

TEMA A)

**MATERIALI E TECNICHE SPECIALI NELLA REALIZZAZIONE DI OPERE
IN C.A. E C.A.P.**

ASPETTI APPLICATIVI

Presidente di sessione: dott. ing. Silvano ZORZI

Relatore generale: prof. ing. Giulio PIZZETTI

APPLICAZIONE DELLA CURVA INTRINSECA PARABOLICA ALLE
PAVIMENTAZIONI STRADALI IN CALCESTRUZZO DI
CEMENTO FIBRORINFORZATO (*)

Umberto Bonvino

Ingegnere Civile

Dipartimento di Vie e Trasporti

Università degli Studi di Bari

(*) Ricerca finanziata con contributo C.N.R. n.87.02585.07

SOMMARIO

Nell'ambito della progettazione delle pavimentazioni stradali "rigide", si espongono i risultati sperimentali emersi dalla applicazione della parabola quadratica assunta quale curva intrinseca dei calcestruzzi cementizi ad elevato dosaggio delle fibre sintetiche.

SUMMARY

This paper deals with the project engineering of rigid pavements giving the experimental results of applying the quadratic parabola. This parabola is taken to be the intrinsic curve for concrete with high synthetic fiber contents.

1. INTRODUZIONE

E' noto che un criterio di rottura costituisce, in generale, una definizione delle condizioni che determinano la crisi di un materiale. In particolare, a seconda delle caratteristiche di quest'ultimo, tale definizione può essere data in termini di tensioni o di deformazioni, oppure di energia accumulata. Per molti materiali, i criteri di rottura che hanno ricevuto più credito sono quelli che fanno riferimento ad una situazione limite descritta in termini di tensioni; fra di essi, il più semplice è certamente quello del Mohr-Coulomb che prevede l'accettazione di una curva intrinseca bilineare. Tuttavia, la presenza di un punto singolare, posto nel vertice della bilatera, cioè nella zona di trazione, è - da tempo - oggetto di severe critiche.

Tra l'altro, precedenti studi [I] [II] hanno dimostrato che per determinare le caratteristiche meccaniche di alcuni materiali, quali i conglomerati bituminosi, è possibile utilizzare la classica procedura del Coulomb solo rispettando particolari condizioni.

Pertanto, volendo utilizzare per le pavimentazioni stradali in calcestruzzo fibrorinforzato una procedura che rappresenti gradualmente il passaggio da un tipo di rottura per scorrimento ad un altro per spacco o decoesione, si è

adottata quale curva intrinseca la **parabola quadratica**. Inizialmente proposta dall'austriaco Leon, nell'ambito del più generale metodo di Mohr, confermata dai risultati sperimentali ottenuti sui manti d'usura stradali in conglomerato bituminoso aperto [I] [II], la parabola in questione, tuttavia, per essere applicata correttamente al calcestruzzo di cemento fibrorinforzato, deve possedere particolari requisiti.

2. FORMULAZIONE DELLA PROCEDURA

Nell'ipotesi che la curva intrinseca sia rappresentata nel sistema di assi (σ, τ) e che gli stati tensionali di rottura siano relativamente prossimi all'origine del sistema di riferimento adottato, le prove semplici e correntemente utilizzate risultano quelle di compressione e di trazione indiretta o brasiliana.

Quest'ultima preferita a quella di tipo diretto soprattutto per una minore dispersione dei risultati sperimentali, oltre che per la quasi coincidenza degli stessi [III].

L'equazione di una parabola quadratica, riferita al sistema di assi indicato in Fig.1 (asse delle ascisse ortogonale alla tangente nel vertice della parabola), è del tipo:

$$\sigma = m + n\tau + p\tau^2 \quad (1)$$

con $m, n, p \neq 0$ costanti arbitrarie.

Poichè la parabola presenta quale asse geometrico quello delle ascisse e si allarga per valori negativi delle stesse, se ne deduce che:

$$n = 0 \quad (2)$$

$$m > 0, \quad p < 0 \quad (3)$$

Ne consegue che l'eq.(1) assume la forma:

$$\sigma = m - p\tau^2 \quad (4)$$

Nel piano di Mohr i due cerchi di crisi, corrispondenti alle due citate prove, presentano le seguenti equazioni:

- per trazione

$$(\sigma - \sigma_t/2)^2 + \tau^2 = (\sigma_t/2)^2 \quad (5)$$

- per compressione

$$(\sigma - \sigma_c/2)^2 + \tau^2 = (\sigma_c/2)^2 \quad (6)$$

essendo σ_c e σ_t le ascisse corrispondenti alle tensioni di rottura, rispettivamente, per compressione e per trazione.

Naturalmente la parabola, quale curva intrinseca, deve risultare tangente ai due cerchi di rottura. Pertanto, indicando con $T_1 (\sigma'_c, \tau')$ e $T_2 (\sigma'_t, \tau'')$ i due punti di tangenza, con φ_1 e φ_2 i corrispondenti angoli di inclinazione (riferiti, ovviamente, all'asse delle ascisse), si può scrivere che (Fig.1):

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{d\tau}{d\sigma} \quad (7)$$

Ovvero, derivando l'eq.(4):

$$\operatorname{arctg} \varphi = \frac{d\sigma}{d\tau} = -2 p \tau \quad (8)$$

ed utilizzando le equazioni(4), (5) e (6) si ha che:

$$\sigma'_c = m - p \tau'^2 \quad (9)$$

$$\sigma'_t = m - p \tau''^2 \quad (10)$$

$$(2 \sigma'_c - \sigma_c)^2 + 4 \tau'^2 = \sigma_c^2 \quad (11)$$

$$(2 \sigma'_t - \sigma_t)^2 + 4 \tau''^2 = \sigma_t^2 \quad (12)$$

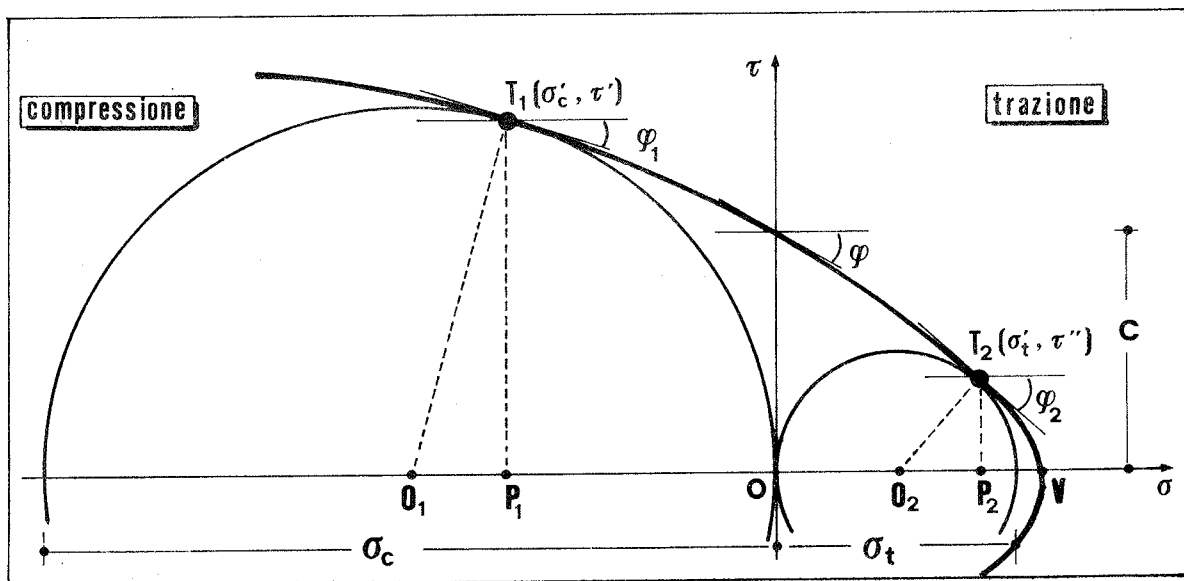


FIG. 1

D'altro canto le tangenti alla parabola nei punti T_1 e T_2 lo sono anche ai due cerchi; ne consegue che, attraverso semplici procedure di derivazione, per brevità non riportate, si ottiene:

- per il cerchio di compressione

$$\frac{\tau'}{\sigma'_c - \sigma_c/2} = 2 p \tau' \quad (13)$$

- per quello di trazione

$$\frac{\tau''}{\sigma't - \sigma t/2} = 2 p \tau'' \quad (14)$$

L'equazioni (13) e (14), opportunamente semplificate, forniscono rispettivamente:

$$\sigma'c - \sigma c/2 = 1/2 \cdot p \quad (15)$$

$$\sigma't - \sigma t/2 = 1/2 \cdot p \quad (16)$$

dalle quali emerge la prima importante conclusione:

$$\sigma'c - \sigma c/2 = \sigma't - \sigma t/2 = 1/2 \cdot p \quad (17)$$

I segmenti $P_1 O_1$ e $P_2 O_2$ (Fig.1) sono tra loro uguali e pari, in valore, alla metà del reciproco del coefficiente di τ^2 . L'eq.(17) inserita nelle equazioni (9) e (10) fornisce il seguente sistema:

$$\begin{cases} \frac{1}{p^2} + 4 \tau'^2 = \sigma^2 c \\ \frac{1}{p^2} + 4 \tau''^2 = \sigma^2 t \end{cases} \quad (18)$$

dal quale:

$$\begin{cases} \tau'^2 = \frac{\sigma^2 c}{4} - \frac{1}{4 p^2} \\ \tau''^2 = \frac{\sigma^2 t}{4} - \frac{1}{4 p^2} \end{cases} \quad (19)$$

L'equazioni (19), inserite nelle (9) e (10), forniscono il seguente ulteriore sistema:

$$\begin{cases} \sigma'c = m - p \left(\frac{\sigma^2 c}{4} - \frac{1}{4 p^2} \right) \\ \sigma't = m + p \left(\frac{\sigma^2 t}{4} - \frac{1}{4 p^2} \right) \end{cases} \quad (20)$$

dal quale, sottraendo ambo i membri e semplificando, si ottiene:

$$\sigma't - \sigma'c = \frac{p}{4} (\sigma^2 c - \sigma^2 t) \quad (21)$$

Inoltre, poichè l'eq.(17) può essere posta anche nella seguente forma:

$$\sigma't - \sigma'c = \frac{1}{2} (\sigma t - \sigma c) \quad (22)$$

confrontando l'eq.(21) e (22), dopo facili passaggi, si ottiene il primo coefficiente della eq.(1):

$$p = - \frac{2}{\sigma c + \sigma t} \quad (23)$$

L'altro coefficiente viene ottenuto considerando che i punti di tangenza T_1 e T_2 risultano equidistanti dall'asse delle ordinate. Infatti, quadrando e sviluppando l'eq.(11), sostituendo in essa la prima del sistema (19) ed eliminando i soliti passaggi intermedi, si ottiene un'equazione di secondo grado nell'incognita $\sigma'c$:

$$\sigma'^2 c - \sigma'c \cdot \sigma c + \frac{\sigma^2 c}{4} - \frac{1}{4 p^2} = 0 \quad (24)$$

Essa, risolta, fornisce:

$$\sigma'c = \frac{\sigma c}{2} \pm \frac{1}{2p} \quad (25)$$

Utilizzando, invece, l'eq.(12) ed inserendo - questa volta - la seconda del sistema (19) si ottiene un'ulteriore equazione di secondo grado, formalmente identica alla (24), ma di incognita $\sigma't$:

$$\sigma'^2 t - \sigma't \cdot \sigma t + \frac{\sigma^2 t}{4} - \frac{1}{4 p^2} = 0 \quad (26)$$

dalla quale:

$$\sigma't = \frac{\sigma t}{2} \pm \frac{1}{2p} \quad (27)$$

Infine, sostituendo la (23) nelle (25) e (27), scartando il segno positivo dalla risoluzione della equazione di secondo grado (poichè $\sigma't < \sigma t$ e $|\sigma'c| < |\sigma c|$), semplificando, si ottiene il seguente sistema:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'c = \frac{\sigma c - \sigma t}{4} \\ \sigma't = \frac{\sigma t - \sigma c}{4} \end{array} \right. \quad (28)$$

dal quale: $\sigma't = - \sigma'c$ (29)

Dimostrato che i punti di tangenza sono equidistanti dall'asse delle ordinate è possibile, quindi, determinare il coefficiente m della parabola. Inserendo, infatti, nella (20) sia l'eq.(23) che la prima del sistema (28), eliminando i passaggi intermedi, si ottiene:

$$m = - \frac{1}{8} \frac{(\sigma_c - \sigma_t)^2}{\sigma_c + \sigma_t} \quad (30)$$

Ne consegue che l'equazione della parabola quadratica, assunta quale curva intrinseca del calcestruzzo cementizio fibrorinforzato, presenta la seguente espressione finale:

$$\sigma = - \frac{1}{8} \frac{(\sigma_c - \sigma_t)^2}{\sigma_c + \sigma_t} + \frac{2}{\sigma_c + \sigma_t} \tau^2 \quad (31)$$

L'equazioni (23) e (30) sono valide finchè il punto T_2 ammette ordinata τ'' reale, cioè fino a quando $\sigma_t \leq \sigma_c$. Tale condizione, per la seconda del sistema (28), si scrive come segue:

$$\frac{\sigma_t - \sigma_c}{4} \leq \sigma_t \quad (32)$$

da cui:
$$- \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \leq 3 \quad (33)$$

essendo il segno negativo del rapporto conseguenza dell'impostazione geometrica data al problema. In tal caso il cerchio osculatore in V è il cerchio di crisi per sollecitazione di trazione (Fig.2); allora i coefficienti della parabola risultano:

$$m = \frac{1}{p} = \sigma_t \quad (34)$$

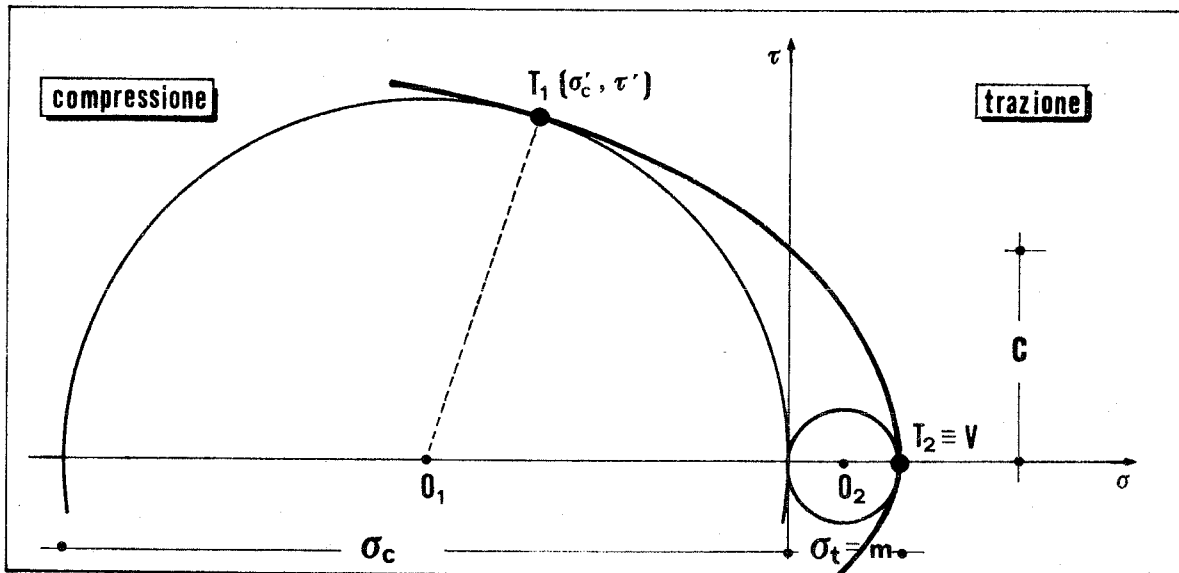


FIG. 2

3. APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA

E' noto che il calcestruzzo non armato, sottoposto a sollecitazioni di trazione o di flessione-trazione, si rompe senza preavviso. Tuttavia, la presenza delle fibre, pur ripartite causalmente nella matrice cementizia, crea un reticolo tridimensionale che ostacola, per ulteriori incrementi delle tensioni di trazione, l'allargarsi e l'estendersi delle fessurazioni.

Da un punto di vista macroscopico il calcestruzzo con fibre è un materiale omogeneo con resistenze alla trazione ed alla flessione decisamente migliori rispetto ad un normale impasto. Le fibre utilizzate nella presente ricerca, per le ragioni esposte in un'altra memoria [IV], sono state quelle di **polipropilene, legate e fibrillate, ottenute da polipropilene vergine**; alcune loro caratteristiche sono mostrate nella Tab.1, mentre le Tab.2 e 3 evidenziano, rispettivamente, la composizione dell'impasto cementizio ed alcune prove effettuate sugli elementi litici.

TAB.1

LUNGHEZZA	mm	19
DIAMETRO	mm	0,03
DENSITA'	daN/mc	900
COEFFICIENTE DI POISSON		0,29/0,41
RESISTENZA A TRAZIONE	daN/cm ²	3.000
TEMPERATURA DI FUSIONE	°C	160
MODULO DI YOUNG	KN/mm ²	3,5/6,2
QUANTITA' nel cls	N°/mc	5.000.000

Con l'impasto indicato nella Tab.2 si sono confezionati, giornalmente, quattro coppie di provini cubici (lato 15 cm) ed altrettante di provini cilindrici (diametro 15 cm ed altezza 30 cm). Nell'ambito di ciascuna delle due tipologie di prove (compressione semplice e trazione indiretta), ogni coppia di provini differiva dalle altre solo per la diversa percentuale - rispetto al peso del cemento - delle fibre sintetiche:

0% 1% 2% 3% .

Dei risultati numerici, corrispondenti alle tensioni di rottura (a sette giorni di stagionatura) di ciascuna coppia di provini, si sono utilizzati i valori medi.

La Tab. 4, per le quattro miscele di calcestruzzo, mostra superiormente i rapporti tra i valori medi delle tensioni di rottura a compressione semplice ed a trazione indiretta; inferiormente, invece, evidenzia alcuni dei più significativi parametri statistici.

