissi provvisoriamente gli appoggi dell'ultima campata gettata. In questo modo gli spostamenti dovuti al ritiro ed alla precompressione sono rimasti orientati nello stesso senso determinato

dalla posizione del punto fisso definitivo.

Gli appoggi mobili sono progettati in modo da consentire gli spostamenti lenti ma, sotto l'azione di carichi rapidi quali frenatura e sisma, essi si comportano, con l'ausilio di dispositivi shock-transmitters oleodinamici, come fissi. Essi sono del tipo a neoprene incapsulato e svolgono sia la funzione di trasferimento dei carichi verticali che quelle di trasferimento delle azioni orizzontali.

La trasmissione delle azioni orizzontali avviene attraverso elementi metallici (a mensola oppure a telaio a seconda dei vari tipi di appoggio impiegati) caratterizzati da un carico di smernamento determinato con precisione e da una elevata duttilità.

In fase di costruzione era importante che le forze in gioco ed i movimenti indotti sugli appoggi mobili, resi provvisoriamente fissi, non inducessero il superamento del limite elastico degli elementi di ritengo.

Il calcolo degli spostamenti e delle rotazioni è stato fatto considerando pertanto tutte le fasi ed i tempi di costruzione. In base al risultato del calcolo si sono determinate, anche in funzione della temperatura stagionale, le prerogative degli scorrimenti degli appoggi mobili.

Un particolare impegno, per gli evidenti risvolti in termini di qualità del prodotto finale, è stato posto nell'analisi dell'evoluzione delle deformazioni nel corso della costruzione e nell'impostazione delle controfrecce di costruzione. Lo studio si è rivelato particolarmente delicato soprattutto in relazione alla flessibilità della struttura dovuta sia alla snellezza delle membrature sia allo schema statico (che consente la rotazione dell'impalcato sulle pile) ed ha richiesto un attento controllo della rispondenza dei risultati sperimentali ai valori teorici.

2.2 I VIADOTTI SAVALANO E GOMMELINO

2.2.1 Descrizione dell'opera

Gli impalcato dei viadotti Savalano e Gommelino, mantenendo le geometrie generali del progetto originale, sono stati realizzati con una metodologia costruttiva ideata e messa a punto con l'obiettivo di coniugare in maniera ottimale gli indubbi vantaggi esecutivi e qualitativi della prefabbricazione con la modularità e l'omogeneità dell'opera d'arte finita. Essa si basa sulla segmentazione longitudinale dell'impalcato applicata a sezioni di impalcato scapolare e sul successivo assemblaggio dei grandi elementi prefabbricati, di lunghezza pari alla luce.

Gli impalcati dei viadotti Savalano e Gonnellino hanno in effetti sezione scatolare monocellulare alta 2,35 m. ad anse inclinate e soletta con ali sbalzanti; la larghezza della sezione in sommità è 12,25 m. per una carreggiata utile di 11,25 m. ed in controsoletta è 5,24 m. Lo schema statico è quello di trave a sezione costante continua su più appoggi, con campate interne di luce 42. m. e campate di riva di 34. m.

Il viadotto Gonnellino, lungo globalmente 656 m., non ha interruzioni strutturali intermedie; il viadotto Savalano, invece, lungo globalmente 1860 m. è diviso in tre tratte continue, ciascuna di circa 620 m., separate da giunti di dilatazione.

Per quanto attiene alla protezione sismica delle strutture il progetto costruttivo non ha modificato, nelle linee sostanziali, quanto previsto in sede di progetto esecutivo.

2.2.2 La tecnologia costruttiva

La metodologia costruttiva si è sviluppata attraverso le seguenti fasi lavorative:

- * prefabbricazione di due emicassoni simmetrici ottenuti sezionando ciascuna campata con un piano verticale passante per l'asse longitudinale dell'impalcato;
- * dopo la maturazione accelerata e l'applicazione di una prima precompressione per mezzo di cavi post-tesi, sollevamento degli emicassoni con adeguate attrezzature e loro posizionamento sopra le pile con regolazione dell'assetto altimetrico;
- * giunzione in opera degli emicassoni lungo soletta e controsoletta mediante getti di satura longitudinale comprendenti le armature passanti;
- * continuizzazione, infine, della campata così formata con le campate precedenti per mezzo del getto del traverso di pile o del tensionamento di cavi di continuità.

La tecnica costruttiva sopra descritta presenta qualificanti aspetti sia dal punto di vista della qualità e durabilità del manufatto finito sia sotto l'aspetto dell'efficienza, duttilità ed economicità costruttiva:

- a prefabbricazione degli elementi principali che consente l'adozione di procedura di controllo sistematico della qualità ed il mantenimento di uno standard produttivo elevato;
- la riduzione all'essenziale del numero delle giunzioni situate fuori delle sezioni critiche e tutte dotate di armatura passante in grado di fornire elevate riserve di resistenza alla trazione;
- per le giunzioni trasversali sopra le pile,

l'adozione di cavi di continuità accoppiati assicura una elevata omogeneità tensionale locale ed il mantenimento di uno stato di compressione su tutta la sezione in ogni condizione di carico;

- * l'adozione per le giunzioni di getti in sito, sufficientemente estesi da compensare senza generazione di stati tensionali ogni incompatibilità geometrica fra elementi prefabbricati contigui;
- * l'assenza di condizionamenti significativi delle opere di completamento dell'impalcato sulle operative di avanzamento delle attrezzature di varo con conseguente elevata rapidità esecutiva.

La tecnologia costruttiva è già stata utilizzata dall'impresa costruttrice degli impalcati in altre importanti opere autostradali; di seguito si fa breve cenno agli aspetti peculiari della costruzione.

2.2.3 Le attrezzature

La metodologia costruttiva richiede la disponibilità di mezzi, detti carri di varo, per la messa in opera di elementi di grandi dimensioni ed ingente peso; nel caso in esame ciascun emicassone, lungo 42 m., largo 6,25 m. ed alto 2,35 m., pesava 3200 KN. La stretta programmazione temporale ha imposto la sovrapposizione parziale dei periodi di costruzione dei due viadotti con il conseguente utilizzo di due complessi di attrezzature, fra loro assai diversi, per concezione e funzionamento.

Per il viadotto Gonnellino è stato utilizzato un carro autovarante, progettato e realizzato per svolgere contemporaneamente le funzioni di cantiere e di carro di varo per grandi elementi prefabbricati. Tale attrezzatura, definibile come traliccio-cantiere, consta di una zona posteriore trasversale e longitudinale autonoma, adibita al varo. L'unica cassaforma, alloggiata nella parte posteriore, è studiata in modo da poter essere rapidamente convertibile per realizzare i due tipi speculari di emicassone. Le operazioni di sollevamento, traslazione e posa in opera degli emicassoni, sono eseguite da carri-argani di grande portata, scorrevoli sul correnti superiori del traliccio-cantiere.

Nel caso specifico del viadotto Gonnellino, compreso fra due gallerie assai lunghe immediatamente a ridosso delle spalle, l'adozione del traliccio-cantiere ha consentito di evitare un campo di prefabbricazione che avrebbe impegnato un'area molto estesa di difficile reperibilità e comunque molto lontana dal viadotto.

Per il viadotto Savalano invece, risultando disponibile una grande area a ridosso di una spalla, si è preferito allestire un apposito cantiere, at-

trazzone con due postazioni di getto in grado di produrre mediamente un emicassone al giorno. Il trasporto dal campo di prefabbricazione avveniva per mezzo di due carrelli gommati motorizzati. La messa in opera era eseguita da un carro di varo semovente adibito esclusivamente alla posa degli emicassoni e quindi particolarmente agile soprattutto nelle operazioni di avanzamento perché più corto e leggero del precedente.

Va ricordato che l'utilizzazione ottimale, in termini di produttività, dei carri di varo dalle dimensioni sopra ricordate prevede, qualora il viadotto abbia vie affiancate, l'avanzamento della costruzione in contemporanea sulle due vie, con traslazioni trasversali del traliccio di varo su apposite vie di corsa; in tal modo si evita un oneroso ritorno del traliccio per l'esecuzione delle seconde vie e si dimezzano i tempi improduttivi degli avanzamenti. Tale impostazione richiede ovviamente che le due vie siano parallele e non troppo lontane e che le pile siano disposte pressoché radialmente rispetto al tracciato planimetrico.

2.3 IL VIADOTTO POGGIO IBERNA

2.3.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto, a due carreggiate separate, lunghe 2518 m. ciascuna, è suddiviso in otto tratte per ogni carreggiata. Lo schema di tratta tipo è quello di travata continua su più appoggi ad interasse di 42 m. Il numero delle campate di ciascuna tratta va da un minimo di sei ad un massimo di otto.

Le tratte d'impalcato poggiano sulle pile tramite apparecchi multidirezionali di grande portata in acciaio-teflon e sono ad esse centralmente vincolate per mezzo di un particolare dispositivo che ha funzione di collegamento-guida nel normale esercizio e di organo di ritegno in fase di sisma. Sulle pile di giunto gli appoggi sono di tipo unidirezionale venendo ivi a mancare per scelta progettuale il dispositivo di collegamento antisismico.

La campata prefabbricata è del tipo a cassone monocellulare e risulta larga 12,25 m., lunga 41,90 m. e pesa 8300 KN.

La precompressione del grande prefabbricato avviene in due tempi. In cantiere di prefabbricazione viene impressa una prima coazione per i momenti positivi tramite armature pretese aderenti; la seconda avviene in opera e per la solidarizzazione strutturale di continuità si utilizzano cavi scorrevoli post-tesi ed iniettati sotto vuoto.

Le pile sono a corpo circolare cavo con pulvino a calice e presentano altezza variabile da un minimo

di 4,40 m. ad un massimo di 27,00 m.

2.3.2 La soluzione antisismica

Nel caso del viadotto Poggio Iberna il problema sismico è stato affrontato e risolto, attesa anche la sensibile differenza d'altezza e quindi di rigidità fra le pile di una stessa tratta, con un approccio più speculativo, giungendo ad una soluzione in grado di governare, ottimizzandola, l'interazione delle diverse parti strutturali tenendo nel dovuto conto sia la rigidità e la posizione delle singole pile, che la rigidità dell'impalcato.

Con la soluzione adottata, pur ritenendo lo schema della tratta nel normale esercizio quello di una travata continua su più appoggi di cui uno fisso e gli altri mobili, è stato possibile distribuire la forza di inerzia dell'impalcato in modo ottimale sulle pile, rendendo congruenti le loro risposte, indipendentemente dalla direzione del sisma e dalla loro diversa altezza, grazie all'impiego di apparecchi di collegamento impalcato/pila la cui deformabilità elastica è programmabile in ogni direzione secondo il dettato di un calcolo rigoroso.

Gli appoggi, due per ogni pila, sono di tipo mobile multidirezionale eccetto quelli, unidirezionali, sulle pile di giunto fra tratta e tratta. Gli apparecchi di collegamento impalcato/pile sono di tipo meccanico fisso, quello centrale di tratta, e di tipo oleodinamico mobile longitudinalmente gli altri. Questi ultimi consentono liberamente gli spostamenti lenti di tipo statico ma non consentono quelli di tipo dinamico. In presenza di sisma tutti i collegamenti diventano cerniere fisse la cui deformabilità elastica è stata preventivamente programmata nelle varie direzioni.

In tal modo le forze sismiche, sia longitudinali che trasversali, si ripartiscono secondo le aliquote prefissate dal calcolo che tiene conto della rigidità della travata e della posizione e rigidità della singola pila, combinata quest'ultima con la prestabilita deformabilità elastica del competente apparecchio di collegamento, consentendo così di raggiungere la congruenza delle risposte della struttura nelle varie direzioni del sisma e quindi un dimensionamento delle pile più calibrato con l'livellamento dei picchi e con momenti flettenti al piede pressoché di pari entità.

2.3.3 La tecnologia costruttiva

Quelle impiegate per la realizzazione degli impalcati del viadotto sono tecnologia d'avanguardia, per altro già largamente e con pieno successo col-

lanciate in numerose, importanti applicazioni sia in campo stradale che ferroviario. Esse sono basate sulla prefabbricazione integrale degli impalcati in elementi monolitici di grande mole. Nel caso del Poggio Iberno si compie, rispetto ad altre precedenti applicazioni, un ulteriore passo avanti poiché si persegue anche la continuità strutturale dell'impalcato.

Il manufatto viene prodotto su di una piazza di getto in calcestruzzo alla quale è vincolato il cassero esterno in acciaio. Questo cassero è concepito e realizzato in modo da assumere, volta per volta, con una meccanica a snodo governata idraulicamente da una centrale di comando computerizzata, la configurazione geometrica richiesta dal tortuoso tracciato di progetto. Nel cassero esterno arrivano prima, preassemblate in apposita sequenza, l'armatura secondaria e quella primaria di precompressione in trefoli.

Si posiziona quindi il cassero interno e si chiudono le testate reggispinta. Si completano poi le armature con l'arrivo della gabbia relativa alla soletta, anch'essa preassemblata e comprendente le guaine e gli ancoraggi di solidarizzazione. Si esegue a questo punto la pre-tensione degli acciai e, a seguire, il getto del calcestruzzo che si effettua senza interruzioni in un tempo inferiore alle 10 ore. Segue il trattamento a vapore dell'intero complesso, e il taglio dei trefoli.

Viene infine rimosso per sfollaggio il cassero interno e quindi aperte le testate reggispinta. Il manufatto è così pronto per essere prelevato e posto in opera.

Il trasporto avviene per mezzo di una macchina, anch'essa ideata e studiata per lo scopo specifico, costituita da un treno di carrelli singolarmente motorizzati, idraulicamente compensati e marcianti su rotaie, che trasporta il manufatto passando sulla parte già realizzata di impalcato, fino alla struttura di varo che attende in campata.

Il manufatto si inserisce con tutti i suoi carrelli dentro l'attrezzatura di varo che lo preleva e lo solleva liberando così tutti i carrelli che tornano a ritroso verso il cantiere. Il manufatto così agganciato, dopo opportuna manovra dell'attrezzatura, viene calato e posto in opera. L'attrezzatura completa quindi la manovra di autovaro e si predispona per il varo della successiva campata.

La durata dell'intero ciclo comprendente la costruzione, il trasporto, il varo in opera e l'autovaro dell'attrezzatura è, a ritmi di regime, pari a 36 ore.

In attesa della fase di solidarizzazione della campata di ciascuna tratta, gli impalcati stanno su-

gli appoggi provvisori. In anticipo, rispetto al varo del generico impalcato, si è proceduto anche al posizionamento sulla pila degli appoggi definitivi e dei dispositivi di collegamento antisismico.

Quando gli impalcati di un'intera via di corso del viadotto sono stati posti in opera ha avuto inizio la loro solidarizzazione che avveniva, previa sutura, con betoncino reoplastico antiritiro ad alta resistenza, dell'intercapedine fra impalcato e impalcato. Si è proceduto infine al collegamento dei dispositivi antisismici con l'impalcato ed all'inghisaggio degli apparecchi di appoggio definitivi.

2.4 IL VIADOTTO MORRA

2.4.1 Descrizione dell'opera

Lo schema statico del viadotto Morra è ancora quello di travata continua su più appoggi sviluppatensi, con campate centrali di 41,8 m. e 34,8 m. per quelle di riva, per un totale di 853 m. circa, articolato in due tratte per carreggiata.

Gli impalcati di ogni carreggiata sono indipendenti e realizzati con altezza costante di 1,90 m. e sezione trasversale con cassone centrale di forma trapezia e sbalzi laterali. La sezione corrente del cassone è cava con due vani interni e larghezza all'intradosso di 5,0 m.; gli sbalzi laterali aggettano per 3,125 m. Il piano viabile scende ad un'altezza media di 10-12 m. dal piano campagna.

Le tratte d'impalcato poggiano su pile a portale con montanti circolari tramite due appoggi in acciaio-teflon di grande portata, del tipo unidirezionale.

La protezione sismica del viadotto nei confronti di eventi sismici anche eccezionali è stata affrontata, come previsto in progetto esecutivo, al funzionamento di speciali elementi dissipativi ubicati sulle spalle.

2.4.2 La tecnologia costruttiva

La proposta tecnologica per la costruzione degli impalcati del viadotto Morra è stata accettata dalla SAP in quanto, anche in questo caso, confermava le geometrie generali del progetto esecutivo. La metodologia costruttiva in essa ipotizzata consisteva nell'utilizzo di cantine autovarente a struttura portante inferiore, con getto e maturazione, in successione, di campate con lunghezza pari all'interasse delle pile con parte a sbalzo oltre l'asse di appoggio, il tutto a formare travate continue con crescente numero di appoggi.

Il carro ponte per il sostegno della piattaforma per il getto dell'impalcato è stato realizzato con due travi metalliche a traliccio di 100,0 m. di lunghezza disposte con interasse di 8,0 m., al di sotto dell'impalcato, con schema statico di trave su due appoggi con pronunciate mensole ai due lati: tale schema ha permesso un considerevole risparmio sul peso globale del carro ed una riduzione delle deformazioni in fase di getto.

La precompressione è stata realizzata con cavi longitudinali, tutti filanti, con testate tipo coupling in corrispondenza dei giunti di costruzione.

Le gabbie di armatura, complete delle guaine dei cavi di precompressione, sono state prefabbricate in tre tronconi, trasportate con carro, assemblate

all'interno del cassone e completate dall'infilaggio dei trefoli e dal bloccaggio delle testate coupling. Alla prima fase di getto è seguita la posa della gabbia d'armatura relativa alla soletta ed il completamento del getto. Le iniezioni dei cavi sono state eseguite sotto vuoto.

Al termine di una via di corsa la centina autovarante è stata reimpostata per l'esecuzione della seconda caccreggiata.

La costruzione dei viadotti è stata terminata nel Settembre 1992, i lavori di finitura ed arredo dell'intera tratta termineranno nella primavera 1993.

Committente

S.A.T. - Società Autostrada Tirrenica p.A. - Via P. Mascagni 160 - Roma

Progettazione e Direzione Lavori

SOITECHI SpA - Via Salaria 1317 - Roma

Viadotto Coltano - Lotto 1:

Impresa appaltante: ATI: Italstrade SpA (MI)*Gambogi SpA (PI)*Coestra SpA (FI)*Sticea (PI)*Guarducci (FI)

Imprese esecutrici degli impalcati: Italstrade SpA (MI)*Gambogi SpA (PI)

Progetto esecutivo: SOITECHI SpA (RM) con la consulenza del dott. ing. F. Pisani

Progetto costruttivo degli impalcati: Ufficio Tecnico Italstrade - dott. ing. G. Furlanetto

Viadotto Morra - Lotto 4 :

Impresa appaltante ed esecutrice : I. Bartoletti Costruzioni SpA (CO)

Progetto esecutivo: SOITECHI SpA (RM) con la consulenza del prof. ing. A. Chiarugi e del prof. ing. P. Spinelli

Progetto costruttivo degli impalcati: SIC SpA (TO)

Viadotto Savalano - Lotto 8:

Impresa appaltante: ATI: ICLÀ SpA (NA)*Grandi Lavori SpA (RM)

Impresa esecutrice degli impalcati: SALC SpA (PD)

Progetto esecutivo: SOITECHI SpA (RM) con la consulenza del prof. ing. A. Chiarugi e prof. ing. P. Spinelli

Progetto costruttivo degli impalcati: SALC SpA (PD) - dott. ing. G. Zuccolo, dott. ing. F. De Domenico, dott. ing. M. Organte

Viadotto Poggio Iserna - Lotto 9:

Impresa appaltante: dott. ing. Antonio Della Morte SpA (NA)

Impresa esecutrice degli impalcati: Ferrocemento SpA (RM)

Progetto esecutivo: SOITECHI SpA (RM) con la consulenza del prof. ing. A. Chiarugi e del prof. ing. P. Spinelli

Progetto costruttivo degli impalcati: Soluzione progettuale e tecnologica costruttiva, difesa antisismica attrezzature; dott. ing. P. Gallo
*Progettazione sismica e strutturale: prof. ing. F. Braga, dott. ing. V. Nati

Viadotto Gemellino - Lotto 10:

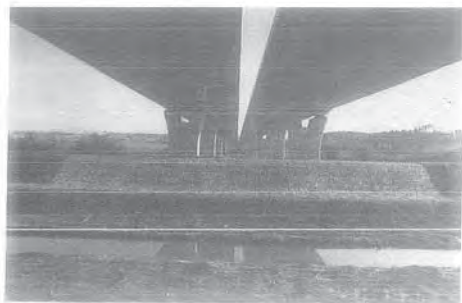
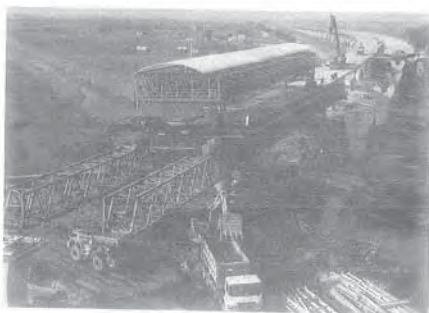
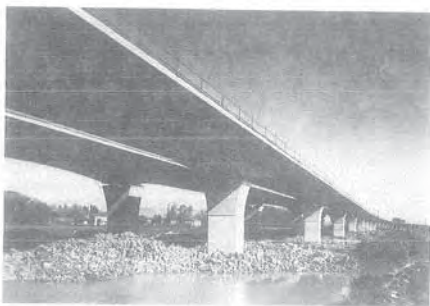
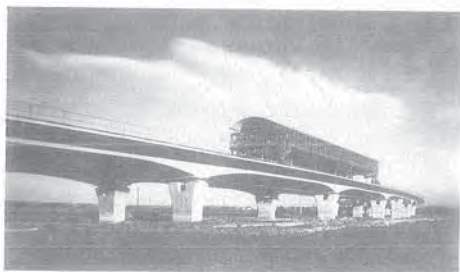
Impresa appaltante: ATI: Condotte d'Acqua SpA (RM)*Di Penta SpA (RM)

Impresa esecutrice degli impalcati: SALC SpA (PD)

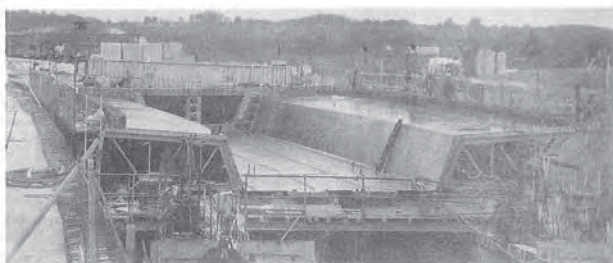
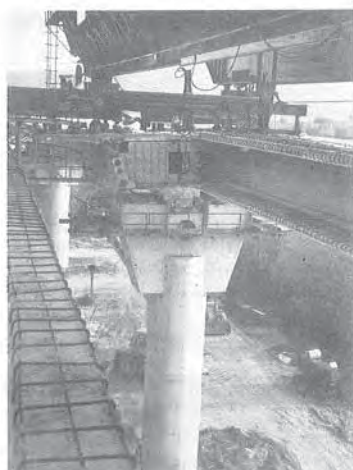
Progetto esecutivo: SOITECHI SpA (RM) con la consulenza del prof. ing. A. Chiarugi e del prof. ing. P. Spinelli

Progetto costruttivo degli impalcati: SALC SpA (PD); dott. ing. G. Zuccolo, dott. ing. F. De Domenico, dott. ing. M. Organte

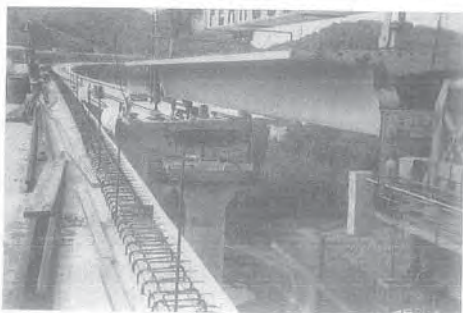
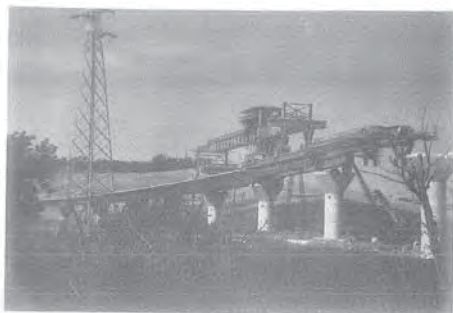
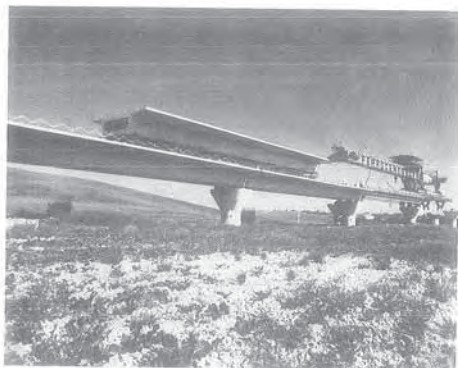
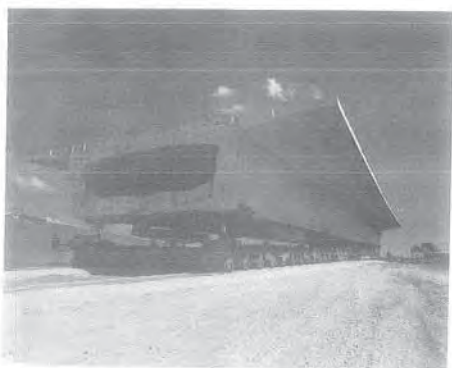
AUTOSTRADA LIVORNO - CIVITAVECCHIA / TRATTA LIVORNO - CECINA



VIADOTTO COLTANO

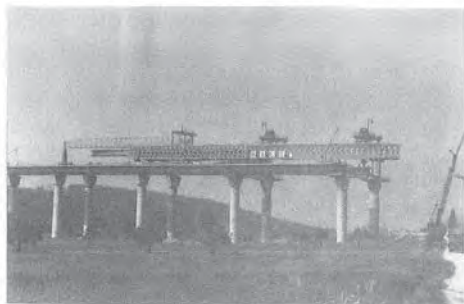
AUTOSTRADA LIVORNO - CIVITAVECCHIA / TRATTA LIVORNO - CECINA**VIADOTTO MORRA****VIADOTTO SAVALANO**

AUTOSTRADA LIVORNO - CIVITAVECCHIA / TRATTA LIVORNO - CECINA

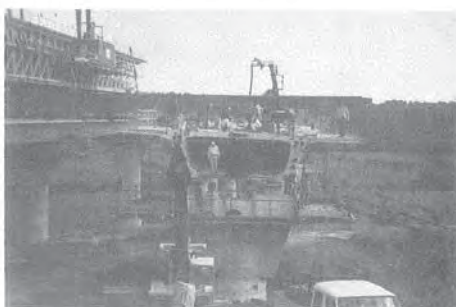
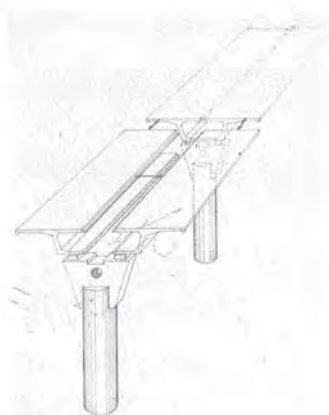


VIADOTTO POGGIO IBERNA

AUTOSTRADA LIVORNO - CIVITAVECCHIA / TRATTA LIVORNO - CECINA



VIADOTTO GONNELLINO



IL MONTAGGIO DEI VIADOTTI DELL'AUTOSTRADA LIVORNO-CECINA

Bruno COLLARI
SOTECNI S.p.A. - Roma

Alberto PARDUCCI
Istituto di Energetica - Università degli Studi di Perugia

IL MONITORAGGIO DEI VIADOTTI DELL'AUTOSTRADA LIVORNO-CECINA

Bruno COLLARI - SOTECNI S.p.A. di Roma
Alberto PARDUCCI - Facoltà di Ingegneria di Perugia

SOMMARIO

Viene illustrato il piano generale di monitoraggio predisposto per il controllo in opera delle strutture di cinque viadotti del tronco Livorno-Cecina dell'autostrada Livorno-Civitavecchia. Il lavoro viene curato dalla SOTECNI S.p.A. di Roma per conto della SAT. Il controllo riguarda il comportamento nel tempo dei materiali e delle strutture, in relazione agli effetti dei carichi permanenti, dei sovraccarichi e degli agenti ambientali.

SUMMARY

The general lay-out of the monitoring program, arranged in order to control the structural behaviour of five bridges in the Livorno-Cecina section of the Livorno-Civitavecchia motorway is described. The service, which is carried-out by SOTECNI- Roma on behalf of SAT, concerns the behavior of the materials and structures due to the actual effects of dead loads, live loads and environment.

1. PREMESSA

L'evoluzione delle tecniche costruttive, sotto la spinta di esigenze organizzative tendenti a far utilizzare in cantiere procedimenti costruttivi di tipo industrializzato, insieme con il progredire dei criteri e dei metodi di progettazione basati su uno sfruttamento sempre più spinto delle capacità di resistenza dei materiali, hanno condotto alla realizzazione di strutture che hanno raggiunto livelli di notevole sofisticazione e complessità. A questa evoluzione però, non è corrisposto un uguale progresso della conoscenza dell'effettivo comportamento nel tempo delle opere costruite. Negli ultimi anni il problema si è presentato in modo particolare, con evidenti conseguenze

negative, nel settore delle opere d'arte stradali. In questo settore, la frequenza degli interventi che si sono resi via via necessari per la riparazione delle strutture è cresciuta con ritmi sempre più sostenuti, richiedendo importanti impegni economici e provocando notevoli disagi all'utenza. E' così che sempre più si va facendo strada l'esigenza di aggiornare i tradizionali criteri di sorveglianza delle opere, aumentando il numero delle osservazioni, ma soprattutto affinando le metodologie di controllo.

In epoca passata, la sorveglianza delle opere d'arte è stata basata prevalentemente su semplici osservazioni visive ed i giudizi venivano affidati all'esperienza personale degli

osservatori. Attualmente è possibile confortare le risultanze degli indispensabili esami visivi con l'esito di varie misurazioni strumentali atte a rilevare automaticamente alcuni aspetti significativi delle caratteristiche meccaniche e tecnologiche dei materiali.

Negli ultimi tempi, vi è stato un sensibile sviluppo dei metodi per le misurazioni strumentali in sito, con impiego di carotaggi, auscultazioni mediante ultrasuoni, endoscopie, strumentazioni elettroniche, metodi dinamici ecc., per l'utilizzazione dei quali si può ritenere che sia già maturata una buona esperienza. E' da ritenere perciò che il bagaglio delle conoscenze acquisite, necessarie per una corretta interpretazione delle misurazioni, pur richiedendo ancora maggiori approfondimenti, sia sufficientemente avanzato per garantire una buona affidabilità dei risultati che si ottengono. Tuttavia, ai fini di una migliore utilizzazione di questi risultati, appare soprattutto necessario approfondire meglio la conoscenza di quel indispensabile riferimento che deve ovviamente essere costituito da una buona capacità di previsione delle modalità con cui si manifestano sul campo i fenomeni correlati con la naturale evoluzione delle caratteristiche dei materiali e del comportamento delle strutture.

E' utile pertanto che si provveda, con frequenza sempre maggiore, ad installare sistemi di monitoraggio permanente nelle principali strutture che oggi vengono realizzate. Il ricorso a sistemi strutturali di maggiore impegno, costruiti con procedimenti esecutivi più spinti e con tecnologie più avanzate, aumenta ulteriormente l'opportunità di questi controlli, in quanto pone spesso la necessità di eseguire controlli tendenti a conoscere meglio l'effettivo funzionamento di specifici elementi, come ad esempio, il comportamento di sistemi utilizzati per la connessione in opera di elementi prefabbricati, o l'efficacia di particolari tecnologie impiegate per il confezionamento e l'utilizzazione dei calcestruzzi.

Tutto ciò con una duplice finalità. Da un lato, per le costruzioni che devono ancora essere realizzate, occorre raccogliere ed analizzare quei dati oggettivi che potranno suggerire metodi per la prevenzione dei fenomeni di degrado mediante interventi

progettuali e mediante l'affinamento e la messa a punto dei più opportuni procedimenti costruttivi. Dall'altro, un sistema di monitoraggio permanente dovrebbe consentire di acquisire con continuità, in modo organizzato e quasi in tempo reale, quelle informazioni che evidenzino l'insorgere di eventuali situazioni anomale, al fine di poter programmare tempestivamente, con ovvi vantaggi tecnici ed economici, i necessari interventi di manutenzione straordinaria.

2. IL MONITORAGGIO DELLE STRUTTURE

Con il termine di monitoraggio si intende generalmente indicare l'insieme di tutte quelle operazioni di progettazione, di messa a punto, di gestione e di interpretazione di un sistema operativo di misurazione, basato su rilevamenti strumentali, possibilmente automatizzati, che consenta di mantenere sotto controllo permanente alcuni parametri meccanici o tecnologici atti a valutare l'evoluzione delle caratteristiche dei materiali ed a caratterizzare la risposta di una struttura quando questa sia soggetta alle normali azioni di esercizio, quali sono quelle prodotte dai carichi permanenti, dagli agenti ambientali e dal traffico; così come quando alla stessa struttura vengano occasionalmente imposte sollecitazioni prodotte artificialmente, come avviene nel corso di prove di carico statiche o dinamiche.

Un livello minimo di monitoraggio potrebbe anche consistere nella misurazione manuale di un semplice parametro di interesse, come per esempio l'apertura di un giunto o lo spostamento di un punto critico della struttura, effettuando rilevamenti saltuari, anche manuali, ad intervalli di tempo prefissati, oppure in occasione di condizioni di carico particolari (prove di carico). Ma all'estremo opposto deve essere considerato il monitoraggio continuo ed organizzato, effettuato per la sorveglianza di un intero sistema strutturale, o di una sua parte rappresentativa, eseguito mediante il rilevamento automatico di un complesso apparato per misurazioni strumentali (trasduttori di spostamento, celle igrometriche, celle termometriche, accelerometri, ecc.) riguardanti più parametri significativi tra loro correlati.

Al fine di assicurare la massima efficacia dei rilevamenti, è importante che il monitoraggio abbia inizio di fatto dal momento in cui la costruzione è stata ultimata, al fine di conoscere i valori iniziali dei quei parametri che poi saranno tenuti sotto controllo. In tal modo, questi parametri possono essere misurati in una fase in cui peraltro, grazie alla presenza di un cantiere, risulta più agevole eseguire controlli riguardanti le caratteristiche dei materiali e le configurazioni strutturali nei loro aspetti globali e di dettaglio. Questo momento può coincidere in pratica con quello delle operazioni di collaudo strutturale dell'opera. Pertanto, da un lato è importante che tali operazioni vengano concepite tenendo presente questa ulteriore finalità; dall'altro è auspicabile che le prove ed i relativi metodi di misurazione che costituiscono il sistema di monitoraggio siano già stati progettati e possibilmente siano già stati installati in opera e siano funzionanti durante il collaudo.

3. I VIADOTTI DELL'AUTOSTRADA LIVORNO-CECINA

Per i motivi ora detti, in aggiunta ai consueti controlli normalmente effettuati per le infrastrutture stradali in esercizio, è stato previsto di sottoporre a monitoraggio le strutture dei principali viadotti del tronco Livorno-Cecina dell'autostrada Livorno-Civitavecchia. In particolare, sono stati scelti i cinque viadotti elencati di seguito. Trattasi di viadotti a due carreggiate strutturalmente separate, della larghezza standard di m 12,25 ciascuna, realizzati tutti con impalcati continui su più campate. Le opere sono le seguenti.

- **Viadotto Coltano:** lunghezza m 9619 - numerose tratte continue su più luci - tratta tipo lunga m 432, formata da 10 campate continue con luci di m 45 (campate interne) e di m 36 (campate di estremità) - solettone pieno di spessore variabile - struttura di cemento armato precompresso costruita in avanzamento.
- **Viadotto Gonnellino:** lunghezza m 656 - tratta unica continua su più luci di m 42 (m 36 per le campate di estremità) - sezione scatolare costituita da due emicassoni di

cemento armato precompresso prefabbricati, varati e collegati in opera, con successiva solidarizzazione delle travate.

- **Viadotto Savalano:** lunghezza m 1860 - tre tratte continue su più luci - struttura simile alla precedente.
- **Viadotto Morra:** lunghezza m 856 - due tratte continue su più luci - sezione scatolare di cemento armato precompresso costruita in avanzamento.
- **Viadotto Poggio Iberna:** lunghezza m 2518 - varie tratte continue su più campate - sezione scatolare di cemento armato precompresso realizzata per intere campate prefabbricate, varate e solidarizzate in opera.

I principali obiettivi che hanno guidato il progetto del presente programma di monitoraggio riguardano il controllo dei seguenti fattori:

- azioni ambientali (temperatura e umidità);
- movimenti geomorfologici ed eventi sismici;
- caratteristiche meccaniche dei materiali;
- effetto dei sovraccarichi mobili;
- degrado naturale delle strutture.

Inoltre, è stato previsto di installare un sistema di registrazione accelerometrico per il rilevamento degli effetti sismici. Infatti, le strutture sono ubicate in zone sismiche e sono state protette mediante l'inserimento di speciali dispositivi di vincolo a comportamento elastoplastico, posti fra gli impalcati e le pile o le spalle.

4. PROGRAMMA GENERALE DELLE PROVE

Avendo tenuto nel dovuto conto i condizionamenti tecnici e le limitazioni operative derivanti dalla necessità di evitare, per quanto più possibile, le interferenze con le esigenze di servizio delle opere, è stato messo a punto il programma per il monitoraggio dei viadotti in questione, prevedendo di svolgere i seguenti controlli:

- monitoraggio continuo degli impalcati, effettuato con l'impiego di sistemi di rilevamento strumentali automatizzati, finalizzato al controllo degli effetti indotti dalle azioni permanenti, dai fenomeni differiti e dalle azioni ambientali;
- monitoraggio saltuario delle strutture effettuato mediante prove dinamiche prodotte per mezzo di vibrodina e mediante il transito di carichi tipo, riproducendo anche in questo caso, ma con opportune integrazioni, condizioni già utilizzate in fase di collaudo;
- rilevamento progressivo delle caratteristiche dei calcestruzzi, effettuato su provini già confezionati e su appositi elementi di cemento armato predisposti durante la fase di costruzione, con integrazioni ottenute mediante metodi di controllo complementari da effettuare direttamente sulle strutture;
- registrazione della risposta sismica delle strutture in occasione di eventuali terremoti.

In base a questo programma messo a punto preliminarmente, nel corso della costruzione delle strutture è stata posta in opera una strumentazione permanente, costituita da trasduttori estensimetrici e da trasduttori di temperatura immersi nel getto di calcestruzzo ed integrata da termocoppie e celle igrometriche, disposte in postazioni prossime alla superficie della struttura sia all'esterno che all'interno dei cassoni, per la misura della temperatura e dell'umidità dell'aria nell'ambiente circostante.

Inoltre, sugli elementi strutturali posti in corrispondenza di alcune pile campione, saranno installate apparecchiature predisposte per registrare gli effetti prodotti da eventuali terremoti che dovessero manifestarsi durante il periodo di monitoraggio delle strutture.

5. CONTROLLO DELLE STRUTTURE E DEI PARAMETRI TERMO-IGROMETRICI

Per questi controlli, le apparecchiature di misura, poste in opera durante le fasi di costruzione, consistono nei dispositivi descritti brevemente di seguito.

- Trasduttori estensimetrici, costituiti da barrette estensimetriche di acciaio inglobate nei getti, le cui estremità sono solidali con la struttura; nella parte centrale sono applicati gli estensimetri elettrici con i quali viene misurata la deformazione assiale della barra stessa.
- Trasduttori di temperatura, anche questi inglobati nel calcestruzzo, per la misura locale delle temperature all'interno della massa;
- Celle termo-igrometriche poste all'esterno ed all'interno dei cassoni, ma in prossimità delle superfici della struttura, per la misura dei parametri ambientali da correlare con le misure effettuate all'interno delle masse strutturali.

Le postazioni di misura sono state previste nelle sezioni di mezzeria ed in alcune di quelle di appoggio al di sopra delle pile. Una loro disposizione tipica nelle sezioni trasversali è rappresentata nella Fig. 1, mentre nella Fig. 2 e nelle seguenti sono illustrati i dettagli relativi ai singoli viadotti.

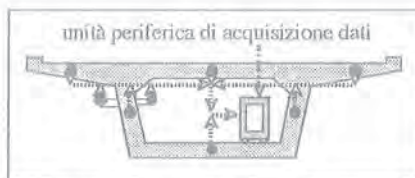


Fig. 1 - Schema tipo della disposizione delle strumentazioni fisse in una struttura scatolare.

Tutte le strumentazioni sono state collegate alle rispettive unità periferiche di acquisizione dati, costituite da centraline elettroniche di rilevamento disposte in ogni viadotto. Lo smistamento dei segnali viene controllato da un software di gestione locale che, con scansioni temporanee programmate, provvede alla raccolta automatica e continua dei segnali inviati dalle strumentazioni di misura.

ed alla loro trasformazione in informazioni digitalizzate. Le stesse unità periferiche sono dotate di una memoria locale nella quale possono essere immagazzinate temporaneamente le informazioni. Queste verranno poi trasferite ad un altro computer con il quale, mediante apposito software applicativo, verranno svolte le successive elaborazioni per l'interpretazione dei risultati e nel quale verranno archiviate definitivamente.

6. CONTROLLO DELLE DEFORMAZIONI DEGLI IMPALCATI

Nelle condizioni di esercizio, gli impalcati dei viadotti, come tutte le strutture, sono soggetti a deformazioni istantanee e differite dovute ai pesi permanenti, alle coazioni (precompressione), al transito dei sovraccarichi ed alle azioni ambientali (variazioni di temperatura e di umidità). L'evoluzione delle deformazioni dovute alle azioni permanenti ed ambientali, insieme con l'evoluzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, produce modifiche nella distribuzione delle sollecitazioni che possono differire in modo significativo da quelle previste in progetto. Divergenze dalle normali condizioni evolutive possono denunciare l'insorgere di situazioni anomale prodotte da degrado dei materiali o da riduzione di funzionalità di alcuni elementi strutturali.

Il controllo diretto degli spostamenti verticali degli impalcati in questione verrà effettuato mediante misurazioni periodiche, eseguite per mezzo di livellazioni di precisione condotte in superficie. I risultati così ottenuti, correlati con quelli ottenuti mediante il sistema di monitoraggio continuo, consentiranno di valutare l'evoluzione nel tempo degli spostamenti e delle deformazioni locali conseguenti all'azione dei carichi permanenti. Sarà così possibile controllare sia gli spostamenti assoluti rispetto ad un riferimento esterno, atti a denunciare eventuali cedimenti delle strutture di appoggio, sia gli spostamenti relativi con le corrispondenti deformazioni unitarie locali, per seguire ogni volta le effettive configurazioni deformative e tensionali delle travate.

7. PROVE DINAMICHE

E' stato previsto di effettuare prove dinamiche degli impalcati, ripetendole nel tempo. La prima fase delle prove, in accordo con il programma, è stata iniziata dai collaudatori delle strutture. Le prove vengono eseguite utilizzando come input una forza sinusoidale fornita da una vibrodina. E' stato previsto peraltro di eseguire anche misurazioni degli effetti dinamici indotti dal normale traffico di esercizio.

La strumentazione di rilevamento viene disposta su una campata centrale di una tratta continua ed è estesa ad alcune campate adiacenti. La risposta della struttura viene misurata mediante celle accelerometriche collegate ad apposita centralina di registrazione dove le informazioni vengono digitalizzate e memorizzate, operando con una frequenza idonea a valutare le principali frequenze di oscillazione proprie delle strutture. Le prove vengono ripetute variando sia la frequenza che l'intensità della sollecitazione.

Le analisi saranno basate su un confronto dei risultati sperimentali con quelli ottenuti mediante simulazione numerica. Sulle serie temporali dei dati accelerometrici saranno svolte analisi armoniche per la determinazione delle frequenze proprie di oscillazione delle varie configurazioni modali, flessionali e torsionali, controllando le correlazioni fra le varie postazioni di misura.

La finalità delle prove consiste nel controllo dei parametri che caratterizzano la risposta dinamica delle strutture, stabilendo un procedimento di identificazione strutturale. In particolare verranno analizzati i seguenti parametri, insieme con le loro variazioni nel tempo:

- frequenze di oscillazione delle varie configurazioni modali;
- rapporti fra le frequenze di oscillazione, distinguendo quelle flessionali da quelle torsionali;
- caratteristiche di attenuazione dei vari modi di oscillazione;

- * stabilità delle principali configurazioni nodali.

8. RILEVAMENTO DEGLI EFFETTI SISMICI

In corrispondenza di alcune pile campione, in fondazione, in testa pila e sull'impalcato saranno installati accelerometri triassiali, collegati ad apposita centralina. Questa strumentazione, atta a rilevare contemporaneamente gli effetti di eventuali terremoti sui vari elementi strutturali, sarà posta in opera in corrispondenza di due pile del viadotto Coltano, di una pila del viadotto Poggio Iberna e di una pila del viadotto Gonnellino.

9. RILEVAMENTI INTEGRATIVI

E' stato previsto di integrare i risultati delle prove e delle misurazioni sopra descritte mediante alcuni rilevamenti integrativi, che comprendono:

- * controllo degli spostamenti e delle rotazioni delle sezioni di appoggio delle travate continue;
- * prove non distruttive di tipo corrente atte a valutare direttamente in opera le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi, da effettuare mediante ultrasuoni, pull-out e pistola Windsor;
- * determinazione della profondità di carbonatazione dei calcestruzzi;
- * rilevamenti dei volumi di traffico con misura dei pesi degli assi e delle velocità di transito.

10. AVANZAMENTO ED ESECUZIONE DEL PROGRAMMA

Allo stato attuale (Gennaio 1993) lo stato di avanzamento di programma è il seguente:

La costruzione di tutti i viadotti è stata ultimata durante il 1992. Su di essi sono in

corso di esecuzione le prove di collaudo. Le strumentazioni fisse sono state tutte installate e pertanto sono attive durante lo svolgimento di queste prove. I primi risultati, che vengono regolarmente registrati, verranno analizzati appena saranno ultimate le prove di collaudo.

Il programma di monitoraggio è stato finanziato dalla SAT - Società Autostrada Tirrenica. Il progetto è stato curato dalla Società Tecnica Internazionale SOTECNI S.p.A. di Roma, che ha anche svolto il progetto e la direzione lavori dell'intero tronco Livorno-Cecina, e che, con la consulenza del Prof. A. Parducci, curerà lo svolgimento del programma per i primi anni. Successivamente, il monitoraggio verrà curato dalla Società SPEA S.p.A. di Milano.

* * *

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation - Proceedings of the Nato Advanced Research Workshop - Baltimore, Maryland (USA) - April 30-May 2, 1990.
- [2] Bridge Management (Inspection, Maintenance, Assessment and Repair) - Edited by J.E. Harding, G.A.R. Parke, M.J. Ryall - University of Surrey - Guildford, Surrey (UK) -
- [3] Bridge Evaluation Repair and Rehabilitation - Proceedings of the 1st US-European Workshop - CEBTP - St. Rémy-lès-Chevreuse, Paris (France) June 22-25, 1987.
- [4] Maintenance, Repair and Rehabilitation of Bridges - IABSE Symposium - Washington (USA) - 1982.

DISPOSIZIONE DELLE STRUMENTAZIONI NELLE SEZIONI POSTE SOTTO CONTROLLO

VIADOTTO COLTANO



Fig. 2

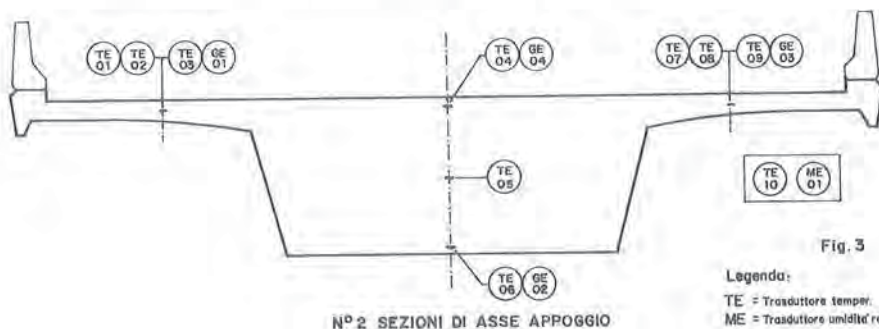


Fig. 3

Legenda:
 TE = Trasduttore temper.
 ME = Trasduttore umidità rel. rel.
 GE = Trasduttore deform.

VIADOTTO MORRA

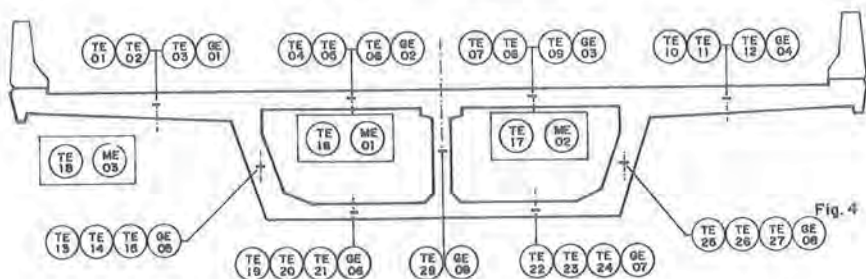


Fig. 4

DISPOSIZIONE DELLE STRUMENTAZIONI NELLE SEZIONI POSTE SOTTO CONTROLLO

VIADOTTO POGGIO IBERNA

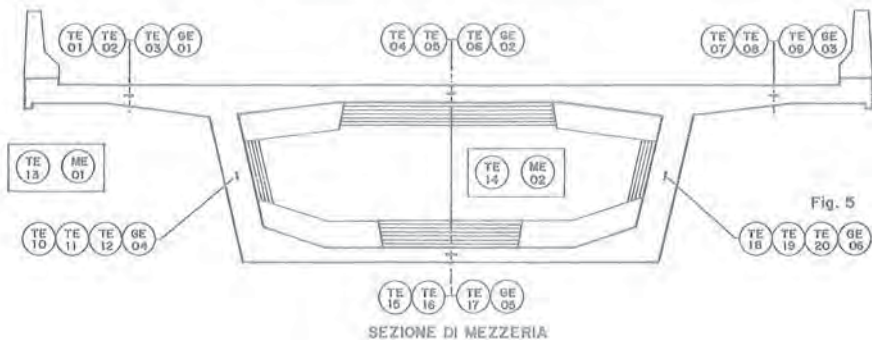


Fig. 5

VIADOTTO GONNELLINO

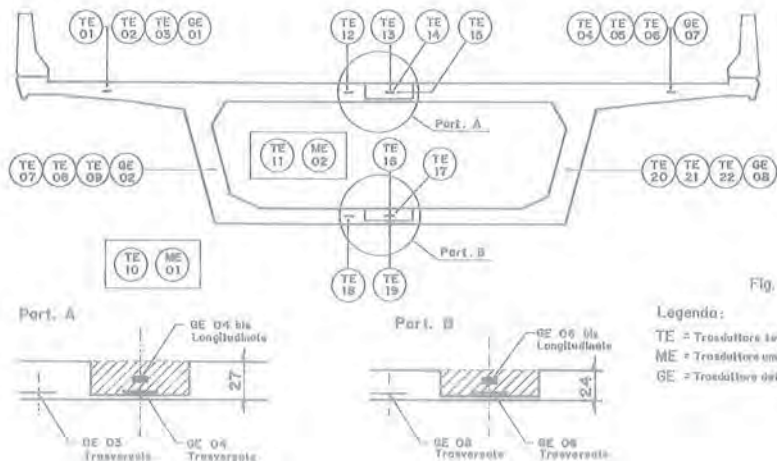


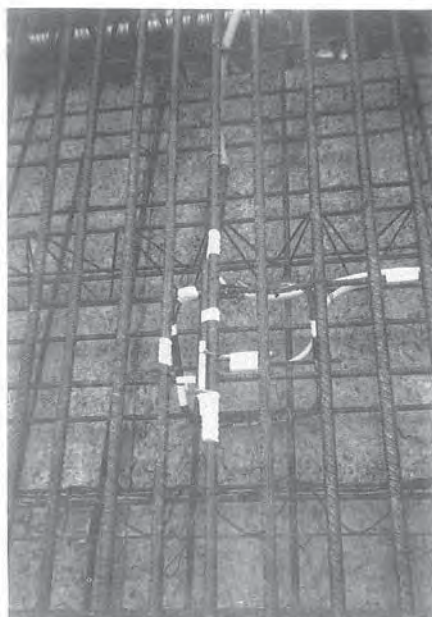
Fig. 6

Legenda:

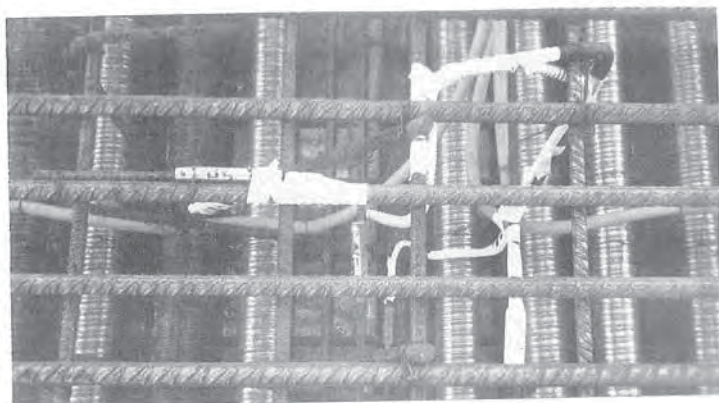
- TE = Trasduttore temper.
- ME = Trasduttore umidità rettili
- GE = Trasduttore estera



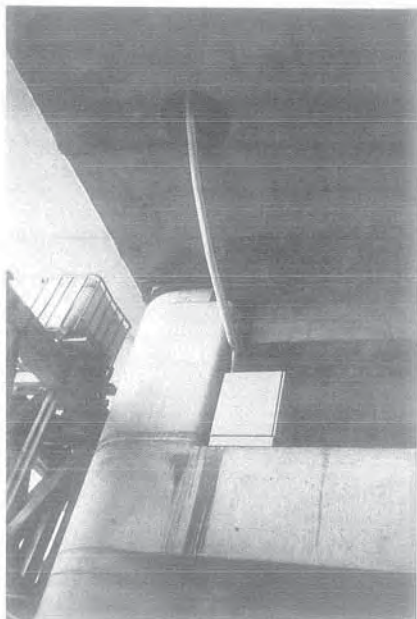
VIA DOTTO COLTANO - Lotto 1
-INSTALLAZIONE CENTRALINA FISSA
SU PILA



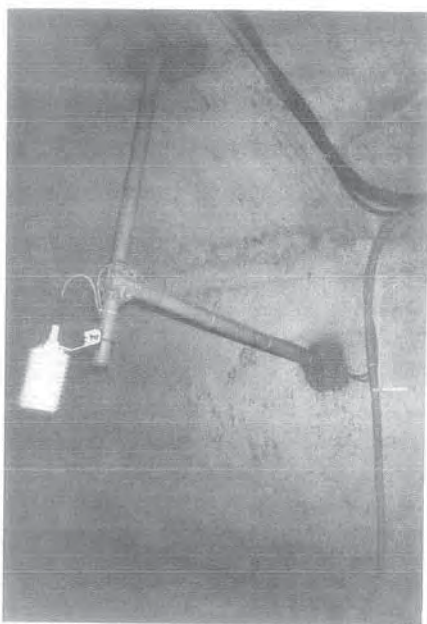
VIA DOTTO COLTANO - Lotto 1
-SEZIONE IN MEZZERIA
ESTENSIMETRO DESTRO (GE 03)
TERNA DI TRASDUTTORI DI TEMP.
(TE 07, TE 08, TE 09)



VIA DOTTO COLTANO - Lotto 1
SEZIONE IN MEZZERIA
DALL'ALTO : TRASDUTTORE DI DEFORM.
ESTENSIMETRO (GE 04)
TRAGD. DI TEMP. (GE 02)

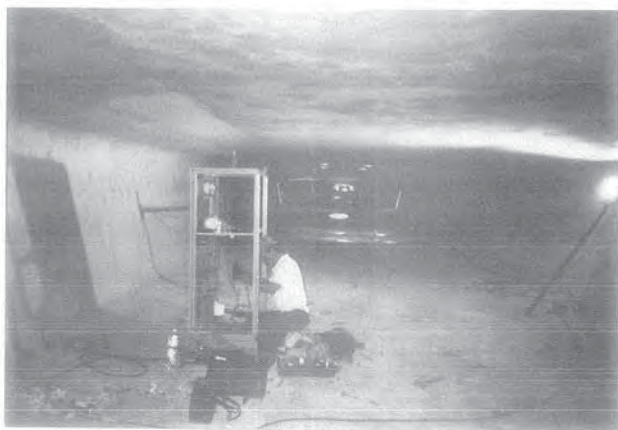


VIADOTTO MOREA - Lotto 4
ACQUISIZIONE DATI IN AUTOMATICO



VIADOTTO GONNELLINO - Lotto 10
- SEZIONE STRUMENTATA DI MEZZERIA
TERMOMETRI INTERNO (TE 11 e ME 02)

VIADOTTO POGGIO IBERIA - Lotto 9
- SEZIONE DI MEZZERIA ALLACCIO DEI
TRASDUTTORI ALLA CENTR. FISSA



IL PONTE STRALLATO A MILANO-CERTOSA

Antonino D'AMATO
SPEA - Milano

Francesco MARTINEZ Y CABRERA
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano

IL PONTE STRALLATO A MILANO-CERTOSA

Antonino D'AMATO
S.P.E.A

Francesco MARTINEZ Y CABRERA
Politecnico - Milano

SOMMARIO

Il lavoro illustra il progetto del ponte strallato realizzato a Milano. Tale ponte è relativamente largo rispetto alla luce e presenta anche problemi di deformabilità trasversale. La procedura di realizzazione è stata inusuale. Al fine di non interrompere il traffico ferroviario, il ponte è stato realizzato in due metà, completamente attrezzate, sui due lati della ferrovia, e poi varate per traslazione. A varo avvenuto si è proceduto ad un assemblaggio con cavi di precompressione.