TAB. 2

COMPOSIZIONE MATERIALI LITICI			
sabbia.....	50%		
graniglia.....	23%		
pietrisco.....	27%		
LEGANTE : cemento PTL425.. 380 Kg/mc			
ACQUA : potabile..... 180 litri/mc			
ADDITIVO : Mach 2000..... 1% sul legante			
ANALISI GRANULOMETRICA DEL MISTO			
passante U.N.I. 30		%	100,0
passante U.N.I. 25		%	96,3
" "	20	%	85,5
" "	15	%	72,8
" "	10	%	54,7
" "	7,1	%	50,7
" "	5	%	44,6
" "	3	%	32,5
" "	2	%	25,5
" "	1	%	17,6
" "	0,40	%	13,3
" "	0,18	%	7,4
" "	0,075	%	5,3

TAB. 3

	SABBIA	GRANIGLIA	PIETRISCO	MISTO
Equivalente in sabbia	88%	---	---	---
Sostanze organiche	assenti			
P.S. assoluto (gr/cmc)	2,603	2,535	2,532	2,578
P.S. apparente (gr/cmc)	1,693	1,468	1,376	1,742
Los Angeles	---	C25,5%	B26,5%	---
Coefficiente di forma	---	0,308	0,362	

Come era logico attendersi è sempre risultato:

$$-\frac{\sigma_c}{\sigma_t} > 3 \quad (35)$$

In tal caso, la parabola quadratica è tangente, nel punto $T_2 = V$, al cerchio di crisi in regime monoassiale di trazione. Ne consegue che l'eq.(34) sostituisce l'equazioni (23) e (30). Della trattazione generale, svolta precedentemente, restano valide le equazioni (9) ed (11),

TAB. 4

RAPPORTI TRA LE TENSIONI DI ROTTURA				
σ_c / σ_t				
n°	% fibre			
	0%	1%	2%	3%
1	15,1	13,5	13,6	11,4
2	14,0	14,1	11,7	11,5
3	13,0	14,4	13,3	11,6
4	14,8	13,0	13,3	11,9
5	14,0	13,2	12,8	12,6
6	13,7	13,6	13,5	11,9
7	14,1	12,9	13,6	10,9
8	11,5	13,3	13,1	11,8
9	11,7	14,0	13,9	11,6
10	12,4	12,7	14,0	11,4
11	12,5	12,9	13,7	12,1
12	14,1	13,1	13,4	11,7
13	15,2	13,7	12,9	11,9
14	14,9	12,5	13,3	12,3
15	13,8	13,4	13,2	11,9
16	16,4	13,2	13,3	11,7
17	17,4	13,1	13,0	12,3
18	13,5	14,4	13,3	12,1
19	16,8	13,4	13,0	11,8
20	13,6	13,9	12,9	11,7
Media aritmetica	14,1	13,4	13,2	11,8
Val.Quadr.Medio	202	180	176	139
Varianza	2,34	0,27	0,23	0,13
Sca.Quadr.Medio	1,53	0,52	0,48	0,37
Errore Q.M.M.	0,34	0,11	0,11	0,08
Coef.Variab. %	10,84	3,90	3,59	3,11
Grado Variab.	debole	debole	debole	debole
Coef.asimmetria	0,36	0,30	-1,38	-0,22
Coef.appiatt.	2,71	2,64	6,43	4,03

mentre dell'eq.(17) la sola:

$$\frac{1}{2p} = \sigma'c - \sigma c/2 \quad (17bis)$$

Da quest'ultima si ottiene:

$$2 \cdot \sigma'c - \sigma c = 1/p \quad (36)$$

che, sostituita nella (11), fornisce:

$$\frac{1}{p^2} + 4 \tau'^2 = \sigma^2 c \quad (37)$$

Poichè l'eq.(9) può essere scritta anche nella forma:

$$\tau'^2 = \frac{m}{p} - \frac{\sigma'c}{p} \quad (9bis)$$

ne consegue che, ricavando $\sigma'c$ dalla eq.(36), sostituendola in quella appena scritta ed utilizzando quanto riportato dalla (34), si ottiene:

$$\tau'^2 = \frac{\sigma t}{p} - \frac{1}{2 \cdot p^2} - \frac{\sigma c}{2p} \quad (38)$$

Essa, infine, sostituita nella eq.(37) definisce, dopo alcune semplificazioni, un'equazione di secondo grado nell'incognita $1/p$:

$$\frac{1}{p^2} - \frac{2}{p} (2 \cdot \sigma t - \sigma c) + \sigma^2 c = 0 \quad (39)$$

la cui soluzione, scartando per ovvi motivi il segno positivo (per la (37), infatti, $1/p < -\sigma c$), è:

$$\frac{1}{p} = (2 \cdot \sigma t - \sigma c) - 2 \sqrt{\sigma t (\sigma t - \sigma c)} \quad (40)$$

Sostituendo nella eq.(6) il valore di τ'^2 , ricavato tramite l'eq.(4), per quanto riportato dalla (34), si ottiene:

$$p \cdot \sigma^2 - \sigma (1 + p \cdot \sigma c) + \sigma t \quad (41)$$

Da questa, utilizzando la (40), si ottiene il valore di $\sigma'c$ corrispondente al punto di tangenza T_1 :

$$\sigma'c = \frac{1 + p \cdot \sigma c}{2p} \quad (42)$$

L'eq.(42) inserita nella (4), al solito con la posizione (34), consente di calcolare anche τ' :

$$p \cdot \tau'^2 = \sigma t - \sigma'c = \pm \sqrt{\sigma t (\sigma t - \sigma c)} \quad (43)$$

Per quanto esposto, essendo sempre confermata la (33), l'equazione della parabola quadratica avente vertice V sull'asse delle ascisse $(\sigma t, 0)$ è:

$$\sigma = \sigma t - \frac{\tau^2}{2 \cdot \sigma t - \sigma c - 2 \sqrt{\sigma t (\sigma t - \sigma c)}} \quad (44)$$

Infine, quella della coesione del calcestruzzo fibrorinforzato è fornita dall'intercetta della curva intrinseca con l'asse delle ordinate [V]. Pertanto, annullando l'eq.(4) dopo aver inserito le (34) e (44), si ottiene:

$$c = \sqrt{\frac{m}{p}} = \sqrt{\sigma t \left[(2 \cdot \sigma t - \sigma c) - 2 \sqrt{\sigma t (\sigma t - \sigma c)} \right]} \quad (45)$$

4. IL CALCOLO DELLA COESIONE

In possesso dei risultati sperimentali e delle conclusioni fornite dall'eq.(44) e (45), per ogni coppia di valori corrispondenti alle tensioni di rottura per compressione semplice e per trazione indiretta, si è calcolata la misura della coesione del calcestruzzo di cemento fibrorinforzato. La Tab. 5 evidenzia le risultanze numeriche ottenute applicando, su provini di calcestruzzo a diverso dosaggio di fibre, la procedura appena esposta. La medesima tabella riporta, ma nella parte inferiore, anche alcuni parametri statistici.

TAB. 5

C O E S I O N E (daN/cm ²)				
	PROCEDURA	PARABOLA	QUADRATICA	
N°	% fibre			
	0%	1%	2%	3%
1	73,8	80,1	77,7	79,6
2	74,8	77,8	76,8	82,6
3	72,7	80,3	79,4	81,4
4	74,4	78,1	79,4	80,5
5	71,8	77,6	81,6	83,2
6	69,3	77,7	80,1	81,7
7	73,6	79,2	81,9	80,9
8	66,1	79,4	79,9	84,0
9	67,9	79,0	80,2	81,4
10	66,5	80,9	82,0	79,6
11	65,3	80,4	80,7	81,2
12	76,2	79,9	81,2	81,0
13	75,6	79,5	79,2	82,8
14	76,2	74,9	80,6	81,9
15	78,4	77,0	81,7	80,5
16	69,7	78,7	80,6	81,0
17	70,8	79,9	82,2	84,9
18	75,9	79,1	79,4	82,3
19	70,9	78,2	81,1	83,5
20	74,7	81,4	80,4	82,6
Media aritmetica	72,2	79,0	80,3	81,8
Val.Quadr.Medio	5231	6236	6451	6698
Varianza	13,63	2,18	1,87	1,95
Sca.Quadr.Medio	3,69	1,48	1,37	1,40
Errore Q.M.M.	0,81	0,33	0,30	0,31
Coef.Variab. %	5,11	1,87	1,70	1,71
Grado Variab.	debole	debole	debole	debole
Coef.asimmettri	-0,39	-0,81	-0,82	0,40
Coef.appiatt.	2,05	3,76	3,38	2,55

L'esame di questa tabella conferma quanto emerso in precedenza: i parametri statistici, quali la varianza, lo scarto quadratico medio, il coefficiente di variazione, risultano - fissata la percentuale delle fibre nell'impasto cementizio - notevolmente inferiori ai corrispondenti del calcestruzzo di riferimento, privo di fibre. Alla medesima conclusione si giunge per qualsivoglia dosaggio delle stesse.

Ancora, i parametri statistici elencati in precedenza presentano scostamenti numerici trascurabili in corrispondenza delle diverse percentuali delle fibre.

Come era logico attendersi, l'aumento del dosaggio delle fibre determina più alti valori della coesione. Rispetto al calcestruzzo di riferimento, infatti, quelli fibrorinforzati presentano incrementi, corrispondenti alle tre percentuali di fibre, rispettivamente del 9%, 11% e 13%.

5. CONCLUSIONI

I risultati ottenuti rappresentano un primo passo verso la definizione di procedure semplici volte al calcolo della coesione dei calcestruzzi fibrorinforzati. Quella proposta in questa ricerca utilizza comuni prove di laboratorio quali quella di compressione semplice e di trazione indiretta.

La sperimentazione effettuata consente di affermare quanto segue:

a) La parabola quadratica può essere assunta, in sostituzione della bilatera del Coulomb o di altre più note procedure, quale curva intrinseca dei calcestruzzi ad elevato dosaggio di fibre sintetiche.

b) Il suo utilizzo, tra l'altro, permette di "evitare" il punto angoloso, tipico della bilatera, posto nel quadrante di trazione.

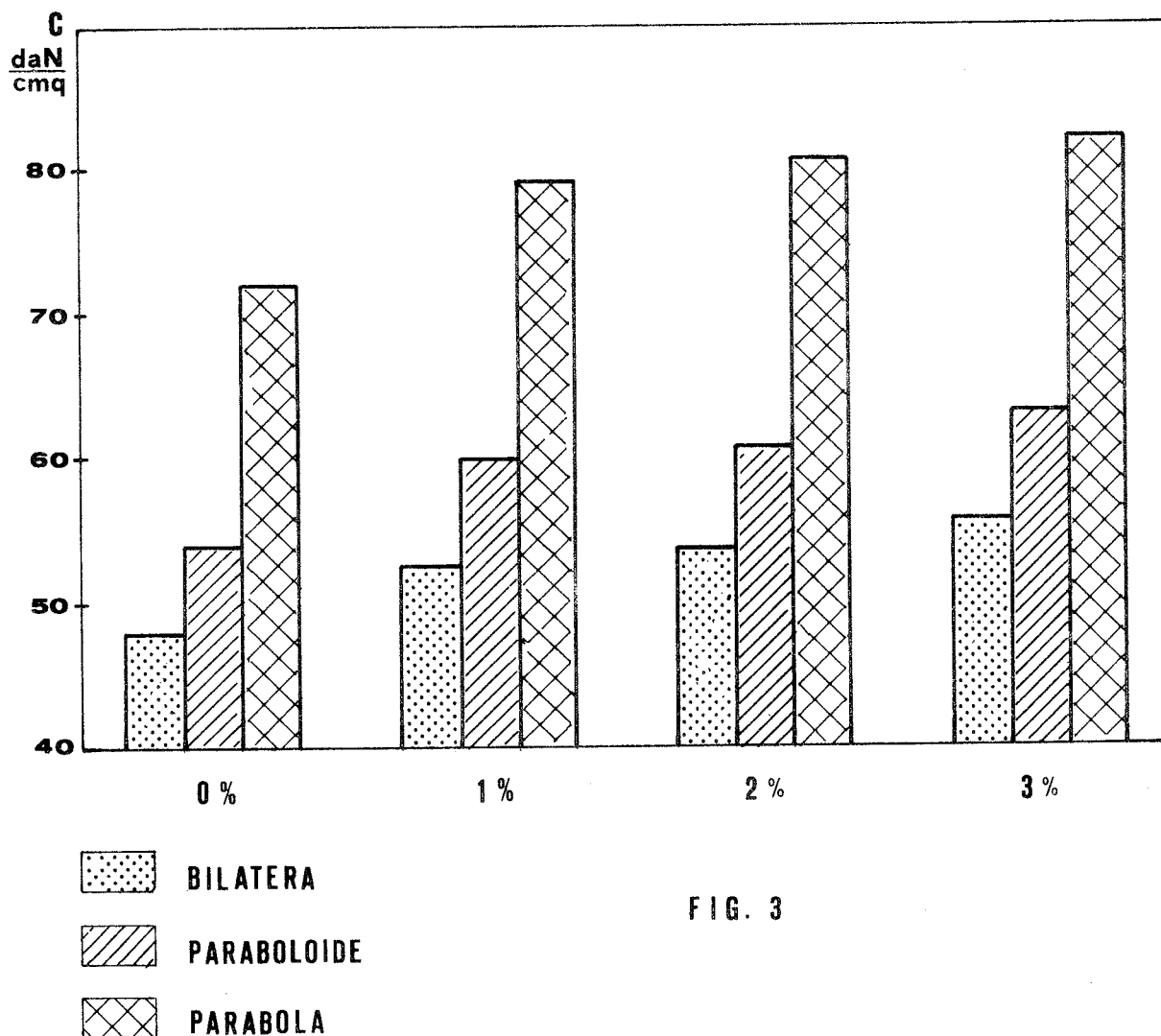
c) I risultati numerici dedotti dalla sperimentazione sono graficizzati nella Fig.3; in essa, per confronto, sono stati inseriti anche quelli ottenuti dalle più note procedure della bilatera e del paraboloide di rivoluzione applicate, ovviamente, al medesimo tipo di calcestruzzo fibrorinforzato. Ne sono scaturite le ulteriori conclusioni (Tab.6):

- l'assunzione della parabola quadratica genera, rispetto alla procedura del Coulomb valori più alti della coesione; mediamente essi sono superiori del 50% circa e per qualsivoglia dosaggio delle fibre presenti nell'impasto;

- rispetto alla teoria del paraboloide di rivoluzione, invece, gli incrementi risultano di poco superiori al 30% e, ancora una volta, indipendenti dal contenuto percentuale delle fibre.

TAB. 6

COESIONE (daN/cm ²)				
	% fibre			
PARABOLA QUADRATICA	72,2	79,0	80,3	81,8
PARABOLOIDE DI RIVOLUZIONE	54,2	59,7	60,8	62,9
MOHR - COULOMB	47,7	52,6	53,6	55,6



6. OPERE CONSULTATE

[I] **U.BONVINO.** "La definizione della coesione e dell'attrito dei conglomerati bituminosi e suoi limiti".
Rivista LE STRADE. Maggio 1988 n° 1248.

[II] **U.BONVINO.** " Sul calcolo della coesione dei conglomerati bituminosi mediante il percorso delle tensioni.
Parte prima: la procedura. Parte seconda: la sperimentazione"
Rivista RASSEGNA DEL BITUME. N.9-10 1988.

[III]**F.LEONHARDT.** " Le basi del dimensionamento nelle costruzioni in cemento armato". Edizioni Tecniche ET 1978.

[IV] **U.BONVINO.** " I calcestruzzi fibrorinforzati e la teoria del paraboloide di rivoluzione". Giornate A.I.C.A.P. 1989.

[V] ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA.

DOCUMENTAZIONE "Fibermesh". Levocell s.p.a.

DOCUMENTAZIONE "Montefibre". Gruppo Montedison.

INFLUENZA DELL'AGGIUNTA DI FIBRE DI POLIPROPILENE NEL CONGLOMERATO
CEMENTIZIO PER L'IMPIEGO IN ELEMENTI PREFABBRICATI

S. CALAMANI* - E. CARTAPATI** - E.F. RADOONA**

* Progettista di strutture

** Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
dell'Università di Roma "La Sapienza"

SOMMARIO

Nella presente nota si riferisce sui risultati di sperimentazioni eseguite su calcestruzzo rinforzato con fibre di polipropilene e su elementi prefabbricati di piccolo spessore, come lastre e canalette. Sono state effettuate prove per la determinazione delle caratteristiche del materiale composito e prove di urto, flessione e taglio sui prototipi detti per l'individuazione di informazioni atte a guidarne il dimensionamento.

SUMMARY

In the present paper results of tests carried out on polypropylene fiber-reinforced concrete and on precast thin structural elements, such as flat panels and raceway elements, are reported. Mechanical properties of the composite material have been investigated and impact, flexural and shear tests have been performed on the prototypes in order to obtain suggestions suitable for design purposes.

1. PREMESSE E SCOPI

Sono note le proprietà del conglomerato cementizio favorevolmente influenzate dall'aggiunta di fibre di polipropilene: tra queste si ricordano in particolare:

- la riduzione della variazione volumetrica da ritiro;
- la diminuzione della permeabilità;
- il migliore comportamento alle azioni impulsive.

Nel caso degli elementi prefabbricati queste proprietà risultano di particolare interesse: in primo luogo, la migliore resistenza agli urti riduce una serie di difetti che si manifestano, inevitabilmente, durante la movimentazione, soprattutto a carico degli spigoli, e che richiedono interventi di rifinitura o, in certi casi, la sostituzione dell'elemento danneggiato. Inoltre, passando a considerare alcune tipologie ricorrenti, come ad esempio le canalette o le tubazioni, l'aspetto della

impermeabilità acquista un ruolo primario, mentre, invece, nel caso delle barriere autostradali, la resistenza agli urti rappresenta un ulteriore vantaggio, proprio in rapporto alla loro specifica funzione.

Nel caso poi di elementi prefabbricati portanti a faccia vista, la riduzione della fessurazione per ritiro e la impermeabilità risultano caratteristiche particolarmente apprezzate, sia dal punto di vista estetico, che da quello funzionale.

Va inoltre esplicitamente rilevato che le proprietà ricordate hanno tutte un positivo riflesso sulla durabilità delle opere, con particolare riguardo alla protezione delle armature metalliche, sia per la limitazione delle ampiezze delle lesioni, sia per la ridotta permeabilità, sia per la conservata integrità del copriferro.

Nella presente nota si riferisce sui risultati di esperienze eseguite sul calcestruzzo rinforzato con fibre di polipropilene e su elementi prefabbricati di piccolo spessore, come lastre destinate a pannelli di rivestimento di pareti e come canalette destinate allo smaltimento delle acque provenienti sia dalla superficie che dal sottofondo di pavimentazioni stradali.