SUMMARY

The paper expound the design topics on a new cable-stayed bridge wich is built in Milan. The bridge is relatively large in proportion to span and so presents in the trasversal direction an appreciable deformability. The erection procedure moreover is very inusual. In order not to interrupt the railway traffic the bridge is built at the sides of the railway in two halves, wich will then be lifted and conveyed by translation on their supports on the piers and finally put together by a connection casting and a set of prestressing cable.

1. PREMESSA

Il ponte strallato realizzato nel quadro della ristrutturazione viaria di accesso al sistema delle Autostrade Nord di Milano caratterizza un nuovo orientamento progettuale nel campo delle tematiche della viabilità in zone urbane.

I ponti strallati, generalmente impiegati su grandi luci, possono trovare, sulla base delle loro caratteristiche di contenimento delle altezze strutturali, utile impiego nella viabilità urbana. L'esigenza di disporre di luci sostenute accoppiate ad ingombri strutturali minimi, tenuto conto anche delle minime altezze degli attraversamenti urbani rispetto al terreno, trova nei ponti strallati un preciso riferimento e soluzioni di indubbio pregio architettonico e strutturale.

I vincoli progettuali relativi all'attraversamento del nodo ferroviario di Milano Certosa possono così riassumersi:

- ubicazione delle pile in rispetto sia dell'attuale disposizione dei binari sia delle previsioni di future sistemazioni del nodo ferroviario
- massima altezza strutturale dell'opera pari a circa m. 1,60 (con altezza utile all'intradosso di m 6,10)
- congruenza con le luci del viadotto esistente (a 25,00 m o multipli)
- possibile eliminazione di ogni interferenza col traffico ferroviario durante le fasi di realizzazione dell'opera
- problematiche connesse alla viabilità laterale inferiore
- autorizzazioni necessarie per l'esecuzione di lavori in

sede ferroviaria.

Un confronto tecnico tra le possibili soluzioni, nel quadro di una luce che superasse l'intero sistema di binari del nodo, ha chiaramente evidenziato che solo un ponte strallato poteva superare una luce dell'ordine di 100 m con una altezza media strutturale di appena 1,50 m circa.

La finalità di annullare ogni interferenza con le Ferrovie ha orientato verso l'adozione di un sistema costruttivo innovativo con la realizzazione di due semimpalcanti strallati esternamente alla sede ferroviaria varati successivamente per traslazione.

Il ponte è illustrato in Fig. 1.



Fig. 1

2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO E CARATTERISTICHE

Il ponte strallato si sviluppa su tre luci di m 45,00-90,00-45,00 per un totale di m 180,00 tra gli assi delle spalle cui si aggiungono, oltre tali assi, due zone con sviluppo longitudinale di m 4,20 ciascuna che conglobano i contrappesi. Tenuto conto della larghezza totale di m 19,40 esso interessa una superficie globale di circa 3,650 mq (Fig. 2).

Gli stralli, con geometria simmetrica rispetto all'asse delle antenne, sono interessati a m 12,50 lasciando, con riferimento al semimpalcato, due tratti liberi terminali di m 7,50 cui si aggiunge, solo verso la spalla, il tratto complementare di m 4,20.

L'opera presenta una obliquità di $26,68^\circ$ e la selezione trasversale è ad altezza variabile. L'orditura strutturale di impalcato risulta scandita in funzione di tali caratteristiche ed è fondamentalmente costituita da traversi in obliquo, interessati a m 12,50 e debordanti dai due fili esterni longitudinali dell'impalcato, alle cui estremità vengono agganciati gli stralli.

Completano l'orditura i traversoni in corrispondenza delle antenne e quelli sulle spalle. La disposizione degli stralli è quella classica a ventaglio ed il circuito di chiusura delle componenti delle azioni di sustentamento degli stralli si sviluppa nell'impalcato indirettamente attraverso la trasmissione di tali azioni dalle zone terminali dei traversi.

Le antenne risultano collegate al complesso di impalcato attraverso i traversoni sulle pile e quindi l'intero complesso risulta impostato sul sistema di appoggi. (Fig. 3)

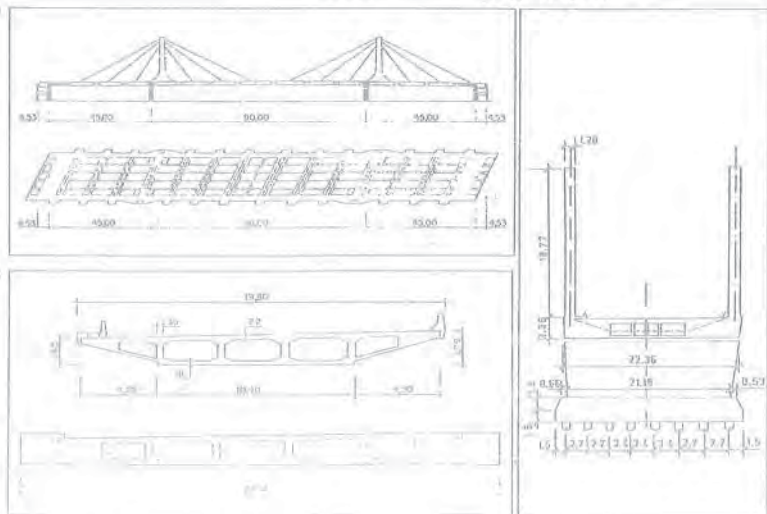


Fig. 2

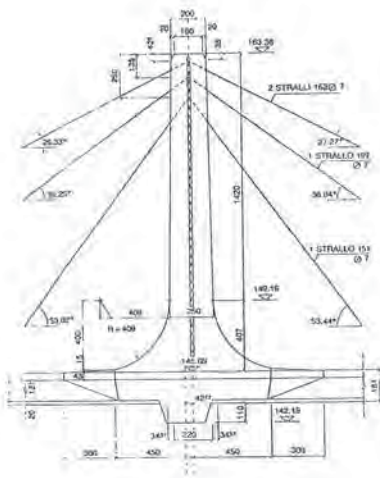


Fig. 3

L'identità strutturale è quella di piastra anisotropa su sistema di vincoli elastici in quanto il rapporto tra luce e larghezza, inusuale in tale tipo di ponte, e la distanza assunta tra gli stralli esclude di fatto un comportamento su mezzo elastico continuo.

La sezione trasversale illustrata in Fig. 2.b e Fig. 4, si presenta a cassone lateralmente sagomato a quattro nervature verticali e soletta e controsoletta di spessore, rispettivamente di 22,000 e 18,00 cm. L'altezza media del cassone è di m 1,60 e le altezze fittizie a livello dei fili laterali sono rispettivamente di m 1,40 e m 1,80. L'assenza di sbalzi convenzionali conferisce alla sezione una omogeneità di comportamento nei riguardi degli agenti atmosferici.

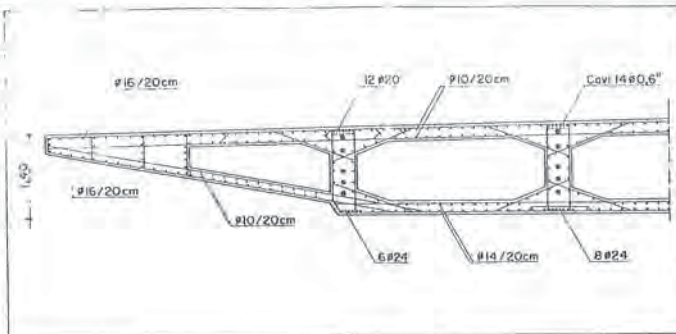


Fig. 4

In corrispondenza degli stralli la sezione trasversale congloba il traverso in spessore solo nella zona centrale, mentre a partire dalle nervature esterne il traverso disegna, in prosecuzione, il profilo della sezione sino a debordare come, già detto, per permettere l'ancoraggio delle testate degli stralli.

La Fig. 2.c illustra il profilo del traverso, la cui lunghezza al filo delle zone di ancoraggio degli stralli è di m 25,51.

In Fig. 4 è riportata l'armatura base della sezione corrente e i cavi di precompressione, in una generica posizione.

Le antenne, Fig. 2, presentano una altezza, sul piano di impalcato, di circa 19,00 m e sono profilate in modo da avere altezza uguale con riferimento alle quote di intradosso dell'impalcato.

Ciò ha comportato particolari interventi progettuali per la sagomatura delle basi delle quattro antenne, le quali hanno un uguale profilo curvo da cui spicca il fusto a debole variabilità longitudinale. Le differenze di quota dell'impalcato vengono assorbite all'innesto con i cordoli di base.

Il profilo di base delle antenne definisce una mensola tozza che lavora come mensola rovescia durante le fasi transitorie di varo, come si vedrà nel seguito.

In Fig. 5 viene illustrato il particolare profilo dei cavi di precompressione "al taglio" necessari per far fronte all'azione dei martinetti che sostengono il ponte, durante il varo, proprio in corrispondenza di tali zone.

Sulla sommità dell'antenna è montata una apparecchiatura metallica dotata di tre livelli di ancoraggio degli stralli.

Tale apparecchiatura, di per sé estremamente complessa, è illustrata in Fig. 6. Le piastre inclinate di ancoraggio degli stralli sono state disposte con l'assetto di inclinazione specifico per ogni strallo in funzione delle caratteristiche geometriche dell'impalcato.

Gli appoggi sono in neoprene-teflon cerchiatati di tipo fisso, unidirezionale e multidirezionale.

Si fa presente che è stato previsto l'inserimento di un terzo appoggio sia in corrispondenza delle pile che in corrispondenza delle spalle al fine di contenere i problemi connessi alla elasticità dei traversi di tipo differito.

Le pile, al fine di non interferire con l'architettura generale dell'opera e tenuto conto della loro limitata altezza, sono a sezione piena con leggera subverticalità verso il basso. La sezione trasversale è rettangolare raccordata.

Esse riprendono il profilo della base delle antenne. Nella zona superiore sono previsti cavi di precompressione al solo fine di bilanciare le componenti di trazione relative alla conseguente inclinazione del carico sulle antenne peraltro già assorbito da armature convenzionali.

Ogni pila insiste su una fondazione costituita da pali di grosso diametro ϕ 100 in numero di 24.

Le spalle sono di tipo convenzionale con fondazione su pali dello stesso tipo.

Esse vengono completate, per la parte superiore (muro paraghiaia, parte superiore dei muri d'ala) in una seconda fase, a traslazione avvenuta. Le spalle, come sarà precisato in seguito, sono previste per assorbire l'azione orizzontale di contrasto in fase di varo dell'impalcato.

Le Foto di Fig. 8 e 9 illustrano altri particolari.



Fig. 8



Fig. 9

3) ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale è stata finalizzata alla conoscenza del comportamento della struttura relativa alle due tappe fondamentali della sua realizzazione e cioè

- semi-impalcato con antenna singola in assetto di varo a spinta avvenuta
- ponte ad assemblaggio dei semi-impalcati avvenuto

Lo studio statico e dinamico si è articolato su una duplice modellazione, dell'opera di cui una ad E.F. e l'altra a graticcio, Fig. 10.

Nelle varie fasi poi si è fatto riferimento anche ad un semplice schema a telaio il quale, pur non traducendo le caratteristiche di obliquità dell'opera, ha utilmente permesso di inquadrare, in modo semplice, i vari problemi. Il modello a telaio è risultato particolarmente utile nelle fasi preliminari di progettazione al fine di inquadrare staticamente ogni situazione e scegliere la successione delle operazioni.

Inoltre il modello a telaio ha fornito utili suggerimenti per la scelta della distribuzione delle rigidità da adottare nei due modelli ad E.F. ed a graticcio. Si può affermare che, tra tutte, la modellazione a graticcio è risultata di grande utilità in quanto ha colto in modo aderente e sufficientemente semplice il comportamento globale.

I problemi di statica locale, sono stati trattati con il metodo della striscia finita, Fig. 11.

Si sono studiate a fondo due diverse procedure esecutive e cioè:

- tiro parziale dei cavi di precompressione e degli stralli sui due semimpalcati e completamento delle operazioni di tiro ad assemblaggio avvenuto;

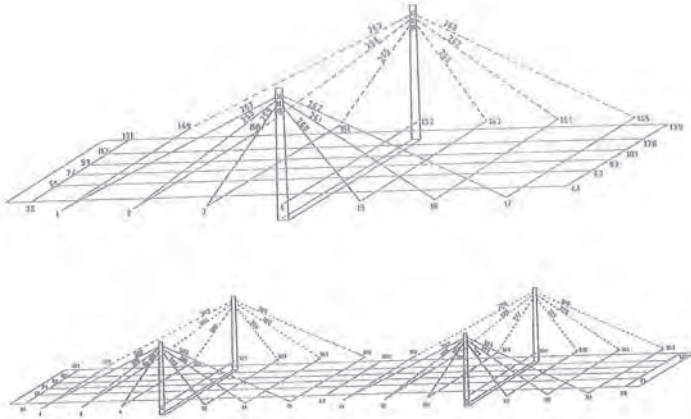


Fig. 10

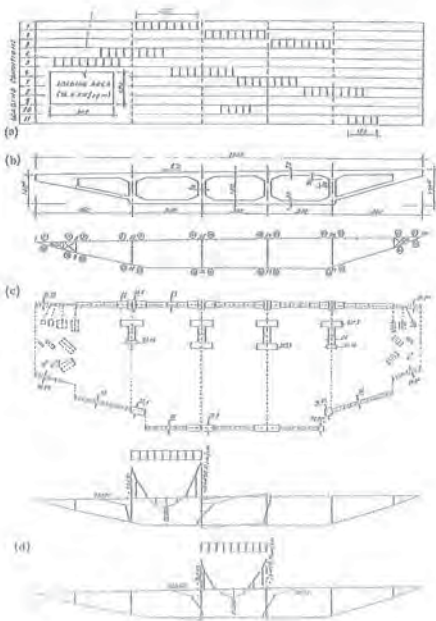


Fig. 11 Analisi a striscia finita della sezione corrente dell'impalato
 a) condizioni di carico
 b) mesh
 c) mesh a striscia finita
 d) momenti flettenti trasversali

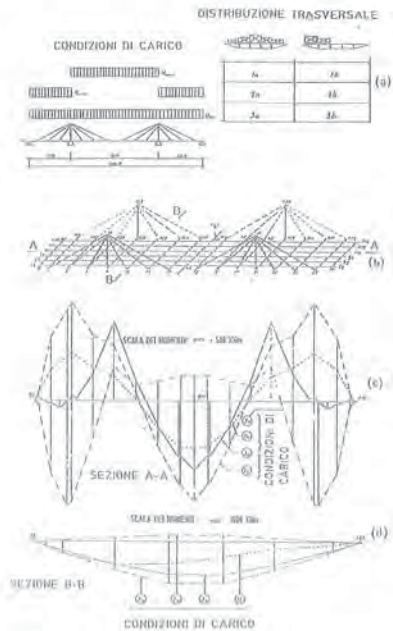


Fig. 12-Modello di analisi
 a) condizioni di carico
 b) mesh
 c) momenti flettenti longitudinali
 d) momenti flettenti trasversali

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI STRALLI

strallo	Peso pr. Tiro KN	Perman. KN	Peso proprio ^A Permanente		Condizioni di carico accidentale					Valori massimi ^B		^{A6} C
			T E	N/cm ²	1 KN	3 KN	5 KN	7 KN	7A KN	T KN	δ N/cm ²	
268	13238	1648	14887	59331	2084	1226	3405	2530	2910	A-5 18292	72025	13577
267	7753	1137	8890	58046	1438	318	1291	1647	1123	A-7 10537	68798	10752
266	6572	521	7093	61038	658	718	69	716	40	A-3 7811	67208	6170
285	6572	695	7266	62529	876	247	1189	975	1081	A-5 8455	72761	10232
264	7753	1264	9016	58870	1597	93	1836	1836	1596	A-5 10854	70867	11998
263	13238	1562	14751	58791	1726	217	1697	2105	1326	A-7 16856	67385	8594

Fig. 13

- tiro totale dei cavi di precompressione e degli stralli sui due semimpalcati limitando, a varo avvenuto, solo le operazioni di assemblaggio, con tesatura dei cavi corti di connessione.

Dagli esami effettuati è risultato opportuno dare ai due semimpalcati il loro assetto finale operando quindi su due sistemi staticamente più semplici ed eliminando ogni operazione più complessa a varo avvenuto.

Nel quadro di tale scelta si è seguito il criterio di limitare, almeno per gli aspetti globali le perdite mutue e parassite.

Va tenuto conto che l'impalcato è praticamente precompresso nelle due direzioni con cavi disposti longitudinalmente nelle anime delle travi e cavi disposti nei traversoni di campata (cui si agganciano gli stralli) e nei traversoni sulle pile.

A questi si aggiungono i cavi corti alla base delle antenne.

L'attenzione prioritaria è stata rivolta ai cavi dei traversi ed agli stralli. L'assetto deformativo, nelle previsioni di progetto, all'atto della precompressione, doveva sbloccare l'impalcato dal piano cassero, facendo puntare i traversi alla loro estremità con un inizio di configurazione dello stato finale.

Il problema delle perdite mutue è stato rilevante tenuto conto che in opere di tale complessità non è proponibile, per tempi tecnici ed economici, prevedere fasi di ritեսatura, a varo avvenuto, per tutte le componenti.

Si è deciso di effettuare, in ordine, il tiro dei cavi longitudinali, il tiro con ripresa dei cavi dei traversi ed il tiro con ripresa degli stralli completando, alla fine il processo di iniezione.

Il tiro dei cavi longitudinali, avvenuto su impalcato non

vincolato, ma solo appoggiato sul cassero, ha praticamente annullato ogni perdita 'parassita' e eccessivamente il tiro dei cavi nei traversi ha praticamente sbloccato l'impalcato del piano cassero facendolo "puntare" all'estremità dei traversi.

In tali zone erano stati previsti pilastri di sostegno del cassero. Il successivo tiro degli stralli e la loro raggiunta efficienza non ha fatto altro che sostituire l'appoggio di testata che i traversi, puntando sulla centina, avevano configurato.

La 'dosatura di tiro' degli stralli doveva realizzare spostamenti nulli in corrispondenza di tutti gli attacchi degli stralli ai traversi.

Si è posto in atto, per tutte le operazioni, un rigoroso controllo degli allungamenti dei cavi e degli stralli, oltre ad un controllo degli spostamenti dell'impalcato nelle varie fasi. Si sono impiegate anche procedure estensimetriche di controllo degli stati deformativi e tensionali.

Il monitoraggio di otto stralli ha contribuito ad assicurare controlli e conferme delle procedure progettuali e di calcolo.

Sono state studiate varie condizioni di carico illustrate in Fig. 12. I tiri degli stralli, nelle varie fasi, sono riportate in Fig. 13.

CARATTERISTICHE STRALLI (Φ 7 $A_f=38,48$ mm²)

(37-42) stralli esterni - N. 4 - 151 ϕ 7

$$A_f = 4 \times 163 \times 38,43 = 25088 \text{ mm}^2$$

(38-41) stralli intermedi - N. 2 - 199 ϕ 7

$$A_f = 2 \times 199 \times 38,48 = 15315 \text{ mm}^2$$

(39-40) stralli interni - N. 2 - 151 ϕ 7

$$A_f = 2 \times 151 \times 38,48 = 11620 \text{ mm}^2$$

CARATTERISTICHE STRALLE

TENSIONE DI ROTTURA	σ_r	$1,70 + 1,80 \frac{N}{mm^2}$
TENSIONE AMMESSIBILE	σ_a	$850 \frac{N}{mm^2}$
$\Delta \sigma$ (stress range)	$\Delta \sigma$	$200 \frac{N}{mm^2}$
MODULO DI RESISTENZA BASE	R_m	$2,1 \times 10^5 \frac{N}{mm^2}$

MODULO DI DISCHINGER:

$$E^* = \frac{E}{1 + \left[\frac{1}{12} \left(\frac{d_1}{A} \right)^2 \frac{E}{\sigma_r^3} \right]}$$

4) PROBLEMI SPECIALI

Tra i problemi speciali esaminati si sottolineano i seguenti:

- problemi di diffusione
- instabilità dell'antenna
- viscosità
- dinamica
- fatica negli stralli
- monitoraggio degli stralli
- sostituzione degli stralli

I problemi di diffusione esaminati sono:

- ancoraggio degli stralli all'estremità dei traversi;
- ancoraggio dei cavi trasversali all'estremità dei traversi;
- ancoraggio degli stralli delle antenne;
- analisi della base delle antenne come mensole tozze sotto le azioni localizzate dai martinetti.

Per tali problemi specifici sono state eseguite, di volta in volta, modellazioni speciali operando solo sul singolo elemento da studiare e simulando condizioni di vincolo alla rimanente struttura (Fig. 12).

Le condizioni di lavoro delle antenne condizionano la statica dell'intero complesso e pertanto si è analizzato il comportamento sotto vari aspetti. L'assenza di collegamenti trasversali in sommità, ha consigliato di eseguire controllo sul regime di instabilità del fusto dell'antenna condotto attraverso il metodo generale.

Nei riguardi del regime viscoso sia per deformazioni assiali delle antenne che per deformazioni differite nell'impalcato si sono seguiti criteri specifici già in fase di progettazione al fine di contenerne gli effetti.

In tale quadro la modulazione della precompressione è risultata di valido aiuto.

Per quanto concerne la dinamica, l'analisi modale ha fornito i seguenti modi di vibrazione e le corrispondenti frequenze: (Fig. 14)

1° modo: fless. simm.	cicli/sec. 0,739
2° modo: fless. antisimm.	cicli/sec. 31,333
3° modo: tors. simm.	cicli/sec. 1,814
4° modo: fless. simm.	cicli/sec. 2,047
5° modo: fless. antisimm.	cicli/sec. 2,083

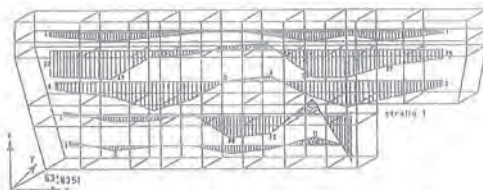


Diagramma σ_x (kg/cm^2)
e frazioni di momenti di inerzia (corrispondenza σ stralli)

□ FRAZIONI
■ MOMENTI DI INERZIA

Fig. 14

Per gli stralli si è fatto riferimento alle prove specifiche eseguite dalla Stahlton le quali assicurano che nelle normali condizioni di lavoro (peso proprio e carichi permanenti) e con $\Delta \sigma$ anche superiori a quella indicata per due milioni di cicli non si rivelano danni sensibili.

A maggior sicurezza, e per la durabilità dell'opera, si è provveduto a dotare otto stralli su un totale di trentadue di un moderno sistema di monitoraggio del tipo "Wiga Ring Elasto". Tale sistema è progettato per lunghe durate, ed è composto con uno speciale elastomero anulare tenuto insieme da due contenitori. La pressione idrostatica p , proporzionale al tiro dello strallo, viene misurata con un sensore e convertita in un segnale elettrico.

Tale sistema di sicura utilità per la manutenzione ed il controllo dell'opera è stato già impiegato per valutare alcuni effetti connessi alle variazioni di temperatura.

Si precisa che gli stralli sono sostituibili.

L'impalcato è stato verificato, per peso proprio e carico permanente, con uno strallo in meno, qualsiasi esso sia.

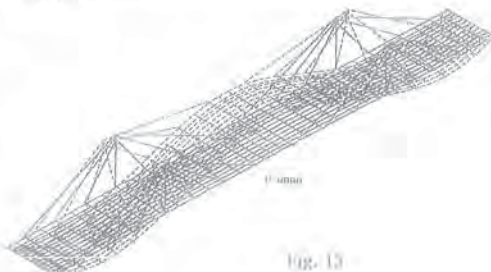


Fig. 15

Fasi costruttive

Le fasi costruttive possono così riassumersi:

- predisposizione cantiere;
- realizzazione sottostrutture di traslazione;
- pali - fondazioni - pile - spalle;
- realizzazione dei semi-impalcato;
- messa in opera stralli ed appoggi;
- precompressione impalcato: cavi trasversali e cavi longitudinali;
- montaggio martinetti per varo;
- tiro degli stralli: (n° 2 fasi);
- controllo assetto deformativo;
- sblocco cassetture;
- controllo tiro stralli - iniezione stralli centrali;
- montaggio pattino posteriore;
- varo: 1° metà
- controllo assetto generale;
- messa in sede degli appoggi;
- controllo tiro stralli: monitorati;
- montaggio cavi ancoraggio alla spalla;
- ripetizione operazioni sulla seconda metà; e varo 2° metà;
- problemi assetto generale;
- messa in opera dei cavi di assemblaggio;
- getto di sutura dell'interspazio;
- tiro cavi di collegamento;
- controllo assetto finale;
- operazioni di collaudo: statico, dinamico, assetto variazioni termiche.

Le strutture di traslazione, fra pila e spalla, su cui le apparecchiature di varo dovevano scorrere nella fase di traslazione dei semimpalcato sono state realizzate con muri continui in c.a. gettati in opera, fondati su pannelli di paratia.

Tali opere sono state studiate e progettate dal Prof. Migliacci consulente per l'Impresa Pessina. Il Prof. Migliacci ha ritenuto opportuno dotare tali muri-guida di una efficiente struttura di fondazione adottando un sistema lineare di paratie profonde (circa 14-16 m). Fig. 17.

La complessità di tale studio è stata determinata dal fatto che, l'intero peso del semimpalcato (circa 4500 t) veniva trasmesso alle sottostrutture di guida in corrispondenza dei due set di martinetti (8 + 8 martinetti).

Di conseguenza il Prof. Migliacci ha studiato la successione delle posizioni di avanzamento e per ognuna è stato valutato l'assetto deformativo, con ipotesi varie di potenziali cedimenti differenziali tra i due muri-guida. Il Prof. Migliacci ha impostato l'analisi strutturale attraverso un complesso programma ad E.F il quale ha tenuto conto, delle interazioni terreno-struttura.

I cedimenti rilevati in fase di avanzamento sono stati tutti contenuti nelle previsioni di progetto.

La superficie di scorrimento in sommità dei muri è stata realizzata con una finitura in resina per ottenere una orizzontalità con tolleranza dell'ordine di qualche millimetro.

Le apparecchiature di sostegno dei semimpalcato durante il varo erano costituite da 4 gruppi di 4 martinetti ciascuno, due gruppi per parte in corrispondenza delle antenne e ai lati del traversone principale. I quattro martinetti di ciascun gruppo erano reciprocamente collegati con una robusta intelaiatura d'acciaio, a sua volta collegata all'intradosso dell'impalcato, in corrispondenza delle mensole tozze rovesce formate dagli allargamenti della base delle antenne.

I martinetti di portata pari a 350 t erano sufficientemente dimensionati per sopportare l'intero peso dell'impalcato, pari a circa 4500 t.

Una piccola parte del peso però (circa 500 t), a causa dello sbilanciamento dovuto alla presenza del contrappeso, veniva scaricato sul pattino posteriore costituito da un tetraedro applicato alla coda dell'impalcato e scorrente su una rotaia montata su apposita fondazione continua.

Lo scorrimento delle apparecchiature di varo sui muri andatori sopra descritti avveniva mediante dischi di acciaio inossidabile applicati al fondo dei martinetti, a contatto con strisce di teflon distese sulla superficie orizzontale della sommità dei muri.

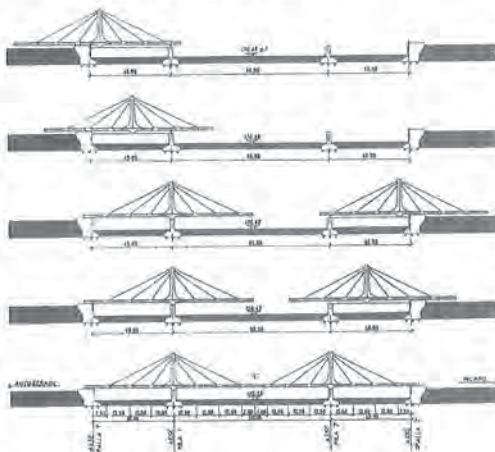


Fig. 16

La spinta per la traslazione, pari a circa 1/15 del peso del semimpalcato, è stata realizzata mediante trefoli aventi un estremo ancorato al paramento della spalla e l'altro estremo attirato da martinetti fissati, mediante putrelle, alla parte posteriore della struttura.

La traslazione completa, di 45 m, di ogni metà ponte è avvenuta in circa 15 ore distribuite in due giornate. Non è stata contemporanea per i due semimpalcati poiché sono state reimpiegate le stesse attrezzature di varo.

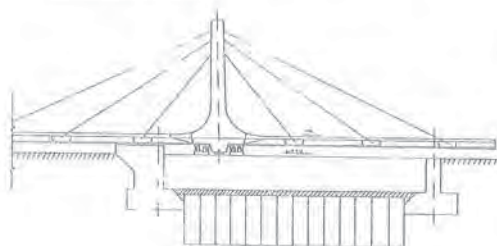


Fig. 17

CONCLUSIONI

L'opera ha pienamente risposto alle previsioni di progetto ed ha contribuito ad aprire una fase innovativa nell'ambito delle soluzioni di problemi di attraversamento nelle zone urbane.

Il suo inserimento nel contesto ambientale ha ottenuto positivi riscontri sia tecnici che della opinione pubblica.

Il collaudo, effettuato dal Prof. Creazza (Venezia), dal Prof. Pizzetti (Torino), dall'Ing. Gambardella (ANAS-Genova), ha confermato le previsioni di calcolo fornendo una prova della validità degli schemi teorici a base dei calcoli adottati.

Committente:

Comune di Milano

Progetto; calcolo strutturale

S.P.E.A. - Prof. Ing. Francesco Martinez y Cabrera

Collaboratori:

Dott. Ing. Giorgio Cianciullo

Prof. Ing. Piergiorgio Malerba

Dott. Ing. Luca Tedesi

Direttore lavori:

S.P.E.A. - Dott. Ing. Antonino D'Amato

Impresa:

Pessina Costruzioni - Milano

Consulente: Prof. Ing. Antonio Migliacci

Stralli:

Stahlton - Zurigo

Sistema di precompressione:

V.S.L. - Milano

Varo:

PRECO - Milano

Collaudo:

Prof. Ing. Giuseppe Creazza

Dott. Ing. Giulio Pizzetti

Dott. Ing. Luigi Gambardella

Consulenti per l'ambiente:

Arch. Fausto Colombo

Arch. Lorenzo Forges Davanzati

BIBLIOGRAFIA

- [1] Man Chung Tang: Design of Cable-Stayed Girder Bridges, ASCE, Journal of Structural Division, p.1789, August, (1972).
- [2] Gilsanz R.E., Biggs J.M.: Cable-Stayed Bridges: Degrees of Anchoring, ASCE, Journal of the Structural Division, p. 200, January, (1983).
- [3] Birkenmaier N., Narayanan R.: Fatigue Resistance of Large High Tensile stay Tendons, Proc. IABSE, Colloq. on Fatigue on Steel and Concrete Structures, Lausanne, (1982).
- [4] Troitsky M.S.: Cable-Stayed Bridges, Theory and Design, Crosby Lockwood Staples, London, (1977).
- [5] Ginsing N.J.: Cable Supported Bridges, John Wiley & Sons, New York, (1983).
- [6] Cheung Y.K.: Finite Strip Method in Structural Mechanism, Pergamon Press, Oxford, (1976).
- [7] Hambly E.C.: Bridge Deck Behaviour, Chapman and Hall, London, (1976).
- [8] De Miranda F., Baglietto E., Casirati M., Castoldi A., Sammartino R.: Ponti Zarate-Bruso Largo, Modelli Matematici e Strutturali del Comportamento Statico e Dinamico, Costruzioni Metalliche, 4 (1976).
- [9] Task Committee on Cable-Suspended Structures of the Committee on Metals of the Structural Division, Tentative Recommendations for Cable Stayed-Bridge Structural, ASCE, Journal of the Structural Division, p. 929, (1977).
- [10] Task Committee on Cable-Suspended Structures of the Committee on Metals of the Structural Division, Commentary on Tentative Recommendations for Cable Stayed-Bridges Structures, ASCE, Journal of the Structural Division, p. 941, May, (1977).
- [11] Leonhardt F., Zellner W.: Cable-Stayed Bridges, IABSE Surveys, S. 13/80, (1980).
- [12] Nicolosi, Raffaele, Santostosso: Sulla Determinazione della Rigidezza degli Stralli, Proc. of the C.T.A. Days, Torino, (1979).

IMPIEGO DI UN COMPOSITO CEMENTIZIO CON SCHEGGE DI CARBONIO
PER L'INIEZIONE PROTETTIVA DI CAVI DA PRECOMPRESSIONE

Angelo DI TOMMASO
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università degli Studi di Bologna

Giovanni MANTEGAZZA - Ana Maria PENNA GAETE
RUREDIL S.p.A. - San Donato Milanese

Roberto PACCAGNELLA
Istituto di Architettura ed Urbanistica - Università degli Studi di Padova

IMPIEGO DI UN COMPOSITO CEMENTIZIO CON SCHEGGE DI CARBONIO PER L'INIEZIONE PROTETTIVA DI CAVI DA PRECOMPRESSIONE

DI TOMMASO* - G. MANTEGAZZA** R. PACCAGNELLA ***
A. M. PENNA GAETE ****

- * Professore ordinario - Università di Bologna
- ** Direttore Tecnico- Ruredil SPA - San Donato Milanese
- *** Università di Padova- Ist. di Architettura e Urbanistica
- **** Responsabile Dip. Tecnologico - Ruredil SPA - San Donato Milanese

SOMMARIO

Le boiacche di cemento per iniettare le guaine di ricoprimento dei cavi scorrevoli da precompressione presentano spesso pericolosi fenomeni di fessurazione durante l'esercizio.

In questo lavoro si mostra come sia possibile utilizzare vantaggiosamente malte con speciali fibre di carbonio allo scopo di migliorare il comportamento nei riguardi della fessurazione.

SUMMARY

Cement grouts for injecting the sheathings of post-tensioned system are prone to crack during service conditions. In this paper we show how it is possible to improve their behaviour against cracking using fiber (carbon) inclusions in cement matrix.

1. INTRODUZIONE

L'iniezione di boiacche cementizie nelle guaine contenenti i cavi scorrevoli di precompressione sia aderente che non aderente, negli elementi strutturali di calcestruzzo, rappresenta un aspetto di fondamentale importanza strutturale per le implicazioni che ne possono derivare alla durabilità del manufatto.

La boiacca deve possedere svariate proprietà in relazione all'apparato tecnologico di iniezione, alla geometria della guaina ed al volume occupato dal cavo.

Ovviamente il fine è quello di ottenere il completo riempimento dei vuoti e l'assenza di macrofessure ad indurimento avvenuto.

Inoltre le inevitabili variazioni di tensione nel cavo con conseguenza di variazioni di deformazioni induce stati tensionali nella boiacca indurita che si aggiungono alle tensioni che si verificano in conseguenza delle variazioni di volume della boiacca nella fase di fine presa e successivamente nel tempo.

Nell'economia dei manufatti precompressi ed in particolare di quelli a cavi scorrevoli, l'iniezione protettiva rappresenta un costo trascurabile in rapporto al costo globale degli stessi, ma costituisce un aspetto determinante per la durabilità dell'opera. Pertanto il materiale boiacca, anche se risulta tecnologicamente più evoluto e di conseguenza più costoso, rappresenta sempre una minima incidenza economica sulla globalità dei costi, e pertanto risulta infine assai vantaggioso.

Con questa premessa è sembrato opportuno spingere la ricerca verso un miglioramento delle prestazioni della boiaccia d'iniezione onde ottenere una riduzione delle fessurazioni in fase indurita. Per ottenere questo risultato è naturale pensare che un materiale più duttile possa presentare vantaggi notevoli nell'eliminazione della macrofessurazione.

Lo studio è quindi stato rivolto alle boiacche cementizie con fibre di carbonio, facendo seguito ai cospicui vantaggi ottenuti in precedenti ricerche nelle quali si sono studiati compositi cementizi con fibre di carbonio.

Poichè la formazione di fessure nelle boiacche indurite segna prevalentemente stati di trazione, nella presente ricerca è stato impiegato un provino costituito da boiaccia mietata in una guaina attorno ad una barra, che poi, ad indurimento avvenuto della boiaccia, viene posto in trazione per l'esame del quadro fessurativo che ne consegue.

2. ASPETTI TECNOLOGICI DEI COMPOSITI CEMENTIZI

2.1 Ottimizzazione dei compositi

2.1.1 Materiali

I compositi studiati nella presente memoria sono stati realizzati aggiungendo alla boiaccia di riferimento (B-0) delle fibre di carbonio (Fibertenax^(R)) e dell'additivo superfluidificante in quantità necessaria per ricentrare nelle caratteristiche fisiche sotto esposte:

Boiaccia di riferimento (B-0)

a) Composizione:

Miscela di cemento, filler ed additivi.
Acqua 30% in peso sul totale

b) Caratteristiche fisiche:

- Consistenza superfluida
- p.s. 1,9 +/- 0,05 gr/cc.

Fibre di carbonio

Le fibre di carbonio Fibertenax^(R) sono ottenute trattando con procedimento di poltrusione, filamenti sottilissimi di carbonio PAN (polyacrylonitrile) in bagno di polimero sintetico fino ad ottenere un nastro che successivamente viene tagliato a lunghezza voluta (vedi Fig. 1).

Compositi B-1, B-2, B-3, B-4, B-5, B-6, B-7:

Matrice cementizia come (B-0)

Fibre di carbonio: Fibertenax^(R)

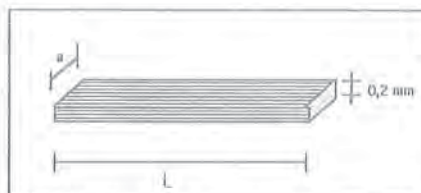


Fig. 1 - Scheggia di carbonio Fibertenax^(R)

In tabella 1 sono riportati i dati della fibra utilizzata e le proprietà meccaniche sono espresse in tabella 2.

Tipo di fibra di carbonio	L	a	s. equivalente	Rapporto aspetto
	(mm)		(mm)	(R = L/a)
Fibertenax 1	7,5	1,75	0,667	14
Fibertenax 2	7,5	0,87	0,470	16

Tabella 1 - Caratteristica fibre di carbonio

Tipo di fibra	Res. a trazione	Modulo elastico	Allung. rottura
	(MPa)	(MPa)	(%)
Fibertenax (R)	1189	~ 137.000	0,86
acciaio	700-2100	~ 207.000	3,5-14

Tabella 2.- Caratteristiche meccaniche della fibra di carbonio (dati desunti da nostro relativo a Fibertenax 1) comparate a quelle della fibra di acciaio da filo trafilato

2.1.2 Studio delle miscele

Sono stati realizzati sei tipi di compositi cementizi mantenendo uguali la matrice cementizia, variando il dosaggio e il rapporto di aspetto della fibra (vedi tabella 3).

Le fibre sono state aggiunte mantenendo costante il rapporto A/C. La lunghezza della fibra è stata fissata in 7,5 mm in relazione al tipo di applicazione e alla geometria del provino.

Composito	Tipo di fibra	St. aspetto	Dos. fibra (% in peso)
B-0 (reference)	di carbonio		0
B-1	Fibrenax 1	11	1,2
B-2	Fibrenax 1	11	1,4
B-3	Fibrenax 1	11	1,6
B-4	Fibrenax 1	11	1,8
B-5	Fibrenax 1	11	2,0
B-6	Fibrenax 2	16	1,4
B-7	Fibrenax 2	16	1,8

Tabella 3.- Tipi di fibre e dosaggi utilizzati nei vari compositi.

2.2 Criteri di ottimizzazione dei compositi cementizi

2.2.1 Requisiti tecnologici

a) Indice di tenacità (I_c)

L'indice di tenacità è dato dal rapporto tra le due aree sottese dalla curva carico-freccia in flessione sul provino intagliato: quella relativa alla matrice cementizia tal quale e quella relativa alla matrice cementizia con la fibra come mostrato in Fig.2.

$$I_c = \frac{W_c}{W_0}$$

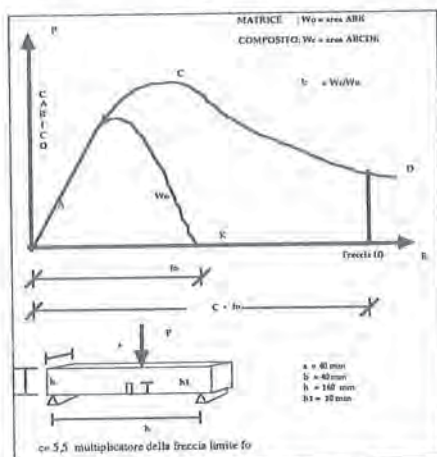


Fig 2.- Schema di definizione dell'indice di tenacità I_c su provino intagliato

Le curve carico- freccia (P-l) per ognuno dei compositi studiati sono riportate in Fig.3

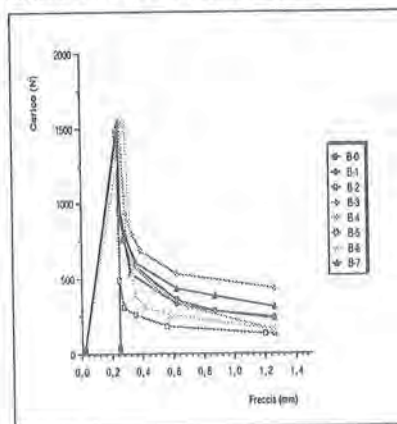


Fig. 3.- Curva Carico-freccia del provino intagliato in flessione per i vari compositi

b) Test di iniettabilità.

Il test riproduce fedelmente quello che accade nella realtà relativamente alla geometria dell'ugello di iniezione. Sono state eseguite prove di pompabilità dei diversi compositi impiegando un tubo di polietilene con ϕ interno di 10 mm, valutando le fenomenologie relative.

c) Ritiro idraulico, espansione contrastata ed espansione in fase plastica.

Sono state eseguite prove di espansione libera in fase plastica (UNI 8996), prove di espansione contrastata (UNI 8147) e prove di ritiro idraulico (UNI 6687) (vedi Fig. 4-5).

L'espansione libera in fase plastica è:

$$B-0 = +2,0$$

$$B-1 = +1,8$$

$$B-3 = +1,7$$

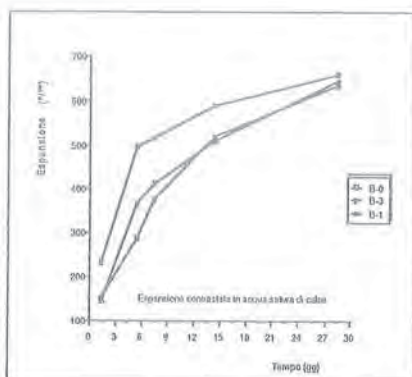


Fig.4.- Espansione contrastata (UNI 8147)

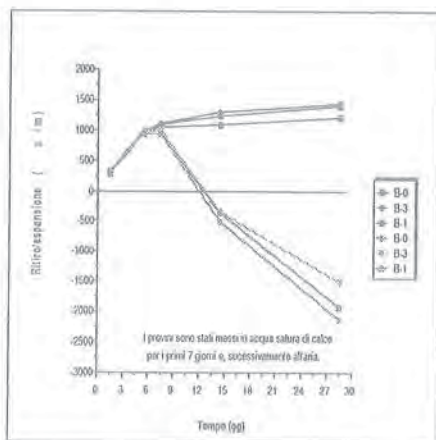


Fig.5.- Ritiro idraulico (UNI-6687)

2.2.2. Individuazione del composito ottimale

Dall'analisi dei risultati (vedi tabella 4) relativi al dosaggio di fibre, indice di tenacità e iniettabilità nonché dalle misure di ritiro ed espansione, si sono valutati i compositi ottimali da sottoporre al test di trazione.

Composito	Tipo di fibra	Dos. fibra (% in peso)	Graf. Carico-Freccia F. max (N)	f _c	Iniettabilità (ø 10 mm)
B-0	—	0	1450	1	ottima
B-1	Fibertenax1	1,2	1445	3,2	ottima
B-2	Fibertenax1	1,4	1440	3,2	buona
B-3	Fibertenax1	1,6	1515	3,9	discreta
B-4	Fibertenax1	1,8	1475	3,1	scarsa
B-5	Fibertenax1	2,0	1420	2,0	scarsa
B-6	Fibertenax2	1,4	1675	2,8	discreti
B-7	Fibertenax2	1,6	1500	3,3	scarsa

Tabella 4.-

I compositi prescelti per il confezionamento dei provini destinati alla prova di trazione sono stati:

B-0
B-1
B-3

3 SPERIMENTAZIONE ESEGUITA

3.1 Descrizione del provino tipo

Dopo una prima fase di messa a punto del composito cementizio fibroso, al fine di ottenere una reologia adatta ad un uso particolare, quale l'iniezione in piccole cavità, è stata affrontata la parte sperimentale su "modello", mettendo a punto un provino che consentisse di eseguire delle prove a trazione.

Il provino adottato è costituito da una barra centrale (tipo Dywidag) in acciaio corrugato da precompresso attorno alla quale è stata costruita un tratto di guaina, da iniettare con il composito cementizio fibroso in questione. Lo scopo è quello di simulare dimensionalmente la situazione di uno spezzone di cavo da precompressione all'interno della propria guaina, iniettata usualmente con boiacca cementizia (vedi foto 1).

La barra ha un diametro di 15 mm e lunghezza 740 mm in acciaio da precompresso tipo Dywidag St 90/110, mentre la guaina di contenimento è in plexiglas con

D. est = 48 e D. int = 42 mm onde consentire il controllo della fase di iniezione (attraverso un tubo da 10 mm di diametro), il completo riempimento e l'eventuale presenza di fessurazioni durante la fase di stagionatura durata 28 giorni. Durante la stagionatura il provino è rimasto all'interno della guaina, onde evitare qualsiasi esposizione all'aria per essere sformato solo al momento della prova di trazione. L'iniezione è avvenuta manualmente e quindi a pressione molto bassa dopo aver sigillato le estremità del tratto di guaina, comprese fra il tubo di mandata e di sfciato.

Sono stati confezionati le seguenti serie di provini costituiti sempre dalla barra centrale ma con diverso rivestimento:

- 1- rivestimento con boiaccia cementizia e fibre in ragione di 1,2 %
- 2- rivestimento con boiaccia cementizia e fibre in ragione di 1,6%
- 3- rivestimento con boiaccia cementizia
- 4- con barra nuda

La percentuale delle fibre sopra riportata va considerata in peso sul legante cementizio. Nella zona di mezzera del tratto rivestito si attende la comparsa della prima fessurazione in quanto è la zona in cui si troveranno le massime tensioni di trazione nel rivestimento in materiale cementizio. E ciò è stato comprovato dalle evidenze sperimentali per i provini in composito fibroso.

3.2 Descrizione dell'attrezzatura di prova

I provini sono stati sottoposti a trazione assiale mediante una pressa del tipo DARTEC, con gradiente di carico di 5 MPa al secondo.

Gli estensimetri elettrici di tipo induttivo sono stati posti in due punti del provino (fig. 6):

Estensimetro n°1 con base 50 mm sulla superficie del rivestimento cementizio in mezzera del provino.

Estensimetro n°2 con base 330 mm sulla barra all'estremità del tratto rivestito.

Le curve carico-deformazione sono state restituite graficamente mediante plotter.

3.3 Descrizione e commento delle curve sforzo-deformazione

I provini sono stati suddivisi secondo i parametri rappresentativi indicati nella tabella 5 sotto riportata, in cui è sinteticamente riportato il campo di variabilità dei

valori della forza "F. fess" di prima fessurazione del provino

Sigla	Rivestimento	Fibre		F. fess.
		% peso	% volume	(KN)
1-A	si	1,2	1,31	tra 17,6 e 35,32
1-B	si	1,2	1,31	" "
1-C	si	1,2	1,31	" "
2-A	si	1,6	1,75	" "
2-B	si	1,6	1,75	" "
2-C	si	1,6	1,75	" "
3-A	si	0,0	0,00	N.R.
3-B	si	0,0	0,00	N.R.
3-C	si	0,0	0,00	N.R.
4-A	no	---	---	---

Intendendo con N.R. = Non rilevabile, essendo in presenza di microfessurazione diffusa

Tabella 5

Il diagramma carico-deformazione della serie 1 (1,2 % di fibre) ottenuto in fase elastica è del tipo rappresentato nelle figure 7-a, 7-b, rispettivamente per gli estensimetri n°1 e 2. Parimenti le figure 8-a e 8-b rappresentano per la serie 2 (1,6 % di fibre) i valori rispettivamente degli estensimetri n°1 e n°2 e con la medesima logica delle figure 9-a e 9-b si riferiscono alla serie 3 dei provini (0 % di fibre). Su ciascun diagramma 7-b, 8-b, 9-b, viene rappresentata la deformazione rilevata sull'estensimetro 2 come media per i tre provini e per la barra nuda (definita barra "bianco"), mentre su ciascun diagramma 7-a, 8-a, 9-a vengono rappresentate con tre curve distinte le deformazioni sul rivestimento di ciascun provino della serie con l'estensimetro 1. Nella tabella 6 vengono evidenziati i valori delle resistenze fittizie di trazione ottenuti in corrispondenza al raggiungimento delle ϵ di prima fessurazione ed il corrispondente rapporto σ fess/Rck. È da notare che il valore della tensione σ è stato ottenuto dal corrispondente prodotto $\epsilon \times E_{cf}$. Con E_{cf} si intende il modulo elastico a trazione del composito cementizio fibroso, assunto mediamente pari a 25.000 MPa ed Rck pari a 45 MPa.

Sigla	σ fess (MPa)	σ fess/Rck
1-A BC e 2-A BC	$5,15 \leq \sigma \leq 10,6$	$0,11 \leq r \leq 0,23$

Tabella 6

4 DESCRIZIONE E COMMENTO DEI RISULTATI OTTENUTI

Si possono evidenziare, commentandoli, i seguenti risultati ottenuti:

1) la presenza del tratto rivestito contribuisce ovviamente ad irrigidire il provino in fase non fessurata o parzialmente fessurata aumentando la rigidità solo del 2% circa;

2) le deformazioni misurate tramite l'estensimetro 2 (esterno), possono essere considerate in fase elastica come media dei valori riscontrabili lungo il rivestimento cementizio lungo 300 mm, ed infatti le deformazioni, almeno con la percentuale di fibre dell'1.6% risultano avere valori inferiori a quelle ottenute nella zona centrale del rivestimento. Quindi nelle zone d'estremità del rivestimento, se misurate, si troverebbero delle deformazioni inferiori a quelle corrispondenti rilevate esternamente.

Infatti nelle zone d'estremità, le azioni tangenziali all'interfaccia fra barra e composito trasferiscono per la congruenza parte dello sforzo di trazione applicato dalla barra al rivestimento, e la tensione massima di trazione si rivela nella mezzeria.

3) la resistenza fittizia a trazione per il composito cementizio, valutabile come tensione presente all'atto della fessurazione, risulta contenuta fra i valori di $5.15 \leq \sigma \leq 10.6$ MPa, pari a $0.11 R_{ck} \leq \sigma \leq 0.23 R_{ck}$. Questa è una conferma dei valori tendenziali già riscontrati in letteratura da diversi Autori.

4) all'aumentare del volume delle fibre il comportamento risulta meno disperso come si può notare dal confronto progressivo fra le Fig. 7-a, 8-a, 9 a ordinate secondo l'aumentare del dosaggio di fibre.

I valori di E (con l'estensimetro 1) sono assai più vicini fra loro, all'aumentare della percentuale delle fibre presenti.

5) il quadro fessurativo è assai diverso nei 3 casi esaminati. Infatti nei provini senza fibre di carbonio le fessurazioni hanno avuto andamento sia longitudinale, (parallelo alla barra) che trasversale alla barra stessa (vedi foto 2), mentre si sono sviluppate solo trasversalmente in presenza di fibre di carbonio. Va inoltre sottolineato che in quest'ultimo caso le fessure sono numericamente inferiori e più distanziate (vedi foto 3).

A fine prova inoltre mentre i provini senza fibre si disgregavano completamente, quelli fibrosi rimanevano cerchiati attorno alla barra sciogliendo via coassialmente e denunciando quindi una capacità di coesione residua.

6) la presenza delle fibre di carbonio ha permesso di stimare un valore di σ fessa rispetto ai provini che ne erano privi, un σ invece non si è potuto determinare precisamente l'insorgere della prima fessurazione, presentandosi una microfessurazione diffusa.

Riconoscimenti: Si ringrazia la FIP Industriale nelle persone dei Sigg. O. Mason, D. Marino e G. Peruffo per la preziosa collaborazione nell'eseguire la parte sperimentale sui provini a trazione

BIBLIOGRAFIA

[1] DI TOMMASO, A. - MANTEGAZZA, G. - PENNA, A.M. - "Ottimizzazione della tenacità dei compositi cementizi carbo-fibrosi" - Giornate AICAP Spoleto 1991.