Sono state effettuate prove per la determinazione delle caratteristiche del materiale composito, prove di urto e di permeabilità e prove di flessione e taglio sui prototipi detti, per lo studio della fessurazione. I provini e gli elementi strutturali sono stati realizzati in conglomerato cementizio senza e con l'aggiunta di fibre di polipropilene e sottoposti, rispettivamente, alle stesse modalità di prova, in modo da ottenere risultati comparativi, atti ad evidenziare il ruolo di dette fibre ed a fornire elementi di giudizio utili per il loro impiego.

2. I CALCESTRUZZI FIBRO-RINFORZATI: FIBRE DI POLIPROPILENE E FIBRE DI ACCIAIO

2.1 Caratteristiche e proprietà delle fibre

Preliminarmente appare utile ricordare come le fibre attualmente impiegate per la produzione di calcestruzzi fibrorinforzati possono suddividersi in due grandi classi: nella prima classe rientrano le fibre a basso modulo elastico, bassa resistenza e capaci di grandi allungamenti (polipropilene, nylon, polietilene, etc.); nella seconda rientrano le fibre con alto modulo elastico ed alta resistenza (acciaio, vetro, amianto, etc.). Dato che nell'ambito dei materiali della seconda classe gli studi e le esperienze, nonché le applicazioni, sono al giorno d'oggi più numerosi e più esaurienti, mentre nell'ambito dei materiali della prima classe la situazione risulta meno definita, tra vari fattori, a motivo anche della molteplicità di forme secondo cui tali fibre vengono prodotte, può risultare conveniente presentare le caratteristiche delle fibre di polipropilene e del loro impiego in confronto con quelle delle fibre di acciaio, come detto, più note.

L'impiego di fibre di polipropilene nella tecnica dei calcestruzzi fibrorinforzati risale ai primi anni sessanta, ma solo dalla seconda metà degli anni settanta si sono moltiplicati, in collaborazione con i produttori di fibre, gli studi atti ad individuare le caratteristiche delle fibre più adatte al loro impiego nella matrice cementizia, nonché le prestazioni fornite dal materiale composito.

Per quanto riguarda le fibre di polipropilene, le principali forme disponibili attualmente si possono suddividere in quattro gruppi:

- fibre flessibili raggruppate con struttura reticolare a treccia,
- maglie continue flessibili di fibre ottenute per fibrillazione,
- fibre monofilamento semirigide con espansioni terminali,
- fibre ritorte a doppio strato semirigide.

La caratterizzazione dei quattro gruppi può essere effettuata sulla base di due aspetti: l'aderenza delle fibre alla matrice e la lavorabilità del prodotto. Le fibre del primo gruppo presentano, in generale, minor efficienza dal punto di vista dell'aderenza, ma hanno l'indubbio vantaggio, data la loro flessibilità, di non alterare le caratteristiche di lavorabilità dell'impasto e pertanto risultano di facilissimo impiego. Le fibre del secondo gruppo eliminano l'inconveniente della limitata aderenza, trattandosi di fibre continue, ma dal punto di vista esecutivo è richiesta la messa in opera per pellicole successive con qualche difficoltà per ottenere una uniforme distribuzione nell'ambito del getto. Le fibre del terzo e del quarto gruppo presentano buone caratteristiche di aderenza, ma, per la loro semirigidità, in percentuali crescenti di dosaggio comportano difficoltà di miscelazione e lavorabilità simili a quelle delle fibre di acciaio; dal punto di vista dell'aderenza, le fibre del quarto gruppo dimostrano la massima efficienza, data la notevole estensione superficiale e la forma ritorta.

2.2 Caratteristiche principali del calcestruzzo fibrorinforzato

Dal punto di vista delle proprietà meccaniche, globalmente, le esperienze sin qui acquisite mostrano come l'aggiunta di fibre della prima classe incrementa nel composito soprattutto le capacità di resistere ai carichi dinamici, in particolare impulsivi (tenacità), ma non migliora la resistenza ai carichi statici, come invece si riscontra con l'aggiunta di fibre della seconda classe. Nella prova di flessione si nota in generale una forte caduta di resistenza dopo la prima fessurazione, motivata dal basso modulo delle fibre di polipropilene; solo con elevati dosaggi si ottiene una capacità di sostenere un carico pari a quello di prima fessurazione.

Per quanto riguarda la fessurazione, l'efficienza delle fibre di polipropilene nel ridurre l'ampiezza delle fessure, moltiplicandone il numero, appare notevole, soprattutto nell'impiego con le malte.

Quanto ad altre caratteristiche di comportamento, nei confronti, ad esempio, del ritiro, della viscosità, della permeabilità e della

durabilità, per le informazioni disponibili, gli effetti delle due classi di fibre appaiono sostanzialmente comparabili, anche se per le fibre della prima classe, come già detto, i dati disponibili e, soprattutto, omogenei sono assai limitati.

3. SPERIMENTAZIONE E PROGETTAZIONE: ASPETTI INTERATTIVI

L'impiego di nuovi materiali nell'ingegneria strutturale costituisce un problema di grande interesse, che presenta a volte aspetti complessi e delicati, meritevoli di approfondimenti e di indagini integrative.

Nel caso dei calcestruzzi speciali può avvenire, per esempio, che alcune proprietà meccaniche siano modificate in modo selettivo rispetto a quelle del calcestruzzo normale di riferimento, mentre le altre restano praticamente invariate. In tale evenienza il compito del progettista strutturale è quello di trarre partito dalle proprietà migliorate, tenendo peraltro conto in maniera contestuale di tutte le altre proprietà, così da ottenere un comportamento globale sostanzialmente equilibrato per le varie prestazioni.

Nella fase delle scelte progettuali, appare insostituibile l'ausilio della sperimentazione su prototipi, sia per chiarire preliminarmente le modalità macroscopiche della risposta del componente e del materiale ad una data azione e scegliere quindi il modello di calcolo più adeguato a cogliere gli aspetti essenziali della fenomenologia osservati, sia per controllare la validità della previsione del modello di calcolo stesso, tramite il confronto con i risultati sperimentali. Ai fini della verifica di sicurezza alla rottura appare, inoltre, molto proficua la procedura indicata dalla Normativa vigente sulle "verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli" con riferimento alle strutture di calcestruzzo normale sia armato che precompresso.

Per quanto riguarda la definizione del coefficiente di sicurezza nello spirito della Normativa vigente, si ritiene, orientativamente, che il valore medio del coefficiente stesso debba essere non inferiore a 2,3 come prescritto per il conglomerato cementizio ordinario, ma che si debba, comunque, approfondire l'esame da un duplice punto di vista:

- della congruità dell'azione sperimentale a quella applicata in servizio,
- della rappresentatività statistica delle prove effettuate.

4. CONSIDERAZIONI PARTICOLARI SULLE AZIONI IMPULSIVE

Nella valutazione degli effetti delle azioni impulsive su elementi strutturali in calcestruzzo armato o no, occorre preliminarmente inquadrare le condizioni secondo cui l'azione si esplica. Nel caso di azioni di urto, che saranno quelle considerate nel seguito, è importante definire le dimensioni del proietto nei confronti di quelle del bersaglio (l'elemento strutturale). Ad un estremo si trova il caso della piccola massa che colpisce una struttura massiccia, provocando solamente danneggiamenti

superficiali localizzati; all'altro estremo si ha il caso di una grande massa che colpisce un oggetto di piccole dimensioni. Nel caso intermedio, di maggior interesse, i due elementi sono di dimensioni paragonabili e gli effetti possono essere di diverso tipo, con conseguenze differenziate sulle scelte da operare per ottenere la prestazione desiderata da parte dell'elemento strutturale in esame.

Per quanto riguarda la sperimentazione, le metodologie di prova sono sostanzialmente due: la prima, che prevede la rottura del provino con un singolo colpo, fornisce l'energia di rottura dalla differenza di energia cinetica del proietto prima e dopo l'impatto; la seconda, in cui il provino è portato a rottura con una serie di urti di energia nota, l'energia di rottura è pari alla somma di quelle fornite al provino nei singoli urti. Entrambe le modalità comportano difficoltà di esecuzione, di interpretazione e di confronto dei risultati; recentemente, soprattutto in rapporto alla ripetitività, si tende a sviluppare la sperimentazione sui materiali nel senso delle prove con urti ripetuti.

Per quanto riguarda l'intensità delle azioni impulsive, espresse in termini di energia potenziale $G \times h$, in mancanza di apposite disposizioni normative, sulla base di indicazioni tratte dalla bibliografia, si è individuato il campo di valori compreso tra 30 e 300 Nm come sufficientemente significativo per condizioni di impiego corrispondenti al passaggio accidentale di una persona o alla caduta accidentale di un pezzo su un altro nella movimentazione di stoccaggio, trasporto o messa in opera.

Nella sperimentazione, per quanto riguarda la risposta dell'elemento prefabbricato all'azione impulsiva, si è proceduto alla determinazione del numero di urti, spingendo la prova fino a rottura per superamento della tenacità del materiale.

5. PROGRAMMA DELLE INDAGINI

5.1 Indagini preliminari

E' stata eseguita una indagine preliminare sulla composizione del calcestruzzo fibrorinforzato da impiegare nella sperimentazione, preparando 2 serie di provini con diverse miscele e contenuti di fibre, come successivamente indicato:

- A: dimensione massima inerti $D_{max} = 20$ mm, rapporto $a/c = 0,45$;
- B: dimensione massima inerti $D_{max} = 30$ mm, rapporto $a/c = 0,43$.

La prima è stata progettata in vista della preparazione di manufatti di piccolo spessore, mentre la seconda è stata prevista in quanto prossima alla composizione più ricorrente.

Non essendosi evidenziate significative differenze di lavorabilità e resistenza, si è adottata la prima miscela per realizzare i campioni di prova ed i prototipi.

5.2 Programma delle indagini

5.4 Provini e prototipi

Per ogni miscela sono stati realizzati i seguenti provini e prototipi:

- a) n° 20 cubetti 150x150x150 mm
- b) n° 4 cilindri diam. 150 mm, lunghezza 300 mm
- c) n° 3 travetti 100x100x500 mm
- d) n° 4 travetti 100x150x700 mm
- e) n° 8 lastre 300x300x40 mm
- f) n° 3 lastre 400x400x40 mm
- g) n° 4 prototipi di lastre 500x400x60 mm
- h) n° 4 prototipi di lastre 600x600x40 mm
- i) n° 1 prototipo di canaletta l=400 mm
- l) n° 1 prototipo di canaletta l=800 mm.

6. MODALITA' DI PROVA ED ATTREZZATURE

6.1 Qualificazione dei materiali

Per la qualificazione dei materiali sono state eseguite le seguenti prove:

- Slump: prova standard con il cono di Abrams;
- Prova di resistenza a compressione sui provini cubici tipo a) (vedi par. precedente); le prove sono state eseguite a 24 h, 7, 14 e 28 giorni;

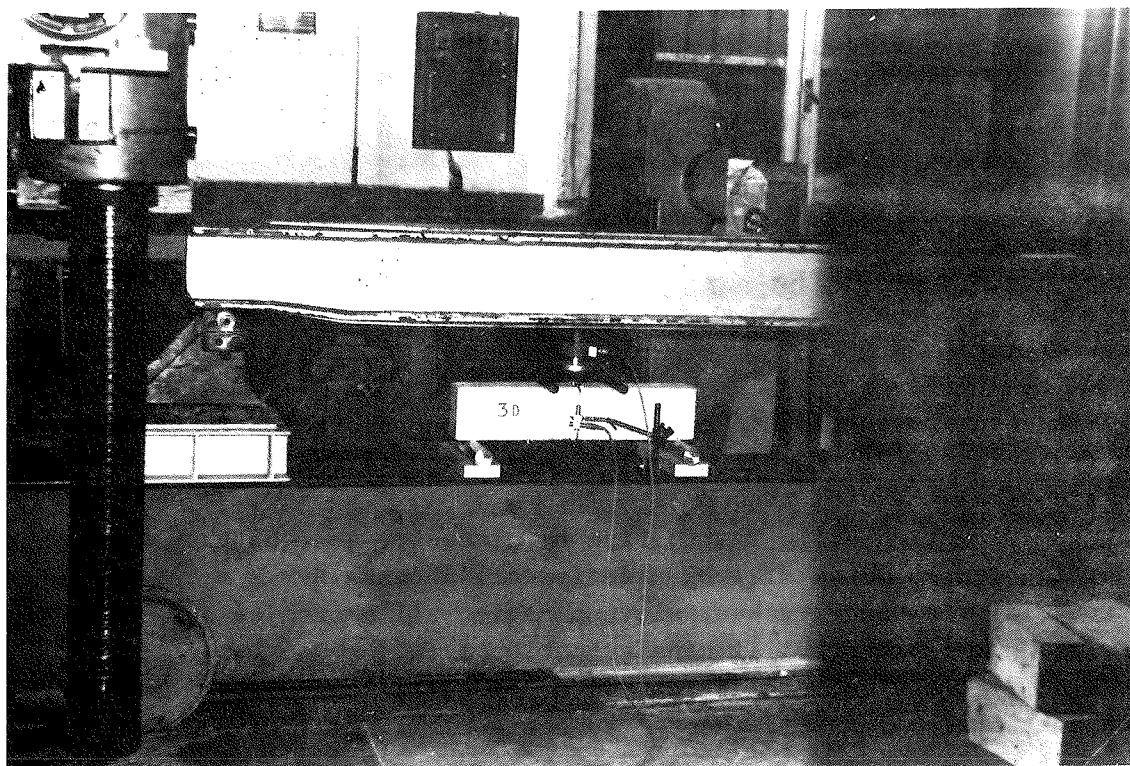


Fig.1 - Prova rigida di flessione su travetto 100x150x700 mm con intaglio

- Prova di resistenza a trazione brasiliana sui provini b) a 28 giorni;
- Misura del modulo di Young statico sui provini tipo b) secondo la prova standard UNI 6556;
- Misura del modulo di Young dinamico con il metodo ad ultrasuoni utilizzando l'apparecchiatura Controls E 46;
- Prova di resistenza a flessione sui travetti tipo d) con intaglio profondo 20 mm nella sezione di mezzzeria; la prova è stata realizzata disponendo in serie al travetto una trave opportunamente rigida con interposta una cella di carico da 20000 N e misurando la freccia di inflessione del travetto nella sezione di mezzzeria con un dispositivo ad induzione magnetica (Fig.1);
- Misura del ritiro sui provini tipo c) secondo il metodo standard UNI 6555;
- Prova di urto sulle lastre tipo e) con il metodo della massa cadente da altezza fissa. E' stata utilizzata una sfera di massa 1 kg cadente dall'altezza $h = 0,50$ m; sono state considerate due modalità di prova in rapporto ai vincoli di appoggio delle lastre: una con appoggi continui su due lati ad interasse di 250 mm (Fig.2) ed un'altra con appoggi puntiformi sui quattro vertici.
- Prova di permeabilità misurando l'assorbimento di acqua dalla superficie superiore del provino tipo f) con carico di acqua pari a 100 mm disposta in un recipiente cilindrico sigillato.



Fig.2 - Prova di urto con dispositivo a massa cadente

6.2 Prototipi

Sugli elementi prototipo le prove eseguite sono state le seguenti:

- prova rigida di flessione sulle lastre tipo g) con le stesse modalità usate per i travetti tipo d);
- prova di urto sulle lastre tipo h) disposte su quattro appoggi sui vertici con la massa di 1 kg cadente dall'altezza $h = 2$ m;
- prova di flessione trasversale con carico all'estremità superiore delle sponde per i prototipi di canaletta tipo i);
- prova di flessione con carichi ai terzi della luce per gli elementi di canaletta tipo l) sulla luce di appoggio di 720 mm (Fig.3).