[2] DI TOMMASO, A. - MANTEGAZZA, G. - PENNA A.M. - "Fracture and adhesion properties of a carbon fiber-cementitious composite with silica fume variability in the matrix" - CANMET/ACI, Istanbul (Turkey), May 1992.

[3] C. MAIORANA, R. PACCAGNELLA, U. VESCOVI, G. ZAVARISE - "Studio del comportamento all'interfaccia di calcestruzzi differenziati. Risultati sperimentali e proposte di interpretazione teorica" - Atti Giornate AICAP '91 Spoleto 1991

[4] R. PACCAGNELLA - "La precompressione non aderente nel restauro strutturale" - Rivista "Autostrade" n.2 - 1990

[7] R. PACCAGNELLA "Rinforzo strutturale di ponti e viadotti" - Rivista "Galileo" n.15 Settembre 1990

[8] R. PACCAGNELLA "Funicello viaduct on the A1 (MI-ROME) Motorway. Structural reinforcement with seismic restraints and special bearings", AIPCR-PIARC PUBLICATIONS n. 11.03.B "Repair bridges under traffic" Marrakech 1991

[9] R. PACCAGNELLA "Restauro e rinforzo strutturale. Criteri progettuali e tecniche operative", Atti Seminario AICAP - Rivista Bollettino Ingegneri n°4 1991

[10] R. PACCAGNELLA "Aspetti di organizzazione vicolare nell'adeguamento dei viadotti", rivista "LE STRADE" n. 1288 Ottobre 1992;

[11] F. CERLESI - P. MATILDI "Indagini esplorative sul riempimento delle giunzioni". "Autostrade", n°12 Dicembre 1978.

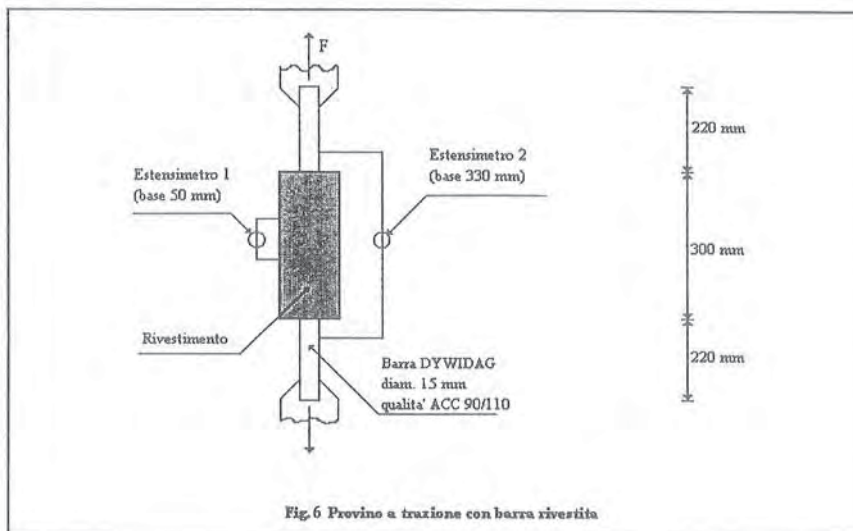


Foto 1

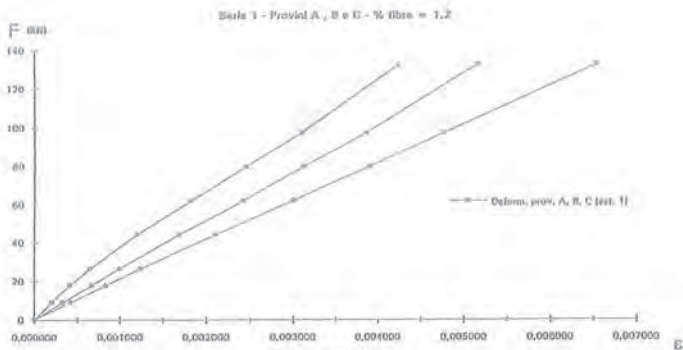


Fig. 7 a - Prove di trazione
Curve forza-deformazione

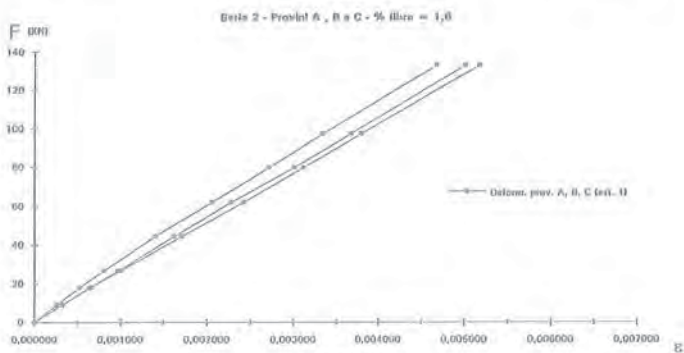


Fig. 8 a - Prove di trazione
Curve forza-deformazione.

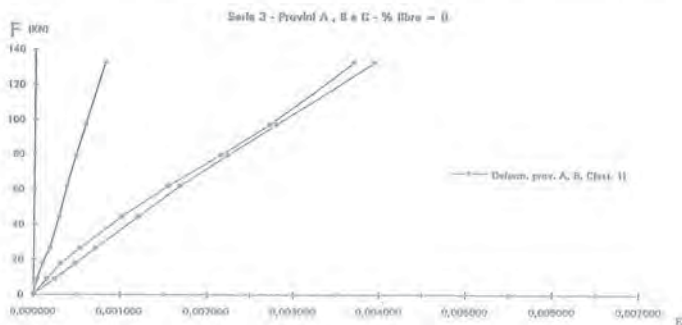
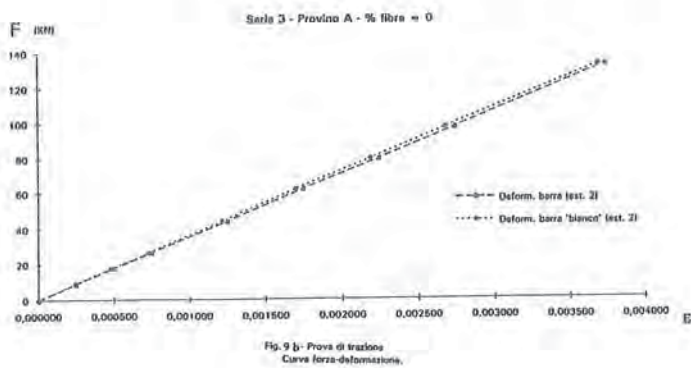
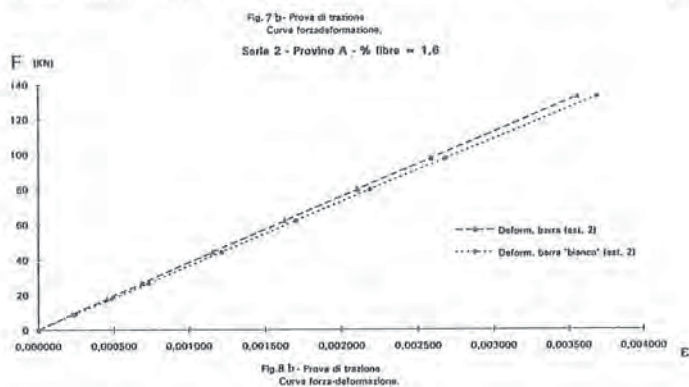
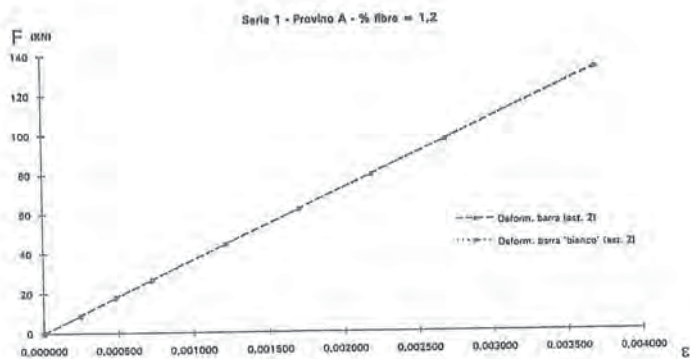


Fig. 9 a - Prove di trazione
Curve forza-deformazione.



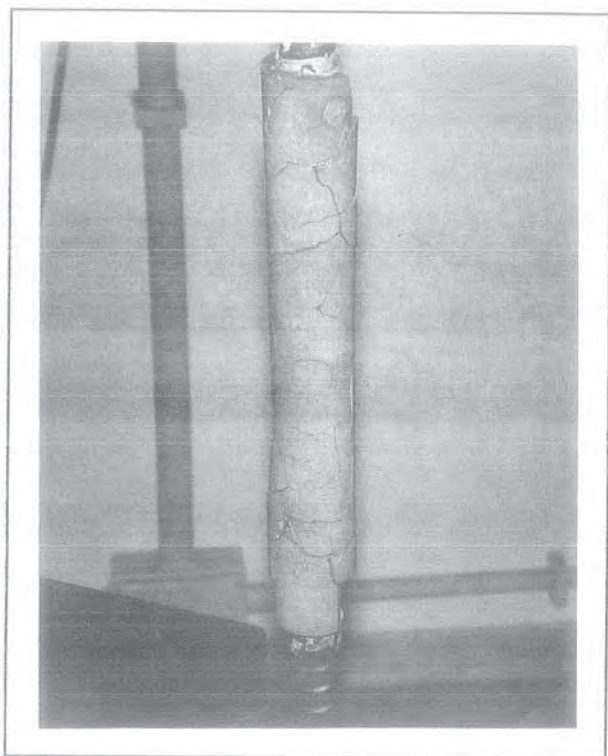


Foto 2

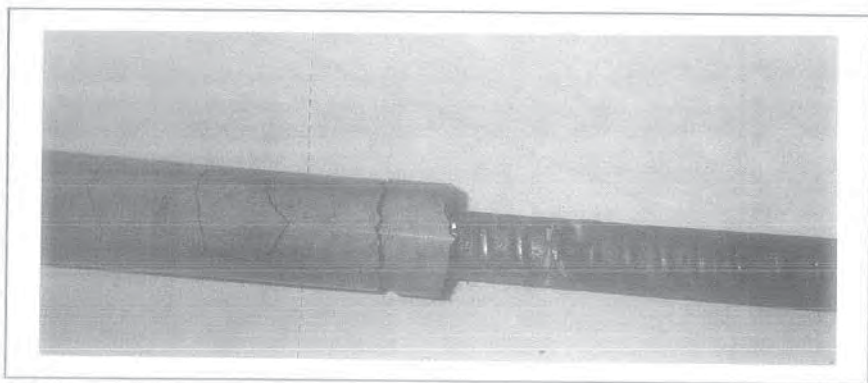


Foto 3

SULL'IMPIEGO DEL CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA
NELLA REALIZZAZIONE DI TRAVI PREFABBRICATE E PRECOMPRESSE
PER IMPALCATI DA PONTE

Dante GALEOTA - Matteo M.GIAMMATTEO
Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno - Università
degli Studi dell'Aquila

Roberto MARINO
CALCESTRUZZI S.p.A. - Ravenna

**SULL'IMPIEGO DEL CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA
NELLA REALIZZAZIONE DI TRAVI PREFABBRICATE E PRECOMPRESSE
PER IMPALCATI DA PONTE**

Dante GALEOTA, Matteo M. GIAMMATTEO

Università dell'Aquila

L'AQUILA

Roberto MARINO

Calcestruzzi S.p.A.

RAVENNA

SOMMARIO

Durante gli ultimi anni lo sviluppo e l'impiego dei calcestruzzi ad a.r. ha suscitato un crescente interesse in diversi paesi. Attualmente è tecnicamente possibile produrre calcestruzzi con resistenze a compressione superiori a 60 MPa. Naturalmente tali calcestruzzi richiedono una maggiore attenzione nella scelta dei materiali e nel controllo di qualità. Da questo punto di vista appare molto promettente il loro utilizzo nella industria della prefabbricazione. Lo scopo di questo studio è stato quello di sviluppare una miscela in grado di fornire un calcestruzzo ad a.r., in maniera tecnicamente ed economicamente valida. Inoltre, mediante una indagine numerica, sono stati valutati i vantaggi derivanti dall'uso dei calcestruzzi ad a.r. nella realizzazione delle travi da ponte prefabbricate e precomprese.

SUMMARY

In recent years the development and application of high strength concrete has steadily increased all over the world. Now it is feasible to produce concrete with compressive strengths of 60 MPa and higher. Concrete of this strength requires careful selection of high quality mixing materials and accurate quality control. The use of high strength concrete is especially promising in the precast concrete industry, where quality control is easily monitored. The aim of this study was to develop a high strength concrete mix design and to evaluate the cost effectiveness of its use in precast prestressed bridge girder design.

1. GENERALITA'

I calcestruzzi ad alta resistenza sono conglomerati cementizi caratterizzati da elevati valori della

resistenza a compressione per unità di costo, di peso e di volume.

Le normative nel passato hanno limitato lo sviluppo delle resistenze del calcestruzzo sia per motivi di insufficiente tecnologia relativa al materiale stesso, sia per assenza di una adeguata sperimentazione in

grado di fornire le basi necessarie per i modelli di calcolo.

Tuttavia, di recente, il codice europeo EC2 [6] ha portato il limite massimo della resistenza a compressione del calcestruzzo a 60 MPa, mentre il MC-90 [4] già prevede valori fino ad 80 MPa.

In realtà nel settore della prefabbricazione resistenze dell'ordine di 65 MPa sono già raggiunte abbastanza di frequente in alcuni manufatti in c.a.p.

Il regolamento italiano per il c.a. e c.a.p. [12] non permette allo stato attuale, lo sfruttamento di resistenze così elevate (55 MPa al massimo per il c.a.p.); tuttavia, nel settore della prefabbricazione è sicuramente vantaggioso, anche in presenza di queste limitazioni, l'uso di tali calcestruzzi, data la relativa facilità con la quale si possono realizzare adeguati valori della resistenza a compressione alle brevi stagionature (16-24 ore).

E' in tal modo possibile rispettare i tempi di scassatura, senza dover ricorrere, in alcuni casi, alla maturazione a vapore; è altresì possibile applicare una maggiore forza di precompressione, senza avere lo svantaggio di una montata troppo accentuata.

Inoltre l'elevata resistenza a lungo termine rappresenta, comunque, una riserva di sicurezza nei confronti della capacità portante ultima e del controllo delle deformazioni nel tempo [14].

Lo scopo di questo lavoro è stato quello di esaminare una miscela in grado di fornire, in modo tecnicamente ed economicamente valido, un calcestruzzo ad alta resistenza ed inoltre di valutare, mediante una sperimentazione numerica, gli eventuali vantaggi derivanti dall'uso del calcestruzzo, con resistenza caratteristica a compressione variabile tra 60 e 80 MPa, nella realizzazione delle travi da ponte prefabbricate e precomprese, ricercando quegli elementi strutturali e quei sistemi che maggiormente beneficiano di questo materiale.

2. CARATTERISTICHE DELLA MISCELA DI UN CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA.

Recenti lavori scientifici [1], [7] hanno definito calcestruzzi ad alta resistenza quei conglomerati cementizi la cui resistenza a compressione supera i 50-60 MPa e ad altissima resistenza quando supera i 100 MPa.

Il raggiungimento di tali livelli impone al tecnologo ed al produttore un attento esame dei materiali a disposizione ed una sperimentazione per la necessaria caratterizzazione dei calcestruzzi in grado di soddisfare le prescrizioni stabilite.

Un punto fondamentale riguarda la possibilità di ridurre il rapporto a/c degli impasti, normalmente, per realizzare elevate resistenze esso viene tenuto al di sotto di 0,35.

Da prove effettuate presso alcuni stabilimenti industriali si è constatato che i premescolatori, attualmente in uso, permettono di raggiungere un rapporto a/c fino a 0,28-0,25, con indubbi benefici sulle resistenze finali. Si può, pertanto, ritenere che un eventuale passaggio da parte dei prefabbricatori al sistematico confezionamento di manufatti con elevate resistenze sia tecnicamente possibile [2], [3], [9], [10].

In ogni caso la produzione di calcestruzzi ad alta resistenza richiede molta attenzione durante la fase di studio e di preparazione della miscela. Infatti oltre alla scelta di un opportuno rapporto a/c, in funzione di questo bisogna scegliere gli aggregati, il cemento, le aggiunte minerali e gli additivi.

Gli aggregati, per esempio, debbono possedere buone proprietà meccaniche, un diametro massimo inferiore a 20mm [8] ed una conformazione geometrica che non richieda ulteriore aggiunta di acqua.

La curva granulometrica dovrà essere continua, in modo da assicurare un calcestruzzo compatto e lavorabile, e da evitare pericoli di segregazione durante il getto.

Cementi ed aggiunte minerali vanno scelti in relazione ai tempi di scassatura dei manufatti ed alle resistenze finali da raggiungere. Frequentemente sono impiegati cementi Portland di classe 425 e 525 che, con le aggiunte minerali permettono al conglomerato di migliorare ulteriormente le resistenze alle lunghe stagionature. Tali aggiunte sono costituite da silice-fume o miscele di silice-fume e fly-ash, entrambe dotte di attività pozzolanica.

Per quanto riguarda gli additivi è assolutamente indispensabile l'impiego, in dosaggi anche elevati (4-5%), di super ed iperfluidificanti (preferibilmente basati su resine melaminiche [8]) che permettono di ridurre l'acqua di impasto e di raggiungere consistenze tali da facilitare la posa in opera.

Inoltre molta attenzione va posta al contenuto di umidità dell'aggregato fine. Infatti, nel caso di bassi rapporti a/c, una variazione anche dell'1% sul contenuto di umidità può avere una influenza sulla resistenza finale molto più incisiva di quanto invece avviene per rapporti normali o alti.

3. MISCELA SPERIMENTATA

Un punto essenziale di questo lavoro è stato quello di realizzare, in maniera sufficientemente semplice ed economica, un calcestruzzo con elevata resistenza a

compressione. A tale scopo è stata studiata una miscela (HSC) in grado di fornire a 28gg una resistenza media a compressione prossima a 100 MPa ed una adeguata lavorabilità (slump = 220mm). Le caratteristiche dell'impasto per quanto riguarda il rapporto a/c, il tipo ed il dosaggio degli inerti, le aggiunte minerali, l'iperfluidificante e la scelta del tipo di cemento sono mostrate in Tab. I.

Tab. I - Miscele

Impasto	NSC	HSC
Inerti		
Sabbia fine 0÷1mm [kg/m ³] ⁽¹⁾	210	162
Sabbia 0÷5mm [kg/m ³] ⁽²⁾	589	623
Pietrisco 3÷9mm [kg/m ³] ⁽²⁾	367	369
Pietrisco 9÷17mm [kg/m ³] ⁽²⁾	620	646
Cemento 525 Ptl [kg/m ³]	420	450
SF (Silica-Fume) [kg/m ³]	---	50
Acqua [l/m ³]	177	140
Iperfluidificante % ⁽³⁾	2	4

⁽¹⁾ origine alluvionale

⁽²⁾ misto origine alluvionale e calcare frantumato

⁽³⁾ sul peso di cemento più SF.

In particolare è opportuno precisare che l'impasto HSC è stato realizzato in uno stabilimento di prefabbricazione, utilizzando le normali attrezzature in dotazione.

Nella stessa tabella sono indicate le caratteristiche di un'altra miscela (NSC). Quest'ultima è una miscela tipo frequentemente utilizzata nella prefabbricazione di travi da ponte precomprese.

Per ciascun impasto (NSC, HSC) sono stati confezionati 80 provini (cilindrici 150×300mm per HSC, cubici 150×150mm per NSC). Per quanto riguarda i provini NSC metà di essi hanno subito inizialmente la maturazione a vapore prevista durante la realizzazione delle travi da ponte (ciclo completo di 16 ore, con 3,5 ore di temperatura a 65°C).

Nella Tab. II sono riportate le resistenze medie a compressione per i due calcestruzzi e per le diverse modalità di maturazione. Inoltre sono indicate le masse volumiche medie ed i moduli elastici dinamici misurati a 28gg su alcuni campioni.

Sulla base di questi risultati sperimentali si possono fare le seguenti osservazioni:

- la miscela HSC ha fornito resistenze molto elevate; in particolare quelle a breve termine sono tali da escludere la necessità della maturazione a vapore;
- è altresì notevole il risultato sperimentale relativo al modulo elastico di HSC; tale valore è in linea con le

previsioni teoriche fornite dalla relazione empirica presente nel MC-90 [4] al punto 2.1-15;

- i risultati forniti dalla miscela NSC la qualificano come un prodotto di stabilimento di ottima qualità; tuttavia, in condizioni di normale maturazione, si notano alle brevi stagionature valori di resistenza a compressione tali da rendere indispensabile l'uso del vapore, che peraltro influenza in maniera leggermente negativa i risultati a 28 e 60gg; inoltre appare difficile migliorare ulteriormente le caratteristiche meccaniche agendo sui componenti di questa miscela, senza influenzarne negativamente la lavorabilità; d'altro canto la miscela HSC sperimentata ha sviluppato valori di resistenza particolarmente elevati, ad ogni livello di stagionatura, grazie all'uso di adeguati dosaggi di silica-fume e di iperfluidificante; è possibile, ottimizzando il dosaggio di tali componenti, ottenere miscele in grado di sviluppare resistenze caratteristiche dell'ordine di 70÷80 MPa a 28gg, con 45÷55MPa alle brevi stagionature, a costi ragionevolmente contenuti.

Tab. II - Caratteristiche meccaniche

Resist. media a ⁽¹⁾ compress. [MPa]	NSC		HSC
	m. norm.	m. vap.	m. norm.
17 h	19	50	--
24 h	--	--	67
3 gg	53	61	80
7 gg	63	65	88
28 gg	75	73	103
60 gg	80	77	105
90 gg	--	--	108
Modulo elastico medio [MPa]	36433	36537	46770
Massa volumica media [kg/m ³]	2345	2362	2375

⁽¹⁾ resistenze cubiche per NSC, cilindriche per HSC

4. IMPIÈGO DEL CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA PER TRAVI DA PONTE PREFABBRICATE E PRECOMPRESSE.

La seconda fase di questo studio riguarda la valutazione degli eventuali benefici in termini strutturali ed economici che l'utilizzo del calcestruzzo ad alta resistenza comporta per alcuni componenti prefabbricati di primaria importanza.

La tipologia costruttiva esaminata è quella relativa ai ponti realizzati con travi a T e a doppio T

prefabbricate e precomprese con cavi aderenti, completate successivamente con una soletta in c.a. ordinario gettata in opera.

Sono state prese in considerazione un certo numero di sezioni in produzione presso alcune industrie nazionali di prefabbricazione.

Mediante il calcolo del fattore geometrico di efficienza [11], [13], definito come

$$\rho = \frac{r^2}{y_s y_l}$$

dove r = raggio d'inerzia della sezione,
 y_s, y_l = dist. dei lembi inf. e sup. dal baricentro,

e diagrammato in Fig. 1, in funzione dell'altezza delle sezioni, è stato selezionato un numero limitato di sezioni, pari ad 8.

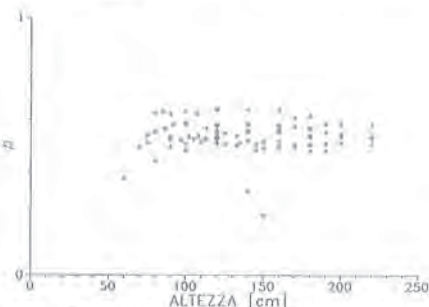


Fig. 1 Fattore di efficienza delle sezioni.

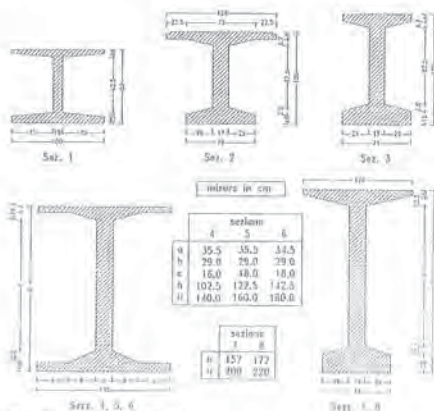


Fig. 2 Sezioni utilizzate.

Queste ultime, mostrate nella Fig. 2, sono state oggetto di una indagine numerica.

A tale scopo è stato sviluppato un programma di calcolo automatico per il dimensionamento dei ponti in c.a.p. basato sulle seguenti assunzioni:

- azioni esterne valutate in accordo al D.M. 4/5/1990 [5];
- dimensionamento delle strutture conforme al D.M. 14/2/1992 [12], non tenendo però conto della limitazione posta alla classe di resistenza del calcestruzzo nel caso di c.a.p. (55 MPa);
- resistenze caratteristiche a compressione a 28 giorni per il calcestruzzo delle travi prefabbricate pari a 55, 60, 70 e 80 MPa;
- resistenze a compressione, all'atto del rilascio dei trefoli rispettivamente pari a: 40, 45, 50, 55 MPa;
- resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni per il calcestruzzo della soletta gettata in opera pari a 30 MPa;
- riduzione del coefficiente finale di viscosità per il calcestruzzo delle travi, in maniera proporzionale alla crescita della resistenza a compressione, fino ad un massimo del 25% [7];
- armatura pretesa costituita da trefoli da 3/8" e/o 1/2" con tensioni caratteristiche all'1% di deformazione e rottura pari a 1700 e 1900 MPa;
- armatura ordinaria costituita da acciaio Feb44k;
- schema statico di semplice appoggio per le travi.

E' stato quindi scelto un impalcato tipo da ponte autostradale di 1^a categoria, con luce variabile in funzione del tipo di travi adottate. Per ciascun tipo di trave esaminato il suddetto programma ha fornito, al variare della resistenza a compressione del calcestruzzo, la luce massima raggiungibile, il numero minimo di travi richiesto, i quantitativi ottimali di armatura ordinaria e pretesa, nonché la lunghezza delle eventuali guaine nelle zone prossime alle estremità delle travi. Nelle Figg. 3 e 4 sono sinteticamente mostrati i benefici, in termini di incremento di luce netta e di interesse delle travi, al crescere della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Da ultimo è stata effettuata una analisi economica comparativa per tutti i vari impalcati esaminati, sulla base dei seguenti costi unitari dei materiali:

calcestruzzo 55MPa (travi)	90000 L./m ³
calcestruzzo a.r. 60MPa (travi)	93000 L./m ³
calcestruzzo a.r. 70MPa (travi)	110000 L./m ³
calcestruzzo a.r. 80MPa (travi)	125000 L./m ³
acciaio Feb44k (travi)	700 L./kg
acciaio armonico	1100 L./kg
rete elettrosaldata	750 L./kg
guaine	20000 L./m
calcestruzzo soletta (in opera)	120000 L./m ³
acciaio Feb44k (soletta)	1200 L./kg

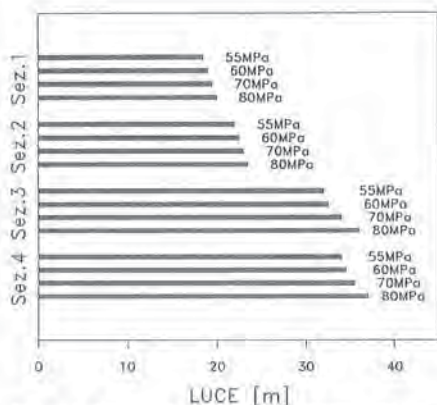


Fig. 3 Influenza della resistenza a compressione sulla luce massima realizzabile.

Il costo unitario del calcestruzzo con resistenza caratteristica a compressione pari a 55MPa è stato dedotto mediando i costi riscontrati in un certo numero di stabilimenti di prefabbricazione del Centro e del Nord Italia. Il costo delle miscele a.r. è stato stimato partendo da quello della miscela HSC sperimentata, tenendo conto delle riduzioni nei dosaggi di silice-fume e di iperfluidificante. Inoltre si è tenuto conto dell'incidenza della manodopera nella realizzazione delle travi, degli ammortamenti, delle spese generali, degli utili, del trasporto e della posa in opera.

La Fig.5 mostra l'andamento del rapporto C_{Ri}/C_{R55} al variare della luce totale, dove C_{Ri} rappresenta il costo dell'impalcato valutato nel caso di utilizzo del calcestruzzo ad alta resistenza (classi di resistenza 60, 70, 80 MPa), mentre C_{R55} rappresenta il costo dell'impalcato nel caso di utilizzo di un calcestruzzo con classe di resistenza pari a 55 MPa.

Dall'esame dei diagrammi precedenti si può osservare quanto segue:

- l'aumento della classe di resistenza comporta, negli impalcati realizzati con le sezioni 1, 2, 3 e 4, un incremento percentuale medio della luce utilizzabile, che in corrispondenza delle classi 60, 70 e 80MPa è rispettivamente pari al 2, 5 e 9% (Fig. 3); non vengono riportati i risultati relativi alle sezioni 5, 6, 7 e 8 poiché i relativi incrementi percentuali, ben più consistenti, comportano luci superiori a quelle permesse dal trasporto su strada;
- notevoli aumenti dell'interasse e quindi una riduzione del numero delle travi necessarie sono possibili in molti casi con l'incremento della resistenza a compressione (Fig. 4);

- l'analisi economica comparativa mostra, come conseguenza dell'aumento della classe di resistenza da 55 a 80 MPa, una riduzione dei costi, in corrispondenza delle luci maggiori (Fig. 5).

Appare opportuno infine osservare che l'aumento dei costi, rispetto alla classe 55MPa, riscontrato in corrispondenza di alcune luci, generalmente ridotte, è dovuto alla sensibile riduzione del numero di travi occorrenti, che comporta maggiori sollecitazioni nella soletta, e quindi un consistente aumento del quantitativo di acciaio richiesto.

5. CONCLUSIONI

Dai risultati di questo studio si possono trarre le seguenti conclusioni:

- calcestruzzi con resistenze caratteristiche a compressione comprese tra 60 e 80 MPa e dotati di adeguata lavorabilità sono, al giorno d'oggi, ottenibili con relativa facilità mediante l'uso di inerti di buona qualità e opportuni dosaggi di aggiunte minerali e di iperfluidificante;
- l'impiego di tali calcestruzzi appare particolarmente promettente nel settore della prefabbricazione; infatti è possibile raggiungere elevate resistenze alle brevi stagionature (16÷24ore), rendendo in alcuni casi superfluo il ricorso alla maturazione a vapore; inoltre le superiori caratteristiche meccaniche di tali calcestruzzi si traducono in un miglior controllo delle deformazioni delle strutture, sia alle brevi stagionature che in esercizio;
- un'indagine numerica relativa ad un impalcato per ponte autostradale, realizzato con travi prefabbricate e precomprese di diverse altezze (80÷220cm), ha evidenziato alcuni vantaggi conseguenti all'uso di calcestruzzi con elevate resistenze caratteristiche a compressione (60, 70 e 80MPa); in particolare:
 - a) un incremento percentuale medio della luce utilizzabile fino ad un massimo del 9%;
 - b) una sensibile riduzione del numero delle travi necessarie per l'impalcato;
 - c) costi di realizzazione, nel caso di luci elevate, generalmente inferiori, prendendo come riferimento i costi relativi all'uso di un calcestruzzo di classe 55MPa.

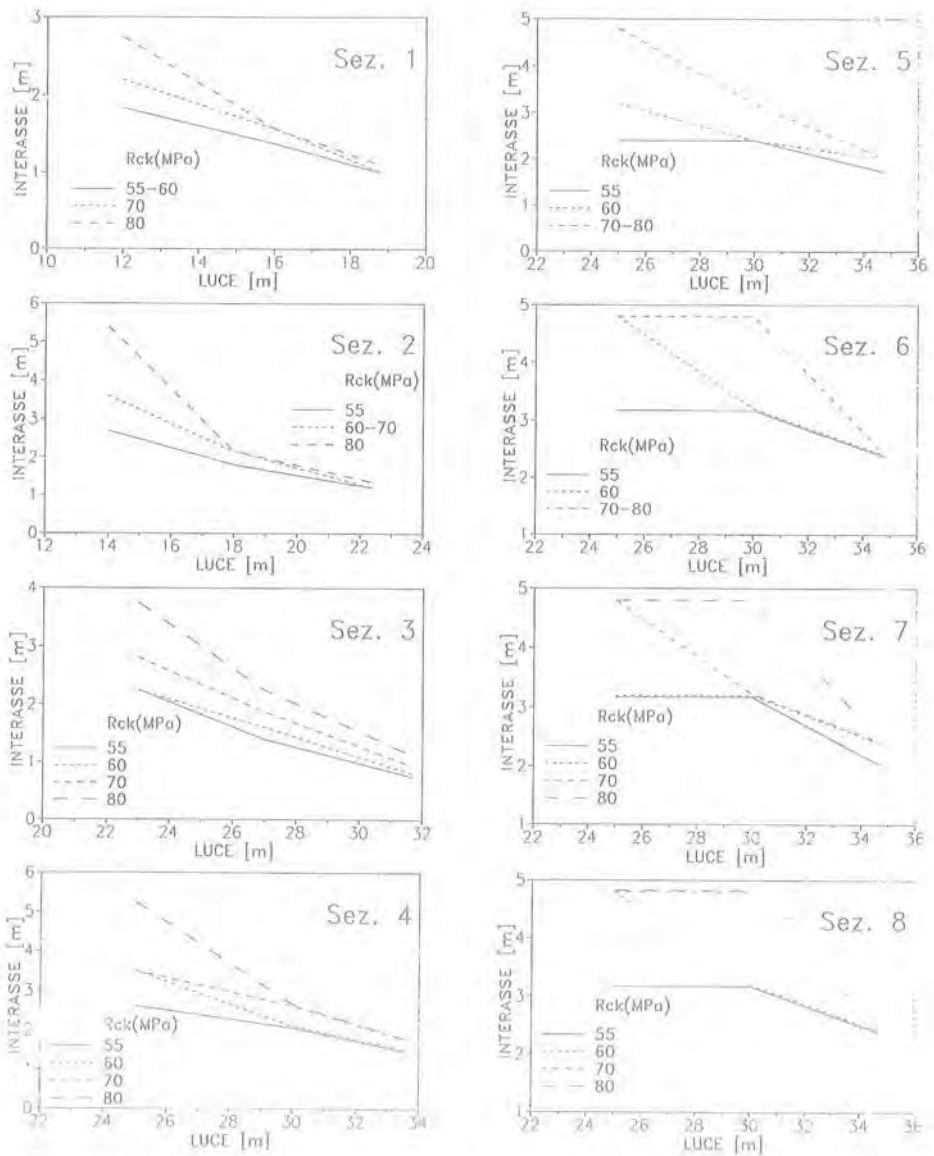


Fig. 4. Influenza della resistenza a compressione sull'interasse fra le travi.

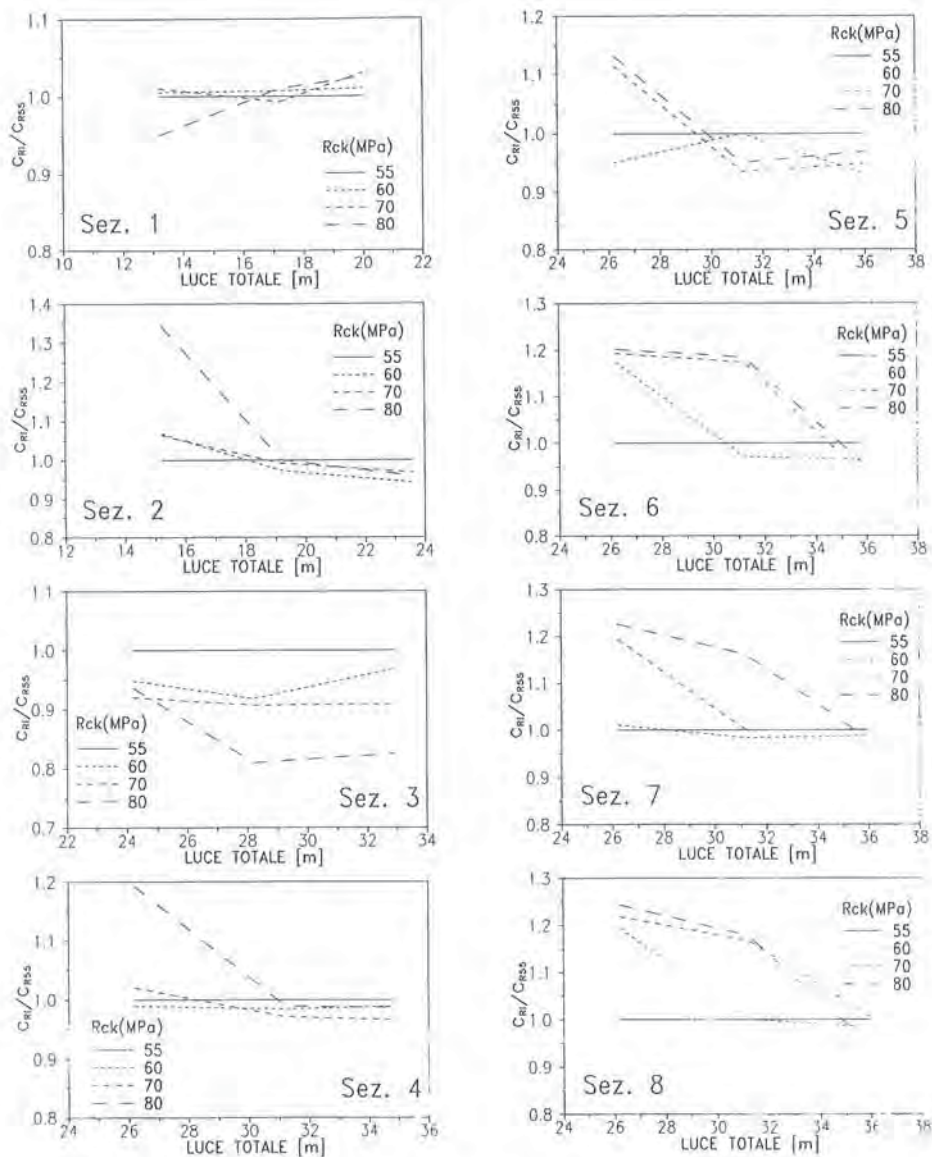


Fig. 5 Andamenti del rapporto dei costi C_{Ri}/C_{R55} in funzione della luce totale.

6. RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato svolto con il supporto di un contributo CNR (contratto nr. 9102871CT07) e di un finanziamento MURST 60%. Gli Autori esprimono un vivo apprezzamento per la collaborazione offerta dalle Società: CMC - Ravenna, COIND - Manoppello (PE), EDILGORI - Orte (VT), MARROLLO PREF. - Vasto (CH), VIBROSUD - S. Salvo (CI).

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI, "State of the Art Report on High Strength Concrete", American Concrete Institute, Detroit, Michigan, Sept. 1992.
- [2] Adelman D., Cousins T.E., "Evaluation of the Use of High Strength Concrete Bridge Girders in Louisiana", PCI Journal V.35, No.5, September-October 1990, pp.70-78.
- [3] Aswad A., Hester W.T., "Impact of High Strength Concrete on Design and Service Behavior of Prestressed Precast Concrete Members", ACI SP-87, High Strength Concrete, American Concrete Institute, Detroit Michigan, 1985, pp.9-20.
- [4] CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, Bulletin d'Information, No.203-204-205, July 1991.
- [5] Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali. D.M. 4/5/1990.
- [6] Eurocode N.2 : Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings. October 1989.
- [7] FIP/CEB, High Strength Concrete - State of the Art Report, August 1990.
- [8] Gjorv O.E., "High Strength Concrete", Advances in Concrete Technology, CANMET, Editor: V.M. Malhotra, 1992, Canada, pp.21-77.
- [9] Jobse H.J., Moustafa S.E., "Applications of High Strength Concrete for Highway Bridges", PCI Journal V.29, No.3, May-June 1984, pp.44-73.
- [10] Kaufman M.K., Ramirez J.A., "Use of Higher Strength Concrete for Prestressed Beams in the State of Indiana", PCI Journal V.34, No.3, May-June 1989, pp.78-93.
- [11] Naaman A.E., "Prestressed Concrete Analysis and Design", University of Illinois at Chicago Circle, Mc Graw-Hill Book Company, 1982.
- [12] Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a normale e precompresso e per le strutture metalliche. D.M. 14/2/1992.
- [13] Rabbat B.G., Russel H.G., "Optimized Sections for Precast Prestressed Bridge Girders", PCI Journal V.27, No.4, July-August 1982, pp.88-104.
- [14] Shah S.P., Ahmad S.H., "Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete", PCI Journal V.30, No.6, November-December 1985, pp.92-119.

SVILUPPO DELLE PROPRIETA' MECCANICHE IN UN CALCESTRUZZO
AD ALTA RESISTENZA SOLFATICA
IMPIEGATO PER RIVESTIMENTI DI GROSSO SPESSORE DI GALLERIE

Renzo GREATTI - Piergiuseppe DEZZA
Consorzio FERICA - Treviso

Paolo RICCI
FERROCEMENTO Costr. e LL.PP. S.p.A. - Roma

**SVILUPPO DELLE PROPRIETA' MECCANICHE IN UN CALCESTRUZZO
AD ALTA RESISTENZA SOLFATICA
IMPIEGATO PER RIVESTIMENTI DI GROSSO SPESSORE DI GALLERIE**

RENZO GREATTI

Geologo - Responsabile controllo qualità Consorzio FERICA
TARVISIO

PIERGIUSEPPE DEZZA

Ingegnere - Direttore Tecnico Consorzio FERICA
TARVISIO

PAOLO RICCI

Ingegnere - Ufficio Tecnico Settore Gallerie
FERROCEMENTO Costr. e LL.PP. S.p.A.
ROMA

SOMMARIO

I rivestimenti di grosso spessore delle gallerie S.Leopoldo, Camporosso e Leila, della nuova linea ferroviaria Pontebba-Tarvisio-confine di Stato, sono realizzati con un calcestruzzo confezionato con cemento con bassissimo contenuto di allumina ed in particolare C3A 1% e (2C3A+C4AF) 20%. Questa particolare composizione del cemento realizza calcestruzzi con alta resistenza ai solfati ma ha anche l'effetto di ritardare lo sviluppo delle proprietà meccaniche. Allo scopo di rispettare i tempi di lavorazione previsti, per i quali bisognava avanzare con i getti in un ciclo di 24 ore, si è proceduto ad un particolare studio del mix design della miscela verificando che al momento del disarmo il calcestruzzo avesse raggiunto la resistenza media richiesta. Si è determinata quindi l'evoluzione temporale della resistenza del calcestruzzo, ottenendo le curve resistenza-tempo per le 3 medie situazioni stagionali, attraverso una simulazione che in laboratorio ha riprodotto su provini le stesse condizioni fisiche di temperatura misurate all'interno dei getti.

SUMMARY

For the construction of the new double-track railway line from Pontebba to Tarvisio and the Austrian border, the contractor use a special cement to provide a high sulphate resistance to the concrete. The use of this cement posed several operating difficulties for the setting time and strength developments. In order to optimize the form removal, time tests were carried out on a full scale model to record the temperature rise in the concrete. The same temperature rise was reproduced in laboratory and matching concrete cubes were made to determine the compressive strength at different steps of time.

1. INTRODUZIONE

Nelle gallerie S.Leopoldo, Camporosso e Leila della nuova linea ferroviaria Pontebba-Tarvisio-confine di Stato su richiesta dell'Ente ap-

paltante⁽¹⁾, si sta impiegando, per il rivestimento definitivo dei 14,7 Km complessivi di galleria, un

(1) Ente appaltante: Ferrovie dello Stato, Servizio Gestione Lavori I, Commessa n.1, Udine.
Appaltatore: Associazione Temporanea d'Imprese FERICA S.c.a r.l. con impresa mandataria la FERROCEMENTO Costr. e LL.PP. S.p.A.

calcestruzzo dotato di una elevata resistenza all'attacco dei solfati, e ciò perché il cunicolo pilota aveva messo in evidenza, nelle formazioni rocciose di calcari e dolomie attraversate, la presenza di grossi banchi di gesso e di una consistente circolazione idrica con contenuto di ione solfato (SO_4^-) fino a 3500mg/l.

E' noto, infatti, che il solfato di calcio, CaSO_4 , trasforma gli alluminati idrati, che si producono nel calcestruzzo indurito per la presenza del C3A, in ettringite e che la reazione è accompagnata da un aumento di volume.

Si è ricercata, quindi, una maggiore resistenza ai solfati dell'impasto indurito, impiegando un cemento contenente in minima misura il componente C3A (valore inferiore all'1%), e mantenendo il contenuto di C4AF+2C3A inferiore al 20%. Questo cemento per contro si idrata più lentamente del corrispondente cemento Portland ed è, quindi, caratterizzato da un più lento sviluppo delle resistenze, anche se nel lungo periodo queste possono assumere valori più elevati. Un eccessivo ritardo nello sviluppo delle resistenze però, esaltato poi nel periodo invernale dalle basse temperature esterne, avrebbe comportato un'attesa per il disarmo più lunga del previsto, condizionando negativamente i cicli di lavorazione ed i tempi programmati di ultimazione delle opere.

Si è superato questo problema esecutivo attraverso l'adozione di un particolare mix design del calcestruzzo. Uno studio approfondito dell'evoluzione temporale delle resistenze nelle ore successive al getto, per le diverse situazioni stagionali, ha permesso poi di verificare che il calcestruzzo aveva raggiunto la necessaria resistenza media al momento previsto per il disarmo.

2. CARATTERISTICHE DELLA MISCELA

Ciascuna fase di getto prevedeva la realizzazione di un cono di galleria, completo di calotta e piedritti impostati sulle murette già in posto, della lunghezza di 13.5 m, con un volume teorico di 220 mc suscettibile di forti aumenti per effetto degli incrementi dello spessore, causati dal fuorisagoma. Il tempo di questa fase doveva essere contenuto in un massimo di 6 ore. Era necessario quindi che lo studio della miscela tenesse in particolare conto questo aspetto della lavorabilità oltre al fatto che ad impasto indurito si voleva ottenere una elevata impermeabilità, al fine di una maggiore durevolezza, e che la crescita delle resistenze fosse la più veloce possibile compatibilmente al tipo di cemento adottato.

Questo si è ottenuto con i valori della miscela qui di seguito riportati che hanno prodotto un calcestruzzo con una resistenza caratteristica superiore ai 30 MPa ed uno slump pari a 4 cm:

TABELLA 1

Sabbia 0 - 5	= 896 Kg/mc (38%)
Ghiaia 5 - 10	= 195 Kg/mc (8%)
Ghiaia 5 - 20 (pietrisco di frantumazione)	= 589 Kg/mc (25%)
Ghiaia 20 - 32 (pietrisco di frantumazione)	= 354 Kg/mc (15%)
Cemento Portland classe 425 (solfato-resistente)	= 330 Kg/mc (14%)
Ceneri volanti (PFA)	= 10 Kg/mc
Additivo iperfluidificante (1.2% in volume sul peso del cemento)	= 4.0 lt/mc
Acqua	= 150 lt/mc

Come si evince dalla tabella il dosaggio del cemento portland di 330 Kg/mc corrisponde al valore minimo richiesto dalla norma UNI 8981, nel caso di aggressività definita "molto forte", per un diametro massimo dell'inerte proveniente da frantumazione di 32 mm (ved. diagramma n.1).

3. MISURE TERMICHE IN SITO E PROVE DI LABORATORIO

Per determinare la resistenza meccanica raggiunta nei diversi punti del getto al momento del disarmo si sono ricercate in laboratorio le stesse condizioni termiche di maturazione del calcestruzzo presenti all'interno della massa del getto stesso.

A questo scopo sono state eseguite rilevazioni termiche in alcuni punti del getto in tre periodi stagionali (estate, autunno, inverno). La strumentazione utilizzata era composta da sensori termici realizzati in ferrocostantina (termocoppie) posti all'interno del calcestruzzo e collegati a registratori grafici che riportavano su nastri di carta millimetrata, ad intervalli di 20 sec, i valori delle temperature rilevate dalle termocoppie (ved. figure

1,2 e 3). Il campo di misura era compreso tra 0 e 100° con una precisione di 0,8°C. Inoltre veniva anche rilevata con termometri digitali la temperatura ambientale e ciò perché l'apparecchio di registrazione esigeva, per un buon funzionamento, una temperatura dell'ambiente compresa tra i -10° ed i +50°C. Il posizionamento delle termocoppie avveniva al termine del getto con un'asta graduata che, attraverso fori praticati nella cassaforma, le collocava nei precisi punti prestabiliti.

La figura 1 riporta nella sezione le posizioni delle termocoppie e dei termometri digitali. Le temperature registrate nei tre diversi periodi climatici hanno mostrato un andamento sostanzialmente uniforme lungo una stessa sezione anche se tra quella di calotta e la sezione di piedritto era presente uno sfasamento temporale proprio uguale all'intervallo intercorrente fra i due livelli di getto. Nel diagramma 2 sono riportati gli andamenti medi, in funzione del tempo, delle temperature registrate per i tre periodi indagati.

Per riprodurre un percorso di maturazione per quanto possibile identico in termini di temperatura a quello del calcestruzzo in opera, si sono fatti maturare dei provini cubici all'interno di camere termostatiche sottoponendoli a percorsi termici

identici a quelli registrati. Il controllo delle temperature raggiunte all'interno dei provini era affidato a termocoppie inserite al centro di questi.

Nei diagrammi 3,4 e 5 sono riportate, per le tre situazioni stagionali analizzate, le curve termiche registrate in sito, quelle ricreate in laboratorio e le curve dell'andamento della resistenza media a compressione ricavate con prove di schiacciamento su 4 provini, realizzate ad intervalli prestabiliti di tempo di maturazione.

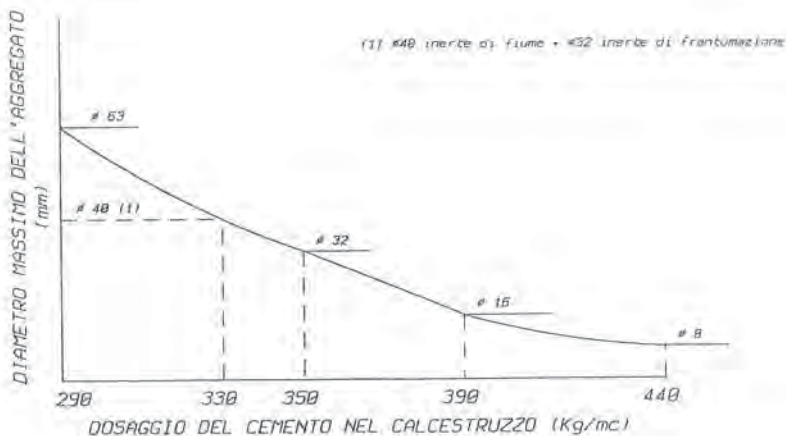
L'esame di questi diagrammi mostra che, al momento del disarmo e cioè 14-16 ore dopo il getto, si ottengono valori della resistenza superiori ai 10MPa nelle situazioni di clima estivo ed autunnale mentre nella situazione di clima invernale questi scendono a valori dell'ordine di 2-3 MPa.

4. VERIFICHE DI RESISTENZA

I risultati della situazione di clima invernale, in termini di caratteristiche meccaniche, ottenuti dalla simulazione di laboratorio, sono stati utilizzati per verificare con un modello numerico la

DIAGRAMMA N. 1:

DOSAGGIO DEL CEMENTO PTL RESISTENTE AI SOLFATI IN FUNZIONE DEL D_{MAX}



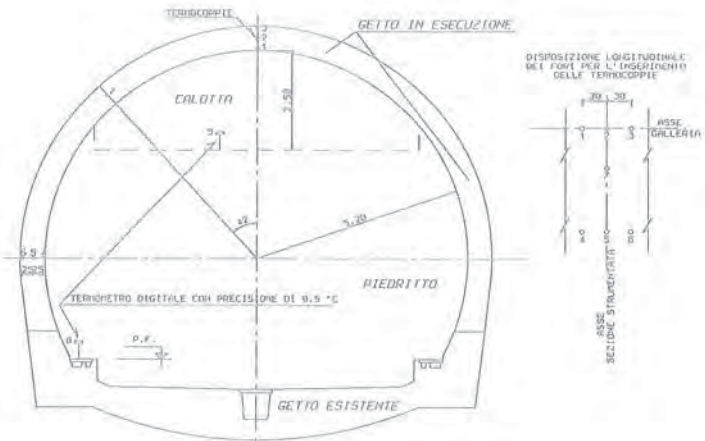
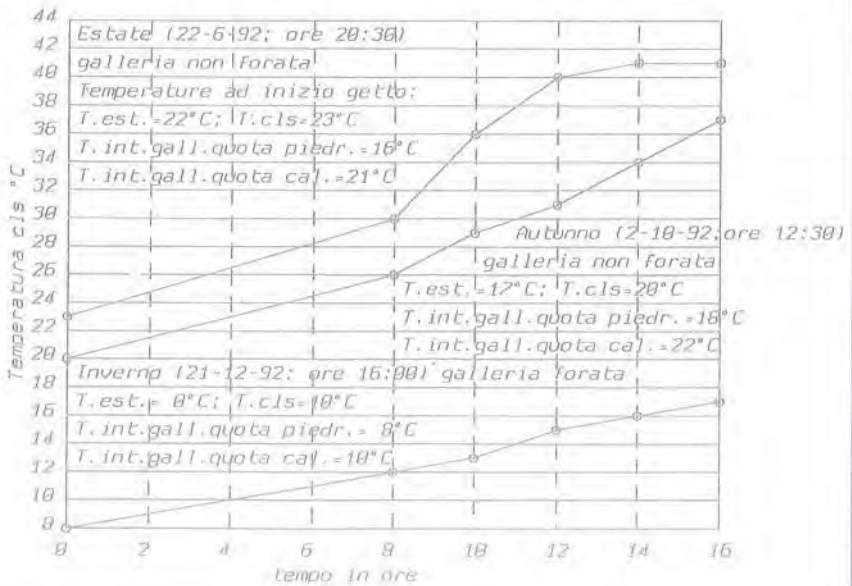
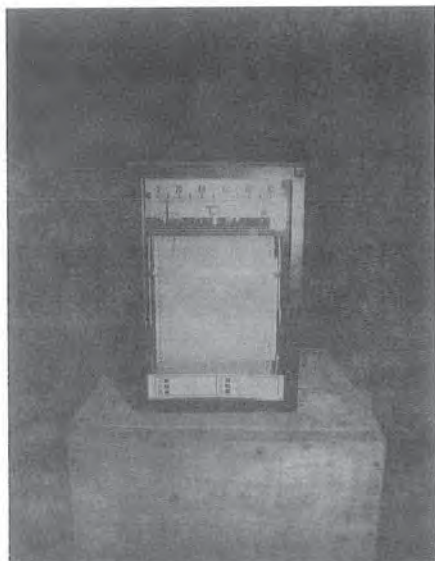


FIG. 1: RILIEVO DELLE TEMPERATURE NEL GETTO
SCHEMA DI DISPOSIZIONE DEI PUNTI DI MISURA

DIAGRAMMA N.2 : MISURE DI TEMPERATURA ALL'INTERNO DEI GETTI





2

3



1

Foto 1: Vista della strumentazione interna al cassero di getto;

Foto 2: Particolare dello strumento di registrazione;

Foto 3: Vista della cassaforma di getto.

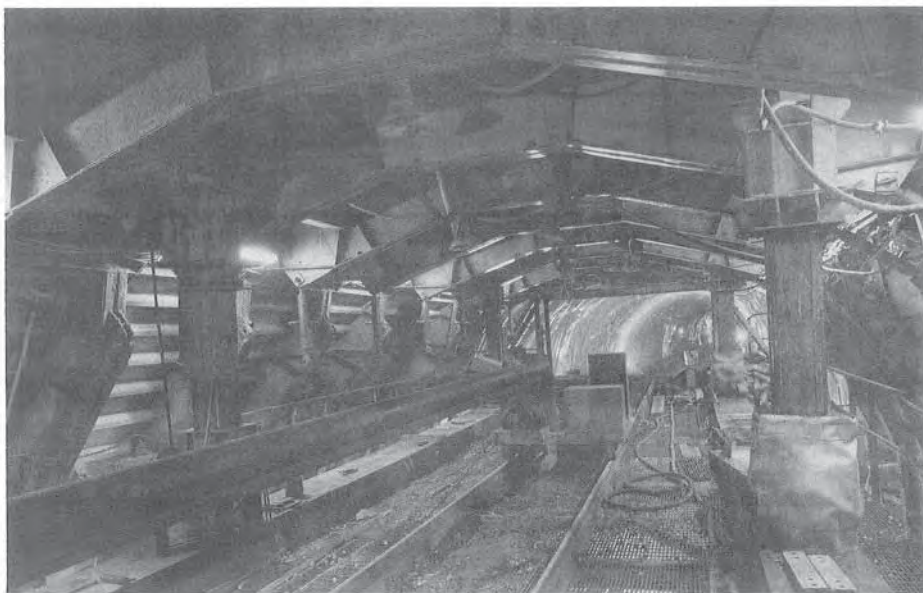


DIAGRAMMA 3 : CLIMA ESTIVO

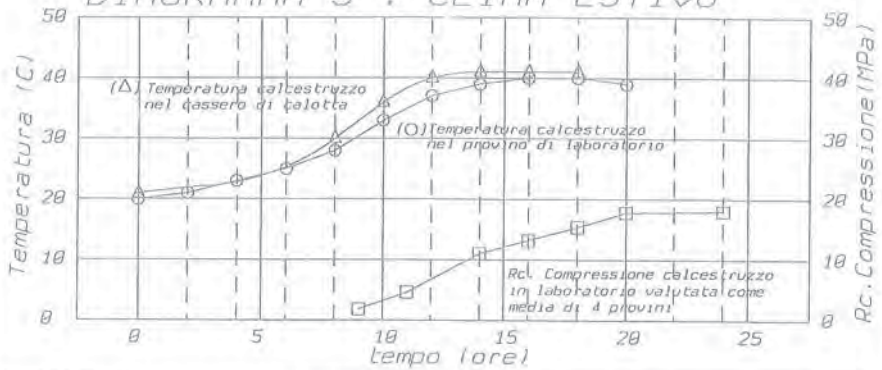


DIAGRAMMA 4 : CLIMA AUTUNNALE

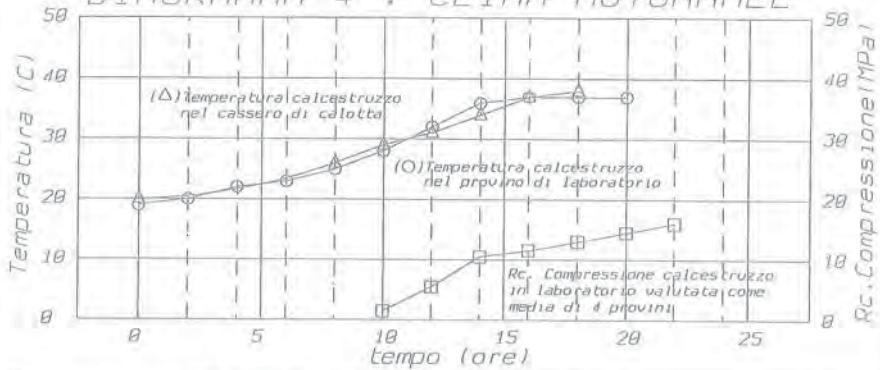


DIAGRAMMA 5 : CLIMA INVERNALE



possibilità di poter procedere al disarmo con i tempi di maturazione detti.

A tal fine si è costruito un modello con elementi finiti isoparametrici ad otto nodi che, oltre a tenere in conto dell'interazione terreno-prerivestimento-struttura definitiva, ha simulato al meglio la crescita delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di quest'ultima struttura.

Sulla base della tempistica di getto più volte riscontrata, si sono assegnate, infatti, alle diverse zone corrispondenti del modello le caratteristiche meccaniche ricavate dalla precedente simulazioni.

La figura 2 riporta l'andamento delle isolinee delle tensioni normali per la sezione di calotta risultanti dalla elaborazione detta. Come risulta dalla figura nelle zone maggiormente sollecitate del rivestimento sono presenti solo tensioni normali di compressione con valori massimi dell'ordine di 0,2-0,3 MPa.

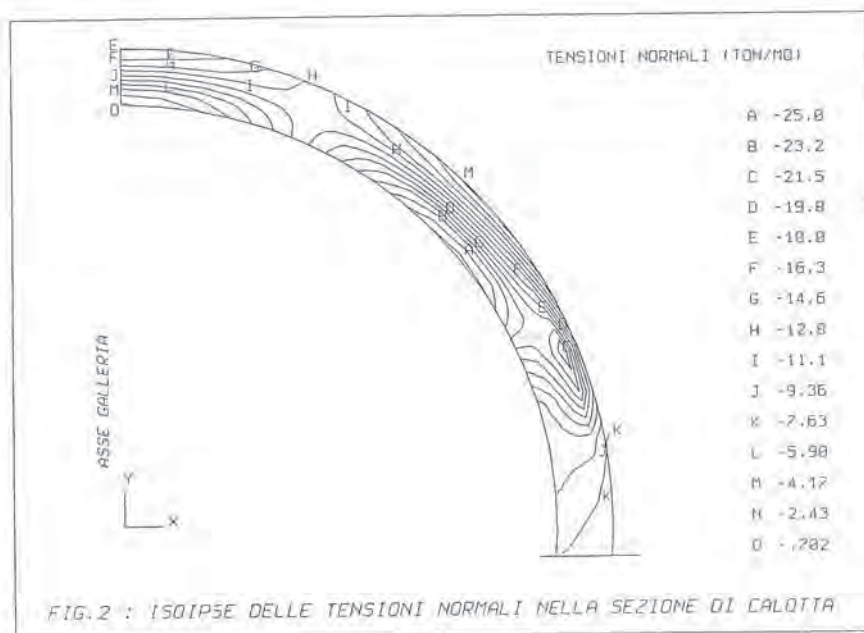
5. CONCLUSIONI

L'adozione di calcestruzzi ad elevata resistenza ai solfati pone problemi sull'operatività del cantiere legati a tempi di accrescimento delle caratteristiche meccaniche normalmente più lenti.

Questo in modo più sentito nella realizzazione di rivestimenti di gallerie dove il rispetto dei cicli di lavorazione assume un'importanza essenziale per il risultato finale di tutto il lavoro.

6. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano l'ing. R. Kurana ed il geom. L. Alverà della MAC S.p.A. di Treviso per la campagna di test eseguiti in laboratorio ed il p.i. G. Foschiatti della CALCESTRUZZI S.p.A. di Udine per l'assistenza in cantiere.



BIBLIOGRAFIA

[1] UNI 8981 "Durabilità delle opere e manufatti di calcestruzzo"; Parte II "Istruzioni per migliorare la resistenza ai solfati".

[2] UNI 9156 "Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione".

[3] M. Collepardi: "Il principio del Mix Design". *Industria Italiana del Cemento* 5/1991.

[4] M. Collepardi, Coppola: "Permeabilità del calcestruzzo : teoria, pratica e prescrizioni di capitolato". *Industria del Cemento* 11/1992.

[5] Giornate di studio su "L'evoluzione della tecnologia dei Calcestruzzi in galleria". *Convegno S.I.G.* 3/1992.

NOTA TECNICA SULLA PROTEZIONE SUPERFICIALE DELLE STRUTTURE
IN C.A. E C.A.P.

Marcello GUDERZO
Libero Professionista - Treviso

NOTA TECNICA SULLA PROTEZIONE SUPERFICIALE DELLE STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.

Marcello GUDERZO
TREVISO

SOMMARIO

Le esperienze degli ultimi decenni hanno dimostrato che il calcestruzzo è molto vulnerabile agli agenti chimici aggressivi contenuti nell'atmosfera odierna, anche quando si ha un buon controllo della qualità durante l'esecuzione.

L'autore, per risolvere questo problema, propone l'impiego di protezioni superficiali, ed esamina i requisiti che devono essere richiesti per i prodotti protettivi, al fine di ottenere una protezione stabile ed efficiente.

SUMMARY

The experience of the last decenniums has shown evidently that the concrete is very weak against the aggressive agents contained in the atmosphere, even when the quality control is good.

The author propose to use a surface protection in order to solve this problem, and examine the quality that must have the product used as coating, so to obtain an efficient and stable protection.

I. IL CALCESTRUZZO E L'AMBIENTE

Fino agli anni cinquanta nessuno sospettava che il vero grande problema delle opere in calcestruzzo fosse la resistenza alle aggressioni ambientali.

Questo problema, in realtà, si era già presentato in alcune situazioni particolari, quali, ad esempio, il gelo, il contatto con acque pure lievemente acide (quali le acque delle risorgive montane), gli ambienti marini.

Per affrontare tali situazioni si cercava soprattutto di correggere il "mix design" e di migliorare il controllo della qualità [1]. E' di quell'epoca l'introduzione su vasta scala dei cementi pozzolanici, atti a fissare la calce di

idrolisi che può essere facilmente dilavata dalle acque pure, l'introduzione degli aereanti per contrastare gli effetti del gelo e disgelo, e verso la fine degli anni cinquanta, l'introduzione degli additivi fluidificanti per abbassare il rapporto acqua/cemento e quindi ridurre la porosità e migliorare l'impermeabilità del calcestruzzo.

Dopo gli anni cinquanta i casi di aggressione ambientale cominciarono a moltiplicarsi in maniera imprevedibile e sempre più preoccupante. Tali aggressioni si manifestavano come corrosioni superficiali, distacchi di copriferri, microfessurazioni e fessurazioni profonde di cui, in un primo tempo, non si riusciva a identificare la causa. Solo dopo ripetute e approfondite indagini con

l'aiuto di prove di laboratorio, si poté verificare che la maggior parte delle sostanze che aggredivano il calcestruzzo provenivano dall'ambiente, che noi continuavamo a chiamare "naturale", mentre in realtà era già inquinato dalle attività umane. E ormai ci rendiamo conto che il calcestruzzo, materiale così versatile e meraviglioso, è continuamente soggetto ad una serie di "attacchi concentrici" che ne stanno rendendo sempre più problematica la durata.

2. LE PRINCIPALI "AGGRESSIONI" PROVENIENTI DALL'AMBIENTE

Le aggressioni al calcestruzzo provenienti dall'ambiente possono essere assai numerose e ci limiteremo perciò a elencare solo quelle più frequenti [2]:

Acqua - L'acqua, penetrando per capillarità nel calcestruzzo, può renderlo più sensibile agli effetti del gelo e disgelo. L'acqua capillare è inoltre il principale veicolo di altre sostanze chimiche aggressive (cloruri, solfati, anidride carbonica).

Anidride carbonica - Penetrando nel calcestruzzo può combinarsi con la calce o gli idrolisi, abbassando fortemente il pH dello strato superficiale, che in tal modo perde la sua funzione di protezione chimica dei ferri di armatura.

Anidride solforosa e Solfati - Possono combinarsi con la calce o gli alluminati, dando luogo a cristalli espansivi che disgregano il calcestruzzo.

Cloruri - Penetrando nel calcestruzzo accelerano la corrosione delle armature metalliche e in taluni casi disgregano lo stesso calcestruzzo [3].

3. IL CALCESTRUZZO DUREVOLE

Negli ultimi decenni una gran mole di studi teorici e sperimentali si è concentrata sul problema di produrre un calcestruzzo "durevole" praticamente impermeabile, in grado di resistere a lungo alle aggressioni ambientali e di proteggere i ferri di armatura. Dobbiamo dire che questi studi hanno portato a conclusioni sostanzialmente positive, nel senso che si è potuto dimostrare che il calcestruzzo durevole è tecnicamente possibile [4] ma bisogna aggiungere che i collaudi sperimentali della teoria, si sono raggiunti solo in laboratorio. Se si passa dal laboratorio al cantiere, sorgono difficoltà quasi inarrestabili. Infatti le variabili importanti che influiscono sulla qualità finale del calcestruzzo sono, nelle varie fasi del processo produttivo, molto numerose, cioè non meno di una ventina (Tab. 1).

Tab. 1. Fattori che influenzano la qualità del calcestruzzo

a) Materiale di partenza	
1)	Cemento
2)	Inerti fini
3)	Inerti grossi
4)	Materiali speciali
5)	Acqua
6)	Additivi
b) Mix design	
7)	Curva granulometrica inerti
8)	Rapporto acqua/cemento
9)	Lavorabilità
10)	Rapporto cemento/inerti
11)	Rapporto materiali speciali/cemento
12)	Rapporto additivi/cemento
c) Confezione, trasporto e posa in opera	
13)	Tempo di mescolamento
14)	Tempo di trasporto
15)	Procedura di scarico nelle casseforme
16)	Compattazione del materiale
17)	Copriferro minimo
d) Stagionatura e disarmo	
18)	Temperatura massima e minima del calcestruzzo fresco
19)	Tempo minimo di disarmo delle casseforme
20)	Tempo minimo di stagionatura umida

È perciò praticamente impossibile organizzare nei cantieri edili, che oltre tutto hanno una durata limitata, un efficiente controllo di qualità. Basti pensare, ad esempio, al fatto che anche i più accurati metodi di controllo non possono impedire che almeno una piccola percentuale di materiali o processi vengano passati per buoni anche se in realtà sono difettosi. Se chiamiamo P_0 tale piccola percentuale, e verifichiamo un prodotto che è la combinazione di n variabili elementari, la probabilità P_n che tale prodotto possa presentare comunque qualche difetto è:

$$P_n = 1 - (1 - P_0)^n$$

Se, considerando un calcestruzzo con un alto grado di controllo, poniamo:

$$P_0 = 1\% (0,01) \quad n = 20$$

si avrà

$$P_n = 1 - (1 - 0,01)^{20} = 18\%$$

Ciò anche con un accuratissimo controllo avremmo il 18% di probabilità che il calcestruzzo presenti qualche difetto che costituirebbe comunque un punto di attacco per le aggressioni ambientali. Si deve perciò forzatamente concludere che in pratica non potremo mai essere certi di aver ottenuto un calcestruzzo sufficientemente durevole in tutta la struttura e probabilmente sarebbe già un successo ottenerlo per il 50÷60% dell'opera.

4. DISOMOGENEITA' DEL CALCESTRUZZO IN PROSSIMITA' DELLE SUPERFICI ESTERNE

Un'altra mina che ha ulteriormente indebolito la fiducia nelle possibilità di produrre un calcestruzzo durevole è venuta dallo studio presentato, al recente convegno di Dundee sulla protezione del calcestruzzo, dal prof. Kreijger dell'Università di Eindhoven in Olanda [5]. Il prof. Kreijger, attraverso lunghe ricerche eseguite su provini di laboratorio, ha dimostrato che in vicinanza delle superfici esterne del provino la porosità del calcestruzzo è sempre molto maggiore che nella massa e il rapporto aggregato/cemento diminuisce fortemente (Fig. 1). Come dire che proprio in vicinanza delle superfici esterne, che dovrebbero far barriera all'ingresso degli agenti aggressivi, si ha una drastica diminuzione della qualità del conglomerato.

Tutto questo, lo ripetiamo, in provini di laboratorio eseguiti con grande accuratezza e senza presenza di armature metalliche. Possiamo immaginare che cosa può

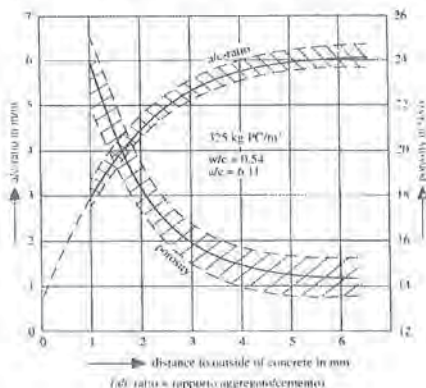


Fig. 1. Disomogeneità del calcestruzzo

succedere in pratica quando:

- in vicinanza delle superfici esterne c'è una più o meno fitta rete di armature metalliche;
- il calcestruzzo viene versato nelle casseforme dall'alto, con grossi rischi di segregazione del mix;
- il calcestruzzo viene disarmato dopo qualche giorno e non si provvede alla bagnatura delle superfici, provocando una caduta del grado di idratazione del cemento e quindi un ulteriore aumento della porosità.

5. NECESSITA' DELLA PROTEZIONE SUPERFICIALE

Tenuto conto delle gravissime difficoltà che si frappongono alla produzione pratica di un calcestruzzo veramente resistente alle aggressioni ambientali è verosimile che, d'ora in poi, si dovrà sempre di più pensare a proteggere il calcestruzzo con altri mezzi. Allo stato attuale della tecnica le "difese" possibili sono sostanzialmente due:

- impregnazione della parte superficiale del calcestruzzo con polimeri o altre sostanze atte a ridurre la permeabilità superficiale all'acqua e alle sostanze gassose;
- trattamento del calcestruzzo con intonaci protettivi speciali di elevata deformabilità.

Ci sembra che il secondo sistema sia preferibile al primo purché:

- l'elasticità dell'intonaco sia tale da riuscire a far "ponte" sulle eventuali microfessurazioni del calcestruzzo;
- il rivestimento possa essere facilmente ripristinato.

6. IL PRIMO PROBLEMA DEI RIVESTIMENTI PROTETTIVI SUPERFICIALI: LA STABILITA'

Semberebbe un paradosso, ma il problema più difficile da risolvere per i rivestimenti protettivi superficiali del calcestruzzo è quello dell'instabilità dimensionale, in particolare quella dovuta ai movimenti termici impediti. Infatti le variazioni di temperatura si ripercuotono in deformazioni dello strato protettivo superficiale che sono sempre più o meno impediti. Ed è facile intuirne il perché se si pensa che il rivestimento protettivo è uno strato sottile e il supporto una grossa massa: una variazione termica Δt nella temperatura ambientale causa quindi differenti variazioni Δt_c e Δt_p nel supporto e nello strato protettivo. Inoltre anche i coefficienti di dilatazione termica sono diversi (si pensi ad esempio che la dilatazione termica di una resina epossidica è 5÷6 volte maggiore di quella di un calcestruzzo). Pertanto le deformazioni "libere" ϵ_c ed ϵ_p che si produrrebbero nel

supporto e nel protettivo se non fossero reciprocamente vincolati, danno luogo ad una deformazione impedita pari a:

$$\varepsilon^* = \varepsilon_p - \varepsilon_c = \alpha_p \Delta t_p - \alpha_c \Delta t_c$$

A sua volta questa deformazione impedita dà luogo ad uno sforzo sul rivestimento protettivo dato da:

$$\sigma_p^* = \varepsilon^* \cdot E_p$$

dove E_p è il modulo elastico del rivestimento protettivo. Calcoli al computer col metodo degli elementi finiti hanno evidenziato come tali sforzi possano dar luogo a strappi dal supporto che, a seconda della forma geometrica dell'applicazione e del tipo di shock termico, variano all'incirca

$$\text{da } \sigma_{pc}^* = 0,4 \sigma_p^* \quad \text{a } \sigma_{pc}^* = 2,5 \sigma_p^*$$

Se la resistenza a trazione del calcestruzzo è inferiore a tali sforzi, si ha lo strappo del rivestimento protettivo, che avviene nel calcestruzzo stesso. Due possibili configurazioni di tali strappi sono indicati nella figura 2.

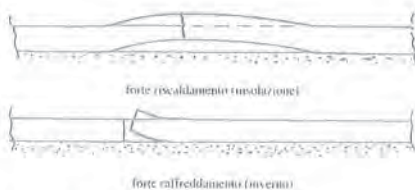


Fig. 2. Fenomeni tipici di distacco nei rivestimenti protettivi del calcestruzzo.

Naturalmente in fase di scelta del tipo di protezione è opportuno partire dalla condizione più cautelativa. Quindi la resistenza a trazione del calcestruzzo su cui si progetta di applicare il rivestimento dovrà essere:

$$\sigma_c \geq 2,5 \varepsilon^* \cdot E_p \quad \text{oppure} \quad \varepsilon^* \cdot E_p \leq 0,4 \sigma_c$$

In definitiva i fenomeni di strappo sono assai meno probabili se il modulo elastico del rivestimento protettivo è basso o bassissimo. Nella figura 3 abbiamo riportato, in un diagramma che indica il modulo elastico del rivestimento in funzione della deformazione impedita, le curve che indicano il modulo massimo E_p in funzione di ε^* .

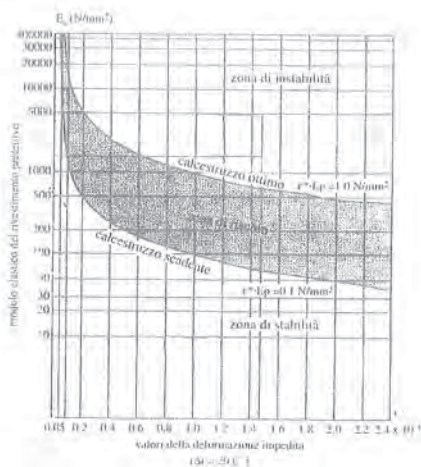


Fig. 3. Stabilità delle protezioni superficiali del calcestruzzo.

La curva inferiore corrisponde ad un prodotto $\varepsilon^* \cdot E_p = 0,1 \text{ N/mm}^2$, cioè sollecitazioni di strappo che non superano i $0,25 \text{ N/mm}^2$, idonee per applicazioni su calcestruzzi di qualità scadente (che d'altronde sono quelli che hanno più bisogno di essere protetti). La curva superiore corrisponde ad un prodotto $\varepsilon^* \cdot E_p = 1 \text{ N/mm}^2$, cioè sollecitazioni di strappo ammissibili che arrivano a $2,5 \text{ N/mm}^2$, tipiche di calcestruzzi di buona qualità. Si può subito notare come rivestimenti con modulo E_p molto elevato richiedano necessariamente calcestruzzi di qualità eccellente, cioè calcestruzzi che a ben vedere potrebbero anche non essere protetti.

Se il modulo E_p è basso o molto basso il rivestimento può essere applicato anche su supporti estremamente deboli, quali potrebbero essere le superfici di un calcestruzzo scadente, o anche le vecchie murature di pietrame o laterizio.

Esempio: Rivestimento con uno strato di 2 mm di resina epossidica:

$$\alpha_p = 6 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$$

$$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$$

$$E_p = 5.000 \text{ N/mm}^2$$

Supponiamo per semplificare che lo strato protettivo non rallenti in maniera apprezzabile il flusso termico e che quindi:

$$\Delta t_p = \Delta t_c = \Delta t$$

Si creerà allora una deformazione impedita a:

$$e^* = (\alpha p - \alpha c) \Delta t = (6 - 1) \cdot 10^{-5} \Delta t = 5 \cdot 10^{-5} \Delta t$$

Per $\Delta t = 20^\circ\text{C}$, ad esempio, la deformazione impedita sarà pari a:

$$e^* = 1 \cdot 10^{-3}$$

Nel diagramma della figura 3 si evidenzia subito che il punto di incrocio fra la e^* e la E_p cade nettamente nella zona di instabilità del rivestimento: cioè il rivestimento tenderà a strappare il calcestruzzo. Si noti che in questo caso, per avere la certezza di "non strappo" anche su calcestruzzo scadente, il modulo elastico del rivestimento protettivo dovrebbe essere inferiore a 100 N/mm^2

7. IL SECONDO PROBLEMA DEI TRATTAMENTI PROTETTIVI: UN'EFFICACE PROTEZIONE DEL CALCESTRUZZO DALLE SOSTANZE CHIMICHE AGGRESSIVE

E' ovvio che la protezione si applica per garantire che anche le aree della superficie esterna della struttura che sono di qualità scadente e di alta porosità (a causa dei motivi già analizzati), non lascino passare sostanze aggressive verso il calcestruzzo o i ferri di armatura. E' stato infatti dimostrato che in un calcestruzzo molto impermeabile difficilmente si innescano fenomeni di degrado, che in ogni caso richiedono la presenza di acqua libera nelle capillarità del calcestruzzo, attraverso la quale gli ioni aggressivi possono penetrare.

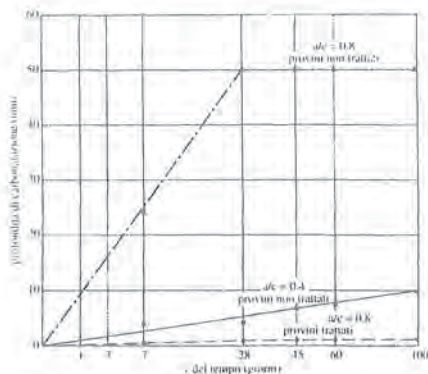


Fig. 4. Profondità di carbonatazione in funzione della radice quadrata del tempo per calcestruzzi trattati e non con rivestimento protettivo esposti in camera di carbonatazione accelerata ($\text{CO}_2 = 30\%$ in volume)

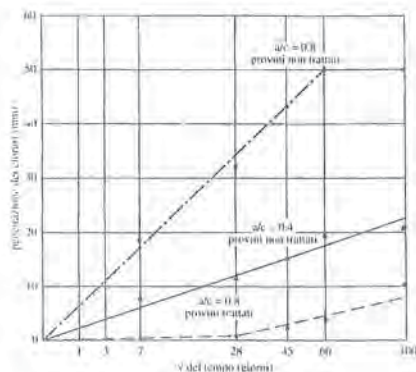


Fig. 5. Penetrazione del cloruro in funzione della radice quadrata del tempo in provini di calcestruzzo trattati e non con rivestimento protettivo immersi in soluzione di NaCl al 10%

Le principali sostanze che possono causare danni al calcestruzzo quando è contemporaneamente presente l'umidità sono, come già accennato:

- l'anidride carbonica che penetrando nel calcestruzzo trasforma la calce libera presente sotto forma di Ca(OH)_2 in carbonato di calcio CaCO_3 . Questa trasformazione riduce fortemente il pH del calcestruzzo che funziona da protettivo dei ferri di armatura;

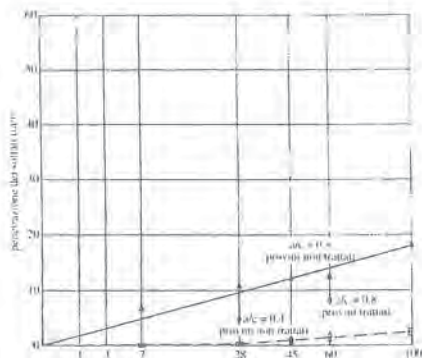


Fig. 6. Penetrazione del solfato in funzione della radice quadrata del tempo in calcestruzzi trattati e non con rivestimento protettivo ed immersi in soluzione acquosa di solfato di magnesio al 10%

i cloruri di calcio o di sodio che possono sia disgregare la matrice del calcestruzzo che corroderne le armature metalliche;

i solfati che possono disgregare la matrice del calcestruzzo.

Pertanto il rivestimento protettivo efficiente dovrà costituire una efficace barriera a queste sostanze. Un possibile metodo di valutazione del rivestimento protettivo superficiale riesce a proteggere un calcestruzzo di qualità scadente, almeno quanto sarebbe "autoprotetto" un calcestruzzo di ottima qualità.

A titolo di esempio, si riportano i risultati di una ricerca eseguita con un rivestimento protettivo a base di cemento, a bassissimo modulo elastico (10 N/mm^2). Con tale rivestimento si sono protetti superficialmente provini di calcestruzzo molto scadente ($A/C = 0,8$; dos. di cemento 200 kg/m^3) e si sono poi eseguite prove di penetrazione in soluzioni concentrate di CO_2 , NaCl e MgSO_4 . Il tutto messo a confronto con analoghi provini non protetti eseguiti con calcestruzzo ottimo ($A/C = 0,40$; dos. di cemento 400 kg/m^3).

I tre diagrammi ottenuti (Fig. 4; Fig. 5; Fig. 6) dimostrano con evidenza l'efficacia del rivestimento protettivo. Non dobbiamo dimenticare che prodotti a base di cemento presentano numerosi vantaggi rispetto ai prodotti a base di resine, perché hanno un coefficiente di dilatazione termica simile a quella del calcestruzzo, non hanno problemi di compatibilità chimica con il supporto, hanno una traspirabilità simile a quella di un ottimo calcestruzzo.

8. CONCLUSIONI

Da quanto sopra eredianno sia emerso con sufficiente chiarezza come l'unico modo realmente valido per impedire l'aggressione del calcestruzzo da parte degli inquinanti presenti oggi giorno nell'ambiente sia di proteggere con un trattamento protettivo le superfici esposte agli attacchi aggressivi. Il rivestimento protettivo deve impedire l'ingresso degli agenti aggressivi (umidità, anidride carbonica, solfati e cloruri), non creare una barriera al vapore e resistere a tutti i possibili shock termici senza staccarsi dal supporto o strappare il supporto stesso. Questi requisiti si possono oggi trovare negli innovativi rivestimenti elasto-plastici a base di cemento.

BIBLIOGRAFIA

- [1] GUDERZOM. - Metodi statistici per il controllo dei calcestruzzi delle grandi dighe. "L'Energia Elettrica", 1957
- [2] NEVILLE A.M. - Properties of concrete. Pitman Publishing, 1975
- [3] CHATTERJI S. & JENSEN - Sartryck. in Nordisk. Betong, 1975
- [4] COLLEPARDI M. - Scienza e tecnologia del calcestruzzo. Hoepli, 1980
- [5] KREIJGER - Protection of concrete. Proceeding of International Conference. Dundee, Scotland, 1990.

REALIZZAZIONE IN CANTIERE DI CALCESTRUZZI AD ALTISSIME RESISTENZE.
REALTA' INTERNAZIONALE E SITUAZIONE IN ITALIA

Rabinder KHURANA - Stefano BIAGINI
MAC S.p.A. - Treviso

Giuseppe FAMILIARI
Autostrade S.p.A., Laboratorio di Romagnano Sesia - Novara

REALIZZAZIONE IN CANTIERE DI CALCESTRUZZI AD ALTISSIME RESISTENZE

Realtà internazionale e situazione in Italia

R. KHURANA^(*) - G. FAMILIARI^(**) - S. BIAGINI^(*)

^(*) MAC S.p.A., Treviso

^(**) AUTOSTRADE S.p.A., Laboratorio di Romagnano Sesia (NO)

SOMMARIO

La realizzazione a livello internazionale di calcestruzzi ad altissime resistenze, con Rck superiore a 80 MPa, è ormai una pratica consolidata, testimoniata dalla realizzazione di numerose strutture nel mondo.

Tale pratica costruttiva è supportata da una serie di specifiche normative nazionali e raccomandazioni internazionali che regolamentano la produzione e la messa in opera di tali tipi di calcestruzzo.

In effetti i calcestruzzi ad altissima resistenza si pongono come una soluzione avanzata a problemi sia tecnici che di natura economica. In particolare essi si sono rivelati una soluzione ottimale per la costruzione di:

1. edifici alti, dove i carichi in gioco richiederebbero dimensioni di pilastri in calcestruzzo ordinario tali da influire fortemente sull'utilizzabilità stessa della struttura.
2. ponti di grande luce, al fine di ridurre notevolmente l'incidenza del peso proprio della struttura e migliorare il comportamento elasto-viscoso.

Nel presente lavoro sono stati esaminati i vari parametri che influenzano la scelta dei materiali da utilizzare, ed anche le tecnologie disponibili per ottenere la realizzazione pratica di calcestruzzi ad altissima resistenza.

In modo particolare vengono presentati alcuni esempi di realizzazioni pratiche di tali calcestruzzi, in funzione delle tecnologie di produzione dei calcestruzzi stessi, quali la produzione in impianto di preconfezionamento o in impianto industriale di prefabbricazione.

Le caratteristiche tecniche dei calcestruzzi prodotti sono state valutate assieme alla verifica delle loro conformità a fronte delle normative estere esistenti attualmente.

I risultati ottenuti sottolineano la necessità di elaborare anche in Italia una normativa adatta ai calcestruzzi ad altissima resistenza, che ormai possiamo considerare perfettamente realizzabili anche nel nostro Paese.

SUMMARY

The production and utilization of very high strength concrete, compressive strengths above 80 MPa, is a well consolidated practice all over the world and numerous structures are a testimony to this fact.

This practice is regulated by the local codes of practice and international recommendations for the production and placing of such concretes.

In fact, high strength concrete is an advanced solution for technical and economical reasons. In particular, it turns out to be the best solution for the construction of:

1. High rise buildings, where the total loads involved would require columns in ordinary R.C.C. of such dimensions that would influence the utility of the structure.
2. Large span bridges, to reduce the dead load and improve its elasto-viscous behaviour.

In this paper the parameters that influence the choice of the materials and the techniques available for producing

practically very high strength concretes are examined.

In particular, some practical applications of very high strength concrete produced in a Ready Mix Concrete Plant are presented.

The properties of the concretes have been evaluated and assessed according to the existing specifications.

The results obtained confirm the need to prepare an Italian Norm for very high strength concretes. Such concretes can now be practically produced industrially also in our country.

1. INTRODUZIONE

Sia per motivi economici che per motivi tecnologici, il calcestruzzo è certamente il materiale da costruzione più diffuso, in grado, di soddisfare le esigenze nei più svariati campi progettuali.

Oggi, tuttavia, è particolarmente sentita la necessità di risolvere i problemi specifici che si presentano nelle costruzioni moderne, cercando di attribuire al calcestruzzo requisiti speciali esaltandone le proprietà.

Tale specializzazione è solitamente ottenuta mediante aggiunta di materiali particolari che possano garantire le seguenti proprietà:

- 1) rapporto (acqua/cemento) più basso possibile;
- 2) drastica riduzione della porosità totale;
- 3) drastica riduzione delle dimensioni dei pori;
- 4) migliore qualità dei prodotti d'idratazione della pasta cementizia.

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo possono essere migliorate con maggiore addensamento dei componenti. L'aderenza pasta-aggregati può essere migliorata. Tale effetto può essere spiegato dal concetto "DPS - Concrete" (densified systems containing homogeneously arranged ultrafine particles) [1] dove aggiunte

maggiori del 10% di silice fume, sono impiegate per ridurre la porosità totale e la dimensione dei pori nella pasta cementizia, come illustrato nella Fig. 1.

Come conseguenza, i punti essenziali da prendere in considerazione nel mix-design di un calcestruzzo ad altissima resistenza sono:

- a) uso di superfluidificanti per ridurre fortemente il rapporto acqua/cemento;
- b) impiego di cementi ad alta resistenza meccanica con elevati dosaggi;
- c) utilizzo di aggiunte minerali tipo silice fume ad elevatissima superficie specifica.

2. NORMATIVE IN VIGORE

A livello internazionale, la maggior parte delle normative per l'esecuzione di strutture in cemento armato sono applicabili a calcestruzzi con resistenza fino a 50+60 MPa.

Soltanto un limitato numero di normative hanno esaminato la possibilità di impiego di calcestruzzi con resistenze superiori a 60 MPa.

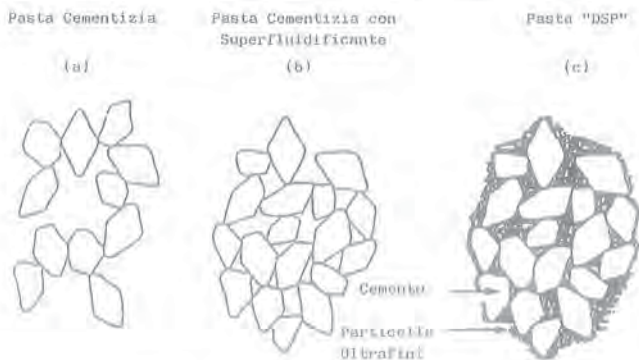


Fig. 1 - Struttura della pasta cementizia nel calcestruzzo composto da: a) cemento Portland + acqua; b) cemento Portland + acqua + superfluidificante; c) cemento Portland + acqua + superfluidificante + silice fume [1].

Tabella 1 - Massime resistenze a compressione. Caratteristiche citate in alcuni documenti

Documento	Resistenza a compressione caratteristica	Tipo provino
NS 3473 1989 Norma Norvegese	105 N/mm ² 94 N/mm ²	Cubo 100 mm Cil. 150/300 mm
Rak MK B4- 1983/84 Suppl. 1989 Norma Finlandese	50 N/mm ² 100 N/mm ²	Cubo 150 mm
CEB-FIP MC-90 Norma Europea	80 N/mm ²	Cil. 150/300 mm
ACI 318-89 1989 Norma Americana	massima resistenza non specifica	Cil. 6"x12" (152/304 mm)
CAN 3-a23.3 M84 1984 Norma Canadese	massima resistenza non specifica	Cil. 150/300 mm

In Tabella 1 è riportato l'elenco di tali normative con le specifiche delle resistenze massime da prendere in considerazione in funzione della forma e dimensione dei provini utilizzati.

E' opportuno precisare che la norma CEB-Model Code 90 è alla base dell'elaborazione degli Eurocodici che sono parte integrante delle normative europee sul cemento armato in vigore a partire dal 1993.

Precisiamo, inoltre, che la norma CEB parla di resistenza massima sul cilindro di 80 MPa, equivalente a circa 96 MPa su provino cubico (fattore di conversione = 0.83).

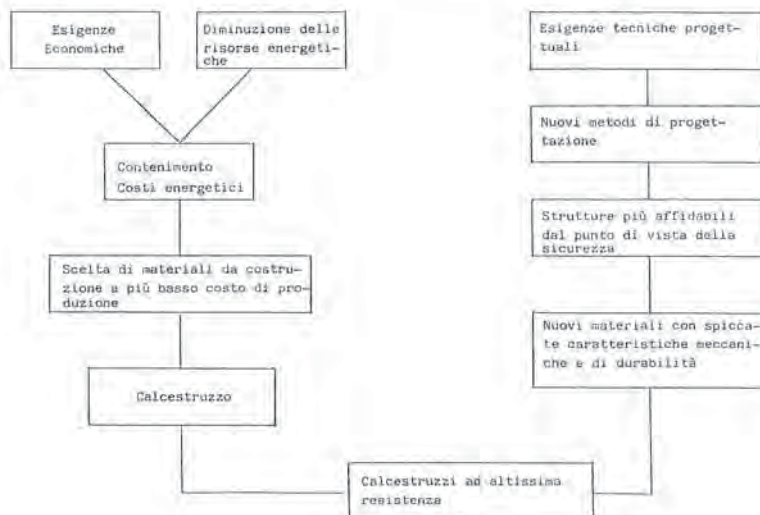
Riguardo alla normativa italiana, è in previsione un aumento della R_{ck} di progetto da 55 MPa a 60 MPa.

3. CLASSIFICAZIONE DEI CALCESTRUZZI AD ALTA ED ALTISSIMA RESISTENZA

Una prima distinzione può essere fatta esaminando le resistenze a compressione. In base ad esse si identificano le seguenti categorie:

- 1) Calcestruzzi ad alta resistenza:
Rcm 60-90 MPa;

Tabella 2 - Fattori determinanti nello sviluppo dei calcestruzzi ad altissima resistenza



2) Calcestruzzi ad altissima resistenza:

$R_{cm} > 90$ MPa fino a 150 MPa.

I calcestruzzi ad alta e altissima resistenza trovano applicazione sulle seguenti strutture:

- edifici alti, dove i carichi notevoli richiederebbero dimensioni dei pilastri in calcestruzzo ordinario tali da inficiare le prestazioni funzionali;
- ponti di grande luce, al fine di ridurre notevolmente l'incidenza del peso proprio e migliorare il comportamento elasto-viscoso.

In sostanza, i calcestruzzi ad altissima resistenza non rappresentano qualcosa di astratto o qualcosa destinato ad applicazioni specialissime, bensì miscono da esigenze ben precise.

Si possono individuare due fattori che possono determinare in un futuro più o meno prossimo lo sviluppo dei calcestruzzi ad altissima resistenza.

- esigenze economiche e considerazioni energetiche;
- esigenze tecnico-progettuali e raggiungimento di massimi requisiti del materiale.

4. ESIGENZE FUNZIONALI RICHIESTE DAL PROGETTISTA

4.1 Esigenze economiche

Oggi tutti i paesi industrializzati, anche alla luce degli ultimi sviluppi politico-economici, sentono moltissimo il problema del contenimento dei costi energetici.

Di qui la necessità di scegliere, per quanto riguarda il settore delle costruzioni, quei materiali che possono essere prodotti a costi di energia i più bassi possibili.

La Tabella 3 qui riportata ci mostra le richieste di energia per la produzione di diversi materiali da costruzione base.

Si può notare che il cemento, e di conseguenza il calcestruzzo, occupano gli ultimi due posti nella graduatoria e quindi sono senz'altro i materiali più vantaggiosi per quanto riguarda il migliore sfruttamento delle risorse energetiche disponibili.

Tabella 3 - Richiesta di energia per la produzione di alcuni materiali da costruzione

Materiale	kg di combustibile / kg di materiale
Alluminio	5,6
Poliuretano	3,2
Acciaio	1,0
Cemento	0,18
Calcestruzzo	0,02

Questo è il motivo per cui negli ultimi anni molte aziende del settore, hanno messo a punto materiali e tecnologie con caratteristiche sempre più elevate, facendo fronte a richieste poco immaginabili in precedenza.

In particolare, le altissime resistenze possono essere raggiunte mediante l'uso di materiali pozzolanici finissimi fortemente attivi (silica fumes), alti dosaggi di superfluidificanti o iperfluidificanti come componenti reoplastici e alti dosaggi di cemento.

Al giorno d'oggi un impianto di calcestruzzo preconfezionato ha la possibilità di impostare una regolare produzione su livelli di resistenza di circa 60:80 MPa a 28 giorni e, in un prossimo futuro, si potrà certamente arrivare a valori più elevati.

Tutto questo per dire che il calcestruzzo continua ad essere il materiale da costruzione più versatile, più affidabile e, contemporaneamente, il meno impegnativo dal punto di vista energetico.

4.2 Esigenze tecnico-progettuali

Nel corso di questi ultimi anni il settore della progettazione strutturale si è evoluto molto velocemente, arrivando alla definizione di nuovi metodi di progettazione basati su concetti del tutto differenti rispetto ai metodi tradizionali fino ad oggi utilizzati.

Si tratta del metodo semiprobabilistico agli stati limite. In pratica si distinguono due tipi di stati limite:

- stati limite ultimi, corrispondenti al valore estraneo della capacità portante e legati al raggiungimento di condizioni di carico estreme;
- stati limite di esercizio, legati alle esigenze di impiego normale e di durata.

Lo scopo delle verifiche del metodo SPSL è quello di garantire che l'opera sia in grado di resistere con adeguata sicurezza alle azioni alle quali potrà essere sottoposta, rispettando le condizioni per il suo esercizio normale e che sia assicurata la sua conservazione nel tempo.

Le esigenze funzionali di questi nuovi metodi di progettazione riguardano in special modo la limitazione delle deformazioni e della fessurazione delle strutture in esercizio.

Le deformazioni devono essere limitate al fine di non alterare la funzionalità delle strutture.

L'aggressività dell'ambiente, la sensibilità delle armature alla corrosione, ed eventualmente il rispetto di altre condizioni particolari quali ad esempio, l'impermeabilità e l'estetica, richiedono di verificare che determinati stati limite di fessurazione non siano raggiunti per la combinazione di sollecitazioni previste da ciascun progetto.

In pratica, il concetto di durabilità delle strutture è

fortemente presente in questi nuovi metodi di progettazione e, pertanto, i calcestruzzi ad altissima resistenza possono rappresentare una soluzione tecnicamente vantaggiosa, in particolare nel caso di strutture soggette a carichi pesanti.

Pertanto non solo il requisito dell'altissima resistenza che può interessare il progettista, quanto tutto quello che può derivare da una resistenza molto elevata:

- 1) modulo elastico molto più elevato rispetto ai calcestruzzi normali, il che si traduce in una minore deformabilità della struttura sotto carico e minore possibilità di fessurazione prematura;
- 2) maggiore stabilità ai così chiamati "effetti del secondo ordine" (carico di punta di pilastri snelli con possibilità di aumentare il rapporto di snellezza);
- 3) minore deformazione viscosa e quindi minore perdita di tensione nel cemento armato precompresso;
- 4) maggiore impermeabilità delle strutture grazie a rapporti acqua/cemento del materiale molto bassi, soprattutto nei calcestruzzi con aggiunte ad elevatissima attività pozzolanica, tipo fumo di silice;
- 5) maggiore resistenza agli urti e alle esplosioni;
- 6) maggiore resistenza alle vibrazioni.

L'aspetto fondamentale, che rappresenta l'ostacolo maggiore alla diffusione e all'uso del calcestruzzo ad altissima resistenza, dato dalla sua maggiore fragilità rispetto ad un calcestruzzo normale.

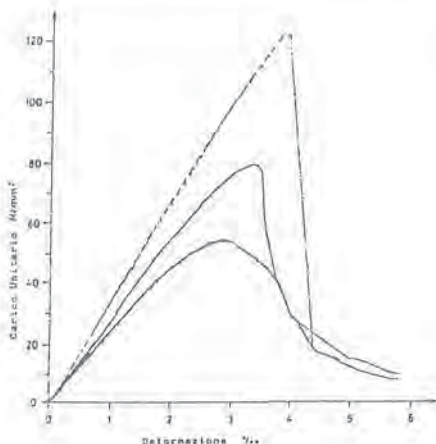


Fig. 2 - Andamento delle curve di sforzo-deformazione dei calcestruzzi ad alta resistenza in confronto a calcestruzzi a resistenza normale (prova eseguita su cilindri 150 x 300 mm)

E' stato provato da applicazioni eseguite che l'utilizzo di un calcestruzzo ad elevatissima resistenza è economicamente vantaggioso per la costruzione di edifici molto alti.

Poiché i pilastri sono gli elementi strutturali più vulnerabili di una costruzione soggetta a carichi sismici, è necessario conoscere come un calcestruzzo ad altissima resistenza possa fornire un adeguato livello di duttilità nei confronti di tali azioni.

La Fig. 2 mostra l'andamento della tensione di compressione in funzione della deformazione per calcestruzzi normali ($R_c = 50 \text{ MPa}$) e per calcestruzzi ad alta ed altissima resistenza ($R_c = 100 \text{ MPa}$).

In pratica viene messo in correlazione lo sforzo di compressione al quale è sottoposto un elemento costruttivo (tipicamente un pilastro) con la sua capacità di deformarsi sotto l'azione di questo carico.

Le principali differenze tra le curve sforzo-deformazione dei calcestruzzi ad altissima resistenza rispetto a quelli a resistenza normale sono:

- 1) una relazione deformazione-sforzo più lineare per arrivare alla massima tensione;
- 2) un livello di deformazione leggermente più alto in corrispondenza della massima tensione;
- 3) una caduta di tensione praticamente istantanea subito dopo aver raggiunto la tensione massima (rottura fragile).

Tuttavia, il comportamento fragile del materiale può essere modificato attraverso un'opportuna aggiunta d'armatura.

Esistono diversi modi per aumentare la duttilità di una struttura da eseguire con calcestruzzo ad altissima resistenza.

- 1) alle quantità di armature trasversali (staffe) più ravvicinate tra loro allo scopo di creare un effetto cerchiante;
- 2) aggiunta di armature nelle zone compresse dei vari elementi strutturali.

5. PROGETTAZIONE DEI CALCESTRUZZI AD ALTISSIMA RESISTENZA

5.1 Cemento

La scelta del tipo e della marca del cemento è uno dei fattori più importanti per la realizzazione dei calcestruzzi ad elevata resistenza a compressione. La variazione della qualità del cemento causa variazioni maggiori rispetto alle variazioni negli altri componenti.

Spesso per raggiungere le elevate resistenze bisogna tenere in considerazione le resistenze a 60 oppure a 90 giorni anziché a 28 giorni.

Le prove di laboratorio indicano che sono preferibili

I cementi tipo 425 Portland. Cementi tipo 525 Portland danno elevate resistenze a 1, 3 e 7 giorni, ma le resistenze a 28-60-90 non aumentano proporzionalmente. I cementi tipo 325 richiederebbero dosaggi troppo elevati ($> 500 \text{ kg/m}^3$) con i problemi relativi come ad es. calore di idratazione, ritiro, ecc.

Il cemento da preferire deve avere le seguenti proprietà:

- finezza (Blaine) 3500-4000 cm^2/g ;
 - Rc a 7 giorni (malta plastica) 32.5-37.0 MPa.
- Il dosaggio del cemento oscilla da 420 a 460 kg/m^3 , a seconda della qualità del cemento.

5.2 Aggregati

La qualità degli aggregati è importante per realizzare calcestruzzi ad alta resistenza. Aggregati deboli non sono adatti per questo scopo. Gli aggregati devono essere conformi alle specifiche della Norma UNI 8520 per calcestruzzi di classe A.

5.2.1 Aggregati grossi

La composizione mineralogica, la forma, l'aspetto e la dimensione della ghiaia o del pietrisco devono essere esaminati in quanto influenzano la loro aderenza alla pasta cementizia. Il diametro massimo e la forma influenzano invece la quantità dell'acqua d'impasto.

L'esperienza dimostra che per i calcestruzzi ad altissima resistenza sono più indicati aggregati frammentati (pietrisco) di dimensione massima da 15 a 20 mm.

5.2.2 Aggregati fini

Il contenuto del cemento nei calcestruzzi ad alta resistenza è alto (420-460 Kg/m^3). Le sabbie fini, pertanto, danno calcestruzzi troppo coesivi con richiesta d'acqua elevata. Le sabbie più indicate in questo caso dovranno avere un modulo di finezza attorno al 3,0, il quale nei calcestruzzi normale è considerato elevato (sabbie grosse). La curva granulometrica di riferimento sarà sottosabbiata.

5.3 Acqua

La quantità dell'acqua d'impasto è uguale a quella per i calcestruzzi normali. Pertanto, tutte le acque impiegate per confezionare calcestruzzi ordinari possono essere impiegate per confezionare calcestruzzi ad elevata resistenza (Rc 80-100 MPa).

I limiti di accettabilità sono indicati nella Tabella 4 seguente, come da capitolato delle Ferrovie dello Stato.

Tabella 4 - Acqua di impasto

Caratteristica	Tolleranza di accettabilità
Contenuto di ione cloruri	< 300 mg/litro
Contenuto totale di sali minerali	< 2000 mg/litro
Contenuto di sostanze organiche	< 100 mg/litro
Contenuto di sostanze solide sospese	< 2 g/litro

5.4 Additivi

Il parametro più importante per realizzare elevate resistenze nel calcestruzzo è il rapporto acqua/cemento.

Per calcestruzzi aventi resistenza a compressione maggiore di 70 MPa, il rapporto acqua/cemento deve essere minore di 0,38 (più elevata è la resistenza, più basso è il rapporto acqua/cemento). I calcestruzzi aventi $R_c = 80-100$ MPa di solito hanno un rapporto acqua/legante (cemento + cenere volante/fumo di silice) di circa 0,30-0,35.

Per realizzare calcestruzzi ad altissima resistenza si possono utilizzare diversi tipi di additivi, a seconda delle esigenze di cantiere, purché vengano rispettati i fattori discussi prima. Nelle nostre esperienze di laboratorio e di cantiere abbiamo utilizzato i seguenti tipi di additivi:

- per ridurre il rapporto acqua/cemento: superfluidificanti a base di naphthalene sulfonata o melamina sulfonata;
- per ridurre il rapporto acqua/cemento e la porosità capillare: superfluidificanti multicomponenti fissati su un supporto di silice amorfa ad elevata area superficiale e dotato di spiccata attività pozzolanica;
- per ridurre ulteriormente il rapporto acqua/cemento: additivi iperfluidificanti

Per confezionare calcestruzzi ad elevata resistenza ed ottenere il mantenimento della lavorabilità per 60'-90' (per calcestruzzo preconfezionato): additivi superfluidificanti a bassa perdita di lavorabilità.

6. ESPERIENZE DI CALCESTRUZZI AD ALTISSIMA RESISTENZA

Qui di seguito vengono riportati alcuni esempi di studi e di realizzazioni pratiche di calcestruzzi ad altissima resistenza.

In particolare vengono illustrati:

- 1) calcestruzzi relativi ad uno studio sperimentale per progettazione di strutture antisismiche (Tab. 5).

- 2) calcestruzzi relativi ad una produzione di impasti preconfezionati in U.K. nei quali fosse possibile anche ottenere un mantenimento della lavorabilità per almeno 3 ore (Tab. 6 e Fig. 3);
- 3) calcestruzzi relativi ad uno studio condotto presso l'Università di Pavia nell'ambito di una ricerca su pareti di controventamento.

Tabella 5 - Mix design e caratteristiche di un calcestruzzo confezionato per la valutazione sperimentale del comportamento sismico delle costruzioni

Materiali	Mix 1	Mix 2	Mix 3
Cemento 525 PTL	392	418	396
Rheobuild TDS (kg/m ³)	/	/	79
Rheobuild 2000 B (%)	/	2	/
Acqua (litri)	219	150	146
Sabbia fine (kg/m ³)	120	129	120
Sabbia media (kg/m ³)	215	229	215
Sabbia grossa (kg/m ³)	336	359	336
Ghiaino 5/15 (kg/m ³)	1110	1186	1110
Aria (%)	2,2	2,0	2,0
Slump (cm)	22	22	23
Rapporto a/c	0,56	0,36	0,37
Rapporto a/c + Rheobuild TDS	/	/	0,31
Resistenze a compressione			
1 giorno MPa	17,9	41,9	38,7
3 giorni MPa	30,0	53,9	51,3
7 giorni MPa	36,0	65,1	72,0
28 giorni MPa	42,7	74,2	84,6
90 giorni MPa	50,7	85,5	92,5

Dai risultati ottenuti risulta evidente come sia possibile, sia con solo uso di superfluidificante (Mix 2), sia con uso di un superfluidificante multicomponente (Mix 3), l'ottenimento di resistenze meccaniche da 80 MPa a 90 gg.

I risultati illustrati indicano chiaramente che è possibile realizzare calcestruzzi preconfezionati di elevatissime resistenze a compressione (> 90 MPa) con impiego combinato di superfluidificanti a bassa perdita di lavorabilità e superfluidificanti supportati su base di silice amorfa. La perdita di lavorabilità in laboratorio di tali calcestruzzi viene illustrata nella seguente Fig. 3. In realtà, con trasporto in autobetoniera dove la massa del calcestruzzo è maggiore, il mantenimento della lavorabilità sarà sicuramente superiore.