7. RISULTATI DELLE PROVE

7.1 Caratterizzazione dei materiali

- Slump: non sono state riscontrate differenze nei valori di slump dei diversi impasti, probabilmente per l'aggiunta dell'additivo superfluidificante; il valore medio è stato di 210-220 mm.
- Resistenza a compressione: si è constatata una sostanziale uniformità di comportamento per i calcestruzzi con e senza fibre e per i diversi tipi di fibre; è sembrato anche che i calcestruzzi fibrorinforzati rallentino il processo di maturazione; i valori medi ottenuti a 28 giorni sono compresi tra 28,0 e 30,0 N/mm².
- Resistenza a trazione: valgono le stesse considerazioni precedenti; i valori medi sono compresi tra 2,3 e 2,7 N/mm² con una leggera riduzione dei valori relativi ai calcestruzzi fibrorinforzati (-10 %).
- Moduli di deformazione: il modulo statico risulta ridotto nei calcestruzzi con fibre rispetto a quello senza fibre e rispetto al valore

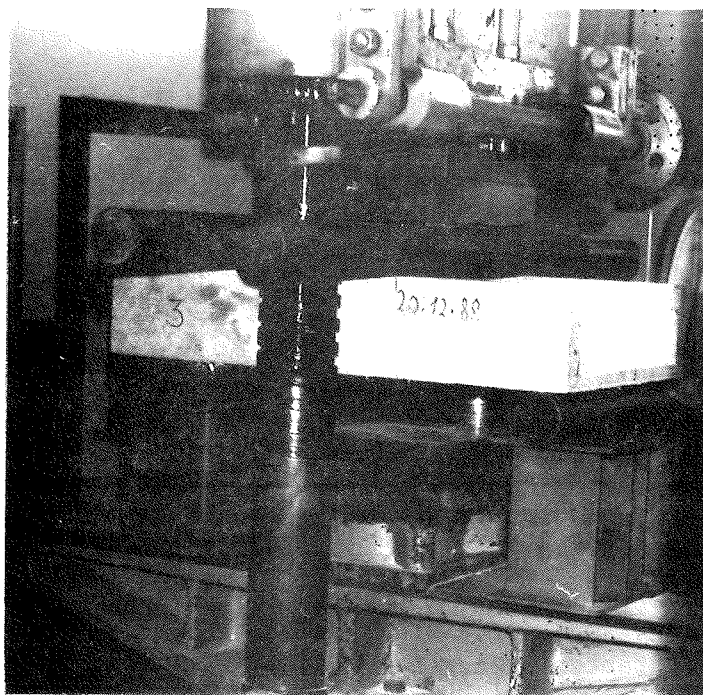


Fig.3 - Prova a flessione sugli elementi di canaletta

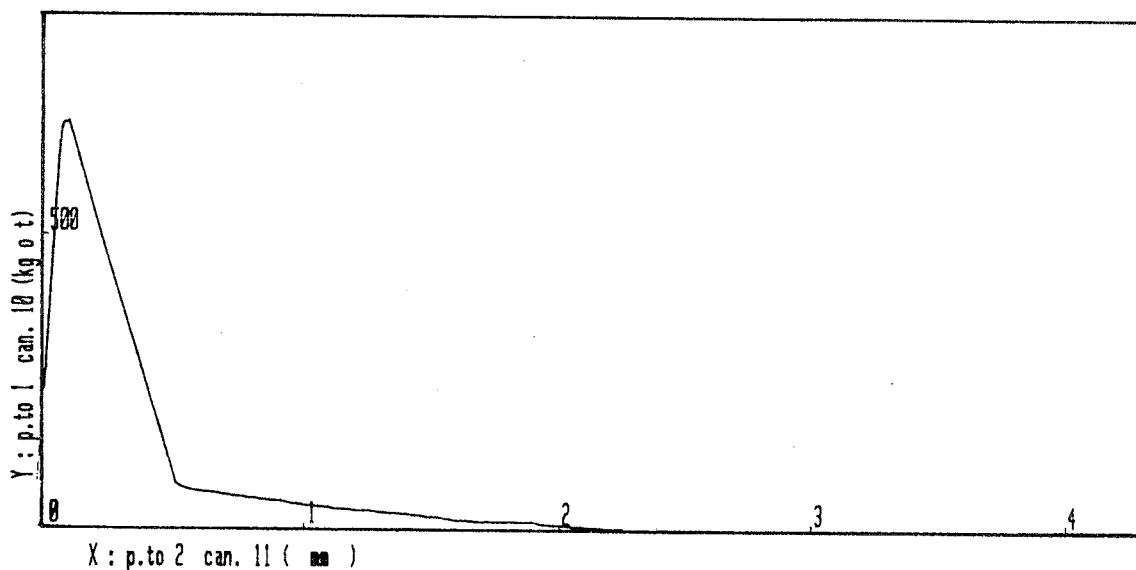


Fig.4 - Diagramma freccia/carico relativo al travetto 2A

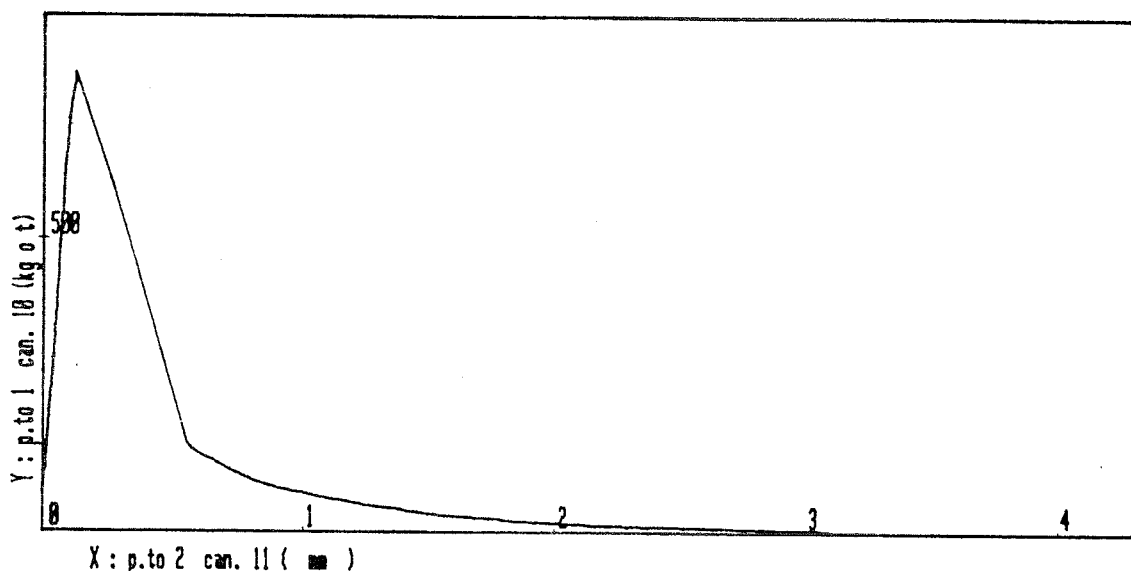


Fig.5 - Diagramma freccia/carico relativo al travetto 3C

teorico previsto dalla Normativa in rapporto alla resistenza caratteristica; i valori sono decisamente minori di quelli che risulterebbero dalla determinazione del modulo secondo la legge delle miscele.

- Per i moduli dinamici si riscontra una variazione analoga a quella dei moduli statici, con una percentuale di incremento del modulo dinamico su quello statico leggermente inferiore per i calcestruzzi fibrorinforzati (+84 %) rispetto a quello base senza fibre (+90 %).
- Resistenza a trazione per flessione ed energia di frattura: come per la resistenza a trazione brasiliana, non si sono riscontrate differenze significative sul carico di fessurazione, mentre sullo andamento del ramo cadente della curva freccia/carico (Fig. 4-5), i provini con fibre hanno presentato la nota capacità di conservare parte del carico dopo la fessurazione.
- Ritiro: le misure di ritiro estese al primo mese di maturazione hanno dato valori leggermente inferiori (9 e 5 % rispettivamente per



Fig.6 - Lastre 300x300x40 mm sottoposte alla prova di urto con la massa cadente

i due tipi di fibre) per i calcestruzzi fibrorinforzati rispetto a quello senza fibre.

- Resistenza all'urto: nelle prove di urto i risultati sono concordi con quelli della tenacità ottenuti nella prova di flessione. Distinguendo i valori di prima fessurazione da quelli di rottura si è notato quanto segue: 1) per la prima fessurazione si è avuto in media un limitato aumento della energia totale di caduta (+17 %); 2) per la rottura dei campioni l'incremento di energia totale necessaria è stato dell'ordine del 75 % (Fig.6).
- Permeabilità: non si sono avuti risultati significativi in rapporto alla modalità di prova adottata.

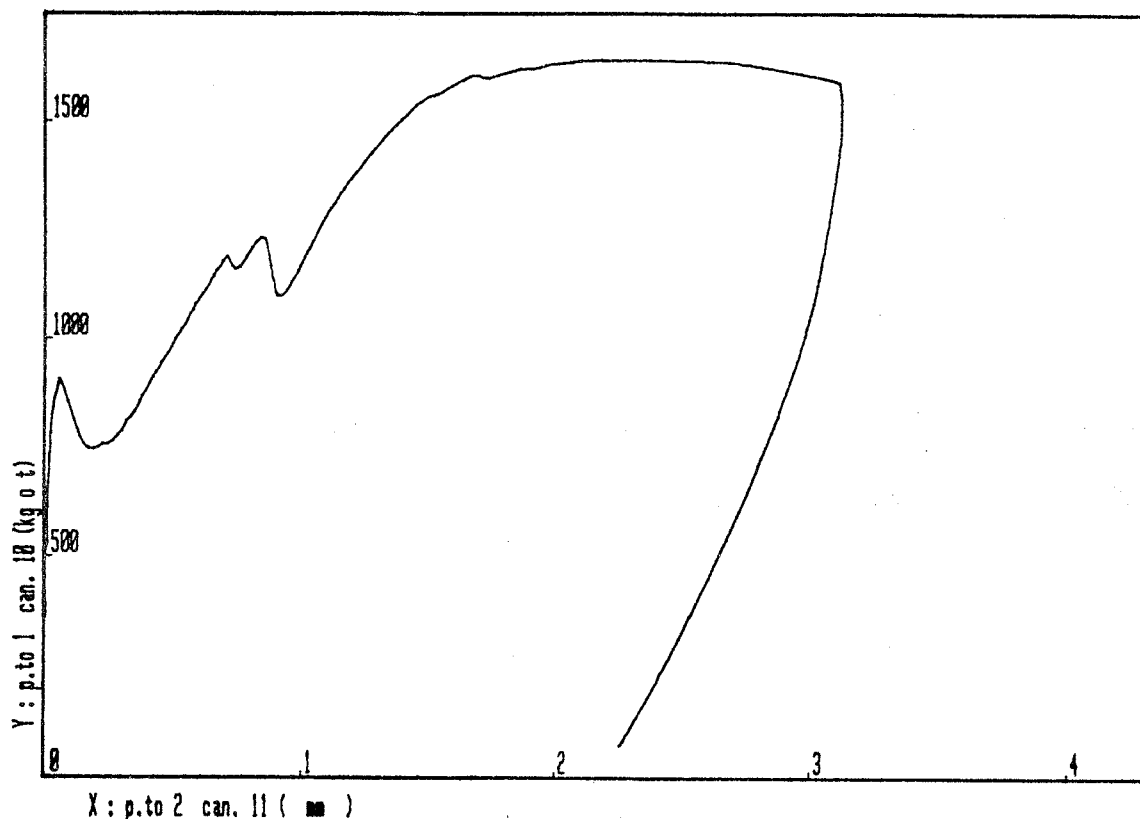


Fig.7 - Diagramma freccia/carico relativo ad una lastra 500x400x60 mm armata sottoposta a prova di flessione

7.2 Prototipi

Nelle prove eseguite sui prototipi di lastre (flessione: fig.7, ed urto: fig.8) si sono confermati i risultati avuti nelle prove analoghe per la caratterizzazione del materiale. In particolare nella prova di urto si è verificata la perforazione della lastra anzichè la sua rottura, ma i valori dell'energia totale di caduta impiegata ripetono i rapporti avuti precedentemente.

Le prove sui prototipi di canalette hanno fornito una serie di informazioni, che, data l'unicità dei campioni, più che elementi di

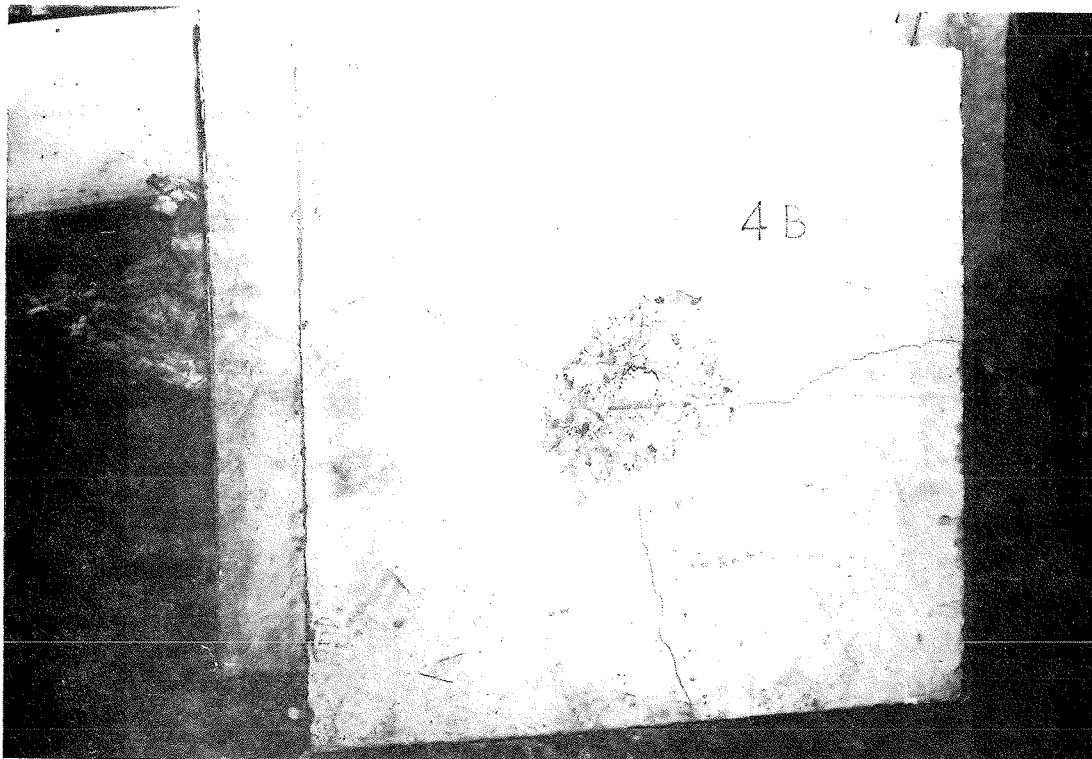


Fig.8 - Lastre 600x600x40 mm armate sottoposte a prova di urto
confronto, saranno utilizzate come base per lo sviluppo di una successiva
fase di sperimentazione specifica (Fig.9).

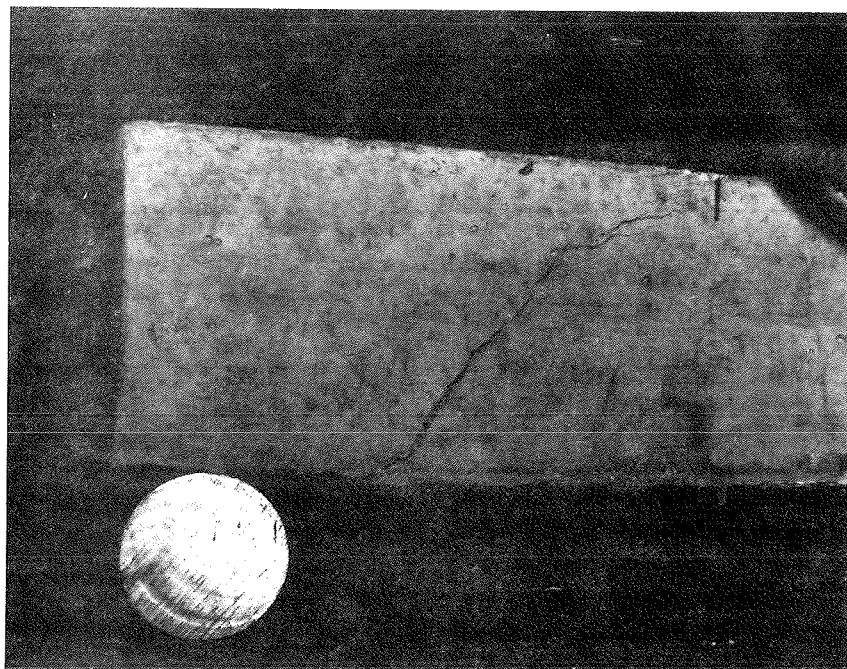


Fig.9 - Elemento di canaletta fessurato a prova di
flessione e taglio

8. ESAME E DISCUSSIONE DEI RISULTATI

Dai risultati presentati appare possibile evincere quanto segue:

- sono sostanzialmente confermati i comportamenti già noti per i calcestruzzi rinforzati con fibre di polipropilene relativamente alla non influenza delle fibre sui valori di resistenza a compressione, trazione e flessione;
- per quanto riguarda il ritiro, appare opportuna la considerazione dei valori ottenuti in assoluto, tenendo in conto la possibilità di approfondire una eventuale interdipendenza di tali valori con il contenuto di umidità trattenuto dalle fibre e con il ciclo di maturazione del calcestruzzo stesso;
- per il comportamento all'urto la presenza delle fibre aumenta notevolmente l'energia di frattura ed inoltre appare, globalmente, una maggiore efficienza delle fibre più corte rispetto a quelle più lunghe nel caso di rottura per perforazione (+30 %);
- per la tenacità determinata attraverso la prova di flessione si sono evidenziati degli aumenti seppure in misura inferiore a quanto riportato precedentemente da altri sperimentatori.

9. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Dai risultati ottenuti si conferma la validità dell'impiego del calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di polipropilene nei manufatti in cui sono richiesti espliciti incrementi della capacità di assorbimento di energia per urto e non un generico incremento delle caratteristiche di resistenza.

Pertanto i prototipi di canaletta e di lastra sperimentati appaiono idonei ad essere impiegati come autoportanti ed ad essere soggetti a manipolazioni ed utilizzazioni che li espongano al rischio di azioni impulsive in generale, come gli urti in particolare.

Tali conclusioni sono relative, evidentemente, al tipo di conglomerato fibroso impiegato ed alla particolare tipologia strutturale considerata: l'ampia possibilità di variazione nella composizione delle miscele, dai conglomerati fino alle malte, nel tipo e nel dosaggio delle fibre fanno prevedere numerose altre possibilità di applicazione, anche per le quali possono essere utilmente impiegate le considerazioni di metodologia interattiva esposte in precedenza.

10. BIBLIOGRAFIA

- 1) D.JEJCIC, F.ZANGHELLINI, "Mortiers et ciments armes de fibres. Une etude bibliographique", Annales de l'Institut technique du Batiment et des Travaux publics, Febbraio 1977, N°347, pp 45-87.
- 2) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. COMMITTEE 544, "State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete", Fiber Reinforced Concrete, Publication SP-

- 81, American Concrete Institute, 1984, pp 411-432.
- 3) S.CALAMANI, L.FRANCO, A.NOLI, E.F.RADOGNA, "Conglomerati cementizi fibro-rinforzati: Stato dell'arte ed indagini preliminari per una ricerca sulla possibilità di impiego per opere marittime", Studi e Ricerche, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma "La Sapienza", Marzo 1987, N°1/87.
 - 4) A.E.NAAMAN, S.P.SHAH, J.L.THORNE, "Some Developments in Polypropylene Fibers for Concrete", Fiber Reinforced Concrete, Publication SP-81, American Concrete Institute, 1984, pp 375-396.
 - 5) E.CARTAPATI, P.DE GIROLAMO, A.NOLI, E.F.RADOGNA, "Primi risultati di una indagine sulla fatica dei conglomerati cementizi fibro-rinforzati con particolare riguardo al loro impiego nelle opere marittime", Atti del Seminario sui Calcestruzzi Speciali, AICAP, L'Aquila, Ottobre 1988.
 - 6) A.E.NAAMAN, "Fiber Reinforced Concrete Under Dynamic Loading", Fiber Reinforced Concrete, Publication SP-81, American Concrete Institute, 1984, pp 169-186.
 - 7) J.G.KEER, A.THORNE, "Performance of Polypropylene-Reinforced Cement Sheeting Elements", Fiber Reinforced Concrete, Publication SP-81, American Concrete Institute, 1984, pp 213-231.
 - 8) S.HASABA, M.KAWAMURA, T.KOIZUMI, K.TAKEMOTO, "Resistibility Against Impact Load and Deformation Characteristics Under Bending Load in Polymer and Hybrid (Polymer and Steel) Fiber Reinforced Concrete", Fiber Reinforced Concrete, Publication SP-81, American Concrete Institute, 1984, pp 187-196.
 - 9) B.BARR, E.B.D.HASSO, "A study of toughness indices", Magazine of Concrete Research, Settembre 1985, Vol.37, N°132, pp 162-174.
 - 10) W.SUARIS, S.P.SHAH, "Test Methods for Impact Resistance of Fiber Reinforced Concrete", Fiber Reinforced Concrete, Publication SP-81, 1984, pp 247-265.
 - 11) B.BARR, A.BAGHLI, "A Repeated Drop-Weight Impact Testing Apparatus for Concrete", Magazine of Concrete Research, Settembre 1988, Vol.40, N°144, pp 167-176.
 - 12) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. COMMITTEE 544, "Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete", Fiber Reinforced Concrete, Publication SP-81, American Concrete Institute, 1984, pp 433-439.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il personale del Laboratorio Prove Materiali e Strutture presso la Facoltà di Ingegneria del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica della Università di Roma "La Sapienza", ed in particolare il p.i. De Iulio, per la collaborazione nell'esecuzione delle prove sperimentali e la Ditta CEVIP Prefabbricati S.p.a. per la fornitura dei materiali e del personale per la confezione dei provini e dei prototipi, ed in particolare il geom. Cormio responsabile del Laboratorio prove della Ditta CEVIP.