Tabella 6 - Mix design e caratteristiche di un calcestruzzo preconfezionato Rck > 80 MPa, a bassa perdita della lavorabilità

Materiali	Mix 1	Mix 2	Mix 3
Cemento O.P.C. (kg/m ³)	474	454	407
Rheobuild TDS (kg/m ³)	/	/	50
Rheobuild 561 (%)	/	1,2	1,2
Acqua (litri)	199	150	134
Sabbia 0/5 (kg/m ³)	700	737	743
Pietrisco 5/19 (kg/m ³)	1049	1106	1114
Aria (%)	1,3	3	2
Slump (cm)	21	23	22,5
Rapporto a/c	0,41	0,33	0,33
Rapporto a/c + Rheobuild TDS	/	/	0,29
Resistenze a compressione			
1 giorno MPa	25,9	16,1	1,1
3 giorni MPa	49,4	60,2	65,8
7 giorni MPa	63,0	78,9	81,6
28 giorni MPa	76,3	85,0	94,9

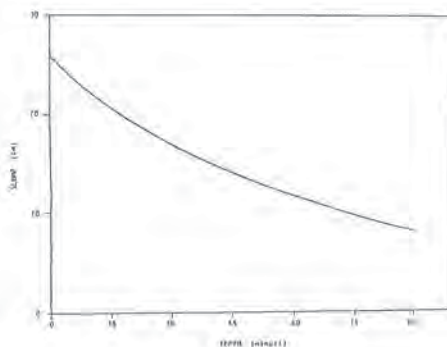


Fig. 3 - Perdita della lavorabilità di un calcestruzzo preconfezionato Rck = 80 MPa.

Tabella 7 - Caratteristiche di un calcestruzzo ad altissima resistenza, studiato per la produzione di pareti di controventamento

Materiali	Mix 1
Cemento 325 PTL (kg/m ³)	400
Rheobuild TDS (kg/m ³)	75
Acqua (litri/m ³)	150
Sabbia Po (kg/m ³)	620
Graniglia 5/10 (kg/m ³)	608
Ghinetto 10/16 (kg/m ³)	618
Aria (%)	3
Slump (cm)	20
Rapporto acqua/cemento	0.38
Rapporto acqua/cemento + Rheobuild TDS	0.31
Resistenze a compressione:	
3 giorni MPa	82.0
7 giorni MPa	91.2
28 giorni MPa	102.5
60 giorni MPa	105.1
90 giorni MPa	107.6

Le caratteristiche eccezionali del calcestruzzo qui presentato ($R_c > 100$ MPa), confezionato con materiali di comune reperibilità, dimostrano l'attuale possibilità della produzione industriale di manufatti di tale genere.

7. ALCUNE APPLICAZIONI NEL MONDO

Nel mondo negli ultimi 10 anni sono state realizzate tutta una serie di costruzioni in calcestruzzo armato ad altissime resistenze, delle quali alcuni esemplari vengono di seguito elencati.

Struttura	Anno	Rek (MPa)
Water Tower Place Chicago	1975	62 (Cilindro)
Pacific First Centre Seattle	1986	115 (Cilindro)
Grande Arche de La Défense - Paris	1988	65 (Cilindro)
900 N Mich. Annex Chicago	1988	97 (Cilindro)
Society Tower Cleveland - Ohio	1990/91	84 (Cilindro) (12.000 Psi)
Espace Leopold Complex DB Partel, Ergon Liec	1992	80 (Cubo)
Piattoforme Mare del Nord:		
Oseberg (A)	1985	71.5 (Cubo)
Gullfaks (B)	1984	73.5 (Cubo)
Gullfaks (C)	1986	75.0 (Cubo)

8. CONCLUSIONI

La realizzazione a livello internazionale di calcestruzzi ad altissime resistenze, con R_{ck} superiore a 80 MPa, è ormai una pratica consolidata, testimoniata dalla realizzazione di numerose strutture nel mondo. Tale pratica costruttiva supportata da una serie di specifiche normative nazionali e raccomandazioni internazionali che regolamentano la produzione e la messa in opera di tali tipi di calcestruzzo. In effetti i calcestruzzi ad altissima resistenza si pongono come una soluzione avanzata a problemi sia tecnici che di natura economica. Nel presente lavoro sono stati esaminati i vari parametri che influenzano la scelta dei materiali da utilizzare, ed anche le tecnologie disponibili per ottenere la realizzazione pratica di calcestruzzi ad altissima resistenza. I risultati ottenuti sottolineano la necessità di elaborare anche in Italia una normativa adatta ai calcestruzzi ad altissima resistenza, che ormai possiamo considerare perfettamente realizzabili anche nel nostro paese.

BIBLIOGRAFIA

1. FIP/CEB: High Strength Concrete - State-of-the-Art Report
2. High Strength Concrete - ACI Special Publication SP 87, ACI, Detroit 1985
3. Les bétons à hautes performances - Presses Ponts et Chaussées
4. State-of-the-Art Report on High Strength Concrete - ACI 363 R-84, ACI, Detroit
5. Production of High Strength Concrete - Petermann M.B. e Carrasquillo R.L.; Noyes Publications, New Jersey

IL TERMINALE-BUS E IL PARCHEGGIO-AUTO
A FIANCO DELLA STAZIONE FERROVIARIA DI BRESCIA

Sergio LEVATI
Libero Professionista - Milano

ASSOCIATI ASSOCIATI
Progettazione Architettonica - Brescia

PATERLINI Costruzioni
Brescia

UNIECO
Reggio Emilia

IL TERMINALE-BUS E IL PARCHEGGIO-AUTO A FIANCO DELLA STAZIONE FERROVIARIA DI BRESCIA

Sergio LEVATI
Libero professionista
MILANO

ASSOCIATI ASSOCIATI
Progettazione Architettonica
BRESCIA

PATERLINI COSTRUZIONI (BRESCIA)
UNIECO (REGGIO EMILIA)
Imprese costruttrici

SOMMARIO

Nella presente memoria si descrive un significativo episodio di un impianto cittadino realizzato nella città di Brescia per razionalizzare la Stazione degli autobus extraurbani e per formare un parcheggio a pedaggio in parte libero. In particolare, ci si sofferma sull'invenzione progettuale che ha portato alla riqualificazione dell'area dismessa, nel rispetto degli obiettivi funzionali indicati dall'Amministrazione e, per quanto attiene le soluzioni strutturali, si considerano le strutture a Vierendel in c.a. che hanno consentito il passaggio dalla maglia "circolare" dell'impalcato stazione-bus alla maglia "rettangolare" del sottostante parcheggio.

SUMMARY

This memorandum describes a significant episode of a public installation realized on the city of Brescia in order to rationalize the public bus station for extra urban services and also to establish a public car park partly with a toll gate. It should be recalled that the planning invention which brought to light the review and the revival of this abandoned area is to accomplish accurately the objective functions indicated by the Administration, in line with structural solutions, of which a structural reinforced concrete, type Vierendel, is the most suitable to ensure the structural stiffness and to allow a free passage from the "circular" scaffolding mesh of the bus station to the "rectangular" mesh of the underground car parking space.

I. PREMESSA

In questi ultimi decenni il problema della mobilità delle persone ha acquistato sempre maggior rilevanza nelle risoluzioni decisionali ed operative delle nostre Amministrazioni pubbliche, talvolta con toni veramente drammatici laddove si sono presentati pericolosi aspetti di congestione da traffico e da inquinamento ambientale.

Le infrastrutture create nel territorio e nelle città per cercare di alleviare il peso di tali aspetti, mirando a sciogliere il nodo della mobilità, sono di vario tipo: a partire dalle linee di trasporto vere e proprie sino a

giungere alle strutture che razionalizzano e potenziano le linee esistenti (ad esempio i terminali-bus) e agli impianti di parcheggio strategicamente studiati per diversi obiettivi (parcheggi di cintura; parcheggi di nodo strategico, corrispondenza, polo urbano, ecc.; parcheggi di residenza).

L'inserimento di una qualsiasi di tali infrastrutture genera notevoli cambiamenti del quadro territoriale esistente, agendo su tutte le diverse componenti che lo formano, anche ovviamente nei riflessi degli aspetti socio-economici. Pertanto, è compito primario delle Amministrazioni, da un lato di provvedere a valutare



Fig. 1 - Veduta generale dell'impianto da sud

con attenzione e sotto tutti i diversi punti di vista i nuovi "scenari" territoriali cui si verrà a dar luogo, dall'altro lato ad esporre con precisione negli articoli dei bandi di gara gli obiettivi funzionali che ci si ripromette di raggiungere, indicando anche, ove occorra (impianti urbani), i vincoli funzionali da conservare durante la costruzione e le particolari restrizioni di cantiere.

E, in sede di progettazione, un progetto deve soddisfare quanto meglio possibile alle funzionalità richieste, finali e temporanee durante la costruzione, nel pieno rispetto dei vincoli e delle restrizioni esistenti, non dimenticando peraltro l'autorità che l'architettura può esprimere liberamente all'interno della società, nel territorio e nelle città. In particolare, per le strutture e gli impianti a servizio di linee esistenti e per i parcheggi, appaiono fondamentali lo studio e la verifica dei flussi di traffico (volumi, direzioni ed orientamenti futuri), la previsione delle conseguenze che si possono generare nel contesto circostante, la disponibilità ad accettare adattamenti per possibili evoluzioni future.

Tutto quanto precede fa sì che l'operaio degli strutturalisti, cui la società riconosce il merito di garantire la sicurezza delle costruzioni, diventi sempre più prezioso per le felici invenzioni strutturali ed operative, talvolta indispensabili (si pensi, ad esempio, al metodo 2 Milano con iniezioni preventive del terreno per la realizzazione di cavi metropolitani), che essi strutturalisti possono proporre al fine di poter realizzare impianti di

"peso" così rilevante nel disagiata contesto urbano, nel rispetto sempre più garantito della sicurezza e della durata, oltreché nel rispetto ambientale.

Come si potrà vedere nel seguito, questa successione di principi e di osservazioni trova puntuale riscontro nell'impianto Brescia.

2. OGGETTO ED OBIETTIVI DELL'IMPIANTO

Sull'area dell'intervento sorgevano fino alla metà degli anni cinquanta le officine per la produzione del gas di città. Il risultato della chiusura delle officine e della loro demolizione, come sempre accade nelle aree dismesse, fu di creare un "vuoto non progettato" utilizzato in modo approssimato a parcheggio di bus e di autovetture.

La condizione di "luogo non progettato" ha determinato una crescita edilizia al contorno priva di elementi di riferimento, di allineamenti, di affacci privilegiati e senza alcun disegno organico e coerente delle facciate.

Oltre a questa condizione, i cui aspetti negativi andavano recuperati, va tenuto presente che nell'area confluivano diversi tipi di traffico: ferrovia, autobus urbani, autobus extraurbani, autovetture private e, in un prossimo futuro, anche linee metropolitane.



Fig. 2 - Giardino pensile - Veduta da est

Questi elementi conferiscono all'area un'importanza strategica di assoluto peso nella riorganizzazione non solo del quartiere, ma per lo sviluppo dell'intera città, tant'è che le originarie richieste dell'Amministrazione prevedevano:

- a) una stazione per gli autobus extraurbani completa di servizi ed attrezzature e predisposta a svolgere un ruolo di parziale polo commerciale;
- b) un parcheggio sotterraneo per autovetture (800 posti) con gestione centralizzata del pedaggio;
- c) un parcheggio pubblico per autovetture.

Tutte queste condizioni sono state soddisfatte nel progetto, arricchendole inoltre di funzioni di vitale importanza per la città. Infatti, con la riqualificazione di tale luogo si è potuto:

- 1) riorganizzare e razionalizzare i flussi di traffico veicolare e pedonale all'interno dell'area senza creare alcun impatto negativo sulla viabilità circostante;
- 2) ampliare l'area verde di una zona praticamente carente al riguardo;
- 3) contenere l'impatto visivo del nuovo impianto, rinunciando a competere altimetricamente con l'edilizia circostante e cercando altresì di valorizzare tale luogo assai degradato;
- 4) realizzare tutti i posti macchina al coperto.

Nelle immagini riportate nelle Figg. 1 e 2 si possono riconoscere questi significativi risultati.

3. ASPETTI PECULIARI DELLA PROGETTAZIONE EDILE

Il punto chiave dell'invenzione progettuale è stato quello di avere sfruttato la differenza di quota esistente tra Via Solferino a nord e Via Gambara (verso la Stazione FS) a sud riuscendo a realizzare, mediante un aumento di tale dislivello ottenuto inclinando tutti gli orizzontamenti del 2% circa verso nord (Via Solferino), 3 piani interrati lato nord e 2 piani interrati lato sud. La sezione di Fig. 3 e la pianta del primo interrato di Fig. 4 mostrano chiaramente l'esito di questo artificio: il parcheggio a pedaggio si estende sulla totalità dei due piani interrati (i 2 più bassi lato Via Solferino) con entrata e uscita diametralmente opposte sui lati est ed ovest dell'area rispettivamente, mentre il parcheggio libero, che occupa il primo interrato (quello più alto) lato Via Solferino, si estende fino alla porzione semicircolare corrispondente alla soprastante area-bus. Questo parcheggio libero, così come la Stazione-bus, hanno entrata ed uscita dei veicoli da Via Solferino.

In tal modo, verso Via Gambara viene recuperata un'ampia area a raso da destinare a verde, ottenendo nel contempo sul lato sud un prospetto ad anfiteatro, assai convincente e non ingombrante.

Inoltre, il piano emergente dall'area verde per una prima campata in prossimità del filo esterno semicircolare costituisce la zona destinata a bar-tavola

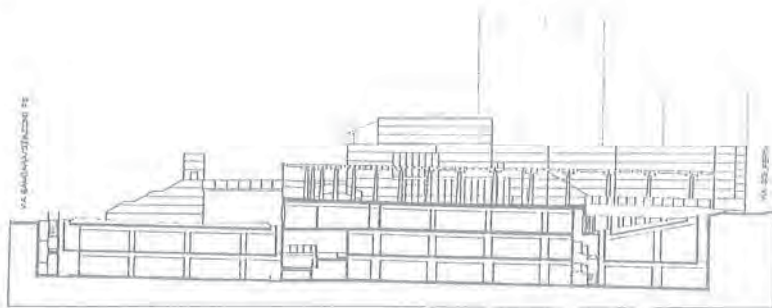


Fig. 3 - Sezione trasversale (nord-sud)

calda, a conclusione del percorso porticato lungo il quale potranno affacciarsi eventuali negozi, conferendo ulteriore leggerezza alle volumetriche emergenti.

L'invenzione progettuale, separate entrata ed uscita del parcheggio a pedaggio da quello libero, si è poi rivolta ad ottimizzare il sistema di circolazione interna di rimessaggio dei veicoli nei due piani interrati del parcheggio a pedaggio con rampe rettilinee disposte sulla mediana centrale congiungente lato est e lato ovest, si da ottenere nel contempo l'automatica separazione del parcheggio in comparti secondo la normativa antincendio.

Lo schema di circolazione riportato nella Fig. 5 mostra chiaramente il sistema complessivo e la postazione centralizzata di pedaggio.

Per altro verso, la funzionalità dell'area soprastante, la stazione-bus, è stata verificata per la movimentazione dei veicoli (n. 30 postazioni fisse di sosta più n. 1 banchina per bus doppio) e per la pedonalizzazione.

Le pensiline disposte sull'arco esterno della costruzione semicircolare proteggono interamente le aree pedonali di alimentazione e di imbarco-sbarco.

4. ASPETTI PECULIARI DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Dal punto di vista strutturale, si sono innanzitutto considerate e corrisposte le esigenze che presentano, in modo del tutto uniforme, tutte le strutture per autosili in sotterraneo: esigenze legate alla necessità di ottenere impalcati in calcestruzzo armato che abbiano la dovuta sicurezza in termini sia di resistenza al fuoco, assommate alla necessità di soddisfare le richieste di durata, senza alcuna protezione dei getti e senza l'obbligo di controlli e manutenzione statica.

L'esigenza poi di contenere al massimo le dimensioni strutturali in altezza, allo scopo di ridurre al massimo la profondità di scavo, ha condotto ad uno studio accurato delle seguenti parti strutturali:

- opere perimetrali e fondazioni, realizzate, le prime, con diaframmi in bentonite tirantati con tiranti provvisori che tengono conto nella loro localizzazione della presenza degli edifici circostanti e dei sottoservizi, le seconde in modo diretto trattandosi di terreno sciolto di ottima resistenza;
- primo impalcato, con esclusivo carico di autovetture, realizzato con elementi "predalles" e travi ad anima prefabbricata con successivi getti in opera con le necessarie armature; nella Fig. 10 sono riportati alcuni dettagli costruttivi;
- secondo impalcato, lato Via Gambara, con carico di terra per la formazione dell'area a verde, realizzato con struttura di travi sempre ad anima prefabbricata e solette in c.a. gettate in opera o, laddove possibile, ancora con l'impiego di elementi "predalles";
- terzo impalcato, con carico di autobus e folla (strada di 1° categoria), realizzato con struttura di travi curve e solette in c.a. gettate in opera (Fig. 14);
- pensiline, con strutture in acciaio rapidamente montabili e di ottimo risultato ambientale.

La disposizione sovrapposta di una struttura a piano circolare (le pensiline ed il sottostante impalcato bus) con una struttura a pianta rettangolare ha dato luogo ad un problema strutturale importante per la necessità di dover raccogliere i carichi delle strutture soprastanti (pensiline ed impalcato bus) e convogliarli sul vuoto di separazione generato dal sistema delle rampe rettilinee.

Il problema è stato risolto realizzando sulla circonferenza di scarico delle pensiline, travi curve di circa 20 m di luce, dell'altezza di piano con grandi aperture rettangolari, in modo cioè da costituire travi Vierendel per la raccolta dei carichi soprastanti. Nelle Figg. 11, 12 e 13 sono riportati alcuni dettagli progettuali relativi a questa struttura.

Il progetto di queste particolari strutture va fatto, come è noto, non solo in termini di resistenza, ma tenendo di vista in modo preminente la deformazione anche differita in fase viscosa per le quote di carico sventi caratteri permanenti: ciò per gli effetti che tali

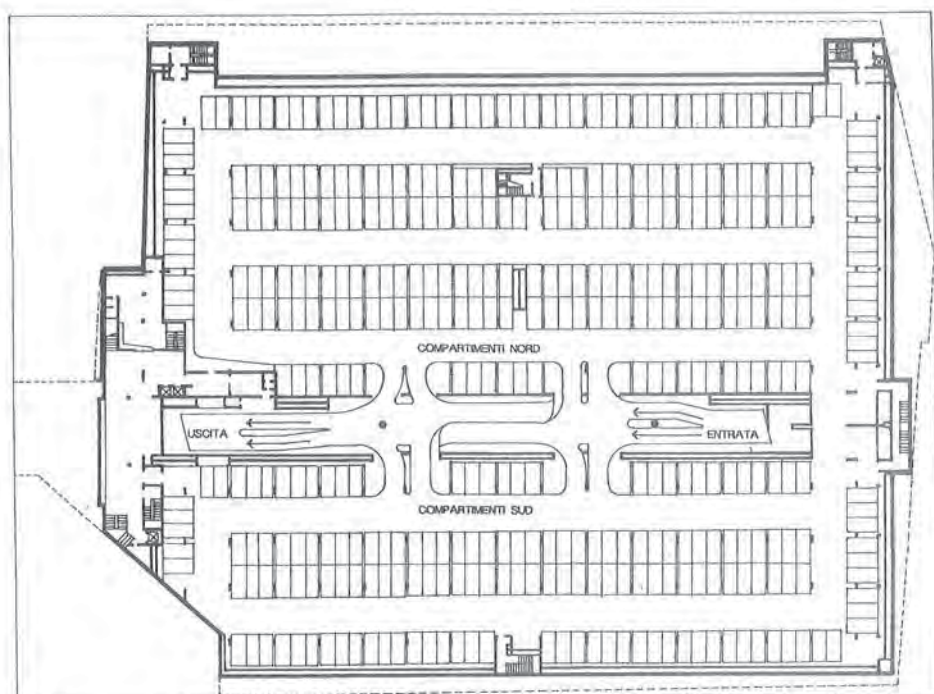


FIG. 4 - Pianta piano primo interrato. Parcheggio a pedaggio centralizzato

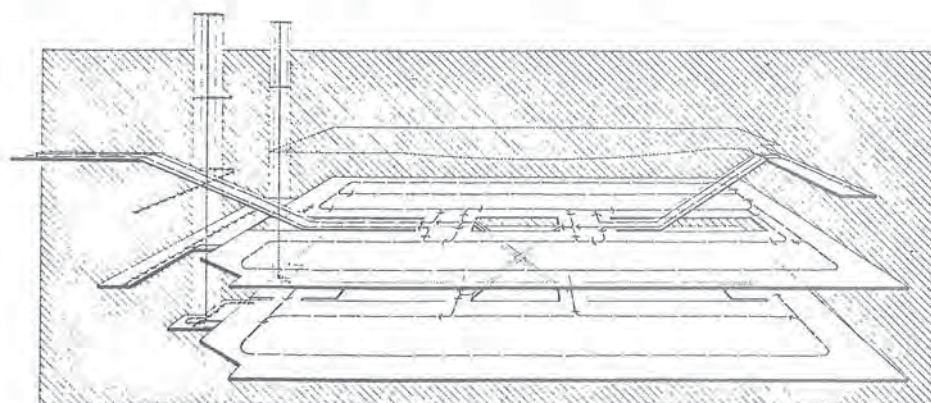


FIG. 5 - Schema di circolazione interna del parcheggio a pedaggio centralizzato

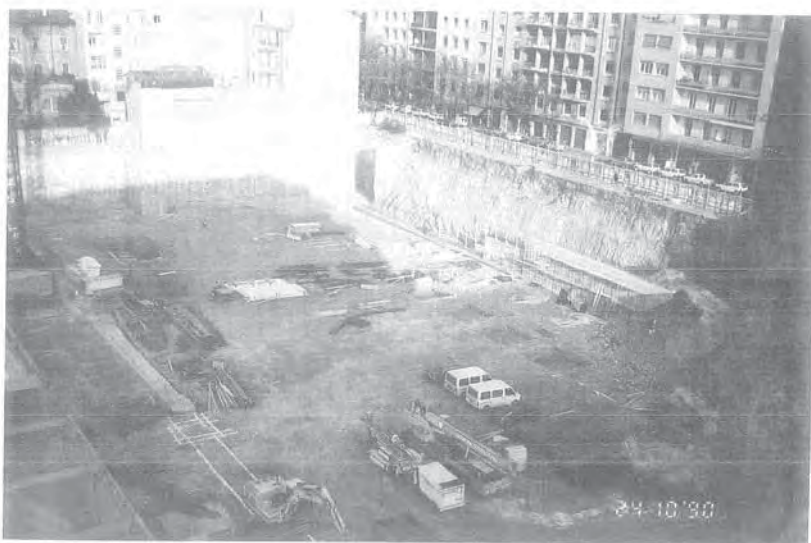


Fig.6 - Veduta dello scavo dei compartimenti nord



Fig.7 - Pilastri e travi primo impalcato - compartimenti nord



Fig.8 - Secondo impalcato - compartimenti sud

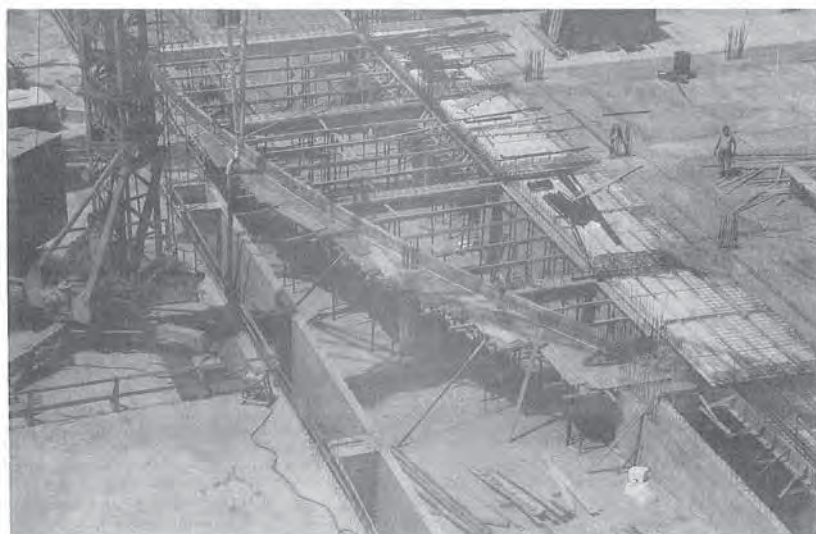


Fig.9 - Imposta trave Vierendeel

cedimenti possono avere nel comportamento statico delle strutture soprastanti.

L'analisi strutturale è stata effettuata con l'uso degli elementi finiti ed in particolare è stato utilizzato il programma supersap.

Le condizioni di carico hanno tenuto conto dei carichi mobili prodotti dagli autobus presenti sul solaio inclinato di copertura.

Un'analisi particolarmente delicata è stata condotta in corrispondenza dei vincoli della trave in quanto curva ed a sbalzo; infatti le solette superiore ed inferiore sopportano le reazioni di taglio trazione e compressione, diffondendole nelle strutture orizzontali.

Per lo sviluppo di tale progettazione si ringrazia vivamente il prof. Antonio Migliacci per i preziosi consigli forniti.

5. ORGANIZZAZIONE DEL CANTIERE E RISULTATI

Come si è già fatto cenno nelle premesse, la realizzazione di un'opera in un contesto urbano deve tener conto di alcune realtà che possono condizionare, anche in modo determinante, le stesse scelte progettuali di base, le tipologie costruttive e i materiali, e sicuramente determinare l'organizzazione del cantiere.

Nel caso dell'impianto di Brescia, la particolare collocazione nel tessuto urbano, tra due importanti flussi di traffico, in vicinanza ad un nodo strategico e complesso come quello della stazione ferroviaria e del terminale degli autobus, ha imposto la creazione, all'interno dello stesso cantiere lungo la direttrice est/ovest, di una bretella con funzione di baipasso del traffico veicolare gravante su Via Gambara interessata dalla 1^a fase lavorativa.

Per tutta la durata di tale fase il cantiere è stato materialmente diviso in due settori Nord e Sud, comportando non pochi disagi di carattere organizzativo ed esecutivo.

È stata quindi data precedenza a quelle opere che permettevano di procedere ad una riunificazione del cantiere (fognature nella sede stradale, deviazione di un fosso irriguo, muri di contenimento a confine, paratie, ecc.).

Tale condizione di separazione in due parti e la carenza di spazi da destinare alla organizzazione della costruzione, hanno caratterizzato il cantiere per quasi tutta la durata dei lavori; il canale delle rampe rettilinee è stato utilizzato per l'installazione su rotaie della gru centrale.

La necessità di soddisfare sia l'esigenza di monoliticità sia la rapidità di costruzione, ha poi condizionato la tipologia costruttiva optando per la tipologia che prevedeva il getto in opera dei pilastri a setto, la prefabbricazione delle travi per la parte fuori spessore, la posa di lastre solaio alleggerite del tipo predalles, aventi spessore maggiorato. Ad assemblaggio completato, il tutto veniva poi reso monolitico previa integrazione delle necessarie armature, con un getto di calcestruzzo in opera.

Per concludere, si ritiene infine utile presentare alcuni risultati costruttivi che con buona attendibilità possono essere assunti come numeri indice di riferimento per episodi consimili:

Superfici per destinazione		
Locali e attrezzature di servizio	m ²	2.094
Piazzale autobus	m ²	4.780
Autocimessa	m ²	27.439
Strade e marciapiedi	m ²	4.122
Giardini	m ²	2.906
		<hr/>
Superficie complessiva	m ²	41.341
		<hr/>
Volume cls per m ² parcheggio	m ³ /m ²	0,24
Quantità media di ferro	kg/m ³	70
Quantità media ferro al m ² di solaio	kg/m ²	7,5

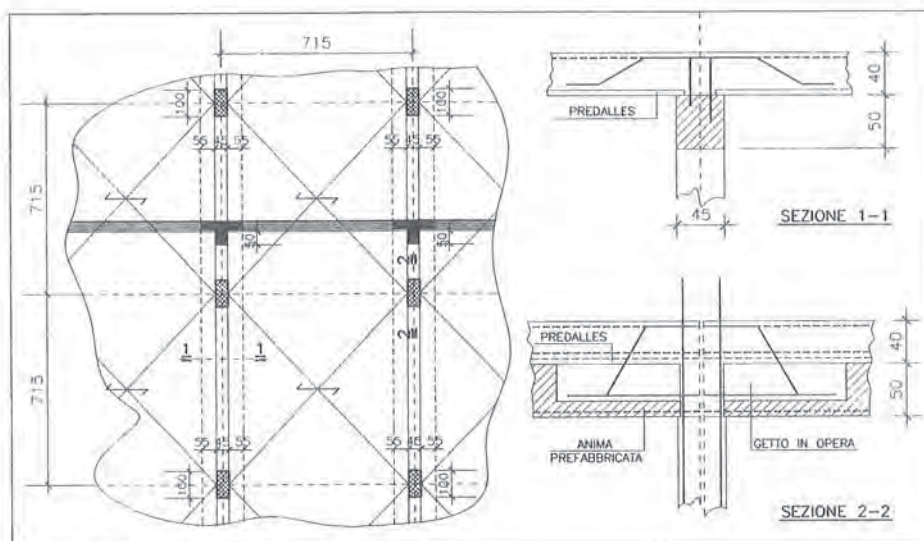


Fig.10 - Primo impalcato e dettagli costruttivi

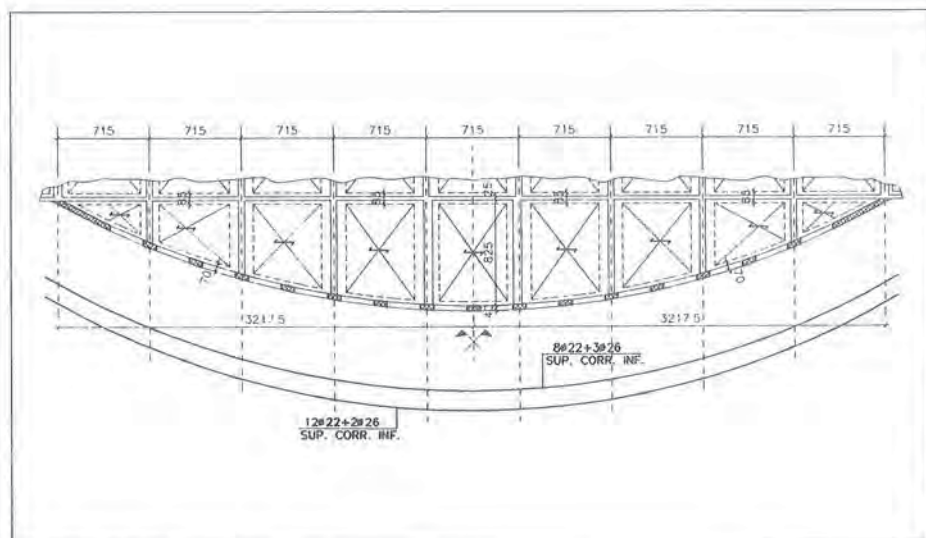


Fig.11 - Trave Vierendeel

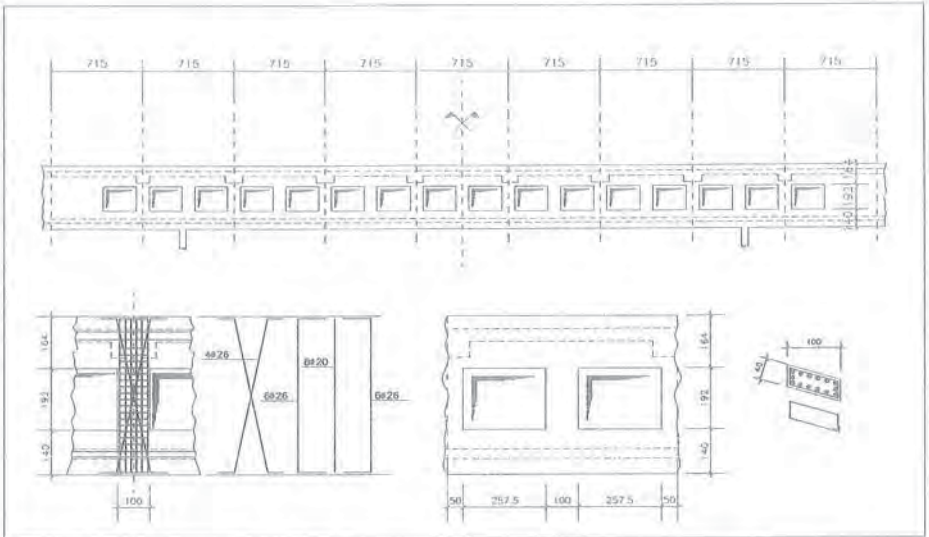


Fig. 12 - Prospetto e dettaglio montante

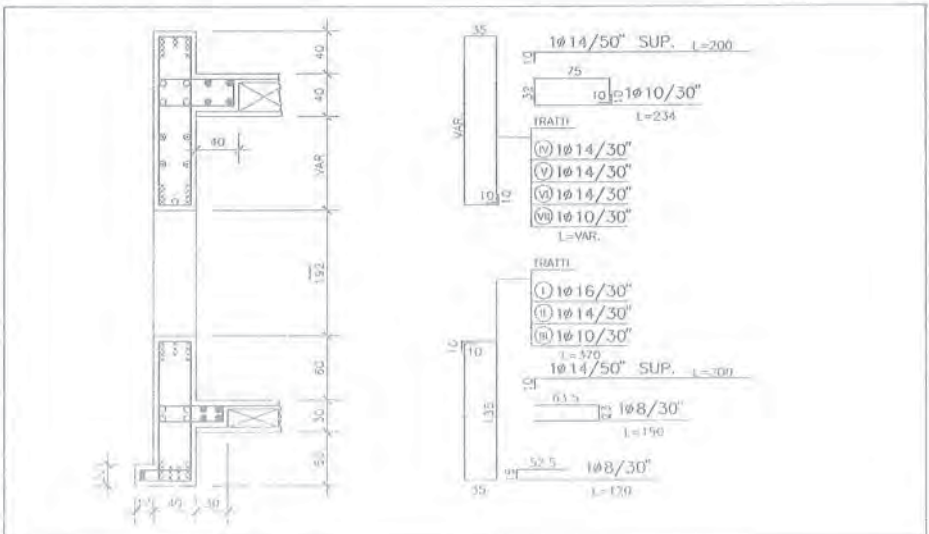


Fig. 13 - Sezione

PRECOMPRESSIONE MONOTREFOLO NON ADERENTE AD ALTA
DURABILITA'

Giorgio MACCHI
Dipartimento di Meccanica Strutturale - Università degli Studi di Pavia

Agostino MARIONI - Alberto LODIGIANI
PRECO s.r.l. - Milano

PRECOMPRESSIONE MONOTREFOLO NON ADERENTE AD ALTA DURABILITA'

Giorgio MACCHI

Professore Ordinario di
Tecnica delle Costruzioni
Università di PAVIA

Agostino MARIONI

Ingegnere Civile
Soc. Preco S.r.l.
MILANO

Alberto LODIGIANI

Ingegnere Civile
Soc. Preco S.r.l.
MILANO

SOMMARIO

Sono sempre più frequenti i casi in cui interventi di precompressione per riparazione o rinforzo di strutture sono effettuati con trefoli non aderenti, esterni alla struttura.

Per realizzare poi una distribuzione degli sforzi di precompressione, è preferibile l'utilizzazione di numerosi cavi monotrefolo invece di concentrare in pochi cavi sforzi rilevanti.

La durabilità di tali interventi lascia spesso a desiderare perchè, se la protezione dei trefoli non è perfetta, essi possono essere luogo di corrosione sotto sforzo e quindi di possibili rotture anche poco tempo dopo la messa in opera.

In particolare, tali inconvenienti, sia pure non numerosi, sono stati riscontrati in seguito alla rottura accidentale delle guainette di protezione dei trefoli quando sono in vipla.

Lo studio di cui si riferisce ha avuto come oggetto la scelta di materiali idonei ad una lunga durata in ambiente esterno; materiali speciali sono stati confrontati e studiati per l'acciaio, la guaina di rivestimento, gli ancoraggi.

Tale ricerca, insieme alla concezione di un nuovo tipo di ancoraggio monotrefolo per l'ancoraggio del trefolo su se stesso, è stata effettuata da VSL-PRECO su incarico del Comitato di salvaguardia per la Torre di Pisa.

Infatti l'intervento di rinforzo strutturale temporaneo della Torre alla prima Loggia, intervento effettuato nella primavera 1992, richiedeva una particolare tecnica non disponibile sul mercato e l'assenza di ogni tipo di degradazione e corrosione dei materiali per alcuni anni, in attesa della realizzazione degli interventi definitivi.

Il presente lavoro descrive le problematiche affrontate e le soluzioni adottate, che hanno condotto a definire una tecnologia di grande affidabilità, suscettibile di conveniente uso ogni volta che precompressioni monotrefolo si trovano esterne alle strutture e potenzialmente soggette a degrado e corrosione per le condizioni ambientali.

SUMMARY

Unbonded monostrands normally used for external prestressing are exposed to corrosion. High durability strands and anchorages have been developed for an intervention on the Leaning Tower of Pisa: the technology is based on hot dip galvanizing of strands, Polyvinilidene fluoride ducts, galvanized anchorages and decrotized wedges.

The new technology may be suitable for long term exposure applications.

1. LINEE GUIDA

Il "Comitato Internazionale di Consulenza per la salvaguardia della Torre di Pisa", avendo individuato la necessità di provvedere ad un rinforzo strutturale "temporaneo" della Torre in corrispondenza della zona della prima loggia ed avendo determinato di attuare tale intervento mediante una precompressione circonferenziale a mezzo di monotrefoli scorrevoli appoggiati alla superficie esterna della Torre alle quote e nelle quantità da essa stabilite, affidava alla VSL International di Berna ed alla PRECO S.r.l. di Milano lo studio e la realizzazione del lavoro di precompressione nel rispetto di alcune linee guida assegnate.

L'intervento di precompressione doveva essere:

- reversibile
- applicato gradualmente e controllato con monitoraggio
- non distruttivo
- indipendente dall'operatore
- non deteriorabile
- realizzato utilizzando tecnologie collaudate.

In merito alla non deteriorabilità il Comitato stabiliva che si doveva assicurare una durabilità e mancanza di ogni tipo di effetto della corrosione per un periodo di tempo diverse volte maggiore del periodo previsto come "temporaneo">.

Nel corso di una riunione intercorsa tra i tecnici della VSL-PRECO ed i membri del Comitato Proff. F. Leonhardt - G. Macchi - M. Desideri, il periodo di durabilità dell'intervento veniva definito in 25-30 anni e si esaminavano tutte le problematiche relative alla scelta dei materiali, alle prove da eseguire, all'installazione dei cavi, alla tesatura ed alle attività di controllo.

Sulla base delle indicazioni progettuali ricevute ed emerse nel corso della riunione, la VSL-PRECO provvedeva a preparare uno studio dettagliato con le possibili alternative da sottoporre all'esame ed approvazione del Comitato.

Il Comitato operava la sua scelta fra le opzioni proposte e di conseguenza veniva steso il progetto finale.

2. CONCETTO TECNICO

Il concetto tecnico preso a base del progetto è stato quello di realizzare un cavo ed il suo ancoraggio in modo di consentire controllo, regolazione o rilascio della forza di tiro in ogni momento, permettendo di rimuovere gli anelli di precompressione quando non più necessari a causa della definitiva stabilizzazione della Torre.

Il sistema di ancoraggio proposto, a cui fanno capo le due estremità di ogni trefolo onde realizzare un anello, permette di:

- realizzare una soluzione molto semplice e pulita, incapsulando nell'ancoraggio stesso le fruste di tiro del trefolo;
- utilizzare un martinetto di tiro monotrefolo e di usuale impiego, opportunamente adattato alla forma dell'ancoraggio;
- impiegare una centralina di tiro con dispositivi di regolazione e di sicurezza pretarabili onde rendere indipendente il tiro da eventuali errori di manovra dell'operatore;
- installare una cella di carico dinamometrica con quadro di lettura digitale onde controllare in ogni istante l'applicazione del carico;
- controllare, nell'arco di tempo in cui i cavi resteranno in esercizio, la tensione effettiva nel trefolo mediante la stessa attrezzatura di tiro e cella dinamometrica;
- contenere al minimo le dimensioni dell'ancoraggio riducendo quindi il suo impatto visivo sulla Torre.

Le dimensioni finali dell'ancoraggio, che racchiude anche le fruste di tiro del trefolo, sono solamente mm. 90x70x500.

3. I MATERIALI ED I COMPONENTI

Particolare cura ed attenzione è stata posta nella scelta dei materiali da impiegare ricorrendo a quanto di meglio possono offrire le attuali conoscenze e tecnologie.

Nel selezionare i materiali, si è tenuto conto non solo di assicurare una durabilità di almeno 25-30 anni, ma di evitare qualsiasi possibile dan-

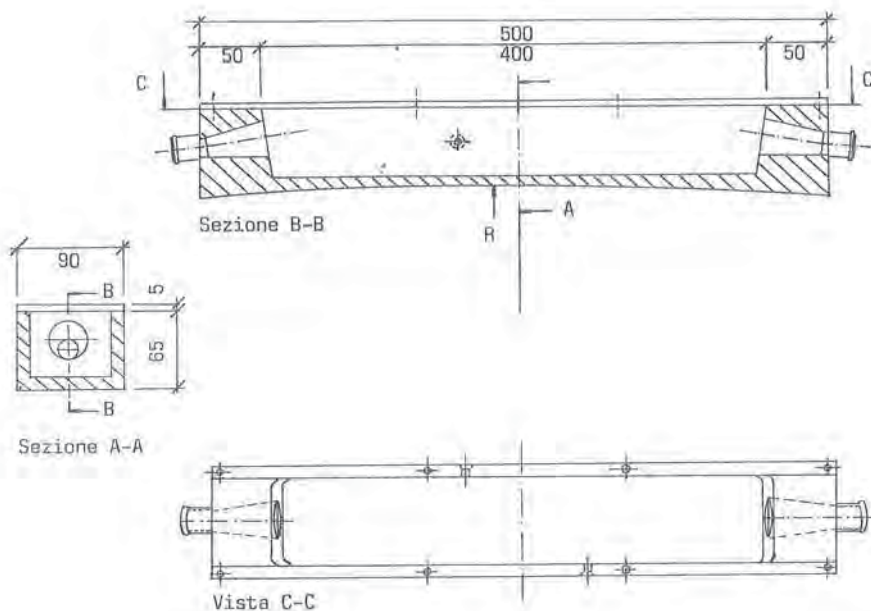


Fig. 1 Particolare dell'ancoraggio

no alla superficie della Torre scaricando quindi l'impiego di quei materiali che possono macchiare il marmo o creare condizioni favorevoli allo sviluppo di micro-organismi aggressivi.

3.1 Il trefolo da 15,2 mm. (0,6")

Per soddisfare le necessità di precompressione e di tiro richieste dal progetto e contenere al minimo possibile l'ingombro del fascio di trefoli, si è fatto ricorso all'impiego di trefoli di acciaio da 15,2 mm (0,6") composti da 7 fili.

Le loro principali caratteristiche, vantaggi e svantaggi sono esaminate e riportate ai punti che seguono. E' possibile la scelta fra il:

- trefolo unbonded
- trefolo inossidabile
- trefolo zincato

3.1.1 Il trefolo unbonded

Il trefolo unbonded è formato da un normale trefolo di acciaio armonico ingrassato e rivestito con una guaina nera in polietilene ad alta densità estrusa a caldo sul trefolo dopo l'ingrassatura.

La messa in opera di un trefolo ingrassato comporterebbe rischi per la superficie della Torre a causa delle possibili perdite di grasso che si possono avere in fase di montaggio.

La guainetta in polietilene deve essere nera (il nero fumo aggiunto alla miscela le conferisce resistenza ai raggi UV), e ciò costituisce un'ulteriore controindicazione al suo impiego, sia a causa delle macchie che potrebbe lasciare sulla pietra, sia per l'impatto visivo che la serie di anelli neri avrebbe sul Monumento.

Pertanto il suo impiego è stato scartato.

3.1.2 Il trefolo di acciaio inossidabile

Il trefolo di acciaio inossidabile è già stato prodotto ed impiegato in alcuni casi particolari. Le sue caratteristiche meccaniche, sotto riportate, sono praticamente identiche a quelle del trefolo in acciaio armonico tranne che per il modulo elastico (più basso) e per il rilassamento (più elevato):

Diametro	15,2 mm
Area nominale	139 mm ²
Carico rottura	239 KN
Carico limite allo 0,1%	221 KN
Carico all'1% all.	193 KN
Modulo elastico	140 KN/mm ²
Rilassamento a 1000 h (70% carico rottura)	3,5%

La tecnologia di produzione è stata messa a punto solo da pochissime acciaierie, è un prodotto molto costoso che viene realizzato solo per quantitativi sufficienti a giustificare l'avviamento della catena di produzione e richiede lunghi tempi per il suo approvvigionamento.

La sua resistenza agli agenti corrosivi atmosferici è elevatissima ed è ben evidenziata dall'aggettivo "inossidabile".

3.1.3 Il trefolo di acciaio armonico zincato a caldo.

Il trefolo di acciaio armonico è un prodotto ampiamente collaudato ed utilizzato.

Da numerosi anni viene prodotto anche con una protezione anticorrosiva a mezzo di zincatura a caldo ed in tal modo è largamente impiegato nella costruzione degli stralli dei ponti.

Negli ultimi anni la tecnologia di produzione è sensibilmente progredita e consente di fornire un prodotto di ottima finitura e di caratteristiche meccaniche pressochè identiche a quelle del trefolo non zincato.

Va ricordato che la zincatura a caldo produce un leggero decadimento di alcune caratteristiche meccaniche rispetto all'equivalente trefolo non zincato.

Le principali caratteristiche

geometriche e meccaniche sono:

Diametro	15,2 mm
Area nominale	139 mm ²
Carico di rottura	239 KN
Carico limite allo 0,1%	203 KN
Carico all'1% all.	210 KN
Modulo elastico	195 KN/mm ²
Rilassamento a 1000 h (75% carico di rottura)	2,2%

Confrontando le caratteristiche meccaniche del trefolo zincato con quelle del trefolo inossidabile, si rileva immediatamente che il modulo elastico è più elevato per il trefolo zincato e ciò costituisce un elemento favorevole alla sua scelta in quanto ciò comporta un minore allungamento in fase di tesatura e quindi un minore ingombro dell'ancoraggio che incapsula anche le fruste di tiro (e di rilascio della tensione).

Inoltre il rilassamento è pure sensibilmente inferiore per il trefolo zincato e questo garantisce una minore caduta di tensione nel tempo.

Per quanto riguarda la protezione anti-ossidante, essa è affidata ad uno strato di copertura di zinco di circa 400 g/m², pari a circa 55 µm, uniformemente distribuito mediante zincatura a caldo, su ogni singolo filo.

Poichè il deterioramento medio dello zinco, in normali condizioni atmosferiche, è di circa 10-15 g/m² per anno, la protezione dell'acciaio armonico del trefolo è assicurata per 25-40 anni.

Inoltre, poichè il trefolo è completamente protetto da una guaina e incapsulato nell'ancoraggio, si realizzano ulteriori condizioni di isolamento dall'atmosfera e quindi maggiore durabilità.

Tra i due tipi di trefolo si è quindi scelto il trefolo di acciaio armonico zincato.

Le superfici d'estremità del trefolo, a fine lavoro, sono state protette con una vernice a base di zinco.

3.2 La guaina

A protezione del trefolo è stata posta una guaina continua di diametro 20 mm e di spessore 1,9 mm.

Avendo scartato il polietilene ad alta densità, HDPE, a causa del colore nero e del rischio di macchiare la parete della farra, l'attenzione si è

rivolta verso due prodotti sicuramente più affidabili e pregiati: Polifluoruro di vinilidene - PVDF Politetrafluoretilene - PTFE

Entrambi i materiali sono altamente resistenti agli agenti chimici ed atmosferici, non subiscono alterazioni apprezzabili all'esposizione da raggi UV ed alle variazioni di temperatura ambientali, hanno una notevolissima rigidità dielettrica, elevato peso specifico, non assorbono l'umidità, non bruciano in atmosfera normale, sono di colore biancastro.

Il PTFE ha un minor coefficiente d'attrito mentre il PVDF ha una maggior resistenza a rottura, è più duro ed ha una minor tendenza a deformarsi plasticamente sotto carico.

La scelta finale è caduta sul PVDF.

I manicotti di raccordo terminali fra la guaina e l'ancoraggio sono pure prodotti in PVDF.

3.3 Il pattino di appoggio e scorrimento

Per evitare il contatto diretto fra l'ancoraggio metallico del cavo e la superficie della Torre è stato realizzato un apposito cuscinetto di appoggio per contenere e guidare l'ancoraggio del cavo durante la fase di tesatura.

Poichè all'atto del tiro, il corpo dell'ancoraggio si sposta verso il lato di applicazione del martinetto di un quantitativo pari a circa la metà dell'allungamento totale, il cuscinetto di appoggio assolve pure l'importante funzione di pattino di scorrimento.

Esso deve permettere il movimento dell'ancoraggio senza danneggiare la parete del Monumento e senza offrire un attrito significativo.

Per queste ragioni si è scelto di utilizzare lo stesso materiale impiegato per le guaine, il PVDF.

3.4 L'ancoraggio

Per il corpo dell'ancoraggio la scelta del materiale è stata compiuta fra l'acciaio inossidabile e l'acciaio zincato a caldo dopo la lavorazione.

L'acciaio inossidabile offre le note resistenze all'ossidazione, ma presenta qualche preoccupazione per il

rischio di corrosione di contatto tra il trefolo zincato e l'acciaio inossidabile a causa della differenza di potenziale tra i due materiali.

Si è quindi scelto di costruire le parti dell'ancoraggio in acciaio da zincare a caldo dopo la lavorazione.

Lo spessore minimo della pellicola protettiva è 80 μm onde garantire 35-55 anni di durabilità, che è superiore a quella assunta per il trefolo.

Difatti l'ancoraggio è esposto liberamente agli agenti atmosferici e quindi oggettivamente soggetto a peggiori condizioni di aggressione.

Identico trattamento si è usato per la protezione del coperchio di chiusura dell'ancoraggio.



Fig. 2 Particolare della tesatura

3.5 I cunei

La scelta del trattamento di protezione dei cunei è stata molto accurata e puntigliosa per la particolare delicatezza che il cono riveste nell'efficienza del sistema di ancoraggio.

Sulla scorta delle numerose esperienze ed applicazioni fatte sia nel campo specifico dei cunei per precompressione che in altri campi, la scelta finale è ricaduta sul trattamento di dacrozzizzazione (Dacromet 320).

Esso consiste in un rivestimento inorganico grigio-argento a base di squame di zinco ed alluminio con una matrice passivante a base di cromo.

I cunei, dopo la pulizia e preparazione superficiale iniziale, vengono ricoperti con una pellicola di Dacromet di spessore minimo 15 μ m.

Questo sistema di protezione ha il vantaggio di non creare infragilimento da idrogeno durante la sua applicazione.

L'effetto di protezione della pellicola di Dacromet è 2,5 volte maggiore dell'equivalente pellicola in zinco.

3.6 Le prove

Campioni di tutti i materiali impiegati, trefolo, ancoraggi, cunei, guaine, sono stati sottoposti a specifiche prove di laboratorio.

La funzionalità ed efficienza del sistema cavo - ancoraggio - attrezzatura di tiro - cella dinamometrica, è stata verificata effettuando una prova dal vero a grandezza naturale, tesando un anello installato su un serbatoio in calcestruzzo di dimensioni pressoché identiche a quelle della Torre.

Il coefficiente d'attrito, determinato durante l'esecuzione delle prove, è risultato: $f = 0,11 \text{ rad}^{-1}$, comprensivo dell'attrito dovuto alla lunghezza del cavo.

4. CONCLUSIONI

Lo studio fatto per la soluzione di uno specifico e delicato problema di rinforzo strutturale "provvisorio"

ha messo in evidenza la possibilità di realizzare precompressioni strutturali permanenti, reversibili e uniformemente diffuse grazie ad un'accurata scelta dei materiali e studio specifico dell'ancoraggio.

Infatti i termini di durabilità, in assenza di corrosione, presi in esame sono di 25-40 anni, decisamente lunghi per essere considerati solo "temporanei".

All'avvicinarsi della scadenza del periodo di durabilità garantita è possibile programmare un controllo periodico sistematico dei cavi ed acquisire elementi di valutazione circa il mantenimento in servizio dei cavi installati.

Data la semplicità e maneggevolezza degli elementi, è estremamente semplice e facile allentare i cavi e sostituirli uno per volta senza alterare in modo significativo le condizioni di sollecitazione introdotte nella struttura.

È lecito quindi affermare che la soluzione strutturale studiata per una applicazione temporanea potrà soddisfacentemente applicarsi a precompressioni permanenti.

Riferimenti

- Comitato Internazionale di Consulenza per la salvaguardia della Torre di Pisa. Atti:
F. Leonhardt - G. Macchi - Feasibility study - nov. 90
- F. Leonhardt - Guidelines - 31.01.91
- P. Buerger, K. Bohn - VSL International Ltd. Berne
Study of the Circumferential prestressing using VSL Tendons
30.04.91
- A. Lodigiani - Preco S.r.l. Milano - La precompressione circonferenziale impiegando i cavi VSL
Progetto esecutivo - 28.04.92

Studio effettuato su linee guida e per conto del Comitato Internazionale di Consulenza per la salvaguardia della Torre di Pisa (Presidenza del Consiglio dei Ministri).

SULL'EFFICACIA DI COMPOSITI CEMENTIZI MODIFICATI CON POLIMERI
IMPIEGATI PER IL RIPRISTINO DEL COPRIFERRO DI STRUTTURE IN C.A.

Giovanni MANTEGAZZA - Ana Maria PENNA GAETE
RUREDIL S.p.A. - San Donato Milanese

Sergio TATTONI
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano

SULL' EFFICACIA DI COMPOSITI CEMENTIZI MODIFICATI CON POLIMERI IMPIEGATI PER IL RIPRISTINO DEL COPRIFERRO DI STRUTTURE IN C.A.

Giovanni MANTEGAZZA
Direttore Tecnico RUREDIL SAPA
S. DONATO MILANESE

Ana Maria PENNA
Direzione Tecnica RUREDIL SAPA
S. DONATO MILANESE

Sergio TATTONI
Dip.to di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano
MILANO.

SOMMARIO

Per valutare l'efficacia protettiva di un copriferro di piccolo spessore realizzato con compositi cementizi modificati con polimeri, sono state effettuate misure di densità di corrente fra armature annegate in getti di calcestruzzo sottoposto all'attacco di ioni cloro.

I risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti utilizzando copriferri di maggiore spessore realizzati con calcestruzzo ordinario.

Si sono indicati criteri di equivalenza di spessore di materiali di ricopri-mento differenti ai fini della durabilità.

SUMMARY

The aim of this experimental research has been to assess the covering effectiveness of a thin layer of a cement composite containing polymers and polypropylene fibers.

Concrete specimens containing steel bars have been exposed to chloride attack through covers of different thickness and materials; the current flowing between bars has been measured and correlated to steel corrosion velocity.

Equivalence criteria have been stated among different covers, related to durability aspects.

1. PREMESSE

Sulla base di risultati già acquisiti dagli Autori in tema di caratterizzazione di compositi cementizi modificati con polimeri e fibrorinforzati /1, 2/, si approfondisce in questa

memoria il tema della durabilità di tali compositi applicati a strutture in conglomerato armato. In particolare, si è affrontato il problema del ripristino del copriferro di strutture esistenti degradate.

Come è ben noto, molti gravi casi

di dissesto sono imputabili alla corrosione delle armature per mancanza di adeguato spessore di ricoprimento e per elevata porosità del conglomerato. Il ripristino di tali strutture, se condotto conformemente alle prescrizioni in merito alla durabilità contenute nell'attuale EC2, comporterebbe l'applicazione di ricoprimenti di elevato spessore, a volte non realizzabili su strutture già in opera.

L'obiettivo della ricerca è stato quindi quello di valutare l'efficacia di un ricoprimento di modesto spessore da realizzarsi con composti cementizi modificati con polimeri e fibrorinforzati, istituendo il confronto con la capacità di protezione di un ricoprimento in calcestruzzo di spessore e composizione conforme a quanto prescritto dalle raccomandazioni tecniche più attuali.

2. METODOLOGIA

La ricerca, di carattere sperimentale, è stata condotta su elementi di calcestruzzo appositamente confezionati, nei quali sono state annegate barre di armatura a diversa profondità (Fig. 1 e 2). Tali elementi sono stati poi esposti all'azione di una soluzione di cloruri, particolarmente aggressiva nei confronti dell'armatura.

Poiché sussiste una correlazione fra la velocità di corrosione delle armature e la densità di corrente che si instaura nella macrocella contenente la soluzione elettrolitica /3/, la valutazione dell'efficacia dei vari rivestimenti protettivi (differenti per materiale e spessore) si è basata sulla misura di quest'ultima grandezza.

3. ELEMENTI DI PROVA

I provini impiegati hanno dimensione 25*10*15 cm e contengono tre barre di acciaio ϕ 12 mm FeB 41k, una posta centralmente presso la superficie superiore del provino, le altre due po-

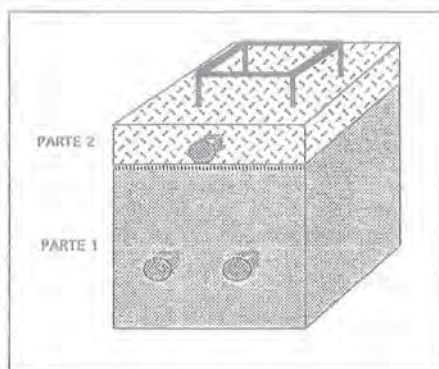


Fig. 1 Provino per la determinazione della corrosione in presenza di cloruri.

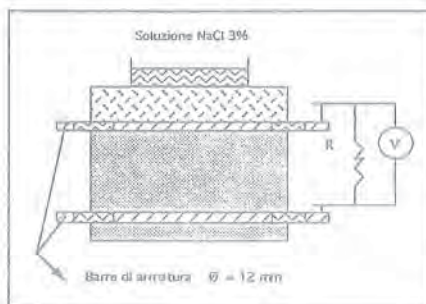


Fig. 2 Schema di misura della densità di corrente.

ste nella parte inferiore distanti circa 4 cm fra di loro. La preparazione del provino è stata conforme alla proposta di norma CEN /4/.

Per simulare l'effetto del copriferro i provini sono stati realizzati con due parti (1 e 2 di Fig. 1) differenti per natura dell'impasto e spessore della parte 2, combinate come indicato nella Tabella 1.

I tipi degli impasti sono di seguito descritti.

Tipo I (calcestruzzo base)

Si è voluto rappresentare con tale mix-design un conglomerato di scarsa qualità, come può trovarsi in vecchie strutture degradate.

Cemento 425 Ptl	300 Kg/m ³
Ghiaietto ϕ_{max} 10mm	1194 Kg/m ³
Sabbia silicea	597 Kg/m ³
Acqua (A/C=0.7)	210 lt/m ³

Tipo II (calcestruzzo durevole)

Tale miscela è compatibile con la classe di esposizione 4a (ambiente marino senza gelo) o 5a (elementi in cap in ambiente chimico aggressivo) /5/

Cemento 425 Ptl	300 Kg/m ³
Ghiaietto ϕ_{max} 10mm	1194 Kg/m ³
Sabbia silicea	597 Kg/m ³
Additivo supefluidificante (Fluiment 40)	4,5 lt/m ³
Acqua (A/C=0.55)	165 lt/m ³

Tipo III (malta bicomponente)

Tale malta è stata scelta sulla base dei risultati conseguiti in precedenti lavori /1, 2/. Si tratta di un composito cementizio modificato (Exocem grip 2) costituito da due componenti: uno in polvere (cemento, additivi, inerti e fibre di polipropilene) ed uno liquido (dispersione acquosa di polimero stirene-acrilico).

Gli impasti delle serie A, B, C, D, E ed F (Tab. I) sono messi in opera in modo sequenziale e comunque sempre in fase plastica, in modo da assicurare la perfetta adesione fra la parte 1 e 2. Gli impasti delle serie G, H ed I sono invece posti in opera dopo 24 ore dal getto della parte 1.

Prima di iniziare la sperimentazione i provini sono stati stagionati per 28 giorni a 20°C e 95% UR.

4. MODALITA' DI PROVA

L'ambiente aggressivo esterno è stato simulato facendo penetrare nella parte 2 (copriferro) una soluzione di NaCl al 3% contenuta in una vaschetta (Fig. 2).

Il ciclo di salatura cui è sottopo-

sto il campione è così articolato: una settimana di imbibizione; due settimane di essiccamento in aria.

La soluzione ionica, penetrando all'interno del provino, forma una macrocella tra le barre di armatura ed attiva un processo di corrosione elettrolitica testimoniato dal passaggio di corrente fra la barra superiore e le due barre inferiori. La densità di corrente è stata misurata al termine della fase di imbibizione mediante elettrometro AMEL mod. 668/RM.

5. RISULTATI E CONCLUSIONI

I risultati conseguiti sono stati raggruppati per tipo di impasto del copriferro nelle figure 3,4 e 5 in funzione del tempo. Si può osservare che la densità di corrente nei campioni protetti con calcestruzzo base (impasto tipo I) è nettamente superiore a quella misurata a pari tempo nei campioni protetti con calcestruzzo durevole e con malta bicomponente (impasti II e III) e sembra che, indipendentemente dallo spessore della parte 2, vi sia una tendenza al progressivo aumento di densità di corrente nel tempo.

Nei casi di impasti tipo II e III, sembra invece di leggere la tendenza della densità di corrente a stabilizzarsi nel tempo su valori assai bassi. Fa eccezione la malta bicomponente applicata nello spessore di 5mm (Fig. 5 serie G). Tale anomalo comportamento può essere spiegato tenendo conto che è assai difficile realizzare uno strato di malta di ricoprimento sottile e regolare e che l'entità dell'imperfezione può ridurre significativamente lo spessore del ricoprimento stesso.

In base alla correlazione fra densità di corrente e velocità di corrosione del metallo espressa in mm/anno /3/, si sono confrontati per i diversi impasti, in modo forse più significativo, i valori della velocità di corrosione massima dedotta dalle misurazioni effettuate, in funzione dello spessore (Fig. 6).

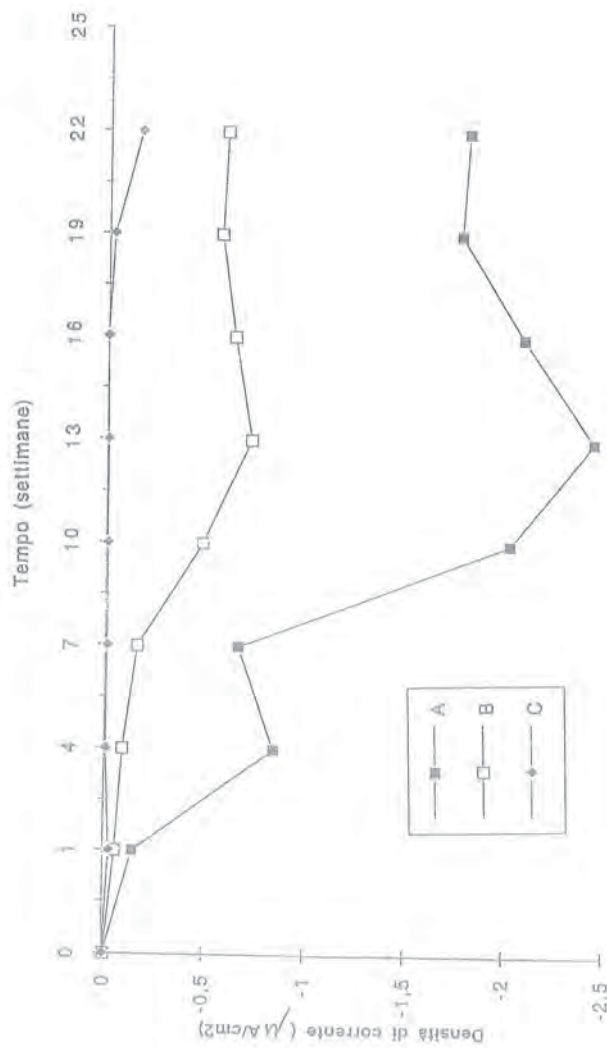


Fig. 3 Variazione nel tempo della densità di corrente nella macrocella per i provini delle serie A, B e C (calcestruzzo base).

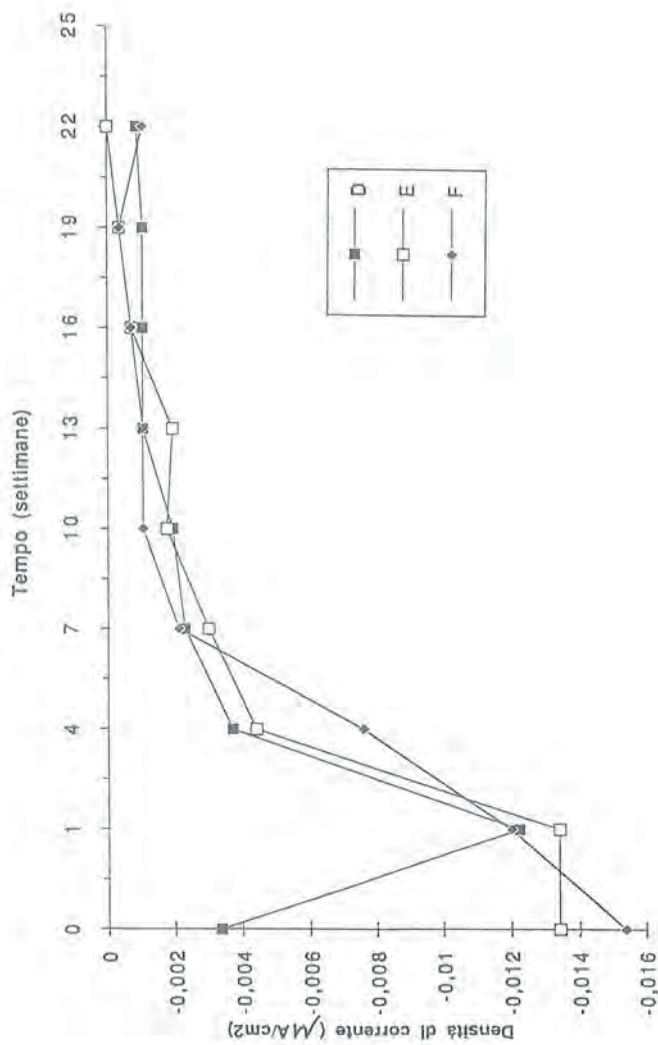


Fig. 4 Variazione nel tempo della densità di corrente nella macrocella per i provini delle serie D, E ed F (calcestruzzo "durevole").

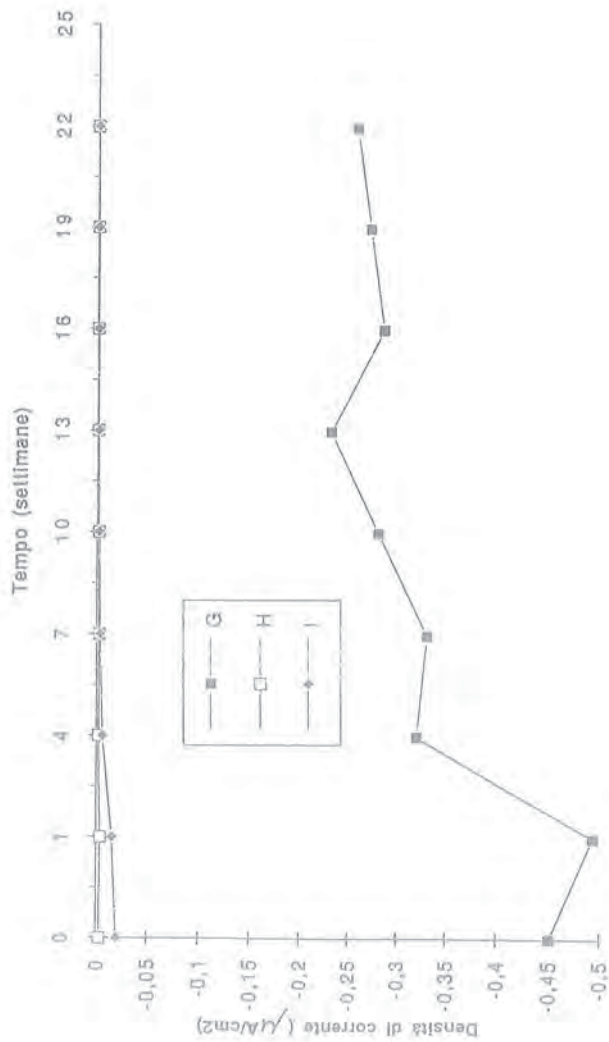


Fig. 5 Variazione nel tempo della densità di corrente nella macrocella per i provini delle serie G, H ed I (copriferro realizzato con composito cementizio modificato).

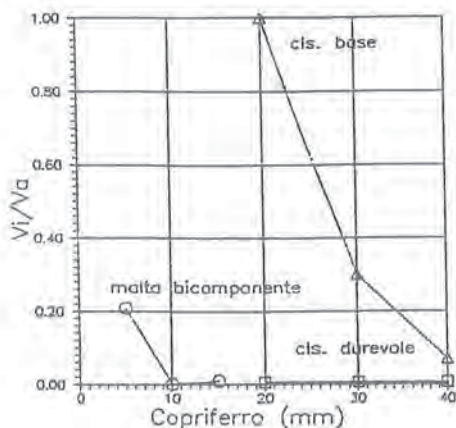


Fig. 6 Velocità di corrosione massima delle armature per i vari impasti.

E' ancor più evidente in tal modo la differenza tra un calcestruzzo confezionato con scarsa attenzione ai problemi della durabilità ed un calcestruzzo "durevole", per quel che riguarda la capacità di protezione offerta alle armature esposte ad ambiente aggressivo.

A parte il caso di spessore 5 mm, si può già osservare da questi primi risultati che con un modesto strato di malta bicomponente (10-15 mm) si può ottenere una funzione di protezione delle armature paragonabile a quella svolta da un calcestruzzo durevole applicato in maggiori spessori (da 20 a 40 mm).

La sperimentazione non è ancora conclusa; verranno protratte le misurazioni almeno per altri sei mesi allo scopo di verificare le tendenze alla passivazione o alla corrosione delle armature nelle diverse conformazioni sopra descritte. L'obiettivo finale della ricerca è quello di istituire dei criteri di equivalenza fra lo spessore dei vari materiali impiegati come ricoprimento delle armature, in funzione dell'effettiva protezione offerta.

6. BIBLIOGRAFIA

/1/ G. Mantegazza, A. M. Penna, S. Tattoni, "Malte da ripristino fibrorinforzate: modificazione delle caratteristiche mediante polimeri sintetici", Studi e Ricerche vol II, ed. Italcementi spa, Bergamo 1989.

/2/ G. Mantegazza, A. M. Penna, S. Tattoni, "Compatibilità e durabilità di compositi cementizi modificati con polimeri e fibrirrinforzati per il ripristino di strutture in c.a.", Giornate AICAP 91, Spoleto 1991.

/3/ G. Bianchi, F. Mazza, "Corrosione e protezione dei metalli", ed. Masson, Milano 1989.

/4/ Proposta di norma CEN/TC 104 WG 3, "Efficacy testing of corrosion inhibiting admixtures for concrete exposed to chlorides".

/5/ ENV 206, "Calcestruzzo - Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità", febbraio 1989.

IL RISANAMENTO DEGLI STRALLI DEL VIADOTTO POLCEVERA

Francesco MARTINEZ Y CABRERA
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano

Gabriele CAMOMILLA
Autostrade S.p.A. - Roma

Agostino MARIONI
ALGA - PRECO S.p.A. - Milano

Francesco PISANI
Studio Pisani - Roma

IL RISANAMENTO DEGLI STRALLI DEL VIADOTTO POLCEVERA.

di

F. Martinez Y Cabrera*, G. Camomilla(°), A. Marioni**, F. Pisani(+)

SOMMARIO

Nella presente nota si descrivono le tecniche di intervento per la ricostruzione degli stralli di monte in c.a.p. del sistema bilanciato n° 11 del Viadotto Polcevera in Genova. Vengono illustrate le fasi operative sviluppando le problematiche connesse al particolare tipo di intervento, effettuato in presenza di traffico.

SUMMARY

The following report describes rebuildings technics, on the prestressed concrete stay of the system n. 11 "Polcevera" viaduct in Genova Italy. In this paper it will examine the operative phases developed the problems at the type maintenance work, effected without stopping the traffic.



Foto 1

INTRODUZIONE

Il Viadotto sul Polcevera a Genova, costituisce il collegamento viario tra le due autostrade A7 (Genova - Serravalle) e A10 (Genova-Savona) quest'ultima di collegamento con la frontiera francese: si tratta di un complesso sistema strutturale dello sviluppo di circa 1 km costituito dal viadotto principale vero e proprio e da una serie di piste di raccordo. Il tratto del viadotto delle "grandi luci" è costituito da tre sistemi bilanciati che attraversano due parchi ferroviari con un alveo di fiume presentando tre luci libere variabili, da 150 a 210 metri con una larghezza della sezione stradale di 24.00 mt. Questa opera le cui particolarità strutturali si possono considerare a tutt'oggi insuperate, offre

una vista imponente sull'apertura della valle omonima ed ha presentato difficoltà di esecuzione molto impegnative, proprio per il fatto di trovarsi inserita in un contesto densamente fitto di insediamenti urbani preesistenti. Purtroppo però, durante i lavori di manutenzione e ripristino a cui la struttura è stata sottoposta negli ultimi anni, si è scoperto oltre al degrado diffuso sugli stralli dei 3 sistemi bilanciati con punte variabili, una serie di ulteriori degradi concentrati, alcuni dei quali all'attacco degli stralli con il traversone in sommità dell'antenna, nel sistema bilanciato n. 11. Proprio per il fatto che il viadotto rappresenta un importante crocevia viario,

* Politecnico di Milano

(°) Società Autostrade

** ALGA - PRECO S.p.A.

(+) Progettista - Studio Pisani

ed essendo collocato come già detto in zona intensamente urbanizzata, una volta accertata la gravità del fenomeno di degrado che coinvolge prevalentemente le armature di acciaio armonico degli stralli, il progetto di ripristino di questo complesso è stato notevolmente condizionato da questi due fatti e, principalmente, dal fattore traffico: era infatti impensabile interrompere il traffico per effettuare le riparazioni. La scelta della tecnica adottata ubbidisce quindi a precisi criteri strutturali, ma si combina con queste esigenze. L'intervento prevede, in estrema sintesi, il recupero di base dello strallo ammalorato, attraverso la messa in opera di stralli convenzionali affiancati alle facce verticali di quello esistente e l'adozione di un sistema di cavi corti nella sua parte terminale al fine di modulare lo stato tensionale generale nello strallo in calcestruzzo già precompresso per trasferirne il tiro dai cavi vecchi ai nuovi, in modo da utilizzare la "rigidezza" conferitagli dalla sua parte in cemento armato anche nella struttura finale riparata. Tutti i cavi aggiunti risultano poi sostituibili. La realizzazione dell'intervento comporta il montaggio di complesse apparecchiature in acciaio sia per la riorganizzazione dell'ancoraggio dei cavi lunghi, superiormente all'antenna ed inferiormente ai traversoni (sull'estremità dello sbalzo e sulla spalla) sia per la funzionalità dei cavi corti; il tutto deve avvenire senza interrompere il traffico e senza creare pericoli per le persone e le cose sottostanti l'opera. Di seguito viene descritto il programma di intervento così come articolato, nella definizione progettuale.

1. Descrizione dell'opera

Non entriamo in merito della descrizione tipologica del V.ito Polcevera, per la quale si rimanda ad un'altra memoria presentata a questo Convegno, dal titolo "Misure Riflettometriche e dinamiche sugli

stralli del viadotto Polcevera a Genova" in cui viene descritta l'applicazione di due metodologie innovative di indagine non distruttive al caso degli stralli in c.a.p. del viadotto in esame, effettuate proprio per qualificare l'intervento di manutenzione straordinaria di cui si parla(*); risulta invece molto utile in sede della presente trattazione introdurre quelle nozioni di carattere teorico proprie delle strutture strallate in cemento armato, per inquadrare quelli che sono stati gli elementi direttori della scelta progettuale.

Un ponte strallato è un sistema resistente a travata rettilinea vincolato su appoggi, in parte rigidi (le spalle e le pile) ed in parte a comportamento notevolmente diverso dai precedenti e cioè caratterizzati dal valore della loro costante elastica comparabilmente molto minore perchè costituiti dai terminali di tiranti obliqui (stralli, 4 per ogni sistema bilanciato) passanti sulle estremità superiori di antenne verticali poste in corrispondenza degli appoggi rigidi di cui sopra. Esaminando la fig. 1 in cui è rappresentato un sistema strallato nasce automatica la considerazione che, almeno per quei viadotti di grande luce, l'elasticità dei vincoli costituiti dai terminali dei tiranti sia al più possibile contenuta in corrispondenza dei vincoli rigidi, di entità compatibili con le caratteristiche elastiche di una travata in cemento armato. Questo, determina una fondamentale correlazione da porre a base del progetto di ripristino, tra le elasticità dei tiranti, il comportamento delle travate e quello dell'antenna: punto molto delicato del problema per le interazioni di una serie di variabili che di seguito nel paragrafo "Scelta della tecnica di riparazione" illustreremo. Di per sé i tiranti almeno nella condizioni di esercizio si comportano come delle lunghe e

(*) Sono in corso accurate valutazioni di queste misure, al fine di decidere la necessità di applicare o meno le riparazioni descritte agli altri stralli.

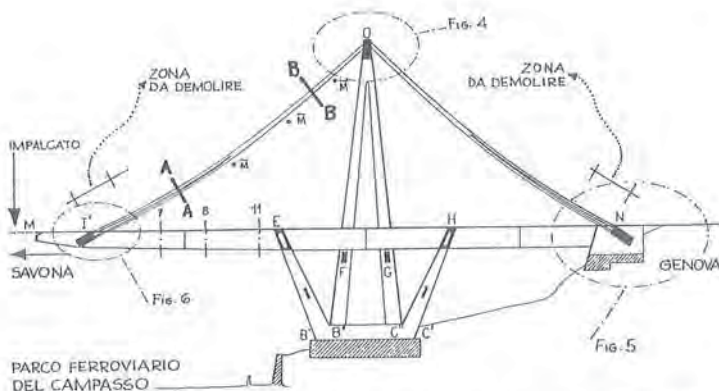


Fig. 1. Sistema bilanciato terminale del V.tto Polcevera, (quello riparato) gli altri due sistemi sono simmetrici, analoghi alla parte sinistra. I cerchi indicano le zone di ancoraggio descritte nelle figure indicate.

sottili aste di calcestruzzo, composte dall'accoppiamento di una serie di "blocchi", in cls che ricoprono 24 cavi primari (288 trefoli: sistema Morandi M4) sollecitati prevalentemente dal solo peso proprio del ponte e da 28 cavi secondari (112 trefoli), che distribuiti sul perimetro dei blocchi, precomprimono gli stessi e assorbono in ultima analisi i soli carichi accidentali. Vedi fig. 2.

deformazioni determinate dal comportamento di elementi tutti in calcestruzzo.

A questo punto è bene sottolineare che l'acciaio dei tiranti ha un campo di variazione della sua tensione, per il passaggio dei carichi accidentali che raggiunge soltanto un qualche per cento del suo valore max, e quindi non ha luogo alcuna preoccupazione per il suo comportamento a fatica.

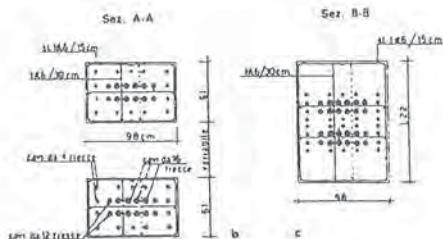


Fig. 2. Sezioni degli stralli: Sez. A-A nel tratto inferiore sdoppiato; Sez. B-B nel tratto superiore. I cavi primari sono al centro.

Pertanto il sistema con tutte le sue membrature ha un comportamento comparabile e si considera "omogeneo", essendo le

Un siffatto sistema resistente offre una serie di interessanti particolarità che lo rendono adatto alla realizzazione di ponti di grande luci in c.a., anche per il fatto che la componente della reazione dei tiranti obliqui in direzione dell'asse baricentrico della travata, determina uno sforzo di autocompressione (variabile al variare dei carichi aleatori sulla travata stessa) che produce una forte riduzione delle tensioni di trazione con conseguente risparmio di armatura metallica.

Non occorre spendere molte altre parole per dimostrare l'enorme potenzialità di questo sistema strallato, contro comunque le grandi difficoltà costruttive nel realizzare i blocchi in cls e successivamente per precomprimerli, in modo da ottenere anche un risultato durevole nel

tempo-

Durante la costruzione i blocchi non raggiungono né l'antenna né il traversone d'impalcato e scorrono sui cavi primari, per consentire un accorciamento elastico conseguente alla precompressione tramite i cavi secondari. Successivamente i cavi di precompressione secondari (tramite i "frustoni" fuoriuscenti dagli ancoraggi intermedi) vengono prolungati fino al traversone di ancoraggio dell'impalcato per precomprimere anche le due coperture terminali rimaste libere. Queste parti nel viadotto Polcevera hanno cls di durabilità ridotta. Una ulteriore particolarità è che questi stralli, a causa del peso degli elementi di calcestruzzo che avvolgono i cavi, assumono una configurazione a catenaria, da non trascurare durante la riparazione.

2. Scelta della tecnica di riparazione.

E' stato necessario scegliere un ripristino che rendesse possibile una volta verificata la sua validità tecnica, una futura manutenzione corrente ed agevole. La sostituzione dello strallo pone i seguenti problemi primari:

- agire in presenza di traffico, come si è detto;
- ristabilire la rigidezza dello strallo: occorre fare in modo che la tecnica di intervento tenga conto attraverso una serie di operazioni step by step di controllare lo stato deformativo, compresa la variazione della forma curvilinea, per evitare eccessive deformazioni del punto elastico di ancoraggio del tirante al traversone dell'impalcato (I e quindi anche M). Un movimento eccessivo di questo punto si ripercuoterebbe sulla travata principale al punto di attacco rigido con la stitata obliqua della pila (E - vedi fig. 1);
- ridurre al minimo i rischi strutturali legati, per esempio, allo "scoppio" del calcestruzzo dello strallo qualora non fosse curato il trasferimento dei carichi

dai cavi esistenti ai nuovi.

Sin dall'inizio, fatto proprio quanto illustrato precedentemente, la scelta si è indirizzata verso un recupero di base dello strallo ammalorato, attraverso la messa in opera di stralli convenzionali affiancati alle facce verticali dello strallo esistente (detti cavi lunghi), in modo da rispettare la particolare configurazione a catenaria esistente e della sua geometria, adottando un sistema di cavi corti di compensazione (fig. 4). Si è avuto modo di esaminare prima della soluzione adottata, un'altra idea che prevedeva la totale sostituzione degli stralli rigidi esistenti, (e cioè sia quelli a monte che quelli valle della pila 11) con stralli rettilinei di tipo elastico a sezione resistente sovradimensionata per far fronte, con modeste deformazioni, ad alcune caratteristiche degli stralli esistenti. Tale intervento prevedeva la totale demolizione degli stralli rigidi esistenti sia a monte che a valle.

Si trattava di demolire 340 mt. di stralli di sezione base dell'ordine di 122 #98 cm, con non pochi problemi di "sicurezza" strutturale e non ultimo per le implicazioni dirette al traffico. Questa proposta è stata inoltre scartata in quanto alterava le impostazioni di progetto del ponte, anche se con gli stralli elastici sovradimensionati si sarebbe tentato di assicurare la preesistente rigidezza. Il lavoro poi andava necessariamente eseguito sui due stralli contemporaneamente; la loro demolizione avrebbe costituito tra l'altro, un fatto traumatico che avrebbe alterato l'architettura dell'opera, che oggi presenta una connotazione definita e ben nota.

Inoltre tale demolizione poteva comportare, notevoli difficoltà esecutive come quella che si avrebbe quando si trasferisce il carico appeso dai vecchi cavi ai nuovi, si presenterebbe di fatto anche un problema nonnesso all'esplosione di tratti di cls non controllabile in alcun modo. Altro problema era rappresentato

dalle reazioni di opinione sulla salvaguardia dell'opera, per il comprensibile allarme sulla stabilità dell'opera stessa e la perdita "d'immagine" che l'operazione comportava.

3. Intervento di ricostruzione degli stralli di monte della pila 11.

Viene descritto di seguito in maniera più dettagliata il metodo di riparazione scelto, consistente nel montaggio di cavi lunghi portanti e di un dispositivo di compensazione con cavi corti, al fine di modulare lo stato tensionale generale nello strallo in calcestruzzo già precompresso.



Foto 2.

Sostituire lo strallo senza demolirlo ha naturalmente condizionato, tutto lo sviluppo progettuale.

In sintesi i due stralli lato monte del sistema 11, sono stati avvolti per tutta la loro lunghezza da una serie di cravatte in acciaio "guida cavi", posizionate ogni 4 mt, in modo da adagiarsi sulla reale configurazione a catenaria e dimensionate per resistere a tutte le azioni trasmesse dallo strallo esistente ai nuovi cavi lunghi, sia nel trasferimento dei carichi dai cavi esistenti ai cavi nuovi, sia nel futuro esercizio (vedi Foto 2 e fig. 3).

Le cravatte così disposte ad interasse fisso, sostengono parallelamente alle due superfici verticali dello strallo, 6 cavi lunghi per lato, ciascuno costituito da n. 22 trefoli 0.6 "super", con una guaina esterna Ø 150 mm in polietilene pesante. I cavi, inguainati singolarmente, vengono iniettati dentro la guaina principale prima delle fasi tiro di montaggio. In sommità dell'antenna, ed in prossimità del trasverso di impalcato, lato SV e della spalla lato GE, sono stati montati dei dispositivi di ancoraggio in acciaio ("cappelli", vedi foto 3). La costruzione dei cappelli è stata fatta con piastre in acciaio di 100 mm, saldate in officina con cordoni multipli e con controllo delle saldature (come del resto tutte le parti saldate).

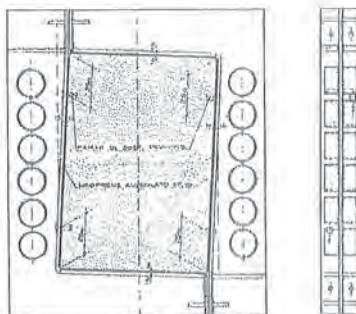


Fig. 3. Cravatta per i cavi lunghi,

Particolarmente studiata è stata la forma degli alloggiamenti delle testate dei cavi lunghi, con tutti gli spazi per il montaggio e per una eventuale futura sostituzione. L'ancoraggio superiore è costituito da 4 cappelli, ognuno di 8 tonnellate (massa sollevabile a 45 m dal piano stradale dalla gru prescelta per il montaggio); ognuno è diverso dall'altro perchè il sistema bilanciato n. 11 ha gli stralli lato Genova e lato Savona con due diverse divaricazioni (vedi fig. 4).

Successivamente alla localizzazione dei dispositivi di ancoraggio e di deviazione è

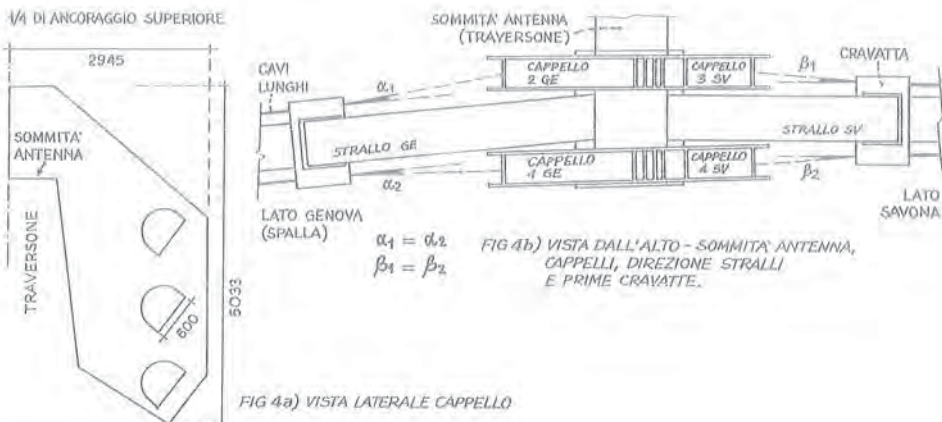


Fig. 4. Ancoraggio sommità antenna.

stata predisposta una strumentazione elettronica di controllo con dati disponibili ad una centralina computerizzata, realizzata dalla Soc. Tecno-el di Roma, posta dentro ad uno dei cassoni di travata, onde poter misurare in ciascuna fase operativa le seguenti grandezze:

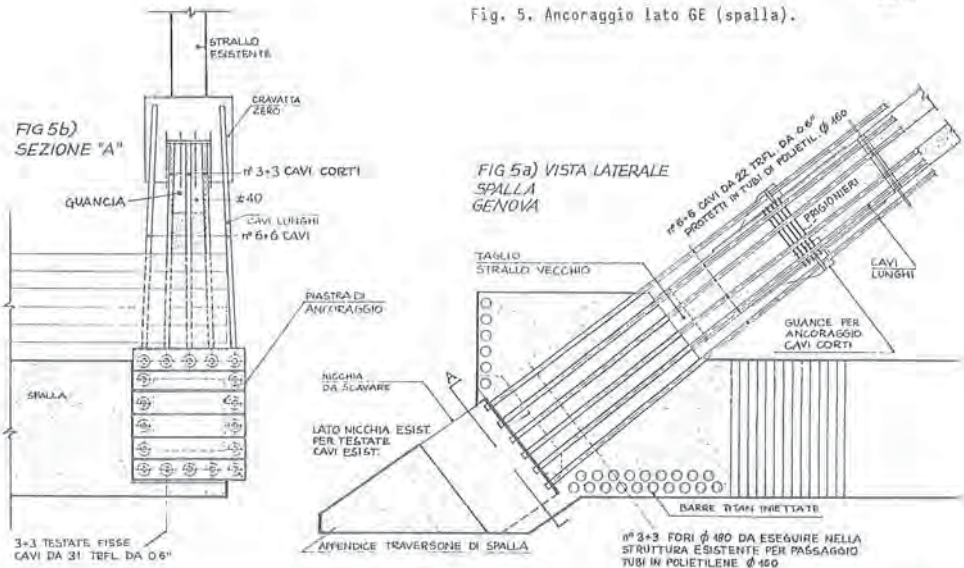
- spostamento verticale della sez. I della travata;
- spostamento orizzontale del punto O in sommità dell'antenna;
- variazione di freccia in mezzzeria dello strallo IO;
- variazione di tensione all'intradosso ed all'estradosso delle sez. 7-8-11 del cassone ed in alcune sezioni dello strallo (M - fig. 1).

Durante queste fasi lo stato tensionale nello strallo esistente non subisce mutamenti significativi, non avendo grande rilevanza l'ulteriore peso proprio dei cavi lunghi e dei dispositivi di ancoraggio appesi (quelli d'impalcato), che tra l'altro viene subito recuperata con la prima tesatura dei cavi lunghi. Un discorso più lungo meritano comunque gli altri due dispositivi di ancoraggio terminali, a

livello dell'impalcato. Il problema è stato abbastanza complesso per la disposizione dell'ancoraggio sulla spalla riportata in fig. 5: in posizione A occorre predisporre una piastra di ancoraggio, creando una camera di alloggiamento per le testate dei cavi e per i martinetti per il tiro dei cavi lunghi. La spalla su cui è ancorato lo strallo lato Genova ha la forma mostrata in figura e nell'appendice triangolare estrema contiene parte delle armature che resistono alle azioni di flessione generate dal tiro dello strallo. Per creare la camera di alloggiamento era necessario tagliare questi ferri; preventivamente allo scavo quindi si è deciso, vista la particolare condizione strutturale della spalla di ancoraggio, di intensificare il livello di armatura presente, per ottenere la camera di alloggiamento di ancoraggio senza indebolire la struttura.

Si è proceduto, disponendo secondo due direttrici indicate in fig. 5a, una serie di barre orizzontali aggiuntive, di tipo Titan cave, tramite dei carotaggi di precisione in profondità per circa 5 metri nelle masse in cls, posizionando le barre nei fori con opportuni distanziatori ed

Fig. 5. Ancoraggio lato GE (spalla).



iniettando le cavità con boiaccia Macflow, attraverso il foro centrale delle barre. Si è passati poi allo scavo della camera, dapprima sfruttando la tecnica dell'idrodemolizione per non alterare il resto della struttura. Visto però che i tempi di lavoro erano troppo elevati, si è passati ad una tecnica di demolizione localizzata di natura chimica: resine esploratrici che, sfruttando le microcavità del cls, seguono delle vie preferenziali, interagendo poi localmente con i sali composti del cls ed operando una disgregazione localizzata della pasta di cls, rendendola friabile e facilmente asportabile. Per ottenere l'ancoraggio terminale sul lato Savona i problemi sono stati minori in quanto si è trattato di ingabbiare l'esistente traversone, che fuoriesce dall'impalcato, con una struttura avvolgente asimmetrica: infatti i cavi lunghi esterni arrivano fino alla piastra di base e quelli interni ad un ancoraggio alto che è collegato alla piastra da due travi scatolari che si infilano nell'esiguo spazio tra strallo e parete verticale della travata (vedi fig. 6). A questo punto vengono alloggiati i cavi lunghi, disponendo i trefoli nelle rispettive

guaine, ancorandoli negli alloggiamenti terminali. L'operazione si articola in una prima fase, iniettando i cavi portanti con boiaccia ed eseguendo simmetricamente un primo tiro, livellando la tensione di tutti i cavi a circa 1500 kg/cm².

In prossimità della zona terminale lato spalla si è eseguita una demolizione "chirurgica" del terreno (in quel punto ci sono le fondazioni di un altro viadotto dello svincolo) per l'alloggiamento dei sistemi di spinta dei cavi lunghi e per permettere lo svolgimento dei trefoli con le dovute curvature, che ne evitassero lo snervamento. Più semplice l'operazione sul traversone appeso per il maggior spazio presente; le bobine sono posizionate sull'impalcato, nello spazio laterale non impegnato dal traffico autostradale. A questo punto c'è la parte più delicata dell'intervento che consiste nel creare nella zona terminale dei due stralli da "sostituire" due punti di ancoraggio delle batterie di cavi corti che servono a trasferire i carichi dai cavi esistenti a quelli nuovi. Questi cavi corti devono ancorarsi in un calcestruzzo di elevatissima resistenza (betoncino

fibrorinforzato di Rck 500 kg/cmq), superiore a quella esistente, che possa permettere la trasmissione della compressione al vecchio strallo nel momento in cui si tagliano i cavi attuali degradati. I cavi corti, infatti, con tiro calibrato gradatamente possono recuperare in trazione la forza di compressione che va sul vecchio strallo quando si tagliano i cavi. Su questo calcestruzzo dello strallo si lasciano solo, alla fine del taglio, una compressione di 100 kg/cmq che ne ottimizzano il funzionamento. Per ottenere tutto ciò occorre allora demolire il calcestruzzo di rivestimento degli ultimi 6,5 metri dei due stralli (fig. 1), lasciando a vista i cavi primari e secondari, riconfezionare l'armatura lenta e di frettaggio, predisporre l'ancoraggio dei terminali dei cavi esistenti nel nuovo getto in modo che, quando sono tranciati, possano ancorarsi nel getto e comprimere tutto il residuo calcestruzzo; sempre nel nuovo cls si devono inserire i prigionieri che servono al fissaggio delle piastre di ancoraggio ("guance") dei cavi corti sullo strallo (l'altro lato è fissato alle piastre terminali di cui si è parlato). Il getto di betoncino fibrorinforzato colma anche, limitatamente a questo tratto di

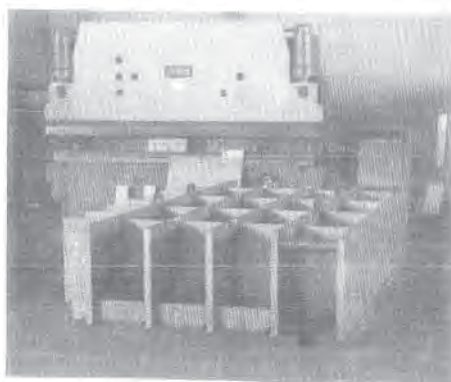


Foto 3. Piastrone lato Savona.

6.50 mt., il vuoto dovuto alla biforcazione dello strallo. I prigionieri fuoriuscenti dalle facce suborizzontali (2x40 barre verticali o 3.6) servono, come detto, per fissare mediante bullonatura ad alta resistenza due "guance" metalliche contenenti gli ancoraggi dei cavi corti di compensazione, costituiti da n. 2x3 cavi da 31 trefoli 0.6" super.

Solo per queste operazioni viene costantemente controllato l'afflusso del

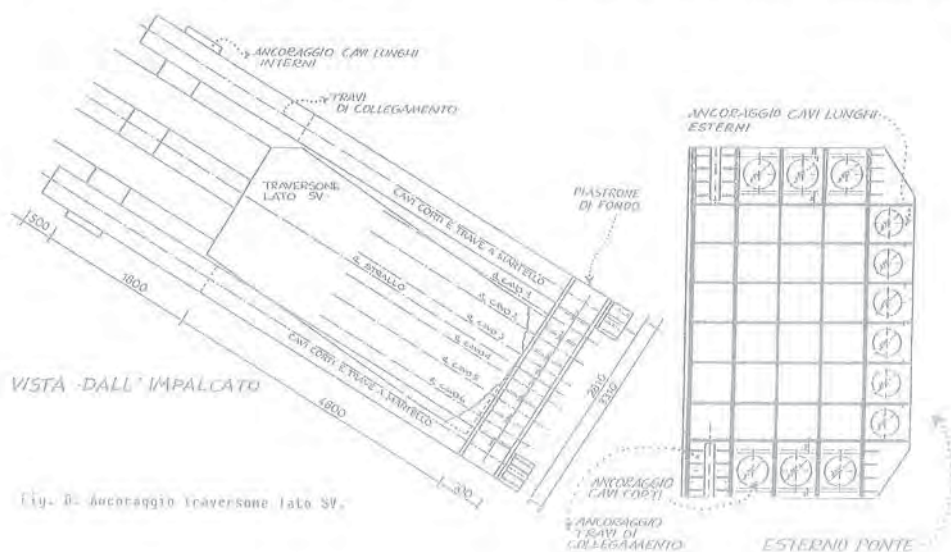


Fig. D. Ancoraggio traversone lato SV.

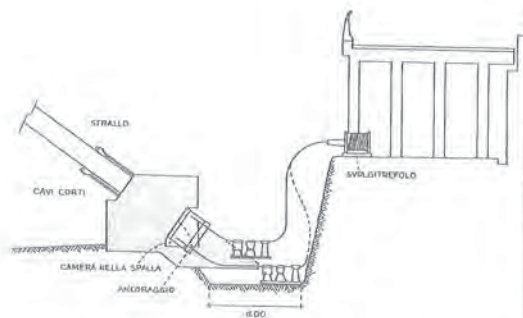


Fig. 7. Infilaggio dei cavi lato spalla.

traffico sul ponte in relazione ai carichi di esercizio compatibili con lo stato tensionale in regime di sicurezza.

3.1 Trasferimento dei carichi dal vecchio al nuovo sistema strallato.

Premesso che i cavi corti hanno, tra l'altro, la funzione di by-passare la sezione in cui si ricidono i vecchi trefoli, il trasferimento dei carichi avviene attraverso successive fasi di parziale rilascio dei cavi corti e corrispondenti incrementi di tesatura dei cavi lunghi con procedimento step-by-step fino al raggiungimento dello stato tensionale di progetto in cui, del carico permanente preesistente, 1700 t. sono portate dai cavi lunghi e 600 t. dal sistema cavi corti più strallo in calcestruzzo. Per altro nel corso del trasferimento del carico dal vecchio al nuovo sistema si è automaticamente ottenuto che la forza di sospensione portata dai



Foto 4. Montaggio dei cappelli in sommità dell'antenna.

vecchi trefoli si è trasformata in forza di precompressione, trasmessa per aderenza al vecchio strallo in calcestruzzo, conseguendo un coazione di 100 kg/cmq, prestabilita in sede di progetto ed altresì regolabile variando la tensione nei cavi corti.

L'aspetto connesso al trasferimento degli sforzi in questo breve intervallo di tempo tale da assicurare un bilanciamento delle forze in gioco, è stato oggetto di una serie di prove sperimentali (condotte dalla Ditta Contest) simulando per diversi modelli le reali condizioni in esercizio e verificando la risposta degli stessi, sulla base di un confronto con i dati ricavati da un calcolo teorico. Sono stati realizzati otto modelli di ancoraggio, studiati combinando alternativamente acciaio armonico con 12 trefoli 0.5, esattamente uguali a quelli in opera sugli stralli del Viadotto Polcevera, e calcestruzzo, con quest'ultimo variabile in termini di materiale e di caratteristiche meccaniche proprie. Dalle prove e dai controlli

effettuati per la stima sperimentale dell'aderenza al fine di verificare l'efficacia dell'ancoraggio dei vecchi cavi di precompressione per semplice attrito, è emerso che tra i modelli quelli che presentavano superiori caratteristiche meccaniche erano quelli realizzati con EMACO SFR con fibre metalliche e ghiaia avente D min pari a 5 mm e D max pari a 15-20 mm.; queste indicazioni sono state sfruttate per il ripristino del cls demolito per una lunghezza di 6.50 mt. nella fase precedentemente descritta a cui affidare l'assorbimento per aderenza dello sforzo di precompressione bilanciato dal taglio parziale di 200 trefoli.

Ritornando alla fase operativa di trasferimento dei carichi una volta raggiunto il valore di 100 kg/cm² nel cls, (circa il doppio del dato di progetto) entrano in azione i cavi corti che compensano di volta in volta il rilascio dei cavi esistenti, mantenendo costante il valore dello sforzo di compressione distribuito sulla superficie di calcestruzzo.

Il principio regolatore dei cavi corti C è risultato indispensabile per calibrare le varie fasi, regolandone lo stato tensionale compatibilmente con le indicazioni del monitoraggio. A fine trasmissione dei carichi viene disposto un sistema di protezione della testate dei cavi per una regolare manutenzione (tutti i cavi sono sostituibili ad uno ad uno, in caso di degrado futuro).

Osservazioni conclusive.

Sin dal giorno della scoperta del difetto costruttivo generatore del degrado si è avuta la precisa sensazione della gravità del problema. Ci si è subito orientati, dopo una serie di misure in sito atte a quantificare l'effettiva consistenza del degrado, nella direzione di preservare la morfologia attuale fatta salve precisa

linee direttive. Tali linee si articolano in:

- Individuazione della tecnica per eliminare il degrado senza interrompere il traffico e senza correre rischi strutturali;
- Ristabilire la rigidità dell'elemento ammalorato senza alterare sensibilmente l'architettura dell'opera che oggi presenta una connotazione ben definita;
- Ridurre al minimo i tempi ed i costi di ripristino ottimizzando le fasi operative.

I tre passaggi sono oggi compiuti: la tecnica individuata, i materiali ed i processi sono stati valutati, molte operazioni sono completate.

Trattandosi di un complesso problema di ripristino di "alta" ingegneria, siamo perfettamente consci che la presente memoria riduce la complessità dell'intervento, ma insito è il fascino che l'intervento nel suo insieme riveste: fornire a questo particolare strallo Morandi le sole caratteristiche che una costruzione non adeguata (dati i tempi) non gli aveva conferito: la durabilità alle azioni del tempo.

Le complesse lavorazioni, ideate e calcolate dall'ing. F. Pisani, già collaboratore del prof. Morandi, e verificate dal prof. Martinez sono state realizzate dall'impresa ISA appalti, (che ha ripristinato l'intero viadotto) per i montaggi e tutte le opere di demolizione e ricostruzione, e dalla Soc. Preco di Milano (responsabile primaria) per i dispositivi di ancoraggio, per gli stralli, e tutte le operazioni di tesatura. La Direzione Lavori SPEA, già sperimentata nella lunga opera di ripristino dell'opera, ha guidato le complesse operazioni coadiuvata dal suo settore sorveglianza U.T.S.A. con l'indirizzo ed il coordinamento della Soc. Autostrade S.p.A.

LA PRECOMPRESSIONE ESTERNA NELLA COSTRUZIONE DI PONTI

Salvatore G.MORANO
Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Firenze

LA PRECOMPRESSIONE ESTERNA NELLA COSTRUZIONE DI PONTI

SALVATORE G. MORANO
Dip. Ingegneria Civile, Università di Firenze

SOMMARIO

Nella memoria viene illustrato l'uso della precompressione esterna nella realizzazione di ponti a travata in c.a.p. evidenziandone caratteristiche peculiari, vantaggi rispetto alla precompressione tradizionale interna e problemi specifici. Sono analizzati i fattori che determinano il tracciato dei cavi e le varie tipologie di cavi adottati. Sono esaminate le principali tecniche costruttive adottate per ponti a precompressione esterna e le implicazioni che esse comportano nella concezione del cablaggio.

SUMMARY

In the present paper the use of external prestressing for prestressed concrete bridge decks is illustrated. The factors influencing tendons layout, the protection of the cables against corrosion as well as the construction techniques are analysed. Some advantages and some specific problems of external prestressing in comparison with internal bonded prestressing are shown.

1. INTRODUZIONE

La precompressione esterna per la costruzione di ponti a travata è una tecnica ormai consolidata e diffusa in molti paesi, primo fra questi la Francia, dove essa è stata oggetto di molti studi teorici e sperimentali nonché di realizzazioni. In Italia, invece, la precompressione esterna è stata adottata,

finora, molto raramente. Lo scrivente, in un recente stage presso il SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes) si è occupato, sotto la guida del professor Virlogeux, dell'uso della precompressione esterna nella realizzazione di ponti. La memoria vuole offrire una panoramica, molto generale, dello scenario tecnologico in cui si muovono i progettisti francesi.

2. DESCRIZIONE DELLA TECNOLOGIA

La precompressione esterna è adoperata soprattutto per la costruzione degli impalcati dei ponti a travata. I cavi di precompressione, di grande capacità ed in numero ridotto, sono ancorati nelle sezioni su pila e deviati in campata da blocchetti o da trasversi deviatori ed hanno, pertanto, andamento rettilineo a tratti (fig. 1). Il contatto fra il getto ed il cavo avviene in numero ridotto di sezioni in corrispondenza delle quali sono trasmessi alla struttura gli ingenti sforzi di deviazione o di ancoraggio. A seconda degli accorgimenti adottati nelle sezioni di contatto fra cavo e getto la precompressione esterna può risultare sostituibile o meno. A tal proposito si segnala come questa tecnologia, rinata in tempi recenti in Francia e negli Stati Uniti, si sia sviluppata, nei due paesi, sotto l'azione di stimoli differenti.

Negli Stati Uniti si è fatto ricorso alla precompressione esterna per diminuire i costi degli impalcati semplificandone la costruzione e riducendo lo spessore delle anime, ma non si sono, di solito, adottati accorgimenti per consentire la sostituzione dei cavi che, comportando costi aggiuntivi, avrebbero eroso il margine di vantaggio economico di questa tecnologia.

In Francia lo sviluppo della precompressione esterna è stato voluto dall'amministrazione per ottenere opere meglio realizzate e più durature, prevedendo la sostituibilità dei cavi ed accettando, quindi, costi superiori.

3. TRACCIATO DEI CAVI

Il cavo esterno non può che avere andamento rettilineo fra due suoi punti successivi a contatto con la sezione di calcestruzzo. Ne consegue che il tracciato abbia sempre andamento a spezzata e sia determinato solo dalla posizione degli ancoraggi e dei deviatori.

Gli ancoraggi in campata pongono problemi sia per la diffusione dei rilevanti sforzi di ancoraggio sia per il regime di flessione trasversale parassita causato dal braccio del cavo, esterno, rispetto alle pareti della sezione (fig. 2). Ciò

richiede massicci blocchi di ancoraggio ed adeguati irrobustimenti locali della sezione. La scelta più naturale appare quella di ancorare i cavi su pila dove è già presente un robusto trasverso. Ne consegue una precompressione filante per l'intera campata.

La deviazione del cavo in campata può avvenire con blocchetti o con trasversi deviatori. Nel primo caso si devia un cavo per volta per limitare lo sforzo e, quindi, le dimensioni del blocchetto. Occorrono, pertanto, parecchi blocchetti la cui realizzazione non pone, però, grandi problemi all'interno dei cassoni. Per ridurre le flessioni parassite nelle anime i cavi si deviano in prossimità del nodo soletta anima (fig. 3) e, per evitare interferenze fra i cavi, occorre deviarli anche nel piano orizzontale. Nel caso di deviazione con trasversi, questi riportano lo sforzo di deviazione sulle anime senza problemi di inflessione per la sezione trasversale. I cavi possono essere devianti tutti insieme e restare sempre in un piano verticale a tutto vantaggio della semplicità del tracciato.

Per travi a sezione costante l'andamento più efficace dal punto di vista statico è quello parabolico.

Se la deviazione avviene con blocchetti è facile conferire al cavo risultante un andamento quasi parabolico (fig. 4). Si ottiene così una notevole riduzione dello sforzo di taglio sulle anime che possono, quindi, avere spessore ridotto (Ponte di Long Key, anime di 18 cm, fig. 1).

Se la deviazione avviene con trasversi occorrerebbe disporre un numero elevato per conferire al cavo l'andamento ottimale. La riduzione della azione sulla sezione non compensa, in genere, il maggior onere dei numerosi trasversi e, pertanto, spesso si ricorre alla deviazione con due soli trasversi in campata che comporta per il cavo risultante un andamento trapezoidale e si accetta un maggiore spessore per le anime.

La deviazione con due soli trasversi è meno penalizzante nel caso di travi a sezione variabile (fig. 5). Infatti, le travi a sezione variabile, con estradosso dell'impalcato rettilineo, hanno linea d'asse curva, più alta in mezzeria rispetto agli appoggi. Ne consegue che i cavi esterni, a tratti rettilinei, abbiano curvatura non nulla rispetto alla linea d'asse della trave e, quindi una maggiore efficacia rispetto al caso a sezione costante.

4. PROTEZIONE DEI CAVI ESTERNI DALLA CORROSIONE

4.1 Sistemi di protezione e sostituibilità dei cavi

I cavi esterni devono essere adeguatamente protetti dalla corrosione, principale problema delle vecchie opere con precompressione esterna. La protezione dei cavi può avvenire con iniezione delle guaine con malta di cemento o con prodotti flessibili come cere o grassi. In alternativa può proteggersi ogni singolo trefolo con una guaina di polietilene o di epoxi o con procedimento di galvanizzazione.

La scelta del sistema di protezione dipende dalla necessità, o meno, di garantire la sostituibilità della precompressione. Con riferimento a questo aspetto possono individuarsi tre tipologie:

- a cavi non sostituibili
- a cavi sostituibili previa loro distruzione
- a cavi ritesabili e sfilabili integri.