COMPORTAMENTO DI PARETI IN CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA
PRIMI RISULTATI SPERIMENTALI

GIAN MICHELE CALVI GIORGIO MACCHI

Dipartimento di Meccanica Strutturale
Universita' di Pavia

SOMMARIO

Questa memoria presenta i primi risultati di una ricerca sperimentale e numerica volta a caratterizzare il comportamento di pareti di controventamento in calcestruzzo ad alta resistenza. Vengono quindi prese in esame sia le caratteristiche meccaniche di base del materiale (resistenza a compressione e a trazione, moduli elastici, aderenza) sia i risvolti sulla risposta in presenza di azioni taglianti dominanti (danneggiamento, percentuali di armatura, meccanismi di rottura), commentando tra l'altro i risultati di prove di compressione diagonale ciclica su pannelli.

SUMMARY

This paper presents the first results of an experimental and analytical research with the objective of studying the behavior of shear walls built with high strength reinforced concrete. Comments are given either on the basic mechanical properties (compressive and tensile strength, moduli of elasticity, bond) and on the structural answer in presence of high shear stresses (damageability, reinforcing percentage, failure mechanisms). Tests have been performed also on wall panels subjected to cyclic diagonal compression.

1. PREMESSA

Conglomerati di classe compresa tra C60 e C90, ove la resistenza a compressione e' intesa in MPa, sono ora effettivamente disponibili per una produzione di massa di strutture sia in stabilimento di prefabbricazione sia in cantiere, grazie all'uso di superfluidificanti o di calcestruzzi additivati.

Non puo' dirsi tuttavia completamente risolto il problema della estensione a tale nuovo materiale sia dei modelli di calcolo sia delle regole minime di progettazione (armatura minima, ancoraggio, ecc.) per strutture in c.a e c.a.p., si e' anzi di fronte al fenomeno paradossale di un materiale utilizzato nella pratica prima di essere stato studiato in laboratorio.

Si e' segnalato in passato come i progressi nella tecnologia dei materiali comportino un continuo attento aggiornamento dei modelli e delle norme di progettazione, poiche', parallelamente al miglioramento (ricercato ed ottenuto) di taluni parametri, quale principalmente la resistenza, si determinano variazioni di altri, la cui funzione puo' essere meno evidente al progettista ma puo' risultare determinante al comportamento strutturale.

In quest'ottica il presente lavoro intende essere un primo contributo all'esame delle conseguenze che le caratteristiche dei conglomerati ad alta resistenza possono determinare sulla duttilita' delle strutture con essi realizzate, in particolare quando si sia in presenza di una prevalenza delle sollecitazioni taglienti su quelle flessionali.

2. OBIETTIVI E METODI

Una certa "fragilita'", dei conglomerati ad alta resistenza e' stata messa in evidenza da tempo [1,2], intendendo con cio' indicare l'assenza di un lungo ramo discendente nel diagramma sforzo-deformazione, e' noto altresì che nelle strutture in C.A. la duttilita' e' generalmente ottenuta grazie allo snervamento dell'acciaio e non ricorrendo a proprieta' intrinseche del calcestruzzo [3].

Obiettivo del programma di ricerca descritto nel seguito e' l'individuazione delle condizioni sotto le quali e' possibile garantire un prescritto valore di duttilita' quando si utilizzi calcestruzzo ad alta resistenza.

In particolare l'interesse maggiore e' orientato sul comportamento di pareti di controventamento, per le quali e' piu' difficile ipotizzare l'influenza di parametri diversi dalla resistenza a compressione.

Tale obiettivo e' stato perseguito innanzitutto mediante la sperimentazione di laboratorio, che ha compreso:

- prove di compressione su cubo e su cilindro
- misure ultrasoniche su cubi a diversi valori di sollecitazione
- prove di trazione indiretta su cilindro
- prove di pull out
- prove di compressione diagonale ciclica su pannelli 1.00x1.40 m
- prove su pareti 2.00 x 4.00 m con diverse modalita' di carico, geometria del calcestruzzo e disposizioni di armatura.

Le ultime prove sono in corso ed i loro risultati non costituiscono oggetto della presente nota.

3. RISULTATI SPERIMENTALI

3.1. Modulo elastico

E' gia' stato evidenziato che alcune formulazioni di uso corrente per la valutazione del modulo elastico (E) in funzione della resistenza a compressione tendono a fornire valori troppo elevati al crescere della resistenza [1,2,4,5,6,7,8,9,10]. In figura 1 sono sintetizzate alcune di tali relazioni, in particolare vale la pena di sottolineare che la relazione proposta da Nilson e' stata ricavata sulla base di prove effettuate su calcestruzzi ad alta resistenza.

I risultati ottenuti dalla ricerca in corso, benché il numero delle prove sia limitato, sembrano confermare i valori piu' bassi per il modulo elastico, per cui particolarmente criticabile appare la relazione proposta dalle Norme Italiane [8]. A titolo di esempio si consideri che per un calcestruzzo con $R_{ck} = 70$ Mpa il modulo elastico varrebbe 43447 Mpa secondo le Norme italiane, mentre le prove hanno fornito valori di poco superiori a 30000 Mpa.

Va sottolineato infine che l'andamento della curva sforzi deformazioni

si mantiene sostanzialmente lineare sino a valori di sollecitazione dell'ordine del 65% della sollecitazione di rottura.

3.2. Modulo di Poisson

In tutte le prove effettuate il modulo di Poisson (ν) e' risultato compreso tra 0.15 e 0.20, concordemente con i valori indicati in letteratura.

3.3 Velocita' delle onde ultrasoniche

E' noto che per un materiale omogeneo, isotropo ed elastico la velocita' longitudinale di un treno di onde piane varia proporzionalmente alla radice quadrata del modulo elastico se si suppongono costanti il modulo di Poisson e la densita' di massa. Alcune misure di velocita' rilevate su cubetti sono riportate in figura 2 in funzione della resistenza del cubetto. Si puo' rilevare che i valori sono prossimi a quelli indicati in letteratura, con una decisa tendenza asintotica al crescere della resistenza.

Se si ipotizza una dipendenza di E da f_c secondo una potenza di 0.5 i punti sperimentali dovrebbero essere interpolati con una curva secondo una potenza di 0.25; l'interpolazione risulterebbe certamente migliore facendo dipendere E da R_c secondo una potenza di 0.33, come suggerito dal CEB [8,10] e confermato da altre prove su calcestruzzi ad alta resistenza [2].

3.4. Danneggiamento

E' gia' stato osservato da diversi ricercatori [4,5,6,11,12] come la microfessurazione abbia inizio per frazioni piu' elevate della sollecitazione ultima nel caso di calcestruzzo ad alta resistenza rispetto al calcestruzzo normale. Le prove effettuate alla Cornell University indicano un inizio di fessurazione tra il 65 e lo 80 % della sollecitazione ultima.

Tali risultati sono confermati dalle curve sforzo deformazione ottenute, cui si e' gia' fatto cenno, e da rilevazioni ultrasoniche effettuate nel corso di prove di carico su cubetti. I risultati di tali prove sono sintetizzati nelle figure 3 e 4.

3.5. Resistenza a trazione

La variazione della resistenza a trazione (f_t) in funzione di quella a compressione viene valutata in modo sensibilmente diverso da autori o normative differenti. Se cio' e' da un lato spiegabile con l'elevata dispersione dei risultati, dall'altro e' opportuno sottolineare l'importanza del parametro soprattutto ai fini della determinazione dei minimi di armatura.

Ulteriore confusione e' talora ingenerata dai tre modi diversi di valutare la resistenza a trazione: assiale diretta, indiretta su cilindro, per flessione. La figura 5 tenta una sintesi dei valori suggeriti, rapportando tutto alla resistenza su cubo; i risultati delle prove di trazione indiretta effettuate sembrerebbero attestarsi sui valori piu' bassi tra quelli che si ottengono dalle varie formulazioni (ovvero i valori ACI [14]), ma il loro numero limitato obbliga ad essere molto cauti, soprattutto perche' tali valori sono apparentemente in

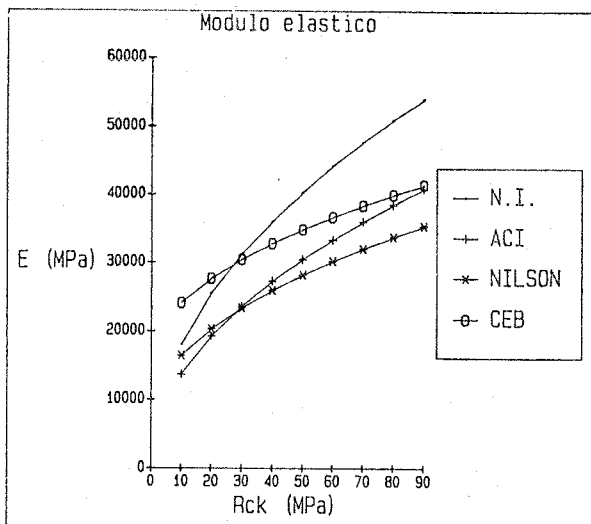


Fig.1 - Confronto tra formulazioni per la valutazione di E

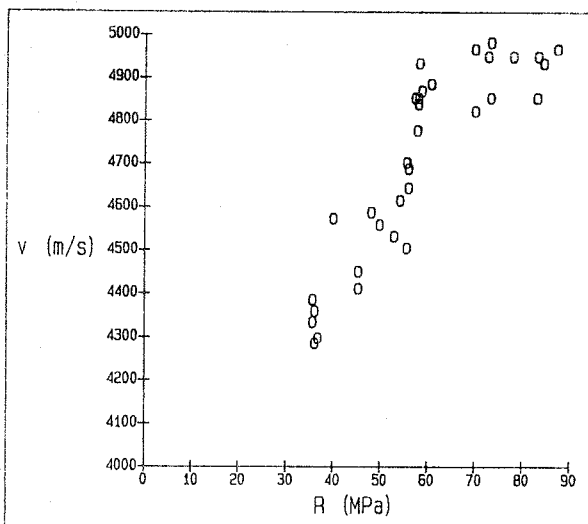


Fig.2 - Velocità ultrasoniche in funzione della resistenza (dati sperimentali)

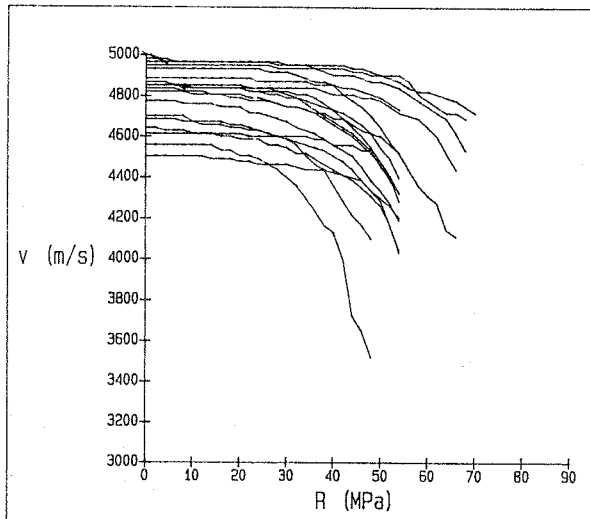


Fig.3 - Velocità ultrasoniche in funzione della sollecitazione

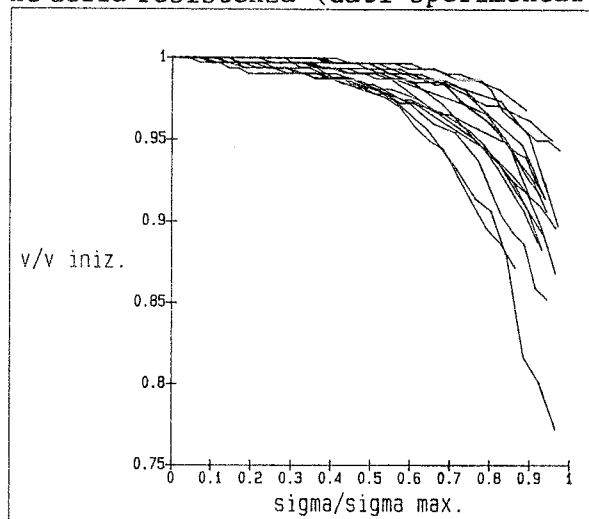


Fig.4 - Normalizzazione della figura 3

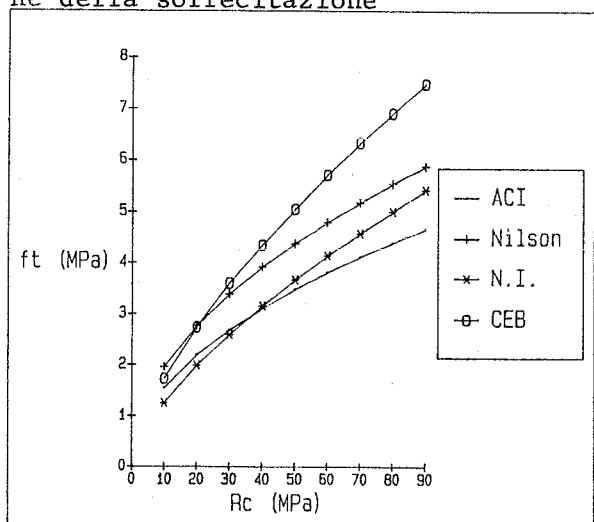


Fig.5 - Confronto tra formulazioni per la valutazione di f_t

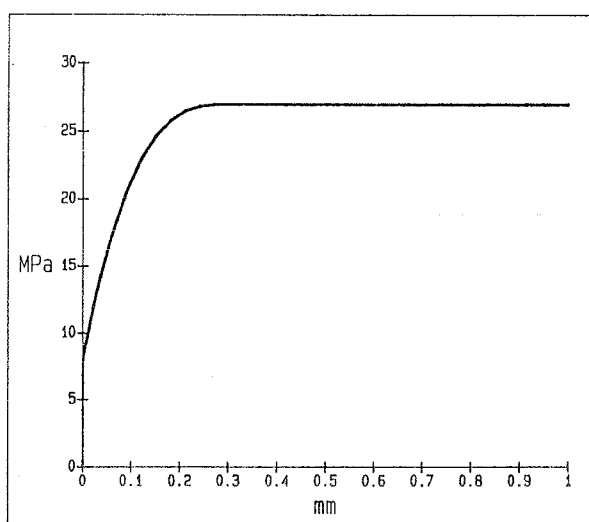


Fig.6 - Idealizzazione delle curve sperimentali aderenza-scorrimento

contraddizione con quanto ottenuto dalle prove di compressione diagonale su pannelli di cui si dira' nel seguito.

3.6. Aderenza

Scarsa attenzione e' dedicata in letteratura alla possibile variazione dell'aderenza al crescere della resistenza del calcestruzzo.

Prove pull out effettuate secondo le istruzioni RILEM [13] su barre ϕ 8 e ϕ 10 sembrano indicare un inizio di scorrimento per valori della sollecitazione teorica di aderenza compresi tra 6 e 10 MPa e rottura per valori superiori a 25 MPa (figura 6).

3.7. Prove di compressione diagonale

La letteratura sul comportamento a taglio di strutture in calcestruzzo ad alta resistenza e' relativamente limitata ed in genere riferita a travi piuttosto che a pannelli [15,16,17,18].

Nell'ambito della ricerca presente sono state effettuate prove su due pannelli di 1 x 1 m, spessore 80 mm, con cordoli superiore ed inferiore 200 x 300 mm con armatura 6 passo 200 mm in entrambe le direzioni posizionate al centro, in tutto simili, salvo la resistenza del calcestruzzo, a quelli presentati dagli stessi autori in [13].

La resistenza (su cubo) del calcestruzzo e' stata pari a 70 Mpa.

I risultati della sperimentazione sono illustrati nelle figure 7-14, che mostrano ad un primo sguardo comportamenti molto diversi nelle due prove.

Le prime considerazioni da farsi sono in realta' del tutto analoghe nei due casi:

- e' sostanzialmente identica la deformabilita' iniziale, che consente di quantificare l'ipotetica larghezza di una biella compressa di rigidezza equivalente. Tale larghezza e' compresa nei quattro casi (due diagonali per due prove) tra 50 e 70 cm, ovvero tra un terzo e la meta' della diagonale del pannello (figura 15);
- la prima fessura si apre in entrambi i casi per un carico diagonale prossimo a 1000 KN che coincide con una sollecitazione massima nel centro del pannello dell'ordine di 8 MPa, considerevolmente superiore ai valori indicati al punto 3.5. come risultati di prove di trazione indiretta su cilindro. L'apertura della fessura non e' preceduta da microfessurazione evidente, si ha al contrario un comportamento pressoché perfettamente lineare.

Il comportamento successivo del pannello e' fortemente influenzato dalla configurazione geometrica della prima fessura, con particolare importanza della possibilita' di chiudere i carichi esterni contrapposti con una biella compressa di calcestruzzo senza coinvolgere necessariamente l'armatura (figura 15). Se cio' non avviene, come nel caso del secondo pannello, l'armatura deve essere in grado di sopportare la forza che veniva precedentemente assorbita dal calcestruzzo in trazione. Considerando una resistenza ultima dell'acciaio pari a 630 MPa (ottenuta sperimentalmente sugli acciai impiegati) si richiederebbero armature minime pari allo 0.5 % nel caso di resistenze a trazione del calcestruzzo di 3 MPa e armature minime pari allo 1.3 % per $f_t = 8$ MPa. L'armatura dei pannelli sperimentati, armati secondo le consuetudini

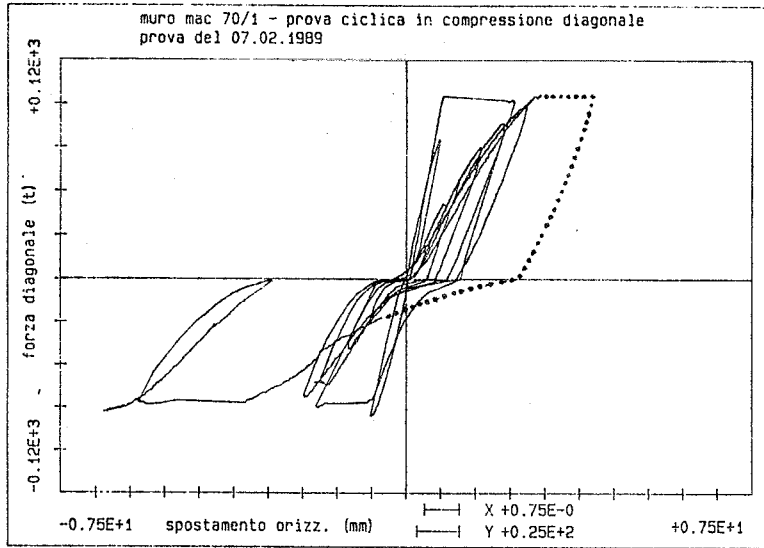


Fig.7

I punti indicano una curva ricostruita sulla base di comparatori centesimali per distacco della base di misura

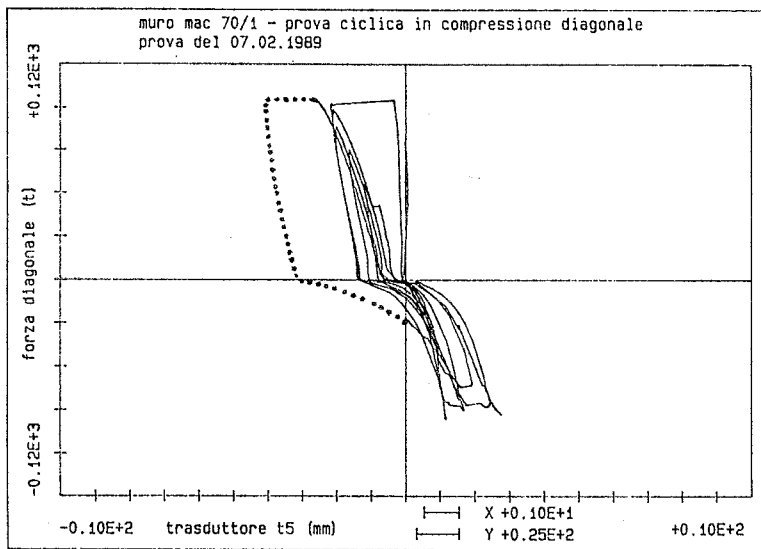


Fig.8

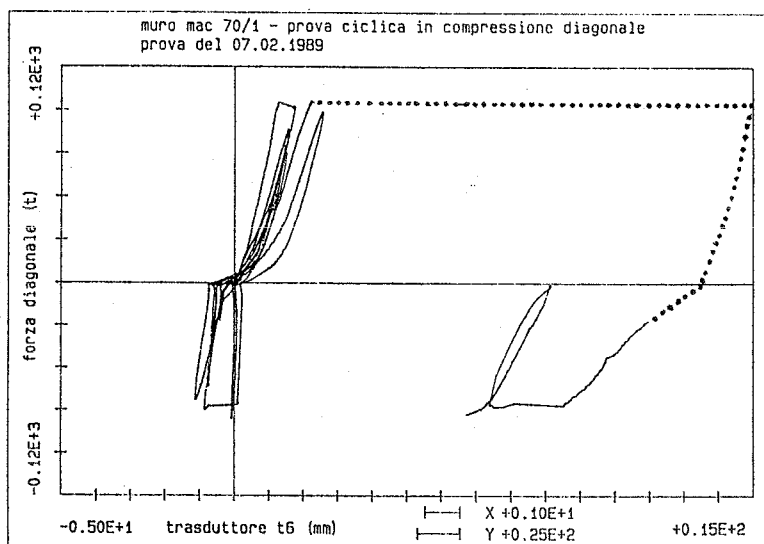


Fig.9

Fig.10

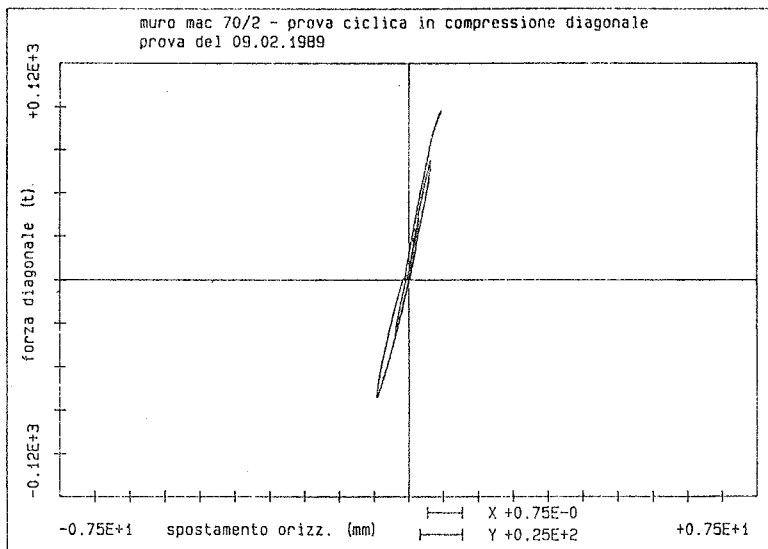


Fig.11

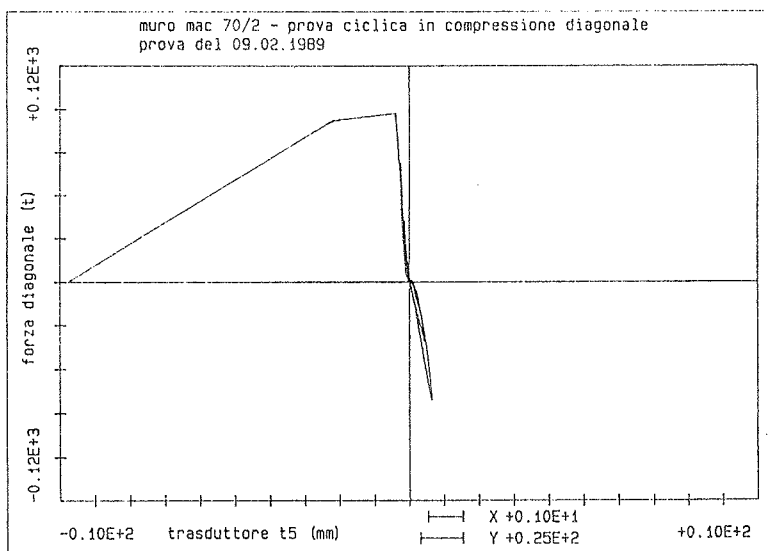
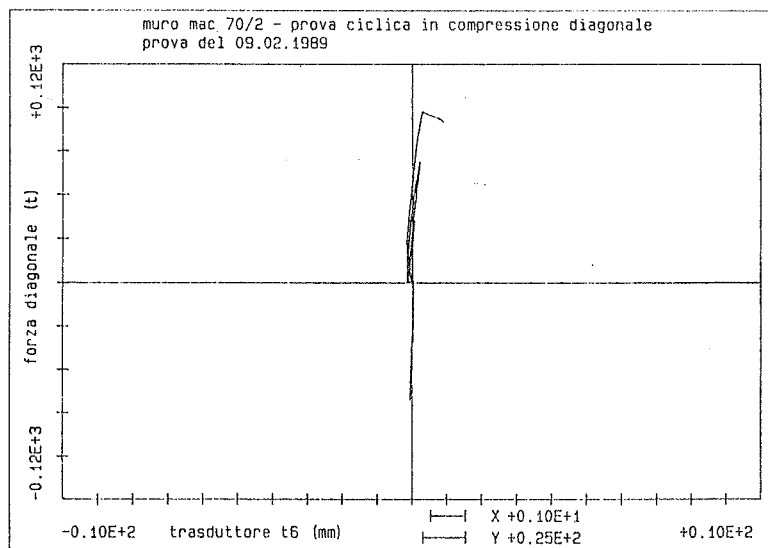


Fig.12



italiane per le pareti (consentite dalle norme), era pari allo 0.18 %, per cui le uniche possibilita' di equilibrio dopo l'apertura della prima fessura erano costituite dalla presenza di una biella compressa in grado di sopportare il carico di fessurazione, o dalla immediata diminuzione del carico. La seconda possibilita' e' purtroppo resa impossibile dalla insufficiente rigidezza della macchina di prova che all'apertura della fessura restituisce una eccessiva quantita' di energia elastica.

In conseguenza della troppo bassa percentuale di armatura si dispone apparentemente di una maggiore duttilita' quando il quadro fessurativo consente di avviarsi ad una rottura del calcestruzzo compresso. Infatti nella prima prova e' stato possibile effettuare numerosi cicli arrivando a duttilita' locali di spostamento dell'ordine di dieci in entrambe le direzioni di carico, pur avendosi in una direzione rottura finale del calcestruzzo e nell'altra rottura finale dell'acciaio, mentre nella seconda prova la geometria della fessura ha condotto ad una immediata rottura dell'acciaio orizzontale per insufficienza dell'armatura. C'e' naturalmente da attendersi invece maggior duttilita' con questo modo di rottura, qualora l'armatura sia superiore alla minima necessaria.

Le figure 16-19 costituiscono un ulteriore contributo alla comprensione dei risultati. In particolare la figura 18 illustra la probabilita' di rottura nelle diverse zone del pannello per un comportamento lineare elastico, cioe' sino all'apertura della prima fessura. La distanza dalla rottura e' stata calcolata ipotizzando un andamento lineare del dominio di rottura biassiale nel quadrante misto trazione-compressione, e mostra chiaramente come le zone piu' prossime alla rottura siano costituite dal centro del pannello (prevalenza di trazione) e dalla zona piu' prossima al cordolo nell'angolo in cui il carico e' applicato (prevalenza di compressione). La prevalenza della trazione o della compressione sono illustrate in figura 19 in cui con +1 si e' indicata la trazione pura, con -1 la compressione pura, con 0 la uguaglianza degli sforzi principali di trazione e di compressione.

4. CONCLUSIONI

Lo studio sperimentale dei conglomerati ad alta resistenza ha gia' consentito di acquisire una parziale conferma della loro idoneita' a migliorare il comportamento delle strutture in cemento armato nei riguardi delle azioni sismiche. Sembra infatti possibile confermare alcune proprieta', aprioristicamente prevedibili, favorevoli sia nei riguardi del danneggiamento sotto azioni sismiche frequenti sia nei riguardi della duttilita' sotto azioni sismiche estreme.

- Il danneggiamento interno che si manifesta nel conglomerato per microfessurazione sotto stati di tensione inferiori a $0.5 f_c$ e' considerevolmente minore che nei conglomerati normali; cio' deriva presumibilmente dal fatto che sono minori le tensioni di distacco della pasta cementizia dall'inerte. Tale comportamento si accorda con la constatazione che il diagramma sforzi deformazioni resta lineare sino ad elevati valori della compressione; questa caratteristica, che fa a taluni ritenere "fragile" il conglomerato ad alta resistenza, corrisponde invece ad una favorevole proprieta', quella di sopportare ripetizioni di sforzi elevati senza sostanziali danneggiamenti interni, quindi anche ad una apprezzabile maggiore

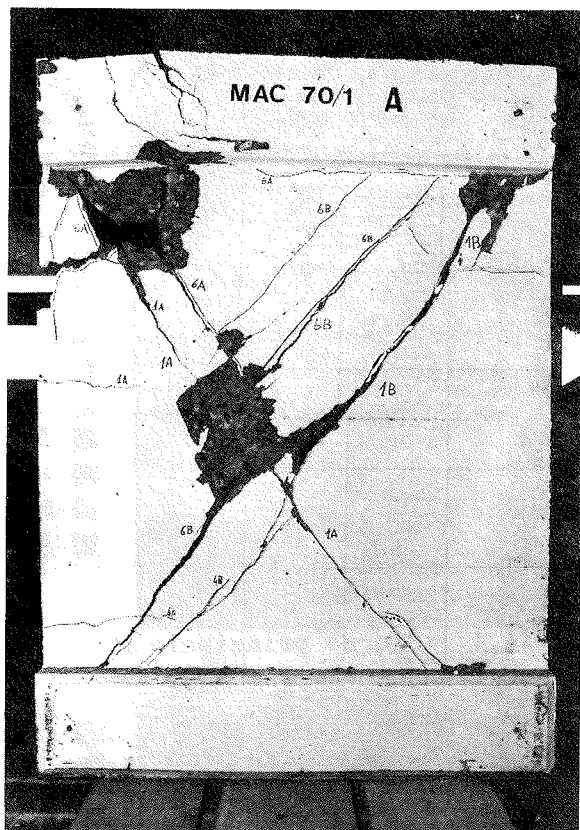


Fig.13 - Pannello 1 alla fine della prova

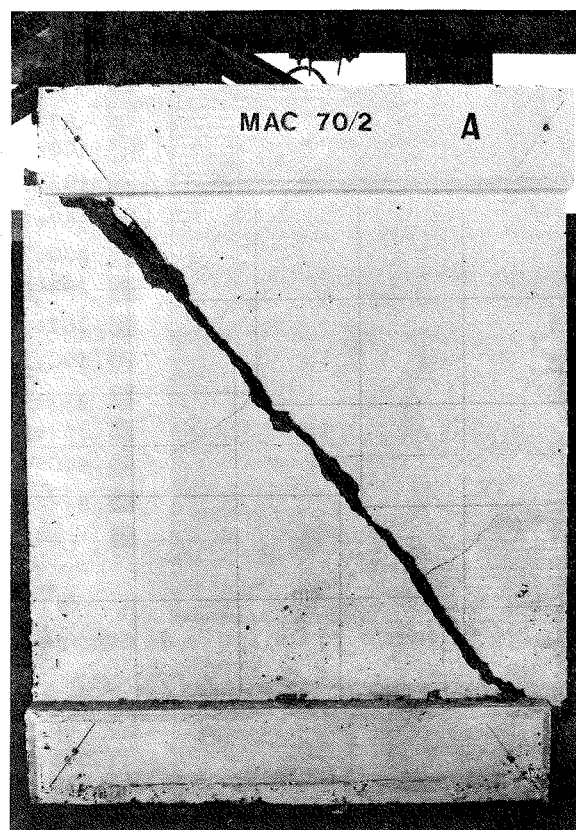


Fig.14 - Pannello 2 alla fine della prova

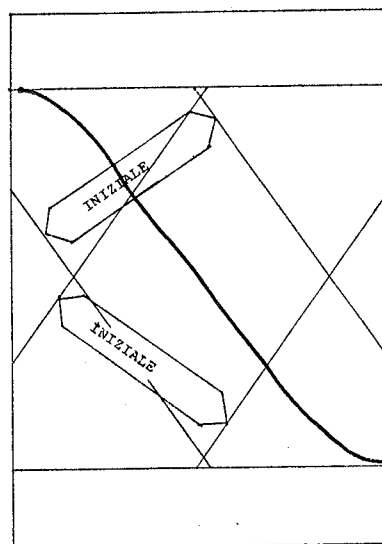
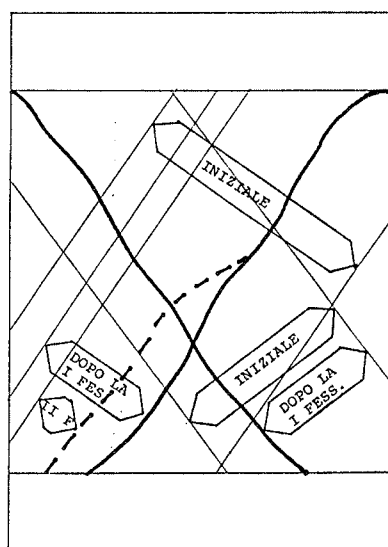


Fig.15 - Posizione delle fessure e larghezza delle diagonali equivalenti calcolate sulla base degli spostamenti misurati