I cavi alloggiati in guaine iniettate con malta di cemento risultano o non sostituibili o sostituibili solo previa recisione dei cavi, delle guaine e parziale demolizione della malta di iniezione, come più avanti descritto.

Alla terza tipologia appartengono tutte le opere per le quali è possibile ritesare i cavi in qualsiasi momento o, perlomeno, sostituirli dopo aver sbloccato gli ancoraggi sfilandoli senza complicate operazioni di recisione.

Per ottenere ciò si possono usare cavi in guaine iniettate con prodotti flessibili, cavi galvanizzati o cavi composti da trefoli singolarmente ingrassati ed inguainati. Agli ancoraggi dovranno essere adottati degli accorgimenti per rendere possibile la ritesatura e la detensione dei cavi se si vuole che l'opera benefici di questa opportunità. In particolare sarà possibile adoperare i martinetti se, anche ad opera finita, vi sarà, dietro l'ancoraggio, spazio sufficiente per il loro posizionamento e se non saranno stati tagliati via gli spezzi di trefolo tirati fuori all'ancoraggio per effetto della messa in tensione. Tali spezzi, lasciati in posizione per tutta la vita della struttura, devono essere, essi stessi, adeguatamente protetti dalla corrosione.

4.2 Cavi iniettati con malta di cemento

4.2.1 Opere con cavi non sostituibili

A questa tipologia, che minimizza il costo della precompressione, appartengono quasi tutte le opere realizzate negli Stati Uniti ed alcune di quelle europee, come il viadotto di Roquebillère a Cahors. Le guaine adottate sono generalmente di polietilene ad alta densità o, più raramente, di polipropilene e sono sostituite, nelle sezioni di deviazione e di ancoraggio, da tubi metallici rigidi predisposti nel getto che possano trasmettere alla struttura gli elevati sforzi concentrati dovuti alla deviazione dei cavi (fig. 6). Ne consegue che, nelle sezioni di sopra, dopo l'indurimento della malta, si abbia aderenza fra la struttura di calcestruzzo e il cavo che risulta, pertanto, non sostituibile.

Le guaine devono resistere senza eccessive deformazioni alla pressione di iniezione della malta che è di circa 0.4 MPa. Molto delicato è l'accoppiamento fra la guaina plastica e i tubi metallici che richiede un collegamento robusto e a tenuta stagna per evitare fuoriuscite di malta durante l'iniezione. Mancando la sostituibilità, il tracciato dei cavi non è sottoposto a particolari vincoli.

4.2.2 Opere con cavi sostituibili

Si tratta di ponti per i quali la sostituzione dei cavi è stata prevista ma richiede la distruzione del vecchio cablaggio. Tale tipologia è, attualmente, di gran lunga la più diffusa in Europa. Le guaine sono generalmente in polietilene. Per evitare l'aderenza del cavo nei punti in cui questo è a contatto della sezione di calcestruzzo, ai deviatori e agli ancoraggi la guaina non è sostituita dai tubi di metallo annegati nel getto ma vi si infila dentro creando un sistema a doppio tubaggio. Per renderne possibile l'estrazione il cavo dovrà avere in quei punti curvatura costante, ossia andamento rettilineo o circolare. Anche gli ancoraggi dovranno essere realizzati con la tecnica del doppio tubaggio e la loro geometria dovrà essere tale da consentire l'estrazione dal retro, adottando, ad esempio, delle forme coniche. In particolare, se il cavo si ancora dopo un tratto curvo interno al getto, come avviene nei trasversi su pila, è necessario sopprimere il raccordo

rettilineo che unisce la zona curva alla trombetta dell'ancoraggio e che viene sempre, invece, raccomandato nella precompressione aderente per consentire un migliore allargamento dei trefoli.

Poiché le guaine saranno sottoposte ad elevatissime pressioni di contatto esercitate dai trefoli del cavo nelle sezioni di deviazione, sarà necessario adoperare spessori rilevanti di polietilene, da 6 mm ad oltre 9 mm per i cavi più grossi.

Al momento della sostituzione i cavi verranno tagliati con fiamma ossidrica dopo averli denudati per un tratto delle guaine e della malta di iniezione. Si è dimostrato che non sono da temersi rotture improvvise del cavo una volta recisi un certo numero di trefoli che sarebbero molto pericolose per il personale e per la struttura [1]. Particolare cura va posta nella scelta delle sezioni in cui il cavo deve essere contemporaneamente tagliato per evitare l'insorgere di sollecitazioni anomale ai deviatori che possano danneggiare la struttura. Nell'esempio (fig. 7) il taglio del cavo nel solo tratto centrale potrebbe portare a danni a carico dei deviatori, occorre quindi procedere al contemporaneo taglio del tratto centrale e di quelli laterali.

4.3 Cavi iniettati con prodotti flessibili

Il materiale di iniezione deve avere caratteristiche chimiche tali da garantire la protezione del cavo dalla corrosione e deve presentare una buona capacità di penetrazione. Sono stati adoperati grassi e cere, riscaldati per aumentarne la fluidità e che devono essere, a temperatura ambiente, allo stato solido per evitare le vibrazioni dei cavi. Il loro punto di fusione non può essere troppo basso, perché non siano allo stato fuso in esercizio, né troppo alto, perché una elevata temperatura di iniezione salterebbe il rilassamento dell'acciaio dei cavi. Attualmente l'uso di cere, appositamente messe a punto, sembra più indicato di quello dei grassi.

Le guaine, sottoposte alla pressione e alla temperatura del fluido di iniezione, sono di solito metalliche o di polietilene ad alta densità con spessore da 5 mm ad oltre 9 mm. In quest'ultimo caso, con la stessa tecnica adottata per le strutture a cavi non sostituibili, ai deviatori la guaina plastica deve essere sostituita da un tubo metallico per trasmettere alla sezione di calcestruzzo i rilevanti sforzi generati dalla deviazione dei cavi

che taglierebbero facilmente il polietilene ammorbidito dall'elevata temperatura. In qualche caso si effettua un'iniezione con grasso a temperatura ambiente, ma ciò comporta notevoli pressioni di iniezione, fino a 15 bar, e quindi il ricorso a guaine metalliche molto rigide per le quali è assai costoso garantire la tenuta stagna.

4.4 Cavi galvanizzati

I cavi costituiti da trefoli o da fili galvanizzati vengono messi in opera senza nessun'altra protezione contro la corrosione e, pertanto, devono sempre essere ben ispezionabili ma è necessario prevedere dei dispositivi che trattengano i trefoli in caso di rottura per scongiurare pericoli per il personale. Si deve anche evitare che siano troppo distanti tra di loro i punti in cui il cavo è connesso alla sezione di calcestruzzo per limitarne le vibrazioni. La protezione contro la corrosione deve essere estesa a tutte le componenti dell'ancoraggio; in particolare, non potendosi adoperare chiavette zincate che scivolerebbero sui trefoli, occorre ricorrere ad altre protezioni (chiavette cromate o altro). I dubbi circa l'efficacia, nel tempo, della galvanizzazione come protezione dalla corrosione in ambiente aggressivo e i problemi specifici prima menzionati hanno fortemente limitato l'uso di cavi galvanizzati.

4.5 Cavi di trefoli singolarmente inguainati

Si tratta di cavi costituiti da trefoli protetti con grasso o con cere e alloggiati singolarmente in guaina di polietilene ad alta densità. Più di recente alcune ditte hanno iniziato la produzione di trefoli protetti da una guaina di epossidica estrusa.

I trefoli, singolarmente protetti, sono infilati in grosse guaine di polietilene ad alta densità. Usando questi cavi senza alcun dispositivo nelle zone di deviazione le elevate pressioni di contatto fra le guaine le lacerebbero. Un sistema per evitare ciò consiste nell'iniettare la guaina esterna con malta di cemento prima della tesatura dei cavi, avendo cura di non interessare con l'iniezione l'ancoraggio. Il cemento indurito ripartisce l'azione dei trefoli nelle zone curve evitando il taglio delle guaine e non influisce sull'operazione di tiro perché ogni trefolo è singolarmente inguainato. Dopo il tiro si inietta

anche l'ancoraggio con malta cementizia, grasso o cera. Per garantire la sostituibilità dei cavi si prendono gli stessi accorgimenti che si adottano per le strutture a cavi iniettati con malta di cemento. La protezione dei cavi contro la corrosione è eccellente, interponendosi fra l'acciaio e l'ambiente esterno la guaina del cavo, la malta d'iniezione e la guaina del singolo trefolo (fig. 8).

Volendo evitare l'iniezione con malta si possono adoperare, ai deviatori e agli ancoraggi, opportuni distanziatori che tengano i singoli trefoli in posizione all'atto della messa in tensione.

La tecnologia dei cavi di trefoli singolarmente protetti è stata adottata per la precompressione esterna del ponte di Caiolo sull'Adda in Valtellina [17].

4.6 Confronto fra i vari sistemi di protezione

Il confronto fra i diversi sistemi di protezione dalla corrosione non può condursi prescindendo dall'applicazione al singolo caso specifico, pertanto le considerazioni che seguono hanno il valore di indicazioni generali e di larga massima.

Al momento attuale, nel campo dei cavi sostituibili, il sistema più conveniente appare quello di protezione con guaine di polietilene ad alta densità iniettate con malta di cemento e doppio tubaggio ai deviatori e agli ancoraggi. I cavi galvanizzati non danno, infatti, ancora sufficienti garanzie di durabilità e i cavi di trefoli singolarmente inguainati con iniezione con malta di cemento della guaina esterna sembrano essere più costosi.

Anche i cavi iniettati con prodotti flessibili risultano, in genere più costosi. L'estrazione del cavo e la pulizia del condotto possono costare quanto la rimozione con taglio di cavo e guaina e demolizione della malta d'iniezione. Inoltre, la possibilità di ritesare i cavi, per recuperare le perdite differite nel tempo, non è economicamente vantaggiosa per cavi già tesati, nella prima operazione, al massimo del loro sforzo. La possibilità di modificare il tiro nel tempo è, invece, interessante nell'uso della precompressione esterna per la riparazione di opere per le quali non è noto con esattezza a priori lo sforzo di precompressione richiesto.

5. TECNICHE COSTRUTTIVE

La scelta della tecnica costruttiva è particolarmente importante nelle opere con precompressione esterna perchè influisce, anche in modo pesante, sulla progettazione della precompressione, suggerendo e, talvolta, imponendo specifici andamenti ed accorgimenti per i cavi. Nel contempo la precompressione esterna, semplificando il ricorso alla precompressione temporanea in fase di costruzione, consente di superare alcuni limiti e difficoltà tipiche di talune tecniche costruttive.

5.1 Ponti costruiti campata per campata su centina

La costruzione per campate intere sostenute da centine fisse o mobili o da dispositivi analoghi, quali sistemi di stralli o travi di sospensione è quella che pone meno vincoli al progetto della precompressione. Infatti, essendo il peso proprio della campata sostenuto dalla centina, non occorre garantire l'autoportanza della campata in costruzione. In tali condizioni la precompressione può montarsi a campata ultimata ed essere, quindi, filante su un'intera campata o, addirittura su più campate.

Facendo regnare i cavi su due campate, sfalsandone gli ancoraggi, è possibile ridurre il numero degli ancoraggi e limitare, in costruzione, le azioni di ancoraggio non equilibrate sui trasversi su pila.

Si sono sviluppate diverse tecnologie a seconda dei dispositivi adottati per sostenere il peso della struttura durante la costruzione prima della messa in tensione dei cavi:

- costruzione della travata su una centina fissa o mobile (Ponte di Long Key)
- posa dell'intera travata prefabbricata su una trave di assemblaggio (Ponte di Seven Mile)
- costruzione della travata sospesa ad una trave di lancio (Ponte di Bubiyan, fig. 9)
- costruzione a sbalzo con l'ausilio di stralli provvisori (Ponte di Frèbuge).

Di queste solo la costruzione con stralli provvisori può porre dei problemi specifici. Infatti, gli elevatissimi carichi che transitano, in costruzione, sulla campata appena ultimata possono richiedere

un surdimensionamento della precompressione o il ricorso ad una precompressione temporanea aggiuntiva [8].

5.2 Ponti costruiti per concii a sbalzo

Con questa tecnica sono state realizzate opere di ragguardevoli dimensioni soprattutto in Francia (Viadotto di Poncio). Nella costruzione a sbalzo è necessario mettere in opera dopo la realizzazione o l'assemblaggio di ogni concio una precompressione che assorba gli sforzi che nascono durante il montaggio per il comportamento a mensola dell'impalcato. Volendo adottare, anche per questa porzione della precompressione, dei cavi esterni, occorrerebbe prevedere dei blocchi di ancoraggio in ogni concio che appesantirebbero molto l'impalcato, come è avvenuto nel caso del viadotto di Sermenaz, unica opera costruita a sbalzo con cablaggio totalmente esterno.

Per le opere costruite con tale tecnica è apparso naturale il ricorso ad una precompressione mista esterna-interna. Il cablaggio tipico di un ponte costruito per concii a sbalzo è composto da tre famiglie di cavi (fig. 10):

- cavi interni in soletta superiore
- cavi interni di continuità in soletta inferiore
- cavi esterni

I cavi interni, che corrono dritti nella soletta superiore dove questa si innesta sulle anime e sono ancorati concio per concio, assorbono i soli sforzi in costruzione. I cavi interni, disposti in campata in soletta inferiore e messi in opera subito dopo l'ultimazione del concio di chiusura, garantiscono immediatamente la monoliticità dell'opera mentre il montaggio della precompressione esterna richiede dei giorni. I cavi esterni, ancorati su pila e deviati in campata, assorbono essenzialmente le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti ed accidentali e sono messi in opera solo quando tutta la precompressione interna è stata applicata.

La presenza dei cavi interni in soletta inferiore è vantaggiosa anche perché riduce la precompressione esterna necessaria il cui dimensionamento è guidato dalle esigenze in mezzzeria e non su pila dove è già presente la precompressione interna di montaggio. I cavi interni in soletta inferiore contribuiscono ad assorbire i momenti flettenti positivi che nascono in

mezzzeria per le ridistribuzioni causate dal fluage.

Lo stesso cablaggio messo a punto per opere realizzate per concii a sbalzo è stato adoperato anche per ponti, costruiti con tecniche diverse, ma che dessero origine, in costruzione, allo stesso sistema di forze che nasce nei ponti a sbalzo. È il caso del ponte de La Flèche sulla Loira, le cui semicampate sono state costruite sulle rive su cantine e poste in opera per rotazione e che costituisce il primo caso di ponte a cablaggio misto esterno-interno.

5.3 Ponti costruiti con varo incrementale

L'uso della precompressione esterna è particolarmente vantaggioso per i ponti realizzati con il varo incrementale. Un ponte costruito con questa tecnica è opportuno che abbia, durante il varo, una precompressione centrata perché ogni sezione è sottoposta a momenti che si invertono di segno man mano che la trave avanza; a montaggio ultimato tale precompressione risulta poco efficiente comprimendo nello stesso modo le sezioni a momento negativo e a momento positivo.

I ponti a cavi totalmente interni sono varati con cavi dritti filanti per tutto l'impalcato in soletta superiore ed inferiore ai quali si aggiungono, a varo ultimato, dei cavi curvi nelle anime che comprimono l'estradosso su pila e l'intradosso in campata. Restano, così, in opera anche cavi dritti nelle zone di calcestruzzo già compresse dai momenti esterni. Per evitare ciò, talvolta, a prezzo di un notevole aumento nel numero degli ancoraggi, si ricorre alla segmentazione dei cavi dritti interni, in modo da mollarli, a varo ultimato, nelle zone in cui la loro presenza è controproducente.

Nel caso di opere con precompressione esterna, la realizzazione di una compressione centrata in fase di montaggio è facilmente ottenibile per mezzo di due famiglie di cavi antagonisti (fig. 11) una delle quali resterà in opera, mentre l'altra, disegnata in tratteggio, verrà rimossa alla fine del varo quando verranno aggiunti anche altri cavi definitivi. Ciò consente di avere una precompressione ottimale sia durante il montaggio che in esercizio. Per i cavi provvisori, presi gli opportuni accorgimenti, è pensabile un riuso come cavi definitivi. In Francia il sistema della precompressione esterna con cablaggio temporaneo antagonista è apparso così convincente

da monopolizzare, di fatto, il campo dei ponti realizzati per estrusione.

6. ALCUNI VANTAGGI E PROBLEMI SPECIFICI DELLA PRECOMPRESSIONE ESTERNA

Come ha dimostrato l'esperienza di molte realizzazioni, la precompressione esterna consente di ridurre i tempi di costruzione. Ciò è dovuto alla semplificazione del cablaggio e all'eliminazione dell'operazione di posa delle guaine all'interno della gabbia di armatura, operazione che risulta di solito lunga delicata. Tali vantaggi permangono anche quando si adotta un cablaggio misto esterno-interno, restando dentro al getto i soli cavi diritti nelle solette che sono di più facile disposizione.

D'altro canto occorre segnalare che il posizionamento degli ancoraggi e dei tubi metallici ai deviatori deve essere effettuato con la massima precisione per evitare che scostamenti dalla geometria prevista introducano rilevanti sforzi parassiti nel calcestruzzo e nell'acciaio dell'armatura attiva. Una buona soluzione per ridurre tali sforzi si è dimostrata l'uso di tubi che fuoriescano dal getto per alcuni centimetri e che, deformandosi con continuità, eliminino la formazione di punti angolosi del cavo.

Nel caso di cavi sostituibili iniettati con malta, inoltre, occorre garantire la perfetta tenuta stagna delle guaine soprattutto ai deviatori e agli ancoraggi. In tali punti, infatti, fughe, anche modeste, di malta renderebbero impossibile lo smontaggio.

I sistemi di protezione dalla corrosione attualmente adottati per i cavi esterni offrono ottime garanzie di durabilità anche perché risultano semplificate e più facilmente controllabili le operazioni di iniezione delle guaine. In ogni caso, adottando anche gli accorgimenti per la sostituibilità e l'aggiunta di cavi, si può contare su una precompressione efficiente per tutta la vita della struttura.

L'uso di pochi cavi esterni di grande capacità, vantaggioso per molti aspetti, può porre dei problemi, nella movimentazione dei grossi martinetti necessari per porli in tensione. Se si vuole che la ritesatura o la sostituzione dei cavi sia praticamente attuabile è necessario anche prevedere

gli spazi e le vie d'accesso necessari per il personale e le apparecchiature.

L'assenza di cavi interni alle anime consente di ridurre il loro spessore soprattutto per le piccole opere, quando questo sarebbe determinato dall'ingombro della guaina e dal suo ricoprimento. Le anime risultano, inoltre, meglio eseguite perché, riducendo il congestionamento delle armature, è possibile realizzare getti più accurati e, quindi, calcestruzzi più durevoli.

Dal punto di vista statico il cablaggio esterno è, in genere, meno efficace di quello interno aderente a causa della minore eccentricità dei cavi che non penetrano all'interno delle solette e del più modesto incremento del tiro a rottura. A parità di prestazioni la precompressione esterna richiede quantitativi di armatura attiva leggermente maggiori della precompressione interna aderente.

Un vantaggio per i progettisti è costituito dalla maggiore libertà offerta dalla precompressione esterna. Infatti, svincolando le sezioni di calcestruzzo dall'obbligo di alloggiare i cavi, si rende possibile la realizzazione di nuove forme delle quali gli impalcati con anime a traliccio (Ponte di Bubiyan, fig. 9) sono un esempio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] VIRLOGEUX M. : "La précontrainte extérieure"
Annales de L'I.T.B.T.P., N° 420, Décembre 1983
- [2] VIRLOGEUX M. : "External prestressing"
V.S.L. Symposium 1988 - E. 3.1
- [3] CHABERT A., CRETON B., VIRLOGEUX M. : "External prestressing"
F.I.P. Symposium Jerusalem 1988
- [4] VIRLOGEUX M. : "Non-linear analysis of externally prestressed structures"
F.I.P. Symposium Jerusalem 1988
- [5] VIRLOGEUX M., "La conception et la construction des ponts à précontrainte extérieure au béton",
Annales de L'ITBTP, Novembre 1991, béton 283, Décembre 1991, béton 284.

- [6] CHIARUGI A. - DI STEFANO D. - MORANO S. G. - SPINELLI P., "La precompressione con cavi non aderenti in presenza di armatura passiva", Atti del convegno AICAP "Materiali e tecniche speciali nella realizzazione di opere in ca e cap", Napoli, Maggio 1989
- [7] CHIARUGI A., DI STEFANO D., SPINELLI P., TORRE S., "La precompressione con cavi non aderenti: problemi di sicurezza a rottura" Atti del congresso C.T.E. "Evoluzione della industrializzazione edilizia" Venezia 4 - 6 novembre 1988
- [8] MORANO S. G.: "L'uso della precompressione estrena per la realizzazione di ponti in c.a.p. a conci prefabbricati costruiti con la tecnica degli stralli provvisori", Atti del congresso C.T.E. "Evoluzione della industrializzazione edilizia" Arezzo 4 - 6 novembre 1992
- [9] GALLAWAY T. M.: "Design features and prestressing aspects of Long Key Bridge" P.C.I. Journal, November - December 1980
- [10] MULLER J.: "Construction of the Long Key Bridge" P.C.I. Journal, November - December 1980
- [11] FIGG E. C., MULLER J.: "Il ponte di Long Key in Florida: nuovi procedimenti di costruzione degli impalcati" L'Industria Italiana del Cemento, Aprile 1984
- [12] PODOLNY W., MIRELES A. A.: "Kuwait's Bubiyan Bridge. A 3.D. precast segmental space frame", P.C.I. Journal, January - February 1983
- [13] RICHARD P.: "Traliccio spaziale in cemento armato precompresso per l'impalcato del ponte di Bubiyan in Kuwait" L'Industria Italiana del Cemento, Luglio 1984
- [14] PHAM M., TAO, PIRON J., LEGROQ Ph.: "Le Viaduc de Sermenaz", Revue Travaux, Janvier 1985
- [15] VIRLOGEUX M., PLACIDI M., LAVIGNE C.: "Il nuovo ponte sulla Loira a La Fleche" L'Industria Italiana del Cemento, Aprile 1985
- [16] ARCANGELI A.: "Il Viadotto di Roquebillière a Cahors" L'Industria Italiana del Cemento, Ottobre 1988
- [17] PEDRAZZI G.: "Il nuovo ponte sull'Adda a Caiolo in Valtellina: considerazioni sull'applicazione della tecnologia della precompressione a cavi esterni su una nuova struttura" L'Industria Italiana del Cemento, Gennaio 1991
- [18] COMBAULT J. - DUVIARD M.-BISGAMBIGLIA J., "Les viaducs du Vallou des Fleurs et de la Banquière", Annales des ponts et Chaussées, 3^e trim. 1982, 33-38
- [19] GIACOMELLI D. - MEURISSE P., "L'Autoroute A40, des ouvrages et de l'art- Le viaduct de Frèbuge", Revue Travaux, Juillet-Aout 1989
- [20] CHABERT A., JARTOUX P., VILLETTE P.: "The introduction of unbonded greased or waxed tendons in external prestressing" IABSE - 13th Congress - Helsinki 1988
- [21] CHABERT A., AMBROSINO R., LAVIGNE J., RENEY A., FARGEOT B., JARTOUX P.: "Amélioration des connaissances sur la mise en oeuvre de la précontrainte", Revue Travaux, Janvier 1986
- [22] JUNGWIRTH D., FRUMENTO M., "Precompressione esterna: moda o progresso tecnico?", Atti del convegno AICAP "L'evoluzione delle costruzioni di c.a. e c.a.p.", Spoleto, Maggio 1991

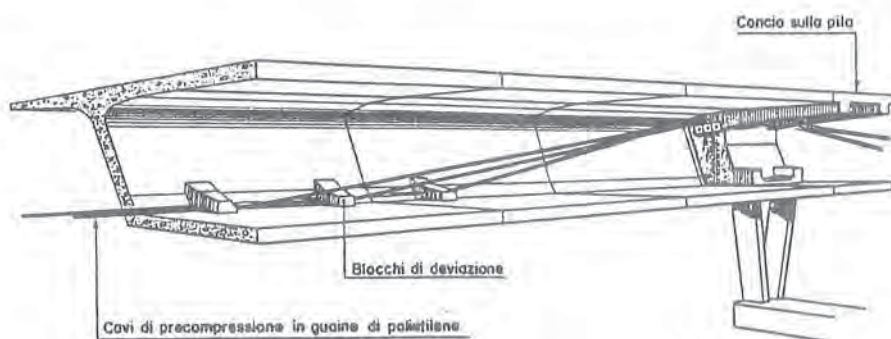


fig. 1 Andamento dei cavi nel ponte di Long Key [11]

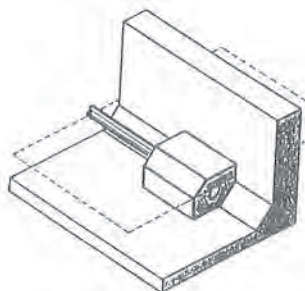


fig. 2 Ancoraggio di cavo esterno in campata [1]



fig. 4 Cavi deviati con blocchetti [2]

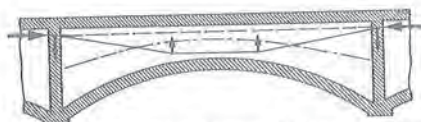


fig. 5 Deviazione con trasversi in trave a sezione variabile [5]

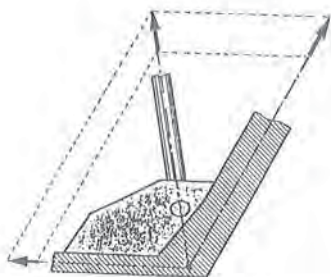


fig. 3 Deviazione di un cavo senza flessioni parassite [2]

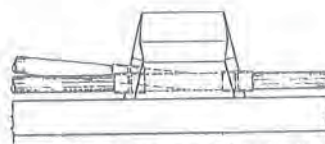


fig. 6 Tubi metallici nei blocchi di deviazione, Ponte di Long Key [11]

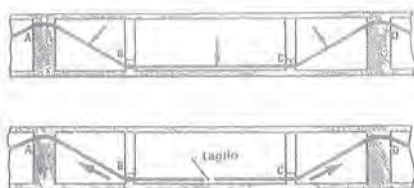


fig. 7 Taglio di cavi sostituibili [1]

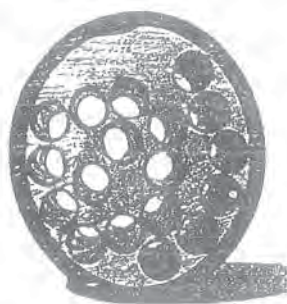


fig. 8 Campione di cavo con trefoli singolarmente inguainati dopo la rimozione dei trefoli [21]



CAVI INTERNI 19 ϕ 16



CAVI ESTERNI DI CONTINUITÀ 13 ϕ 16



CAVI ESTERNI 19 ϕ 16

fig. 10 Cablaggio del ponte di Forcino [2]



in costruzione



in servizio

fig. 11 Principio del cablaggio antagonista per varo incrementale [5]

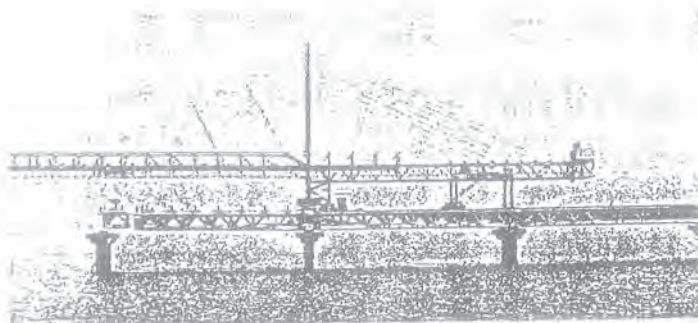


fig. 9 Ponte di Babiyon [1]

LA PROGETTAZIONE DELLE AUTORIMESSE
E I PROBLEMI DELLA LORO GESTIONE

Carlo SOLA - Elio SOLA - Marco SOLA
Liberi Professionisti - Milano

LA PROGETTAZIONE DELLE AUTORIMESSE E I PROBLEMI DELLA LORO GESTIONE

Carlo, Elio, Marco SOLA
Professionisti in Milano

SOMMARIO

Prendendo spunto dall'esame di strutture di alcune autorimesse pubbliche e private, interrate e non, se ne analizzano la progettazione e i relativi particolari in funzione del costo di impianto e degli oneri di gestione.

Si sottolinea la necessità di porre adeguata attenzione al contenimento del degrado da uso, che determina gli oneri di manutenzione.

In relazione a quanto sopra, infine, si ricavano indicazioni, suggerimenti e critiche sui materiali impiegati, le soluzioni strutturali adottate e le tecniche esecutive.

SUMMARY

Upon examining the structures of some public and private car-store buildings, above or below ground, their planning and relative details are taken into consideration in function of the cost of the plant and of the managing expenses.

A point is made about the need to pay adequate attention to the degradation caused by use, which determines the maintenance expenses.

In relation to the above considerations, therefore, indications, suggestions and criticism are drawn as the materials, structural solutions and executive techniques employed.

1. PREMESSA

La gestione di un organismo edilizio ha naturalmente grande affinità con la gestione di qualunque impresa economica.

Il problema è sempre quello di contenere le spese correnti, senza perdere di vista la funzionalità; quindi il giusto e limitato impiego del personale, lo sfruttamento razionale delle strutture disponibili, il buon funzionamento degli impianti, una attenta opera di manutenzione per diluire il più possibile nel tempo gli effetti del degrado.

L'intervento sempre più massiccio e organizzato di imprese finanziarie, che gestiscono molteplici attività e

che prima erano marginalmente interessate al mondo delle costruzioni, ha esaltato questi specifici aspetti del problema, peraltro da sempre presenti.

Ancora più evidente risulta a questo punto l'importanza di una progettazione di base dell'organismo edilizio che rivolga la massima attenzione al momento gestionale, inteso non solo come momento di fruizione da parte degli utenti, ma anche come ottimizzazione della vita del complesso ai fini della sua durata e della sua funzionalità.

È pur vero che il bene edilizio viene oggi considerato come bene di consumo ad ammortamento sempre più rapido, privilegiando così l'economia della costruzione rispetto alla durabilità del prodotto; è

altrettanto vero, però, che l'abilità del progettista sta nel tenere presenti contemporaneamente i due risvolti del tema e che generalmente un rapido degrado si identifica in cattiva funzionalità, unitamente a costi gestionali più alti.

Alle "Giornate AICAP '91" di Spoleto, gli autori hanno presentato una memoria, in cui venivano ancora una volta dimostrati i vantaggi della progettazione coordinata integrale di un edificio, anche in termini di economia del risultato.

In tale memoria si rivendicava alla presenza dell'ingegnere strutturista nella équipe progettuale non solo la funzione di garante statico dell'opera, ma anche quella di "architetto della struttura", capace di un contributo sostanziale integrato armonicamente nell'insieme progettuale.

In questa sede, ribadendo quanto già detto sulla progettazione di base, si vuole sottolineare come anche e soprattutto l'aspetto gestionale della progettazione richiede questa attenta presenza dello strutturista, unitamente a tutta la sua sensibilità ingegneristica rivolta alla comprensione di questi specifici problemi ed alla sua capacità tecnica di risolverli.

Le considerazioni che seguono sono state dettate agli Autori da varie esperienze condotte nel campo della progettazione di autorimesse di medie e grandi dimensioni, sia pubbliche che private, sia interrate che fuori terra, sia in centro urbano che in periferia.

Si è cercato di ricavare notazioni di carattere generale, senza però trascurare le rilevanti particolarità emergenti da qualche specifico tema.

2. PROBLEMI GESTIONALI DI GRANDI AUTORIMESSE

Le autorimesse sono, in genere, edifici a servizio di complessi per residenza, terziario o tempo libero, sia a gestione pubblica che privata.

Molto spesso si tratta di servizio messo a disposizione senza compenso diretto, per facilitare l'accesso con l'automobile del dipendente o del cliente per periodi di tempo limitati. Quando, viceversa, si richiede un pedaggio all'utente, il relativo importo viene contenuto nel caso si debba incentivare il parcheggio del mezzo privato; si tratta di tariffe normalmente alte quando si verifica una ridotta offerta di parcheggio in rapporto ad una grande richiesta (centri urbani o limitari delle zone pedonalizzate).

Quanto sopra evidenzia, in genere e tranne l'ultimo caso, la necessità di ridurre al minimo la spesa corrente del personale addetto al servizio o alla sorveglianza,

ricorrendo di solito a vari generi di automatismi; questo però impone, ad esempio, che l'accesso ai piani avvenga preferibilmente a mezzo rampe e non per elevatore meccanico e che le poche e indispensabili postazioni di guardiania e servizio siano ubicate in posizione adatta a consentire una facile ed idonea sorveglianza, magari con l'aiuto di telecamere opportunamente disposte.

Nel caso di autorimesse private multipiani a servizio di complessi residenziali manca solitamente la sorveglianza continua e si prospetta il problema della sicurezza dell'utente nelle varie ore del giorno e della notte; in questo caso, dato che l'affollamento si diluisce nel tempo, si ricorre con ottimi risultati economici e funzionali agli impianti meccanici di presa e consegna dell'automobile.

Trattandosi di edifici a servizio di altri complessi, e quindi generalmente non direttamente produttivi, l'attenzione del proprietario ai problemi di manutenzione è in genere scarsa e si riduce ulteriormente in conseguenza dell'esigenza del contenimento dei costi gestionali.

Se a questo si aggiunge la ridottissima presenza di personale di sorveglianza e controllo, si capisce bene come e perché molto spesso constatiamo condizioni veramente discutibili sotto il profilo della manutenzione e della pulizia, anticamera di un rapido degrado.

Per quanto riguarda la costruzione, si tratta di opere edili composte da poche categorie di lavori, di cui però alcune hanno un'importanza determinante, che mediamente e percentualmente si possono così indicare rispetto all'opera completa:

- scavi e movimenti di terra	10%
- fondazioni e strutture in elevazione	30%
- pavimentazioni	20%
- impermeabilizzazioni e smaltimento	
acque meteoriche	10%
- impianti antincendio e di sicurezza	15%
- per completamento	15%

Le finiture sono in genere essenziali; molto spesso la struttura viene lasciata a vista creando grossi problemi di protezione, che, se ignorati, determinano inevitabilmente il rapido degrado.

Gli impianti hanno un'importanza non primaria, se si esclude l'antincendio e la rilevazione fumi, generalmente gli ambienti non sono condizionati o ventilati forzatamente e sono poco o niente riscaldati.

La sicurezza in caso di incendio è affidata ad una opportuna dislocazione delle vie di fuga, - avendo assicurata una congrua capacità di resistenza della struttura, - in parallelo ad una razionale progettazione degli impianti di segnalazione automatica dei fumi e di spegnimento.

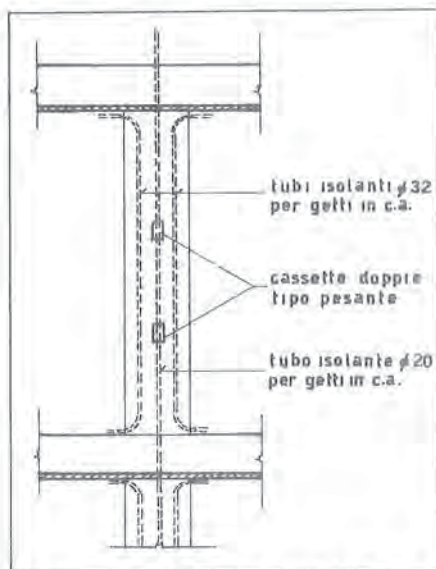


Fig.1 - Autormessa del Centro Servizi della Cassa di Risparmio di Venezia. Particolare del pilastro attrezzato con tubazioni per impiantistica.

La rete impiantistica è quasi sempre formata con tubazioni e condotti a vista, di facile e rapido smontaggio anche e soprattutto se gli impalcati sono adeguatamente attrezzati, cosa questa che facilita enormemente la manutenzione, le riparazioni o, addirittura, le sostituzioni parziali od integrali.

L'accorgimento di attrezzare gli impalcati ritorna estremamente utile anche quando, per sopravvenute esigenze o per adeguamenti successivi, si tratta di inserire successivamente impianti nuovi e non previsti in sede progettuale, come ad esempio per il controllo a distanza, la segnalazione automatica dei posti liberi, etc..

3. LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE E I PROBLEMI GESTIONALI

Esposti così sinteticamente i problemi particolari della conduzione delle autorimesse, si capisce come in sostanza il contenimento dei costi gestionali e il prolungamento della vita di un organismo edilizio di questo genere, siano affidati anche ad una progettazione strutturale non preoccupata solo del livello di sicurezza statica, ma attenta pure allo studio di tutti gli accorgimenti che consentono questi risultati.

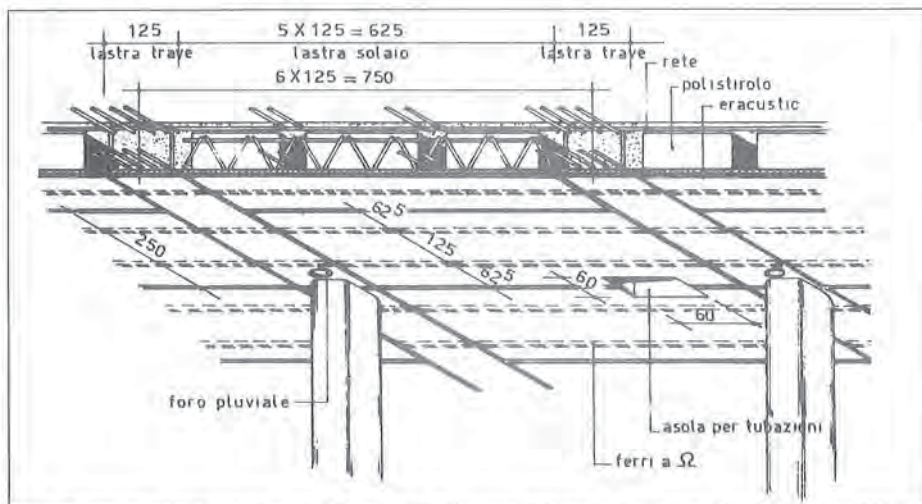


Fig.2 - Autormessa del Centro Servizi della Cassa di Risparmio di Venezia. Particolare del solaio semi-prefabbricato attrezzato con inserti disposti modularmente per sospensione impianti e con rivestimento anticendio.

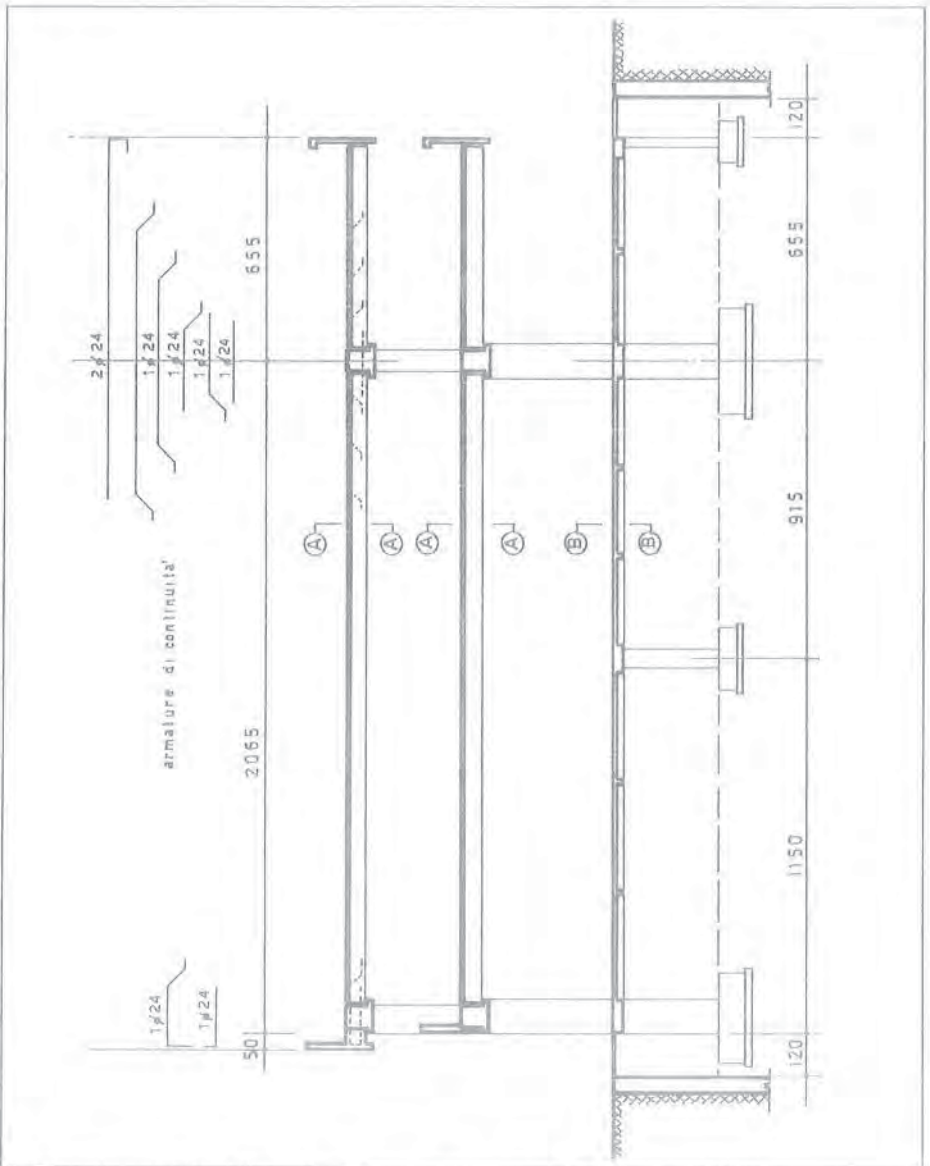


Fig.3 - Autorimessa AMSA - Milano. Piano terreno: rimessaggio mezzi pesanti, c.a. = 150 kN/m².
Altri piani : rimessaggio autoveature.

Si tratta quindi di ricercare, insieme alla migliore conservazione dell'opera, - problema sostanzialmente connesso alla scelta di idonei materiali e alla loro durabilità, - una conveniente tipologia strutturale, ponendo la massima cura nello studio dei particolari costruttivi; ciò, se necessario, anche a scapito del costo di costruzione.

Il progetto deve quindi particolarmente considerare:

- la tipologia strutturale,
- il dimensionamento degli elementi e i particolari costruttivi,
- la durabilità dei materiali.

3.1. La tipologia strutturale

La scelta del tipo di struttura determina sensibilmente il costo di gestione di un'autorimessa.

È sufficiente a questo proposito ricordare i problemi connessi con la circolazione e la sosta, con la visibilità, la sicurezza e la sorveglianza, per comprendere come e in che modo la fruibilità migliore degli spazi si traduca in sostanzioso beneficio economico per la conduzione.

Non risulta in genere necessario, se non per eventuale economia di costruzione, il ricorso a strutture di grande luce; viceversa la struttura di luce medio-piccola, con la sua più facile movimentazione, consente realizzazioni più snelle e più adatte ad esempio agli impianti nei centri urbani, data la maggiore flessibilità di impiego.

Il conseguente contenimento delle deformazioni anche nel tempo, ritorna di grande vantaggio alla migliore conservazione delle opere di finitura, come pavimenti, manti impermeabili, divisori, etc..

Un corretto proporzionamento si può impostare su un modulo $m = 1,25$ metri. Infatti:

$m \times 2 = 2,50$ metri è la larghezza del posto macchina tipo;

$m \times 4 = 5,00$ metri è la lunghezza del posto macchina tipo;

$m \times 4/5 = 5,00/6,25$ metri è la larghezza del corsello di transito.

Grande influenza ha lo schema statico sulla durabilità dell'opera.

L'adozione di componenti strutturali prefabbricate che possono essere facilmente rese continue e solidali tra loro, se da un lato comporta maggiori oneri in fase di costruzione, dall'altro consente schemi strutturali più snelli e meno deformabili.

Una maglia strutturale media comporta ovviamente una ridotta altezza degli elementi principali degli orizzontamenti; ciò significa ancora riduzione degli

interpiani e quindi volumi minori da gestire, nonché migliore visibilità per la circolazione e la sorveglianza.

In sostanza le luci strutturali maggiori trovano più largo impiego nelle realizzazioni fuori terra e multipiani; le luci minori in quelle interrata e nei centri urbani.

Sempre è opportuno il ricorso a solidarizzazioni o collegamenti iperstatici in opera, anche ai fini del contenimento del degrado.

Grande applicazione ha il sistema costruttivo formato con lastre prefabbricate, "predalles", sia a costituire fondo per i solai che per le travi di impalcato.

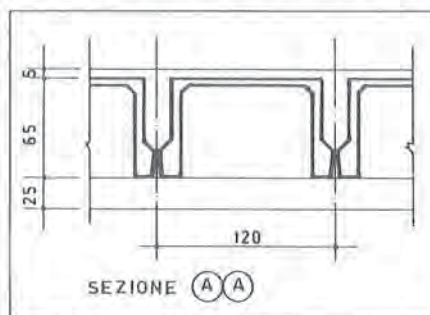


Fig.4 - Autorimessa AMSA - Milano.

Sezione struttura a copertura piani terreno e 1°.

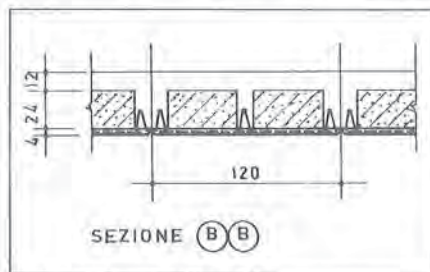


Fig.5 - Autorimessa AMSA - Milano.

Sezione struttura a copertura piano interrato.

Lo spessore di 4 - 5 cm delle lastre stesse, - usate talvolta come cassero perso solidamente legato al getto di completamento da tralicci e staffe, - dà un ottimo ricoprimento per la resistenza al fuoco.

Il sistema è molto versatile su luci medio-piccole e in zone urbane di difficile accessibilità; permette di realizzare strutture di grande monoliticità, anche se comporta rilevanti ponteggi provvisori e grandi quantitativi di getti di calcestruzzo in opera.

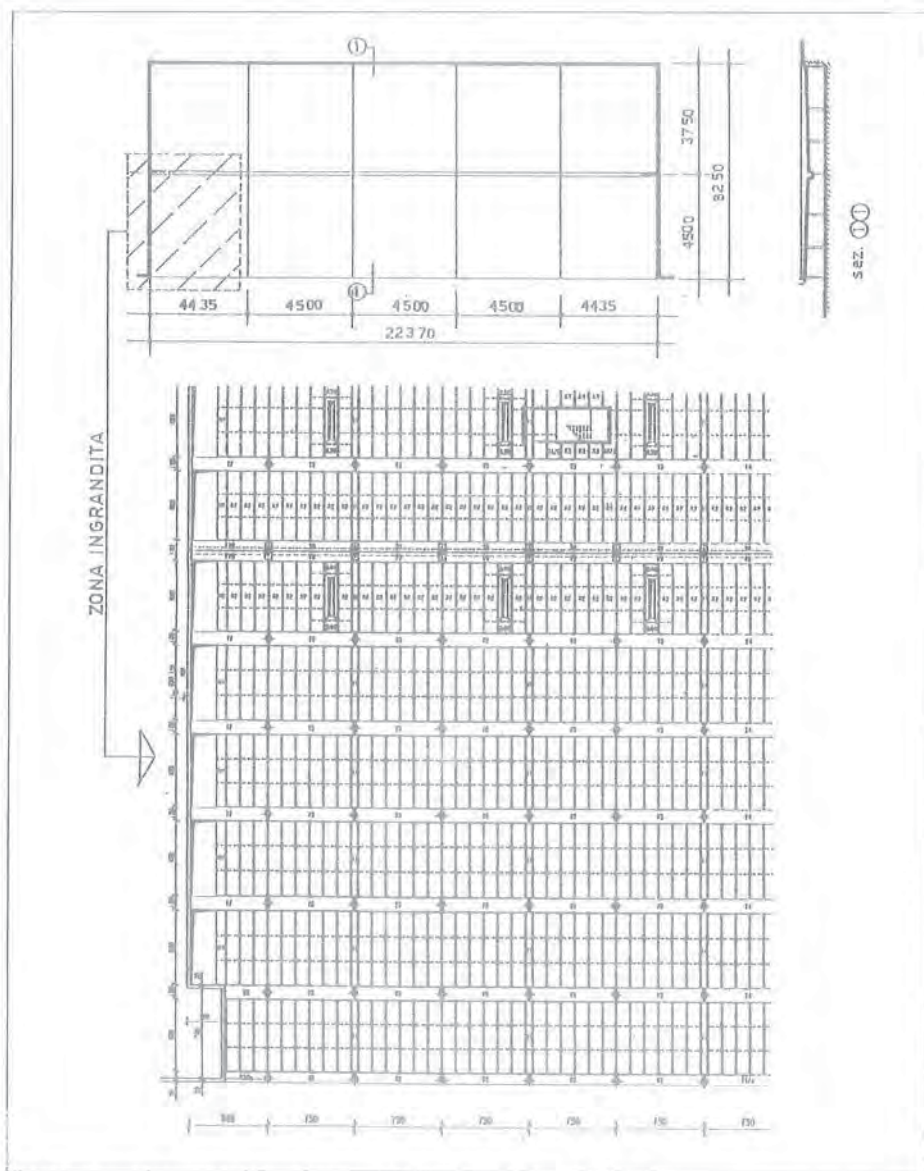


Fig.6 - Parcheggio interrato del Centro Commerciale "Fiordaliso" - Rozzano (MI).
 Posizione dei giunti di dilatazione e stralcio della vista speculare dell'impalcato.

Si possono avere anche facilmente travi principali in spessore.

Gli impalcati con solai alveolari prefabbricati consentono di ridurre ponteggi provvisori e getti in opera a scapito, però, della monoliticità e della continuità dell'insieme; non permettono, infatti, se non con accorgimenti di dubbia idoneità statica, di avere le travi in spessore di solaio.

Come specificato nelle premesse, l'accesso delle autovetture ai piani con mezzi meccanici di sollevamento è riservato a particolari impianti di rimessaggio.

In genere per i grandi parcheggi si ricorre alle rampe carrabili, il cui progetto e disegno è di particolare impegno per la evidente rilevanza che riveste agli effetti della funzionalità e della conduzione dell'opera.

È opportuno il ricorso a posizionamento preferibilmente esterno rispetto ai piani di parcheggio, pendenze ridotte al minimo possibile, larghezza a norma ed idonei materiali di pavimentazione.

3.2. Il dimensionamento degli elementi e i particolari costruttivi

Un sovradimensionamento leggero in sede progettuale comporta anche in questo caso sensibili vantaggi per la durabilità dell'opera, pur se la struttura non è impegnata normalmente da carichi accidentali rilevanti o con sensibili effetti dinamici.

Questa osservazione vale per la struttura nel suo insieme, come anche per i suoi elementi costitutivi e per i particolari costruttivi.

La normativa per la prevenzione degli incendi e delle loro conseguenze impone l'applicazione di varie disposizioni, che vanno, come è noto, da verifiche condotte in condizioni speciali di carico e di sicurezza sull'insieme strutturale e sulle singole componenti, fino all'adozione di accorgimenti esecutivi speciali, come copriferri sensibilmente maggiorati.

Quanto sopra comporta attenzione nel progetto della struttura e dei suoi particolari, per non pagare in termini di degrado strutturale quanto si acquista come resistenza al fuoco; ad esempio incremento della durezza superficiale del conglomerato e sua impermeabilità, nonché posizionamento in superficie di armature "perse" ravvicinate e di piccola sezione.

I particolari costruttivi più importanti agli effetti del nostro ragionamento riguardano i giunti, l'impermeabilizzazione degli orizzontamenti e lo smaltimento delle acque meteoriche.

Di grandissima rilevanza per la buona conservazione dell'opera nel tempo è il posizionamento dei giunti di dilatazione.

È un argomento che in genere nella progettazione degli impalcati prefabbricati viene trascurato o sottovalutato, - poiché comporta sensibili oneri, - con conseguenze disastrose per le pavimentazioni, per i manti impermeabili ed anche per la buona tenuta della struttura stessa.

In genere gli edifici per autorimessa non sono condizionati e sono poco o niente riscaldati; molto spesso sono completamente aperti.

Va quindi rispettata la distanza canonica tra i giunti, - non più di 40-50 metri, - vanno correttamente disegnati i relativi particolari costruttivi, la cui qualità è determinante per la tenuta dei manti di copertura e per il degrado delle giunzioni nelle pavimentazioni.

Si deve condividere il giudizio negativo sulle selle Gerber, generalmente mal eseguite, agli effetti della buona riuscita nel tempo; ove possibile è opportuno il ricorso al raddoppio dei pilastri, diversamente è meglio attrezzare con idonei apparecchi di appoggio appositi capitelli realizzati sui pilastri stessi.

Enorme importanza ha la canalizzazione delle acque meteoriche: la limitazione delle raccolte e delle cadute, anche se crea problemi strutturali, comporta una semplificazione degli interventi manutentivi a vantaggio del risultato immediato e nel tempo.

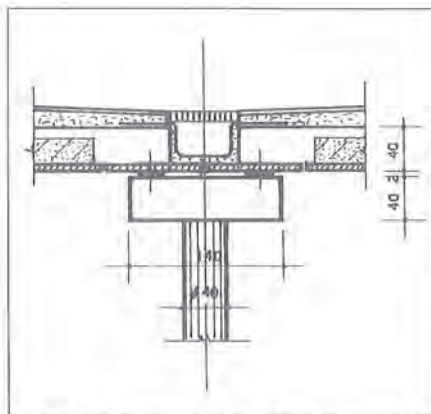


Fig. 7 - Parcheggio interrato del Centro Commerciale "Fiordaliso" - Rozzano (MI).

Particolare del canale per la raccolta acque in copertura: nell'autorimessa non ci sono pluviali.



Fig. 8 - Parcheggio interrato del Centro Commerciale "Fiordaliso" - Rozzano (MI).

Particolare del solaio in predalles: le travi contenute in spessore d'impalcato consentono ottima visibilità e facilitano l'impiantistica.

3.3. La durabilità dei materiali

Di fondamentale importanza per il contenimento delle spese di gestione è la riduzione dell'influenza del degrado, con conseguente riduzione di oneri di manutenzione.

Ovviamente il materiale su cui fermiamo particolarmente la nostra attenzione in questa sede è il calcestruzzo.

Generalmente le strutture delle autorimesse vengono lasciate a vista, ma spesso nei capitoli non vi è idonea specifica e quasi sempre i relativi oneri non sono compresi nelle stime.

Ciò perché il cemento armato, - o meglio il calcestruzzo, - è ritenuto erroneamente inalterabile nel tempo, mentre invero è soggetto a deterioramento più o meno rapido in conseguenza dell'azione di sostanze presenti nell'ambiente, di azioni fisiche o meccaniche inerenti all'esercizio o esercitate dall'ambiente, nonché di fattori intrinseci al calcestruzzo stesso.

Da qualche tempo gli addetti ai lavori parlano di "durabilità del calcestruzzo", con ciò esprimendo la capacità del materiale di mantenere inalterate le sue caratteristiche iniziali: l'argomento e la relativa normazione è tuttora oggetto di studio e dibattito in Italia e all'estero.