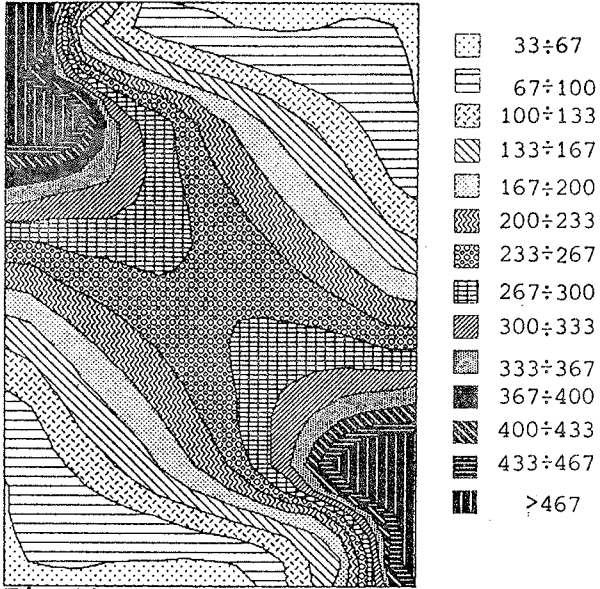


Fig. 16 - Sforzo principale di compressione MPa P = 1000 kN

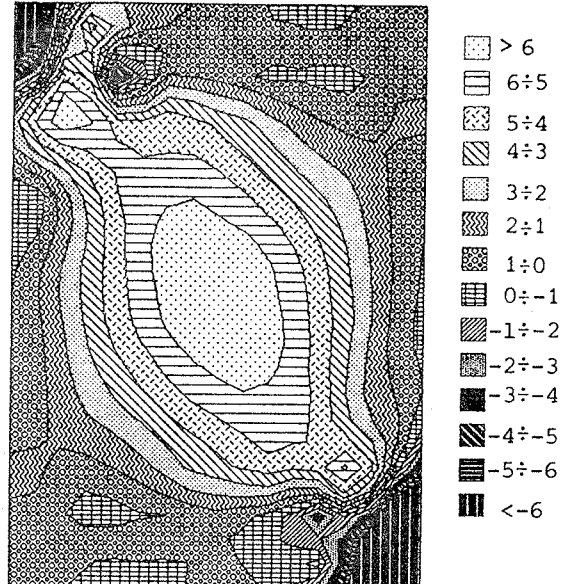


Fig. 17 - Sforzo principale di trazione MPa P = 1000 kN

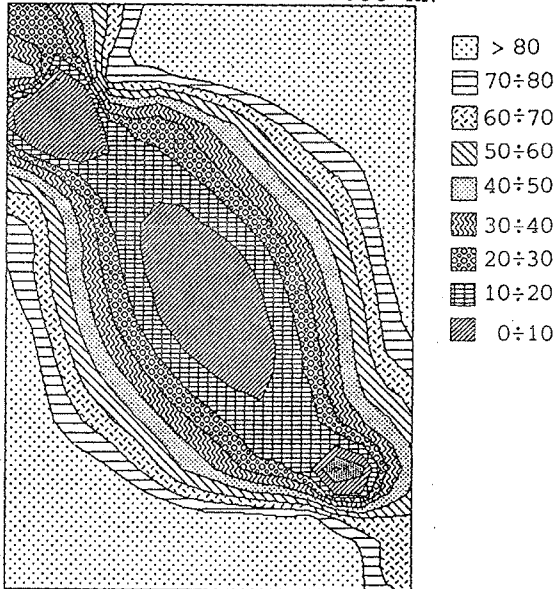


Fig. 18 - Distanza dalla rottura %

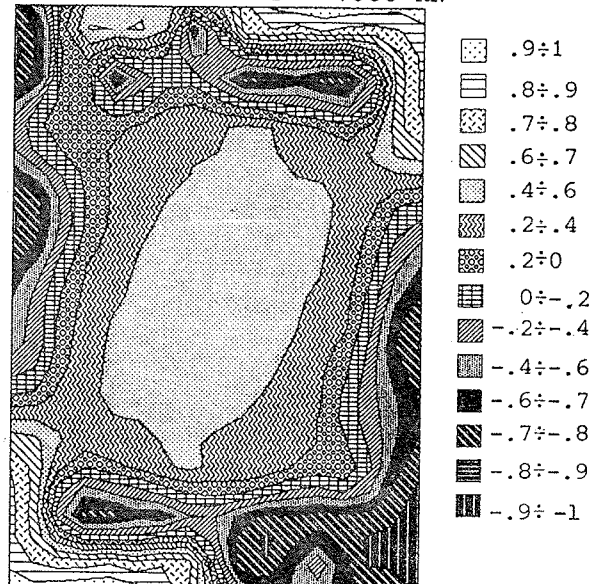


Fig. 19 - Tipo di rottura (+1 trazione, -1 compressione, 0 $\sigma_c = \sigma_t$)

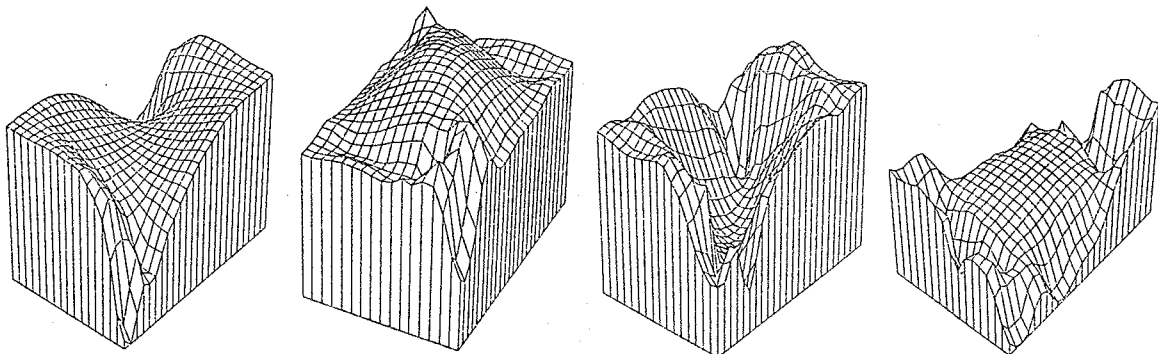


Fig. 20 - Illustrazione tridimensionale delle figure 16-19

idoneita' a sopportare frequenti azioni sismiche moderate.

- Sotto l'effetto di azioni sismiche estreme i muri di controventamento in cemento armato, dopo la formazione di due famiglie di fessure diagonali, possono perire per compressione delle bielle compresse oppure dar luogo allo snervamento dell'armatura consentendo un comportamento duttile anche in presenza di azione ciclica tagliante.

Quest'ultimo comportamento, piu' favorevole, e' naturalmente favorito dalla maggiore resistenza e dal minor danneggiamento ciclico delle bielle compresse.

Alle condizioni teste' precisate quindi sembra che i conglomerati ad alta resistenza possano convenientemente utilizzarsi per conferire duttilita' alle strutture resistenti al sisma.

Va sottolineato peraltro come la possibilita' di sfruttare la duttilita' dell'acciaio sia subordinata all'utilizzo di percentuali di armatura considerevolmente piu' elevate di quelle attualmente indicate come valori minimi. La penalizzazione nel calcolo per l'uso di basse percentuali di armatura non dovrebbe consistere in una semplice riduzione del fattore di comportamento, ma nella sua completa eliminazione dal calcolo, poiche' la duttilita' attesa diventa in tal caso pari ad uno.

Infine si ritiene che fra i numerosi aspetti da approfondire sperimentalmente e numericamente meriti un posto preminente l'investigazione sulla reale resistenza a trazione del calcestruzzo ad alta resistenza, soprattutto in relazione a stati biassiali di sollecitazione, alla presenza di armatura, agli effetti di zone limitrofe a diverso stato di sollecitazione.

5. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. CARRASQUILLO R.L., NILSON A.H., and SLATE, F.O., Properties of High-Strength Concrete Subject to Short-Term Loads, ACI Journal, May/June 1981.
2. GERSTLE K., Material Behavior Under Various Types of Loading, High Strength Concrete, Proc. of a Workshop held at the University of Illinois at Chicago Circle, Dec. 2-4, 1979, S.P. Shah Editor
3. HOLAND I., High Strength Concrete - A Major Research Programme, High Strength Concrete, Tapir Ed., 1987
4. NILSON A.H., Properties and Performance of High-Strength Concrete, IABSE Symposium, Paris-Versailles, 1987
5. NILSON A.H., High Strength Concrete - An Overview of Cornell Research, High Strength Concrete, Tapir Ed., 1987
6. AHMAD S. H., SHAH S. P., High Strength Concrete - A Review, High Strength Concrete, Tapir Ed., 1987
7. ACI COMMITTEE 363 State-of-the-Art Report on High Strength Concrete, ACI Journal, July/Aug. 1984
8. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, CEB Bulletin N. 124-125 E, Lausanne, 1978
9. Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, D.M. 27/5/85, G.U. N. 113, 17/5/1986
10. CEB Draft of Model Code 1990, CEB Bulletin 190, Lausanne, 1988

11. CARRASQUILLO R.L., SLATE F.O., and NILSON A.H., Microcracking and Behavior of High - Strength Concrete Subject to Short-Term Loading. ACI Journal, May/June 1981
12. WITTMANN F., Micromechanics of Achieving High Strength Concrete, High Strength Concrete, Chicago, 1979
13. RILEM/CEB/FIP Recommendation, Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton, essai par traction, Materials and Structures, Vol. 6, N. 32, 1973
14. CALVI G. M., MACCHI G., Ductility Evaluation of Concrete Wall Panels, Proceedings IX WCEE, Tokio-Kioto, 1988
15. COLLINS M.P., Shear Design of Complex High Strength Concrete Structures, High Strength Concrete, Tapir Ed., 1987
16. FRENAY J.W., PRUIJSSERS A.F., REINHARDT H.W., WALRAVEN J.C., Shear Transfer in High-Strength Concrete, High Strength Concrete, Tapir Ed., 1987
17. MARRO P., Bending and Shear Tests Up to Failure of Beams Made with High-Strength Concrete, High Strength Concrete, Tapir Ed., 1987
18. ELZANATY A.H., NILSON A.H. and SLATE F.O., Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete, ACI Journal, March/April 1986

La presente ricerca rientra nel Progetto Strategico CNR "Materiali cementizi ultrasistenti, duttili e durabili", nel quale sono intervenute le società MAC S.p.a. di Treviso ed UNICEM di Torino quali industrie che sviluppano i nuovi materiali.

Il calcestruzzo ad alta resistenza è stato confezionato con supercemento RHEOCEM.

PARAMETRI DI RITIRO PER L'ANALISI STRUTTURALE DEL RIVESTIMENTO IN
CALCESTRUZZO SPECIALE DEL LOTTO 4 - LINEA 3 DELLA METROPOLITANA MILANESE

D. CAMPAGNA, A. MIGLIACCI

Ingegneri Progettisti
Studio Tecnico M.S.C. e Associati s.r.l.
MILANO

A. QUADRIO, D. RIPAMONTI

Impresa Quadrio Curzio S.p.A.
MILANO

SOMMARIO

Nella progettazione del rivestimento in calcestruzzo delle gallerie della Metropolitana Milanese, si e' constatato che tale rivestimento puo' risultare interessato dal ritiro in maniera non trascurabile qualora esso sia in tutto o in parte senza armature metalliche. Pertanto, si e' resa necessaria un'apposita sperimentazione allo scopo di minimizzarne gli effetti, come e' poi evidenziato dalle relative analisi strutturali.

SUMMARY

The concrete final lining of the Milan subway tunnel is only partially reinforced; in this case the shrinkage may not be neglected. For this reason it was necessary a specific experimental research on the concrete mix design in order to minimize the shrinkage effects. Comments on the consequent structural analysis are also given.

1. PREMESSA

La realizzazione delle gallerie metropolitane a foro cieco nel sottosuolo di Milano, dopo le sperimentazioni compiute nella Linea 2 (I), (II), ha ricevuto nei lotti della Linea 3 la sua definitiva sistematizzazione attraverso la tecnica del consolidamento del terreno mediante iniezioni cementizie (Fig.1). Tale procedimento costruttivo - che da' luogo ad una struttura costituita dall'associazione resistente di tre parti: terreno cementato, prerinvestimento spruzzato, rivestimento definitivo in calcestruzzo speciale pompato in opera - richiede una specifica progettazione ed analisi strutturale, nonche' appropriati metodi di controllo (III), (IV). In particolare, come dati di base "lato sollecitazione" sono dettate dalla Metropolitana Milanese condizioni severe di carico ed ipotesi cautelative, sia per la possibile risalite della falda, sia nei riguardi dell'evoluzione urbanistica circostante (scavi per nuovi cantieri, carichi di nuovi fabbricati). Tuttavia, si e' constatato che il rivestimento definitivo in calcestruzzo, realizzato anche a notevole distanza di tempo dalla costruzione del cavo (comprendente il consolidamento del terreno, lo scavo ed il prerinvestimento), risulta interessato anche da altre azioni che sono rappresentate dalle variazioni di temperatura e dal ritiro del calcestruzzo.

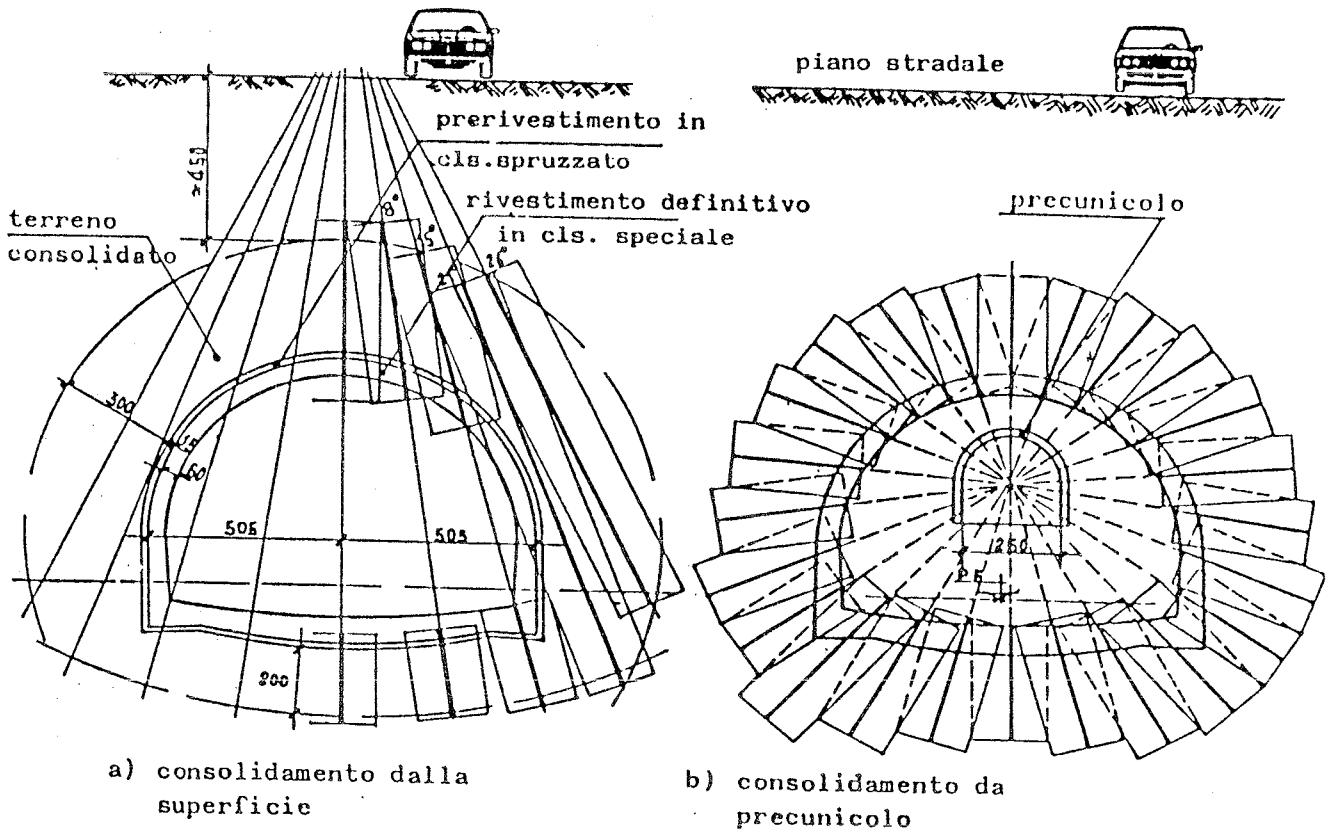


Fig. 1

Gli effetti prodotti da queste azioni possono rivelarsi significativi, entro una certa misura, soprattutto quando il rivestimento viene realizzato in tutto o in parte senza armature metalliche, come e' quello del Lotto 4 della Linea 3 nelle gallerie tipo da 8,90 m a doppio binario (Fig. 2).

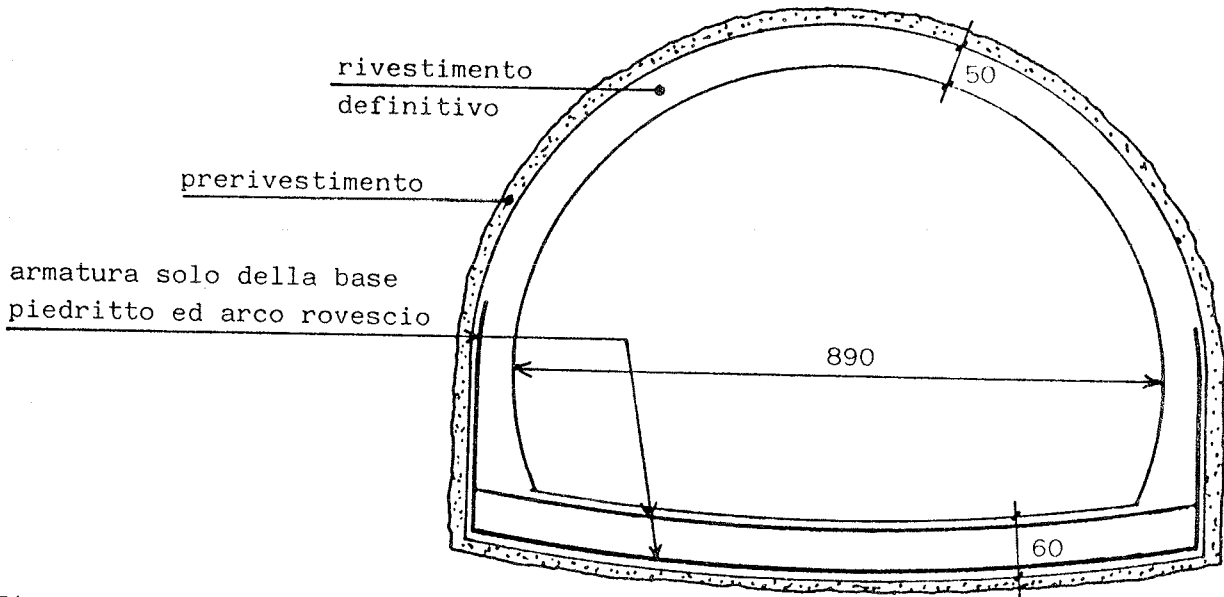


Fig. 2 - Galleria di linea da m. 8.90 - Armatura tipo

Pertanto, si e' reso necessario svolgere una campagna di ricerca sperimentale sul comportamento a ritiro di diverse miscele di calcestruzzo speciale, appositamente studiate allo scopo di minimizzare gli effetti del ritiro sulla struttura, tenendo presente la necessita' quasi contrastante che la miscela doveva restare pompabile dopo anche due ore dal trasporto in autobetoniera e per lunghi tratti orizzontali, attese le modalita' di getto in opera del rivestimento stesso (Fig. 3).