Qui è sufficiente ricordare che la durabilità è strettamente legata alla permeabilità: il materiale va quindi o protetto o addizionato con additivi particolari, che sortiscano l'effetto di impedire la penetrazione in profondità di sostanze chimiche aggressive attraverso pori e microfessurazioni, promuovendo quindi fenomeni come la carbonatazione, dovuta all'ingresso di anidride carbonica.

A tale scopo la tecnologia ha messo a disposizione additivi estremamente interessanti.

Gli Autori hanno utilizzato con ottimi risultati, ad esempio, un prodotto costituito da microsilicati premiscelati con particolari e specifici superfluidificanti e disperdenti, che assicurano la massima distribuzione dei fumi di silice e dei granuli di cemento nella massa di impasto. Oltre ad un sensibile miglioramento della lavorabilità, si ottiene la riduzione della porosità senza pregiudizio alcuno della resistenza.

Risultati molto soddisfacenti e maggiore economia si hanno con l'uso di semplici aereanti o impermeabilizzanti commercializzati da varie ditte.

Nota il prof. Collepari, - nella memoria presentata alle "Giornate AICAP '91" di Spoleto, - che però le prestazioni di questi additivi sono "non molto eclatanti, in virtù del fatto che l'inglobamento dell'aria, mentre garantisce la durata delle opere in servizio nei climi freddi, non migliora, anzi penalizza, la resistenza meccanica del calcestruzzo. Si calcola che per ogni punto percentuale di aria in più, si verifica una perdita meccanica a compressione di circa il 5%. Tuttavia, il calo di resistenza meccanica determinato dalla presenza dell'aria, - peraltro indispensabile per garantire la durabilità delle opere in climi freddi, - può essere abbondantemente compensato o da una riduzione dell'acqua, grazie agli additivi precedentemente menzionati, o da un aumento del dosaggio di cemento, o da entrambi i fattori: in queste condizioni è possibile garantire la resistenza ai cicli di gelo-disgelo, senza alcun sacrificio per la resistenza meccanica grazie ad una modesta riduzione (5-10%) del rapporto a/c."

Inevitabilmente l'uso di questi prodotti si riflette sul costo del calcestruzzo, incrementandolo dal 10% al 40%.

Va però notato che, rappresentando il calcestruzzo non più del 35% dell'importo delle strutture e queste non più del 30% del costo globale dell'opera, quest'ultimo non risulta maggiorato più dell'1%-2%, quando l'uso del prodotto è esteso a tutte le opere strutturali a vista: la sensibile riduzione del degrado che ne consegue giustifica senza dubbio il modesto incremento di spesa.

4. SCAVI E FONDAZIONI

Queste voci hanno minor peso sulle vicende gestionali, anche se nel caso di autorimesse interrate acquistano particolare rilevanza nel costo di impianto.

È però opportuno approfittare di questa circostanza per evidenziare un problema particolare che ha grossi risvolti tecnici e legali e che viene sempre tacitato.

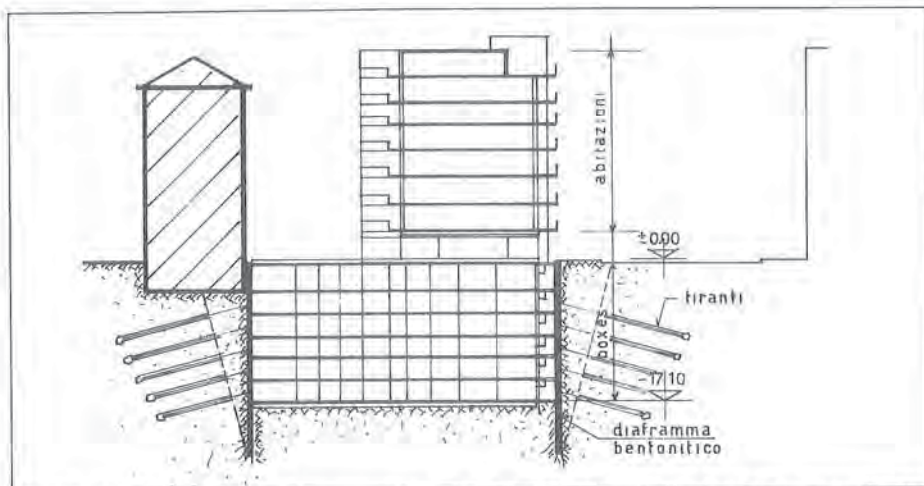


Fig.9 - Sezione tipica di autorimessa interrata multipiano sotto edificio civile in centro cittadino (Via Pergolesi - Milano).

Nel caso di impianti interrati per più piani, e quindi spinti a grande profondità sotto il livello, è sempre più usuale il ricorso all'esecuzione dello scavo dopo la formazione di diaframma bentonitico perimetrale; ciò per evidente economia e sicurezza di realizzazione.

Quando, però, i pannelli di paratia superano l'altezza libera di qualche metro è necessario, per ridurre la sezione e l'armatura, - e quindi il costo, - ma soprattutto per limitarne la deformabilità, inserire ogni circa 2,5÷3,0 m di altezza chiodature al terreno circostante, realizzate con tiranti inclinati messi in tensione.

Tali tiranti, quindi, vanno ad insistere nelle aree circostanti all'autorimessa, che solitamente sono di altro proprietario e quasi sempre sono occupate da edifici; è chiaro che viene interessato il terreno sottostante all'edificato, dato che se vi sono cantinati, la necessità dell'uso del diaframma a contenimento della terra e della relativa spinta si manifesta oltre l'intradosso del cantinato stesso.

Non si ha notizia di normativa nazionale o locale che regoli questo intervento, che evidentemente crea servitù attive/passive tra i fondi limitrofi.

È chiaro che la servitù passiva sul fondo invaso è generalmente modesta e si concretizza nell'onere della demolizione dei tiranti quando e se il proprietario stesso, avendo deciso anch'egli di abbassare la sua quota di costruzione, incontra nell'operazione i tiranti inseriti dal vicino.

Questo se, come è buona norma che avvenga, i tiranti stessi hanno una funzione temporanea limitata alla fase di scavo e quindi alla struttura conseguente viene completamente e idoneamente delegato il compito di reggere in piena autonomia la spinta del terreno, vuoi che si eserciti su tutti o solo su alcuni lati della costruzione.

Sarebbe sufficiente una norma che imponesse la denuncia di tale fatto all'atto della richiesta di concessione edilizia e che prevedesse la presentazione di una convenzione tra i vicini all'atto del ritiro della medesima concessione.

In questa norma dovrebbero essere regolamentati i rapporti tra le parti, stabilendo come atto dovuto, salvo casi particolari, l'autorizzazione all'invasione del terreno, ma istituendo un procedimento di valutazione economica per il risarcimento dell'invasione stessa e degli eventuali oneri conseguenti.

Si eviterebbe così l'esercizio della furberia o da parte di chi opera mantenendo in assoluto silenzio l'operazione con danno del vicino, o del vicino intenzionato al ricatto, che, scoperta la cosa, la denuncia nel momento che ritiene migliore per i suoi criticabili intendimenti; senza parlare di chi, invece, esercita la sua possibilità di negare ogni autorizzazione all'invasione della sua proprietà, obbligando chi opera ad accorgimenti alternativi staticamente assurdi ed economicamente molto onerosi.

Il tutto molto spesso comporta il ricorso in sede legale, con conseguenti oneri e perdite di tempo per

perizie e consulenze e la difficoltà di spiegare la questione a giudici ed avvocati, logicamente sprovveduti sull'argomento.

L'iniziativa per una tale normativa dovrebbe essere delle ditte, che eseguono fondazioni speciali e diaframmi bentonitici e sono, quindi, le responsabili dirette di queste più o meno palesi violazioni di proprietà; potrebbe, però, anche essere indice di sensibilità al problema da parte di associazioni di ingegneri o di tecnici qualificati, come ad esempio l'AICAP.

5. CONCLUSIONE

Riteniamo con queste note di aver contribuito a confermare come l'interdipendenza tra aspetto progettuale e gestionale assuma grande rilevanza in particolare per i fabbricati destinati ad autorimessa.

Inutile poi sottolineare l'attualità e l'importanza di queste infrastrutture in tema di mobilità e trasporto.

Va fatto rimarcare che i centri urbani del nostro paese sono estremamente carenti di strutture destinate al ricovero delle autovetture per tempi più o meno lunghi, mentre non si vede ancora come il trasporto pubblico possa con successo surrogare il mezzo privato.

Ciò significa che, - almeno a breve e medio termine, - la costruzione di autorimesse pubbliche e private, interrate o meno, contribuirà in modo cospicuo all'aumento del patrimonio edilizio urbano, dai centri alle periferie, sollecitando l'ingegno, la tecnica e il senso estetico dei realizzatori.

La presenza di queste opere potrà determinare significativamente l'assetto e l'aspetto delle nostre città

per un lungo periodo; è necessario quindi considerare con la massima attenzione tutti i problemi connessi con il loro impianto, ma anche con la loro gestione e la loro conservazione nel tempo, risvolti questi ultimi troppo spesso trascurati o dimenticati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] C. SOLA, E. SOLA, E. BERNASCONI: La struttura integrata nel progetto architettonico e impiantistico: il Centro Servizi di Mestre della Cassa di Risparmio di Venezia; L'evoluzione delle costruzioni in C.A. e C.A.P. - aspetti progettuali, Giornate AICAP '91.
- [2] D. Min. Int. 1° febbraio 1986; Norme di sicurezza antincendio per la costruzione e l'esercizio delle autorimesse e simili; G.U. 15/2/1986 n. 38.
- [3] UNI 9502: Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso; Norme UNI - VVF, aprile 1989.
- [4] M. COLLEPARDI, P. CIFERNI, S. SCABINI: Il contributo degli additivi al progresso tecnologico nelle costruzioni in C.A. e C.A.P.; L'evoluzione nelle costruzioni in C.A. e C.A.P. - aspetti esecutivi e gestionali, Giornate AICAP '91.

LA SILICE MICRONIZZATA NELLA PROTEZIONE DELLE NUOVE STRUTTURE
IN C.A. SOGGETTE ALL'AGGRESSIONE DELL'ANIDRIDE CARBONICA

Giuseppe ZAMBETTI
SIKA Italia S.p.A. - Milano

LA SILICE MICRONIZZATA NELLA PROTEZIONE DELLE NUOVE STRUTTURE IN C.A. SOGGETTE ALL'AGGRESSIONE DELL' ANIDRIDE CARBONICA

Giuseppe Zambetti

Sika Italia S.p.A.

20123 - Milano

SOMMARIO

Questa memoria intende fornire utili informazioni circa le modificazioni apportate agli impasti cementizi con l'aggiunta di silice micronizzata, che inducono ad individuare nell'impiego di questo reattivo una interessante strada per contenere nel tempo il degrado del c.a. per carbonatazione, in particolare nel caso di strutture sottili, caratterizzate da un elevato rapporto superficiale.

SUMMARY

This summary is to supply useful information on the modifications brought to the cement mix with the addition of silica fume, which brings to single out, in the employment of this reactive, an interesting way to contain, in low terms, the degrade of the concrete due to carbonation, in particular in the case of thin structures, characterized by a high superficial relation.

1. CAPITOLO PRIMO

1.1 - Introduzione

1.1.1 - Gli spettacolari esempi di degrado delle strutture in calcestruzzo ed in c.a. a tutti purtroppo noti e visibili, sono il risultato della scarsa attitudine alla progettazione e manutenzione preventiva tipica del nostro paese.

Questo aspetto è particolarmente evidente sia per le grandi opere pubbliche, che in ogni aspetto della costruzione edilizia, coinvolgendoci quotidianamente direttamente od indirettamente con le lunghe code automobilistiche sulle strade ed autostrade, con il costo fiscale per il finanziamento degli interventi di recupero delle grandi strutture, con le spese condominiali di ristrutturazione delle facciate dei fabbricati civili (Foto 1).

1.1.2 - In altri termini, non è ancora entrata a far parte del bagaglio culturale del nostro mondo il concetto di durabilità di una struttura o di un'opera, in relazione alla prevedibile durata della vita della struttura e dell'opera stessa.

E' pertanto indispensabile che il tecnico preveda, tra gli input di progetto, la caratteristica/prestazione della durabilità usufruendo della necessaria collaborazione del tecnologo dei materiali, in quanto ben il 70% delle cause di degrado è imputabile alle caratteristiche del materiale calcestruzzo, particolarmente ad una sua inadeguatezza o all'errato proporzionamento dei suoi costituenti.

1.1.3 - Esistono diversi agenti aggressivi naturali, con diverso grado di pericolosità a seconda che esplichino la propria azione

nell'aria, nel terreno o nell'acqua ma la causa di aggressione oggi piu' evidente e diffusa, in relazione all'industrializzazione del territorio sempre più spinta, è la CARBONATAZIONE (foto 2).

La reazione si manifesta in modo evidente sia nei confronti delle opere in calcestruzzo che in c.a. e consiste nell'attacco da parte dell'anidride carbonica (CO_2), verso l'idrato di calcio $Ca(OH)_2$.

1.2 - La carbonatazione

1.2.1 - L'anidride carbonica CO_2 è un elemento sempre presente nell'aria, in concentrazioni normalmente [1] variabili tra lo 0,023 e lo 0,050 %, ma l'accentuato fenomeno di urbanizzazione ed industrializzazione di ampie aree, ha determinato l'aumento di questo gas sino allo 0,092 - 0,200%.

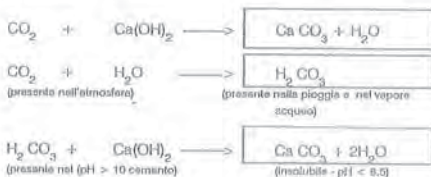


Foto 1 - Struttura in c.a. degradata



Foto 2 - Disgregazione del cls, armato per carbonatazione

Il fenomeno chimico è determinato dalla combinazione del Ca(OH)_2 proveniente dall'idratazione della pasta di cemento, con la CO_2 e conseguente formazione di calcare e di acqua, secondo lo schema



1.2 - Il calcare, insolubile in acqua, si deposita nei pori della pasta cementizia, mentre l'acqua liberata sciolge nuovamente parte dell'idrato di calcio della pasta di cemento e conseguentemente continua la reazione con l'acido carbonico.

A seguito di ciò si determinano due tipi di azioni aggressive:

* aumento del fenomeno fessurativo della pasta [2] cementizia, dovuto alla sommatoria tra la deformazione da ritiro idraulico e quella derivata dalla contrazione volumetrica dell'idrossido di calcio Ca(OH)_2 tradotto in carbonato di calcio CaCO_3 ;

* riduzione del pH della soluzione permeante i pori capillari fino ad un valore di 8,5 circa, dovuta alla formazione di calcare CaCO_3 e di bicarbonati alcalini;

a questo valore del pH il ferro delle armature del c.a. non è più ossidato ed in presenza di umidità viene ossidato e corroso dall'ossigeno dell'aria (Foto 3)

1.2.3 - L'umidità dell'aria è inoltre essenziale, in quanto la reazione tra la CO_2 ed il Ca(OH)_2 non può aver luogo se il calcestruzzo non è umido e d'altra parte, quando i pori della pasta cementizia sono saturi, la CO_2 stessa non può penetrare attraverso queste vie preferenziali.

Se ne deduca pertanto che la condizione di maggiore rischio si determina nella condizione di umidità media, cioè u.r. dell'aria del 50% circa. Risulta un inoltre evidente collegamento tra la qualità della pasta di cemento e la velocità del fenomeno della CARBONATAZIONE che nella condizione di u.r. ottimale, è accentuato e velocizzato in presenza di paste cementizie molto porose e se la struttura è stata mal progettata e realizzata.



Foto 3 - Ossidazione e corrosione di armatura in ferro non passivata

1.2.4 - In particolare si devono prescrivere:

- cemento a basso contenuto di clinker e quindi con limitata produzione di Ca(OH)_2 , il cui contenuto in un cemento pfl può arrivare sino al 25% del peso del legante (circa 75 Kg di idrossido di calcio per un calcestruzzo dosato a 300 Kg di cemento pfl per mc);
- rapporto a/c < 0,45;
- tenore di cemento sufficiente;
- elevata classe di fluidità (S4);
- copriferro sufficientemente spesso e compatto.

1.3 - La prevenzione della carbonatazione

1.3.1 - Due sono le strade che principalmente si offrono al ricercatore ed al prescrittore per garantire una sufficiente durabilità della struttura nei confronti della carbonatazione:

- la protezione delle superfici di calcestruzzo con specifici trattamenti pellicolari;
- la verifica dell'effetto di opportuni aggiuntivi che determinino la modificazione positiva delle caratteristiche chimiche del legante e della permeabilità ai gas della pasta cementizia.

1.3.2 - Nel primo caso l'improvvisazione e l'ignoranza del fenomeno di trasmigrazione dei liquidi e dei gas ha determinato una serie di errori di concetto per quanto attiene la scelta del trattamento idoneo. Infatti per anni non si è sufficientemente tenuto in debito conto il fatto che il supporto calcestruzzo è per sua natura poroso, intersecato da un sistema di capillari capillari, attraverso i quali l'umidità, sottoforma di vapore acqueo, trasmigra determinando alle spalle di un trattamento pellicolare eccessivamente impermeabile nei confronti di questo elemento, uno stato tensionale (tensione vapore) quasi sempre superiore alla modesta resistenza a trazione del conglomerato cementizio, con conseguente sbollatura e distacco della vernice indurita.

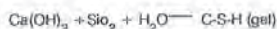
1.3.3 - Dopo le negative esperienze con le vernici epossidiche si

sono apprezzati quei trattamenti superficiali cosiddetti "a griglia molecolare", caratterizzati cioè da una modesta resistenza alla diffusione del vapore acqueo (molecola più piccola) e nel contempo da una modestissima permeabilità nei confronti dell'anidride carbonica (molecola più grossolana).

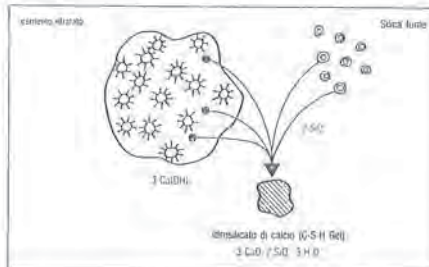
1.3.3 - In particolare tra queste vernici protettive ricordiamo quelle a base di metacrilato o di derivati dell'etilene (Tab. 1). Rispetto al calcestruzzo si può evidenziare che mentre per una resina epossidica, a fronte di un elevato e negativo aumento della resistenza alla diffusione del vapore acqueo (fattore 40), corrisponde un discreto miglioramento della resistenza alla diffusione della CO_2 (fattore 50), per i metacrilati e gli etilenici i due fattori di aumento sono rispettivamente di 3 - 7 e di 155 - 277. Molto interessante è la qualità della malta cementizia modificata con resine acriliche, che con uno spessore di 0,2 cm garantisce una protezione nei confronti della CO_2 paragonabile a quella ottenibile con uno strato di circa 20 cm di calcestruzzo.

1.3.4 - Proprio quest'ultimo interessante risultato ha confortato il tecnico nella ricerca di efficaci aggiuntivi al calcestruzzo, capaci di modificarne in modo sostanziale il comportamento nei confronti della carbonatazione.

Ci si è orientati pertanto sulla sperimentazione di prodotti che modificassero sia la struttura cristallina della pasta, che la sua porosità. Particolare attenzione si è posta sugli aggiuntivi aventi caratteristiche idrauliche e pozzolaniche, in relazione alla nota capacità della silice di fissare l'idrato di calcio (Dis. 1) $Ca(OH)_2$, detto anche calce libera, sotto forma di idrosilicato dello stesso sale, secondo la reazione:



1.3.5 - In particolare quest'ultimo prodotto, che nasce dal moderno processo di riduzione della quarzite in forni di tipo elettrico e con genesi molto simile a [7] quella accreditata per le pozzolane



Dis. 1 - Reazione tra il diossido di silice reattiva (SiO_2) e l'idrossido di calcio ($Ca(OH)_2$)

naturali, di origine vulcanica, si dimostra particolarmente attivo, sia per l'alto tenore di silice SiO_2 (>75%), che per l'estrema finezza (circa 20 mq/gr) che lo rende particolarmente efficace (Tab. 2).

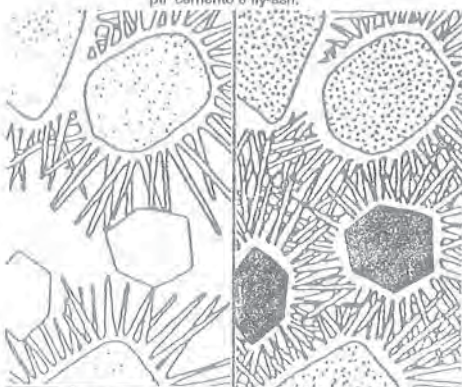
Ricordiamo solo che con un'aggiunta del 10% [5] di silice microzizzata sul peso del cemento, circa 100.000 particelle di tale prodotto avvolgono ogni granulo di legante, assicurando una uniforme e rapida reazione pozzolanica ed un benefico effetto filler con il riempimento degli interspazi tra i cristalli lamellari di idrosilicati di calcio (Dis. 2 e 3).

PRODOTTO	Spessore Rivestimento in cm	Resistenza diffusione del vapore acqueo in m d'aria equiv.	Resistenza diffusione della CO_2 in m d'aria equivalenti
CALCESTRUZZO	1	0,30	3,6
CALCESTRUZZO + TRATTAM. SILICONI	1	0,30	2,7
MALTA CEMENTIZIA MODIFICATA CON DISP. ACRILICA IN ACQUA	0,2	0,60	70,0
PITTURA CON SILICATI NATURALI	0,06	0,04	8,0
VERNICE EPOSSIDICA	0,06	12,00	180,0
VERNICE AL CLOROCAUCCIU'	0,06	15,00	5200,0
VERNICE AL METALCRILATO	0,06	2,10	560,0
VERNICE DI ETILENE	0,06	1,00	2080,0

Tab. 1 - RESISTENZA ALLA DIFFUSIONE DI VAPORE ACQUEO E CO_2 DI DIVERSI RIVESTIMENTI, ESPRESSA IN METRI D'ARIA EQUIVALENTI

Caratteristica	Unità di misura	C.S.F.	PTL	Fly-ash
peso specif. relativo	kg/dm ³	2.2	3.15	2.4
peso di volume	kg/dm ³	0.2	1.40	1.0
superf. specifica	m ² /g	15-30	0,25-0,5	0,3-0,6

Tab. 2 - Caratteristiche fisiche tipiche di silice micronizzata, pfl cemento o fly-ash.



Dis. 3 - a destra: pasta di cemento senza microsilica; a sinistra: pasta di cemento con microsilica (riduzione della microporosità).

1.3.6 - L'aggiunta di questo migliorativo evidenzia sia nella sperimentazione che nella pratica, peculiari modifiche delle caratteristiche prestazionali della pasta cementizia indurita (grafici 1-2-3-4). In particolare si riscontra una forte diminuzione della sua macro e microporosità e quindi la riduzione della sua permeabilità, non solo nei confronti dell'acqua ma anche del gas.

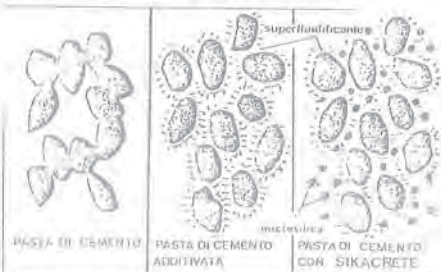


Fig. 2 - Effetto filler della silice micronizzata nella pasta di cemento.

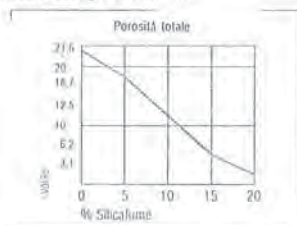
2. CAPITOLO SECONDO

2.1 - Studio della microstruttura di due calcestruzzi con o con microsilica modificata con additivi riduttori di acqua (6)

2.1.1 - Campioni analizzati

Due dischi di calcestruzzo (diametro = 16 cm; spessore = 6 cm), referenziati come di seguito:

- sigla T: calcestruzzo testimone prodotto con un cemento PI 425, dosato a 350 Kg di legante per mc;
 - sigla FS: calcestruzzo contenente microsilica modificata.
- I due calcestruzzi sono stati confezionati con fluidità e lavorabilità uguali, stesso dosaggio di cemento.



Graf. 1 - Correlazione tra contenuto di silice fume nella pasta di cemento e la sua porosità

2.1.2 - Tecnica di analisi

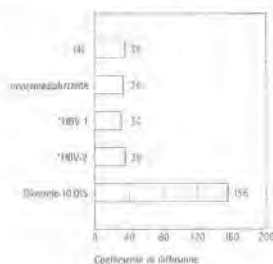
- Esame delle superfici di frattura al microscopio elettronico (MEB), dotato di uno spettrometro X a dispersione di energia.
- Porosimetro al mercurio.

Tecnologia dei Silicafume

PC 300, 0 - 32 mm

A = 45,0 +/- 1,0 cm

Coefficiente di diffusione del vapore acqueo



Graf. 2 - Coefficiente di diffusione del vapore acqueo di cls. senza additivi, con impermeabilizzante di massa, con due tipi di superfluidificanti e con silice fume

2.1.3 - Calcestruzzo Testimone (T) - Risultati

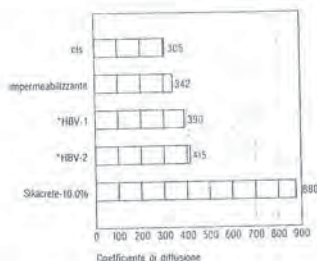
Questo calcestruzzo ha numerose bolle di aria inglobate, visibili ad occhio nudo. La pasta di cemento ha una microporosità relativamente elevata, normale per questo tipo di prodotto. Questa microporosità è determinata dalla strutturazione delle paste di cemento PI durante l'idratazione e corrisponde ai lineari spazi non riempiti dagli ioni ed ai distri (locali di compattezza degli idrati atesi (porosità capillare).

Tecnologia dei Silicafume

PC 300: 0 - 32 mm

A = 45,0 +/- 1,0 cm

Coefficiente di diffusione dell'anidride carbonica



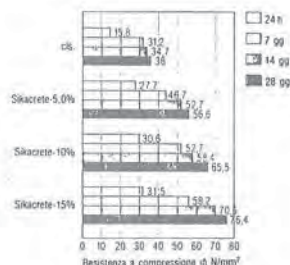
Graf. 3 - Coefficiente di diffusione dell'anidride carbonica di cls. senza additivi, con impermeabilizzanti di massa, con due tipi di superfluidificanti e con silice fume.

Tecnologia dei Silicafume

PC 300: 0 - 32 mm

A = 49,0 +/- 2,0 cm

Sviluppo delle resistenze a compressione in provini cubici



Graf. 4 - Sviluppo della resistenza a compressione del calcestruzzo senza e con dosaggi variabili di silice fume modificato

La pasta di cemento è costituita dai normali idrati:

- silicati di calcio idrati, C-S-H, d'aspetto più o meno fibroso caratteristico (Foto 4), che formano degli assemblaggi microporosi di fini cristalli involuppati;
- idrossidi di calcio, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, in grossi cristalli massivi molto sfaldati (Foto 5);
- ettringite primaria non espansiva in fini aghi depositati negli spazi vuoti. Le interfacce pasta di cemento-inerti mostrano degli scollamenti e costituiscono localmente delle zone di minore coesione (Foto 6).

La rottura durante il prelievo dei campioni è molto spesso intergranulare: il piano di rottura, in questo caso, contorna l'aggregato.

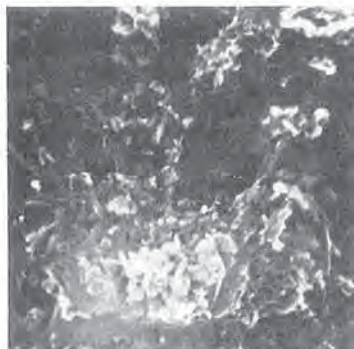


Foto 4 - Agglomerato di fini cristalli fibrosi di C-S-H (1)

2.1.4 Calcestruzzo con microsilica modificata (FS) - Risultati

Questo calcestruzzo mostra egualmente numerose bolle di aria inglobate, di diametro medio più piccolo che nel calcestruzzo testimone (T).



Foto 5 - Cristallo massivo di $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (1) attoniato dal C-S-H(2)



Foto 6 - Contatto tra la pasta di cemento (1) ed un granulato (2) - Rottura intergranulare - Calcestruzzo testimone

L'esame al MEB evidenzia che il diametro è inferiore a 3 microns. La pasta di cemento ha un aspetto più compatto di quella del calcestruzzo testimone..

La struttura compatta della pasta di cemento si traduce in una frattura più sovente "transgranulare": in questo caso il piano di frattura attraversa l'aggregato (Foto 7 e 8).

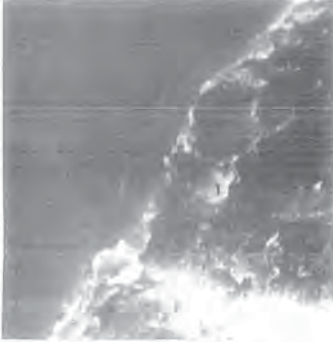


Foto 7 - Contatto fra la pasta di cemento (1) ed un granulato (2) - Ottima aderenza - Rottura transgranulare - Calcestruzzo con microsilica modificata



Foto 8 - Rottura intergranulare, provino a sinistra testimone - Rottura transgranulare, provino a destra con microsilica modificata

Questo comportamento è in relazione con la struttura molto particolare del C-S-H formato in presenza dei microsiliicati, che costituiscono degli assemblaggi molto densi, aventi una limitata porosità.

I pori hanno una distribuzione ed un interspazio differenti rispetto a quelli del calcestruzzo testimone: essi derivano da non riempimento dei piccoli spazi intergranulari o dalla presenza di microbolle d'aria inglobate.

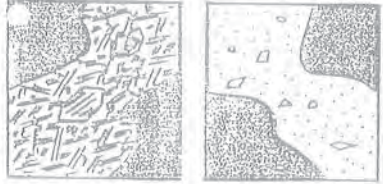
Sono meno numerosi ma di estensione granulometrica più ampia e debolmente interconnessi.

Appaiono sotto forma di "buchi" isolati nella massa compatta di C-S-H.

Il dis. 4 schematizza la differenza delle strutture porose dei due calcestruzzi.

La pasta di cemento del calcestruzzo (FS) evidenzia ancora dell'idrossido di calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

Quest'ultimo, parzialmente trasformato dai fumi di silice reattivi in C-S-H, è in piccoli cristalli meno frequenti che nel calcestruzzo testimone (Foto 9)



Dis. 4 - Schematizzazione della struttura porosa di: a sinistra, dis. testimone, porosità diffusa interconnessa; a destra, dis. con microsilica modificata, pori isolati nella pasta di cemento compatta

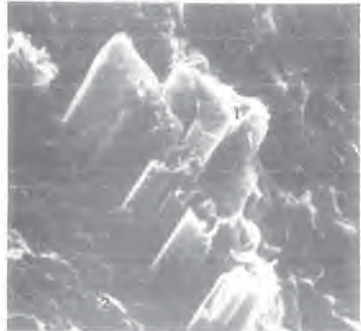


Foto 9 - Calcestruzzo con microsilica modificata - Piccoli cristalli di $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (1) nella pasta di cemento compatta (2)

I fumi di silice propriamente detti, sono raramente visibili a seguito della loro elevatissima superficie specifica, della loro ottima integrazione con gli idrati. Solo qualche grano più grosso è osservato localmente (Foto 10).

2.1.5 -Porosimetro al mercurio

Prima dell'introduzione del mercurio sotto pressione, l'acqua libera è stata estratta dai campioni con trattamento sotto vuoto per 24 ore, essendo stato condensato il vapore acqueo su pareti fredde a -40°C .

Sono stati effettuati due prelievi per ciascuno dei campioni di calcestruzzo. Ogni prelievo ha dato luogo ad una misurazione. I prelievi del calcestruzzo testimone sono siglati T1 e T2 e quelli con microsilica modificata sono siglati FS1 e FS2. L'ampiezza dei diametri dei pori misurati va da 37 Angstroms a 10 Angstroms (da 3,7 a 10 nm). I risultati complessivi sono riassunti nella tabella qui di seguito. La tabella 3 dimostra che la porosità del calcestruzzo (FS) è ridotta di circa il 45-50% rispetto al calcestruzzo testimone. E' da evidenziare che le dimensioni dei pori sono distribuite in modo molto differente nei due calcestruzzi, come mostra il grafico 5 relativo al calcestruzzo (FS), comparato al grafico 6 relativo al calcestruzzo testimone.

Sigla	N°prova	Porosità mmc/g	Porosità vol. %	Massa vol. apparente	Super. spec. mq/g
T 1	P01	37,6	12,6	2,24	6,0
T 2	P03	37,9	11,9	2,28	4,5
FS 1	P02	24,9	5,7	2,31	2,5
FS 2	P04	27,6	6,5	2,36	2,5

Tab. 3) - Misura della porosità con porosimetro al mercurio.

La porosità del calcestruzzo (FS) appare costituita da pori di piccola dimensione ampiamente più distribuiti rispetto a quelli del testimone.

Così i pori da 10^3 a 10^5 Angstroms rappresentano il 45% nel calcestruzzo (FS) contro il 28% del testimone.

Queste osservazioni sono confermate dall'esame al microscopio elettronico.

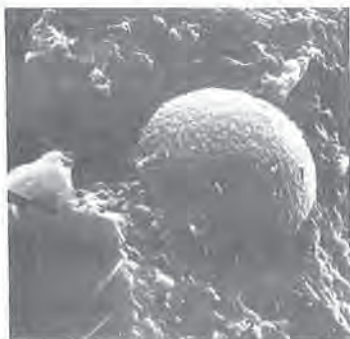


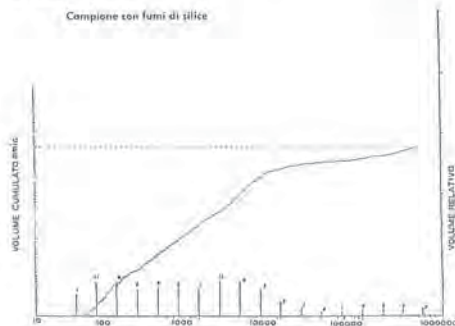
Foto 10 - Grosso grano sferico di microsilica (1) isolato nella pasta di cemento compatta (2)

2.1.6 - CONCLUSIONI

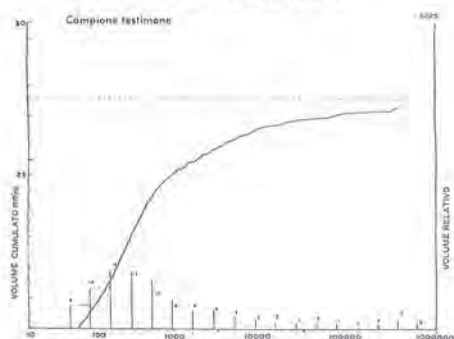
L'aggiunta di fumi di silice (modificati) ha come effetto di accrescere la compattezza della pasta di cemento idratata e si traduce in una distribuzione dei pori differente da quella osservata nel calcestruzzo di solo portland: più diffusi ed interconnessi nel calcestruzzo di portland, essi diventano discontinui nel legante indurito del calcestruzzo contenente fumi di silice. La formazione di C-S-H più denso, in presenza di fumi di silice, migliora il legame pasta di cemento indurito-inerte e può anche costituire un fattore favorevole alla riduzione della permeabilità del calcestruzzo, sia nei confronti dell'acqua che del gas [4].

Considerando infatti il sistema dei pori, rileviamo che lo stesso può considerarsi suddiviso tra capillari e microcapillari (Graf. 7) I primi sono determinati dall'evaporazione dell'acqua d'impasto in eccesso, non fissata, e quindi il loro volume può essere ridotto abbassando la quantità totale dell'acqua utilizzata; i secondi sono determinati dal volume degli interspazi tra le lamelle dei cristalli di idrossidati del gel di cemento ed il loro volume è caratteristico per una data pasta cementizia o grado di maturazione.

2.1.7 - T.G. Power [8] ha evidenziato che la porosità intrinseca del gel di cemento Portland (microporosità) è uguale al 28% e che per saturare tale porosità necessitano 19 lt di acqua (acqua fissata fisicamente).



Graf. 5 - Distribuzione granulometrica dei pori della pasta di cemento con microsilica modificata.



Graf. 6 - Distribuzione granulometrica dei pori della pasta di cemento del testimone



Graf. 7 - Ampiezza della porosità del calcestruzzo e meccanismi di trasporto dei liquidi.

In altre parole, possiamo considerarlo, per esempio [3] con un rapporto a/c = 0,60, che il volume di acqua fissata e libera per ql. di cemento sia:

Il 23 = acqua fissata chimicamente (non eliminabile)

Il 19 = acqua fissata fisicamente

Il 18 = acqua evaporabile.

2.1.8 - Il bilancio dei vuoti (microporosità + capillarità) sarà determinato conseguentemente della variazione degli spazi interlamellari del gel di cemento e dell'acqua libera.

Per un rapporto a/c = 0,60 avremo pertanto:

Acqua fissata fisicamente = 19 lt - vol. micropori = 28 %

Acqua libera = 18 lt - vol. capillari = 18 %

Acqua eliminabile totale = 37 lt - vol. tot. pori = 46 %

Riducendo a/c = 0,45, il bilancio è:

acqua fissata chimicamente = 23 lt

acqua fissata fisicamente = 19 lt

acqua libera = 3 lt

ed il relativo bilancio dei vuoti sarà quindi:

Acqua fissata fisicamente = 19 lt - vol. micropori = 28 %

Acqua libera = 3 lt - vol. capillari = 3 %

Acqua eliminabile totale = 22 lt - vol. tot. pori = 31 %

Possiamo rilevare che la riduzione di a/c del 25%, determina un minor volume di acqua libera (capillare) dell'85% mentre, restando identico il volume dell'acqua fissata fisicamente, il volume totale dei pori si riduce del 31%.

La riduzione del volume dei micropori del gel di cemento è infatti ottenibile esclusivamente modificando la struttura cristallina e quindi il numero e dimensione dei cristalli di idrosilicati (azione pozzolanica).

Questo miglioramento si può ottenere con l'aggiunta di Silicafurme modificati, in quanto l'abbinamento delle azioni favorevoli di microsilica e riduttori di acqua eliminerà, nei confronti di un dato calcestruzzo non additivato testimone, a parità di consistenza:

- riduzione del rapporto a/c del 25% (effetto del componente superfluidificante);

- aumento del numero di cristalli di idrosilicati (effetto della reazione della SiO_2 del Silicafurme e nei confronti dell'idrato di calcio).

2.1.9 - Possiamo quindi considerare (valori per 100 kg di cemento):

- pasta di cemento normale a/c = 0,60

volume totale pori = 46 %

- pasta di cemento con superfluidificante a/c = 0,45

volume totale pori = 31 %

- pasta di cemento con Silicafurme modificato - a/c = 0,45

volume totale pori = 23 %

Avremo pertanto le seguenti riduzioni della porosità della pasta di cemento, rispetto al testimone:

con il superfluidificante, 32% (solo capillare);

con il silicafurme modificato, 50% (capillare + microcapillare).

Notiamo ancora che, entrambe con a/c = 0,45, la pasta di cemento modificata con prodotto a base di silicafurme ha una capillarità totale ridotta del 26% rispetto a quella della pasta con solo superfluidificante.

2.2 - STUDIO SULLA CARBONATAZIONE ACCELERATA DEL CALCESTRUZZO [6]

2.2.1 - Queste prove sono state effettuate con lo scopo di determinare la velocità di carbonatazione di calcestruzzi contenenti degli additivi a base di fumi di silice - a/o superfluidificante riduttore d'acqua - nonché di un prodotto a base di microsilica e spaisfici additivi.

Sei serie di provini 7x7x28 cm, con calcestruzzi testimone normali e con calcestruzzi additivati di eguale composizione, sono stati confezionati nel laboratorio della Società SIKKA.

1 - Calcestruzzo normale testimone dosato a 350 Kg di cemento P/II 425 per mc.

2 - Calcestruzzo normale testimone dosato a 400 Kg dello stesso cemento per mc.

3 - Calcestruzzo dosato a 350 Kg di cemento per mc, con il 10% di microsilica.

4 - Calcestruzzo dosato a 350 Kg di cemento per mc, con il 2,5% di superfluidificanti.

5 - Calcestruzzo dosato a 350 Kg di cemento per mc, con l'8,5% di microsilica modificata.

6 - Calcestruzzo dosato a 350 Kg di cemento per mc, con il 7,5% di microsilica + 2,5% di superfluidificante.

2.2.2 - Tutti i calcestruzzi sono stati confezionati con un tenore di acqua tale da ottenere una consistenza uguale a quella del calcestruzzo testimone (tempo di colatura al consistometro = 8,5 ± 1,5 secondi).

Alla scadenza di 28 giorni i provini sono stati introdotti in un locale di trattamento carbonico accelerato regolato a 20 ± 1°C con il 50 ± 5% di umidità relativa e con il 70 ± 5% di CO_2 in volume.

Dopo 18 giorni ed 1, 2, 3, 4, 5 mesi di conservazione in questo locale, i provini sono stati tolti a rotoli per taglio sotto pressa.

La determinazione della profondità di carbonatazione è stata effettuata per polverizzazione, sulle facce dei provini spezzati, di una soluzione idro-alcolica di fenofaleina.

Le progressioni della profondità di carbonatazione e le resistenze meccaniche delle serie di campioni di calcestruzzo sono riportate nelle tabelle n. 4 e n. 5.

2.2.3 - INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Al titolo comparativo, per ottenere la corrispondenza tra l'assorbimento per 6 mesi nell'ambiente carbonico e la durata effettiva nel caso di conservazione nell'ambiente naturale, possiamo applicare la formula di Kishitani sul calcestruzzo testimone dosato a 350 Kg di p/II 425 per mc.

Con un rapporto acqua/cemento = 0,53 (-0,60), la formula di Kishitani sul calcestruzzo è:

$$t(\text{anni}) = \frac{7,2}{R(4,5 \text{ a/c} - 1,76)} x^2 (\text{cm}) \text{ dove}$$

R è un valore caratteristico variabile tra 0,2 e 6,4

Per un normale calcestruzzo di cemento Portland R = 1 (1)

x è la profondità di carbonatazione espressa in cm.

Quindi: $t(\text{anni}) = 10,82 x^2 (\text{cm})$

Il calcestruzzo testimone ha avuto una profondità di carbonatazione di 1,4 cm dopo 6 mesi di conservazione nell'ambiente, corrisponde ad una reale durata di conservazione in natura:

$$t \text{ (anni)} = 10,62 \cdot 1,4^2 = 20 \text{ anni}$$

2.2.4 - CONCLUSIONI

Si può stimare che al termine di 20 anni di conservazione nell'ambiente naturale, la profondità di carbonatazione sarà di:

- 1,4 cm per un normale calcestruzzo dosato a 350 Kg di cemento P11 per mc (R'bk 400 kg/cm²);
- 0,95 cm per un calcestruzzo dosato a 400 Kg di cemento P11 per mc (R'bk 450 kg/cm²);
- 0,55 cm per un calcestruzzo additivato con superfluidificante (R'bk > 500 kg/cm²);
- 0,3 cm per un calcestruzzo addizionato con microsilica modificata (R'bk > 500 kg/cm²).

In seguito alla riduzione dell'acqua un superfluidificante permette di ridurre di 3 volte la penetrazione della carbonatazione ed un aggiunta di microsilica modificata la riduce di 5 volte, in quanto abbina anche l'effetto pozzolanico e la riduzione della microporosità della pasta cementizia.

Profondità di carbonatazione e resistenze meccaniche di cls. conservati a 20°C, 50% U.R., 70% CO₂. Conservazione in ambiente umido da trattamento protettivo. 25 ripetizioni. Media ponderata.

Classe di resistenza

Classe	Composizione	Profondità di carbonatazione (cm)							Avviso	Rete	Mq/m ²	Costo
		3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m				
20/25	Cls. normale a 350 kg/m ³	2	3,2	5,5	7	9,6	12	7,2			57,3	
20/25	Cls. normale a 400 kg/m ³	0	1	2,5	3,5	5,5	7,5	7,5			61,8	
20/25	Cls. a 350 kg/m ³ + 10% Superfluid.	0,5	0,5	0	1,7	1,9	2,9	3,4			70,1	
20/25	Cls. a 350 kg/m ³ + 2% Silicium	0	0,5	2	2,5	4,5	5,5	6,2			67,1	
20/25	Cls. a 350 kg/m ³ + 10% Silicium HD	0	1	0,5	1,5	2	3	3,6			64,5	
20/25	Cls. a 350 kg/m ³ + 2% Silicium + 2% Silicium	0	0,5	1	1	2	3	3,4			69,7	

Tabella n. 4 - Profondità di carbonatazione e resistenze meccaniche di cls. conservati a 20°C, 50% U.R., 70% CO₂

Profondità di carbonatazione e resistenze meccaniche di cls. conservati in natura

Composizione	Resistenza a compressione (kg/cm ²)				
	3 mesi	6 mesi	12 mesi	18 mesi	24 mesi
Cls. normale a 350 kg/m ³	10	10	10	10	10
Cls. normale a 400 kg/m ³	10	10	10	10	10
Cls. a 350 kg/m ³ + 10% Superfluid.	10	10	10	10	10
Cls. a 350 kg/m ³ + 2% Silicium	10	10	10	10	10
Cls. a 350 kg/m ³ + 10% Silicium HD	10	10	10	10	10
Cls. a 350 kg/m ³ + 2% Silicium + 2% Silicium	10	10	10	10	10

Tab. n. 5 - Profondità di carbonatazione dei calcestruzzi conservati in natura

3. CAPITOLO TERZO

3.1 - Il ricercatore ha svolto quindi aggregamento il proprio compito, evidenziando i miglioramenti determinati dalla tecnologia del silice-fume (o silice micronizzata, o microsilica), sulla durabilità del calcestruzzo e delle opere in cemento armato [9]. Ora è il tecnico, in particolare il progettista, che deve prendere conoscenza di quanto proposto, valutarne gli effetti in termini di costo/prestazioni e fornire all'utilizzatore le opportune prescrizioni d'impiego (Tab. 6).

In particolare ci si deve rendere conto che il calcestruzzo modificato con silice-fume non può essere considerato un normale prodotto e quindi non lo si può valutare con il metro economico e prestazionale di un calcestruzzo normale.

Il termine di paragone deve infatti essere la possibile alternativa a questa soluzione cioè il trattamento protettivo superficiale o la maggiore frequenza di intervento manutentivo.

3.2 - Se analizziamo il costo del cls. modificato, considerando la struttura pannello di facciata portante, spessore 15 cm, avremo:

3.2.1 con cls. standard	con cls. modificato
L. 12.000 per mq	L. 18.000 per mq (+ L. 6.000 per mq)

3.2.2 Costo aggiuntivo di un trattamento protettivo pellicolare, con esclusione del ponteggio.

vernice acrilica	
2 mani (Kg 0,500 per mq)	L. 6.500 per mq
mano d'opera	L. 3.500 per mq

Costo totale L. 10.000 per mq

3.2.3 - Il costo di un pannello realizzato con cls. standard e con trattamento pellicolare con specifica vernice protettiva acrilica (elevata resistenza alla penetrazione della CO₂ e permeabilità nei confronti del vapore d'acqua), sarà quindi di:

L. 22.000 per mq di pannello
Il costo è superiore del 22 % rispetto a quello del pannello realizzato in cls. modificato, anche non tenendo in considerazione l'onere del ponteggio, molto variabile in relazione alle dimensioni dell'opera ed all'organizzazione del cantiere.

3.3 - D'altra parte, la mancata previsione della preventiva protezione del calcestruzzo nei confronti della carbonatazione, può portare ad elevati costi di interventi di riparazione o protezione a posteriori, già ben valutati nel caso delle grandi strutture stradali ed autostradali (ponti, viadotti, gallerie).

3.3.1 - Si consideri che, per il calcestruzzo standard (R'bk 350 kg/cm²), la profondità della zona carbonatata sia di 1.5 cm dopo 10 anni di vita e quindi in tale periodo si debba provvedere al primo intervento di riparazione e manutenzione. Assumiamo, come esempio, un lavoro su di una facciata in pannelli prefabbricati, spessore 15 cm, di 3000 mq di superficie, con le seguenti voci di costo:

PARAMETRI CHIMICO-FISICI OTTIMALI DELL'AGGIUNTIVO A BASE DI SILICA-FUME			NOTE ESPLICATIVE PER LA SCELTA
SiO ₂	>	83 %	1 - Valori più alti di K ₂ O + Na ₂ O possono aumentare la reattività del legante nei confronti degli aggregati attivi (reazione alcali-aggregati) 2 - Valori più alti di K ₂ O + Na ₂ O determinano la riduzione della reazione a compressione 3 - Il carbon-black adsorbito i superfluidificanti ed aeranti, Più carbon-black = meno fluidificazione e minor inglobamento di aria (minor durabilità nei confronti dei cicli di gelo/sgelo). 4 - Più è alto il valore di L.O.I. (ed 500° C) maggiore è il contenuto di sostanze incombuste nel prodotto. 5 - L'impiego di prodotti densificanti consente la riduzione dei costi di trasporto (40 mc x 0,8 kg/lit = kg 24.000 per camion; 40 mc x 0,2 kg/lit = kg 8.000 per camion). Semplicità lo stoccaggio in silos e l'estrazione con coker 6 - Densificazione: può essere pneumatica (sotto vuoto) o meccanica (a staz.). Con il primo metodo si ha una più rapida dispersione della Silicafume nell'impasto di cls. ed una maggiore superficie specifica del reagente. Di conseguenza tempi di miscelazione più brevi, minor bleeding, attività pozzolonica più efficace.
K ₂ O	<	1,5 %	
Na ₂ O	<	1,0 %	
C	<	0,2 %	
Cl	<	0,2 %	
SiO ₂	<	2,0 %	
SiO ₂	<	1,0 %	
L.O.I. (Loss of Ignition)	<	2,5 %	
Densità apparente		0,5-0,7 kg/lit	
Densificazione - Pneumatica			

Tab. 6 - Parametri orientativi alla scelta dell'aggiuntivo a base di silica fume e note esplicative

• ponteggio	L. 20.000 mq
• sabbatura, idrosabbatura	L. 10.000 mq
• ricostruzione dello strato corticale coprifero, per mezzo di specifica malta litotropica, fibrorinforzata, modificata con silicafume, applicata meccanicamente, previo trattamento dei ferri di armatura con passivante -inibitori di corrosione, legato a cemento, spessore 1,5 cm	L. 35.000 mq
• fornitura e messa in opera di vernice acrilica protettiva nei confronti della carbonatazione, in ragione di kg 0.500 di prodotto per mq	L. 10.000 mq
• • costo totale dell'intervento	L. 75.000 mq

3.3.2 - In relazione alle caratteristiche del trattamento avrà una prevedibile durata di vita di 20 anni, al termine dei quali la proprietà del fabbricato si vedrà costretta ad un secondo intervento, avente le stesse metodologie di intervento e costi del precedente. Possiamo pertanto valutare, nell'arco di vita utile di 50 anni dell'opera in oggetto, i seguenti costi totali e per anno di esercizio:

• costo cls. iniziale	L. 12.000 mq
• costo del 1° intervento di riparazione	
• protezione al 10° anno di vita	L. 75.000 mq
• costo del 2° intervento di riparazione	
• protezione 30° anno di vita	L. 75.000 mq
• • costo totale degli interventi nel 50 anni di vita dell'opera	L. 162.000 mq
3.3. Costo/anno di vita della struttura standard	L. 3.240 mq

3.3.4 - Utilizzando il calcestruzzo modificato con silicafume, di migliore qualità e durabilità, il primo intervento di riparazione e manutenzione sarà dopo 30 anni ed in questo periodo si dovrà provvedere al primo intervento. Possiamo quindi valutare, nello stesso arco di vita utile dell'opera (50 anni), i costi totali e per anno di esercizio dell'opera per la quale era già stata prevista un'ultra-

ne di protezione preventiva:	
• costo cls. iniziale	L. 18.000 mq
• costo del 1° intervento di riparazione e protezione 30° anno di vita	L. 75.000 mq
• • costo totale degli interventi nel 50 anni di vita dell'opera	L. 93.000 mq
3.3.5 costo/anno di vita della struttura modificata con silicafume	L. 1.860 mq

3.3.6 - Da quanto sopra illustrato ed in considerazione dei costi considerati, risulta pertanto evidente che l'adozione di calcestruzzi modificati e migliorati con l'impiego di aggiuntivi a base di silicafume preventivamente protetti nei confronti della carbonatazione, assicurano un minor costo di esercizio dell'opera

pari al 40 - 45 % circa

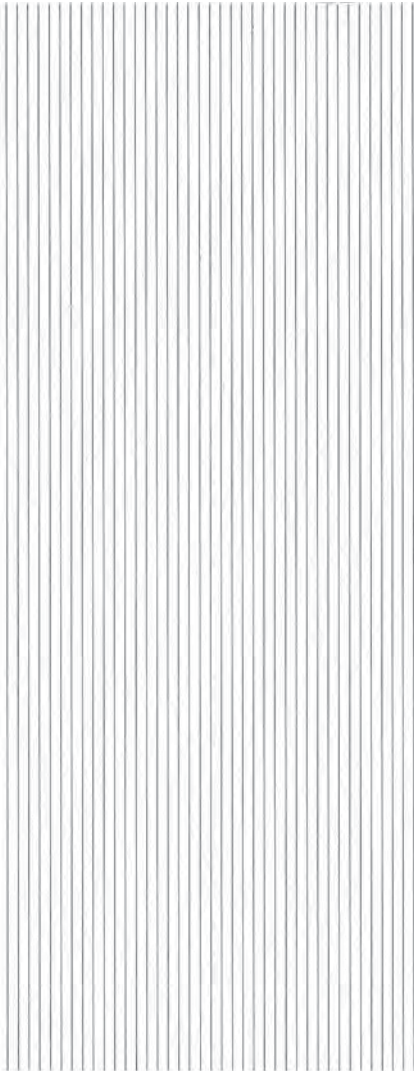
Da parte nostra riteniamo già superata questa valutazione, in senso favorevole all'impiego della silicamicronizzata, per quanto attiene le strutture prefabbricate, caratterizzate da un elevato rapporto superficie/volume di conglomerato.

Al progettista analizzarne le possibilità d'impiego nelle normali opere civili.

Bibliografia

- [1] A.M. Neville - Le proprietà del calcestruzzo
- [2] A.M. Neville - Creep of the concrete
- [3] G. Zambetti - Note sul calcestruzzo
- [4] G. Zambetti - Giornale di Informazione sui cls. addizionali FF.SS. - Aprile 1987 - Roma
- [5] SIKKA INFORMATION - Ed. Dicembre 1989
- [6] M. Hebert - P. Balleux - Les Silicares pour les béton du futur
- [7] G. Zambetti - Idee sulla durabilità delle nuove opere in cls. - L'Edilizia - Anno 3° n. 5/8 1990
- [8] T.G. Power - The Physical Structure of Portland Cement Past
- [9] Doc. SIKKA - Documentazione sperimentale Intercompany 89/90

MULTIADDRESS
di Strano Francesco & Sebastiano s.d.l.
00159 Roma - Via Maffio Maffii, 13/13A - Tel. 43.18.27
Stampato Maggio 1993



aicap - associazione italiana cemento armato e precompresso
00197 roma - via eustachio manfredi 17 - telefono 06/8082079