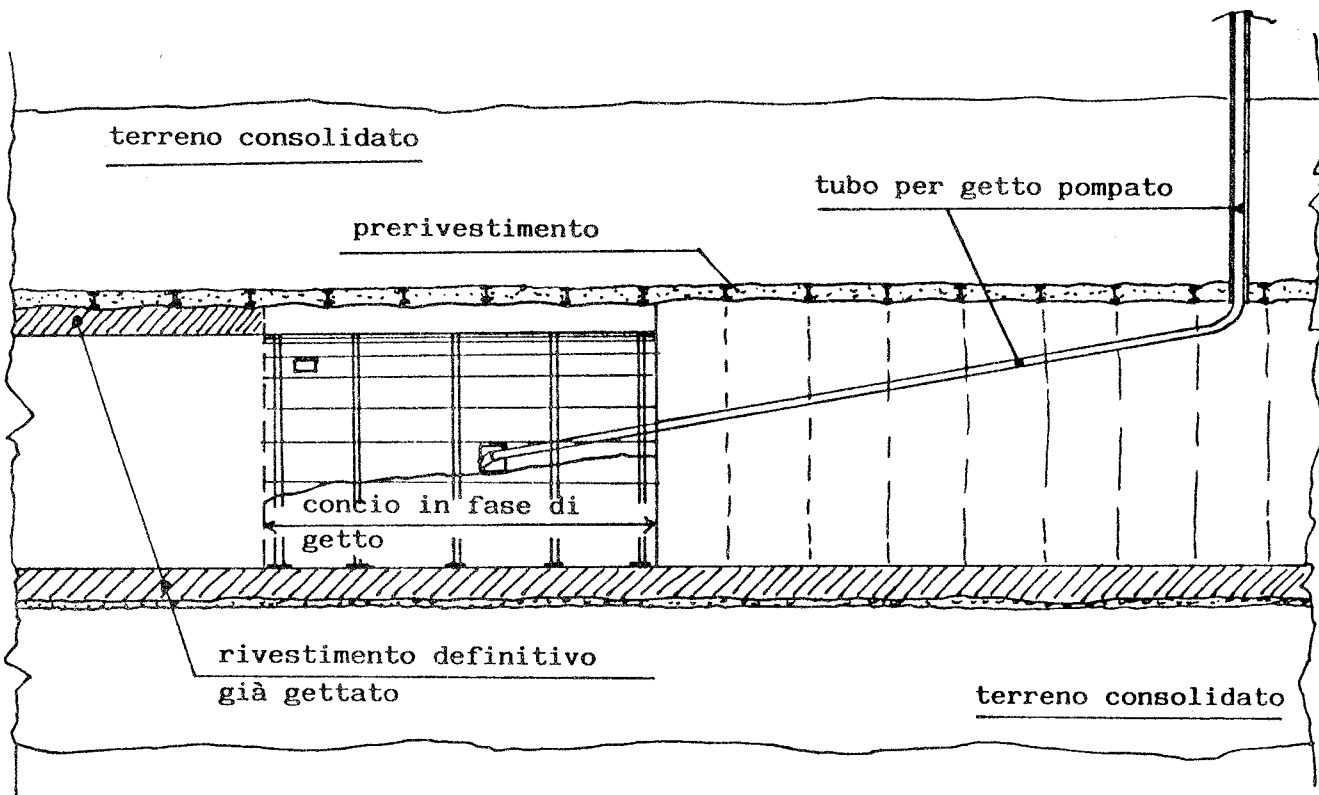


Fig. 3 - Modalità di getto del rivestimento definitivo

Peraltro, lo studio degli effetti prodotti dal ritiro e dalle variazioni di temperatura sul rivestimento definitivo (praticamente armato solo nell'arco rovescio, Fig. 2, per far fronte alla prescritta risalita della falda (1)) era stato riconosciuto come indispensabile in tale situazione strutturale. Si sono allora mosse due ricerche di base: la prima ricerca volta alla determinazione delle temperature negli spessori dei rivestimenti nel corso del tempo (ricerca tutt'ora in atto), la seconda per lo studio sperimentale delle miscele cementizie piu' convenienti tenuto conto dell'esigenze congiunte di avere:

- resistenza caratteristica a 28 gg., $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a 7 gg., $R_{ck} \geq 20 \div 24 \text{ N/mm}^2$, con valori operativi a 1 g. di almeno $7 \div 9 \text{ N/mm}^2$;
- facile pompabilita' dopo anche 2 h (a trasporto avvenuto) su distanze orizzontali fino a 30 m,
- minimo ritiro igrometrico (possibilmente con valore finale verso i 150 $\mu\epsilon$),
- massimo contenimento dello shock termico da presa.

Nelle note presente, si riassumono i risultati della ricerca sul ritiro fino ad oggi disponibile e si richiamano i risultati della relativa analisi strutturale. Quest'ultima conferma la convenienza di determinare direttamente i parametri di ritiro (peraltro come consigliato dalla stessa normativa (V), tanto che tale ricerca puo' dirsi praticamente indispensabile per le situazioni strutturali del tipo di quella in oggetto.

2. RICERCA SPERIMENTALE

Per poter soddisfare all'esigenze elencate nel precedente capitolo, si sono svolte prove su diverse miscele di calcestruzzo, prima in laboratorio, a titolo d'indirizzo, poi in cantiere con prelievo da autobetoniera. Si fa riferimento alla seguente siglatura delle miscele:

- A - miscela ordinaria; cemento pozzolanico 325 (Cementi ROSSI, Piacenza); quattro classi di inerti come consigliato dal preconfezionatore (COSMOCAL, S. Angelo Lodigiano, MI); rapporto acqua/cemento = $a/c = 0,60 \div 0,65$ (max);
- B,C,D - miscele con additivi; cemento e inerti come per A; rapporti $a/c = 0,50 \div 0,55$ (max).

Nel nostro problema, i dati qualificanti una miscela erano sostanzialmente due:

- il valore finale del ritiro ϵ_{roc} , ai fini della verifica strutturale,
- il mantenimento nel tempo di una sufficiente lavorabilita' (curve slump/tempo t), ai fini del pompaggio, giacche' per tutte le miscele addittivate si dimostrano facilmente raggiungibili le resistenze operative richieste e tempi brevi per consentire la traslazione del cassero.

- (1) La geometria adottata per la galleria tipo della Linea 3 a doppio binario non era proprio delle piu' felici, poiche' costringeva l'arco rovescio a funzionare essenzialmente come una trave per la quale necessitano apposite armature. Le cose sono ora cambiate per la gallerie del Passante, ad esempio di larghezza piu' che doppia in stazione (17,4 m, Fig. 4), nella quale l'arco rovescio ben curvato puo' manifestare il comportamento ad arco.

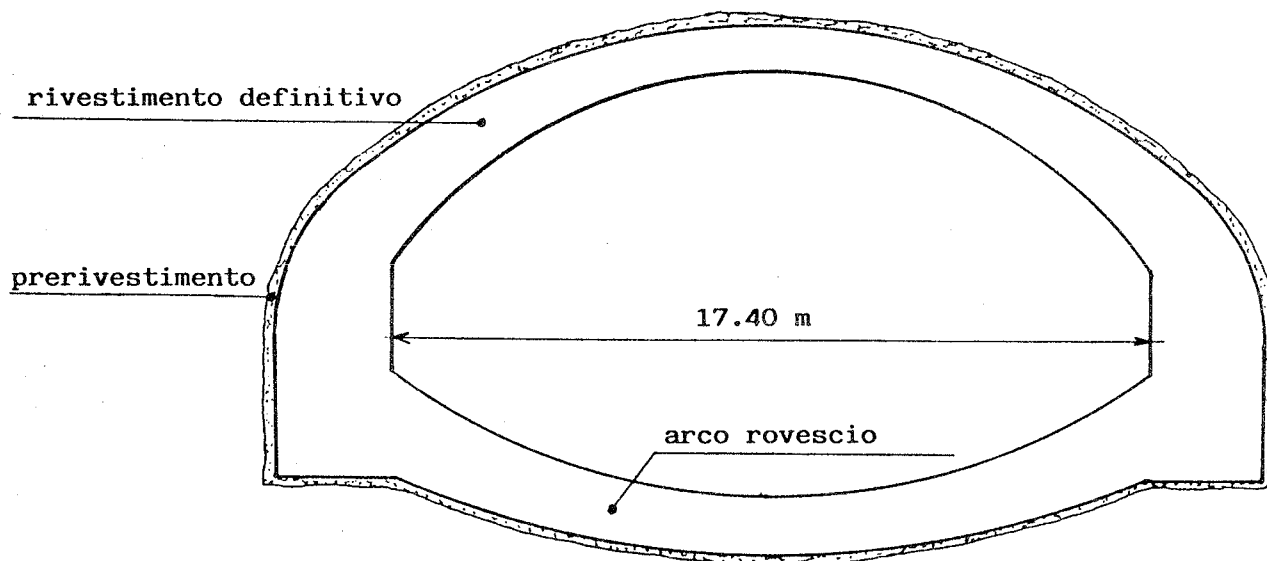


Fig. 4 - Passante ferroviario, lotto 1 PC - Galleria di stazione

L'Impresa esecutrice QUADRIO CURZIO S.p.A. volle che fossero effettuate prove di qualifica presso due fornitori distinti di additivi, denominati nel seguito F1 ed F2.

I risultati furono in entrambi i casi positivi, praticamente nella stessa misura, arrivando ad individuare la miscela piu' conveniente per l'esigenze richieste. Così, per i calcestruzzi prelevati da autobetoniera, in Fig. 5 sono riportati gli andamenti $\epsilon_r(t)$ ricavati dalle prove svolte su prismi secondo UNI 6555 (VI) ed in Fig. 6 quelli relativi allo slump (t). In Fig. 7, a conferma delle possibilita' di resistenza a tempi brevi, si hanno gli andamenti $R_{ck}(t)$.

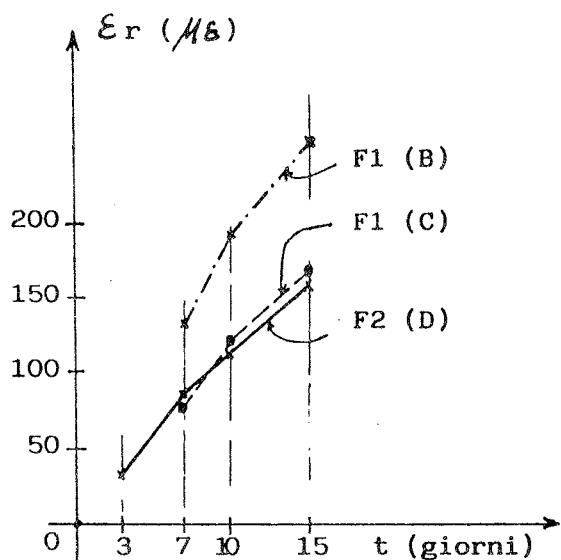


Fig. 5

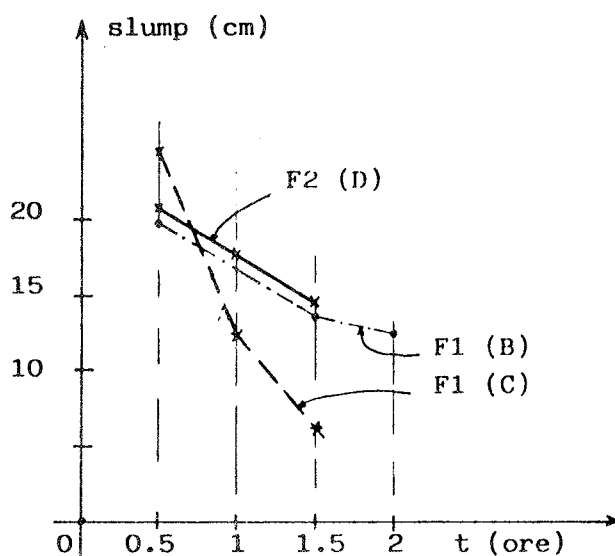


Fig. 6

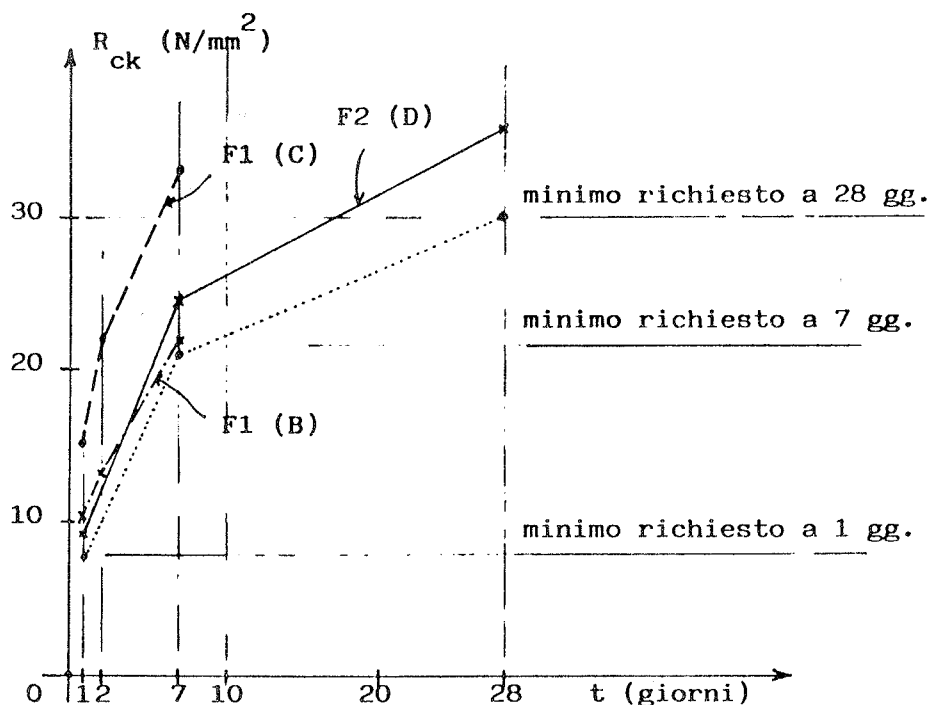


Fig. 7

Dai valori di ritiro misurati secondo UNI, si possono prevedere i seguenti valori di ϵ_r a 2 anni (praticamente ϵ_{roo}), in presenza di umidità relativa 70% e spessore fittizio ≥ 50 cm (2):

- per F1 (C) e F2 (D) $\epsilon_{roo} = 110 \mu\epsilon$;
- per F1 (B) $\epsilon_{roo} = 160 \mu\epsilon$.

La lavorabilità richiesta (slump ≥ 12 cm, dopo 2 h) risulta soddisfatta dalle miscele eseguite con F1 (B) e con F2 (D) (Fig. 6).

(2) Le prove di laboratorio effettuate presso il fornitore F1 (fig. 5) sono state eseguite su provini $15 \times 15 \times 60$ cm (UNI 6555), ottenendosi i seguenti risultati per la deformazione da ritiro (per es. miscela B)

$$\epsilon_r(15 \text{ gg.}) = 256 \mu\epsilon \quad (\text{u.r.} = 50\%; \text{spessore fittizio} = 7,5 \text{ cm.}).$$

Poiché a 6 mesi ragionevolmente, come da letteratura tecnica (VIII), il ritiro può stimarsi:

$$\epsilon_r(180 \text{ gg.}) = \frac{\epsilon_r(15 \text{ gg.})}{0,5} = 512 \mu\epsilon, \quad (\text{Fig. 8})$$

tenendo conto dell'effetto amplificativo a 2 anni ($\gamma = 1,15$) si ottiene il corrispondente ritiro:

$$\epsilon_r(2 \text{ anni}) = 1,15 \times \epsilon_r(180 \text{ gg.}) = 590 \mu\epsilon.$$

Considerando infine un'umidità media presunta del 70% e uno spessore fittizio ≥ 50 cm, come nel caso in esame, il ritiro effettivo prevedibile a 2 anni può stimarsi:

$$\epsilon_r(2 \text{ anni})_p = 590 \times 0,7 \times 0,4 = 160 \mu\epsilon,$$

dove i due coefficienti rappresentano rispettivamente la riduzione dovuta all'umidità relativa e allo spessore fittizio.

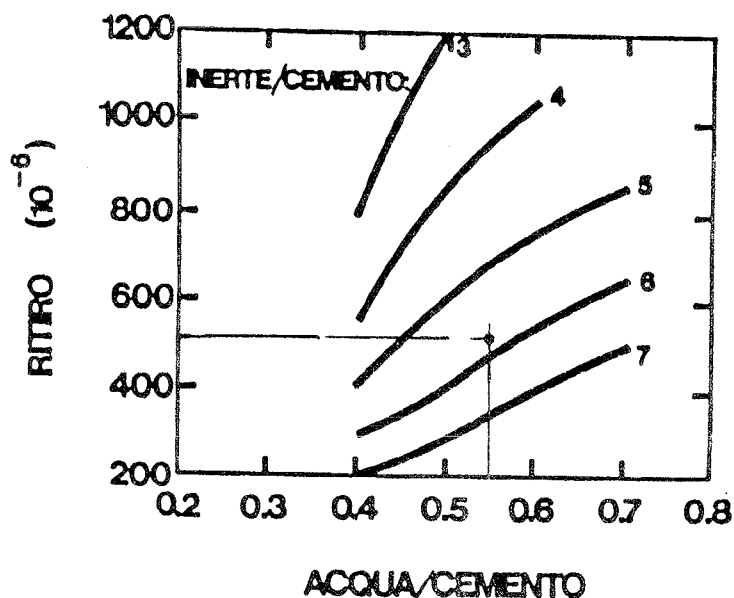


Fig. 8 - Ritiro a sei mesi (u.r. = 50%; $t = 21^\circ \text{C}$) di provini prismatici (sezioni 10×10 cm) in cls. confezionato con diversi rapporti acqua/cemento ed inerte/cemento

In ogni caso, risultano soddisfatti i minimi di resistenza e tempi brevi (Fig. 7).

Nelle figure precedenti, i significati dei simboli sono:

F1 = fornitore 1, miscele: (B) superfluidificata, (C) iperfluidificata;

F2 = fornitore 2, miscela: (D) superfluidificata.

Si noti che il contenuto di cemento (c) nelle miscele (B) e (C) era di 330 Kg/mc, mentre nella (D) era di 350 Kg/mc (di 390 Kg/mc nella (D') di laboratorio).

Per esteso, i risultati ottenuti in laboratorio e in cantiere (prelievo da autobetoniera) sono riportati nelle tabelle che seguono. Si tenga presente, oltre a quanto ivi indicato, che le quattro classi di inerti impiegate dal preconfezionatore COSMOCAL (ghiaia 15/25, ghiaia 7/15, ghiaietto 3/6, sabbia) danno luogo alla curva granulometrica 1 di Fig. 9, convenientemente modificata verso la curva 2 con riduzione percentuale dell'inerte grosso ai fini del pompaggio (in figura e' anche rappresentata la "fascia" granulometrica ottimale).

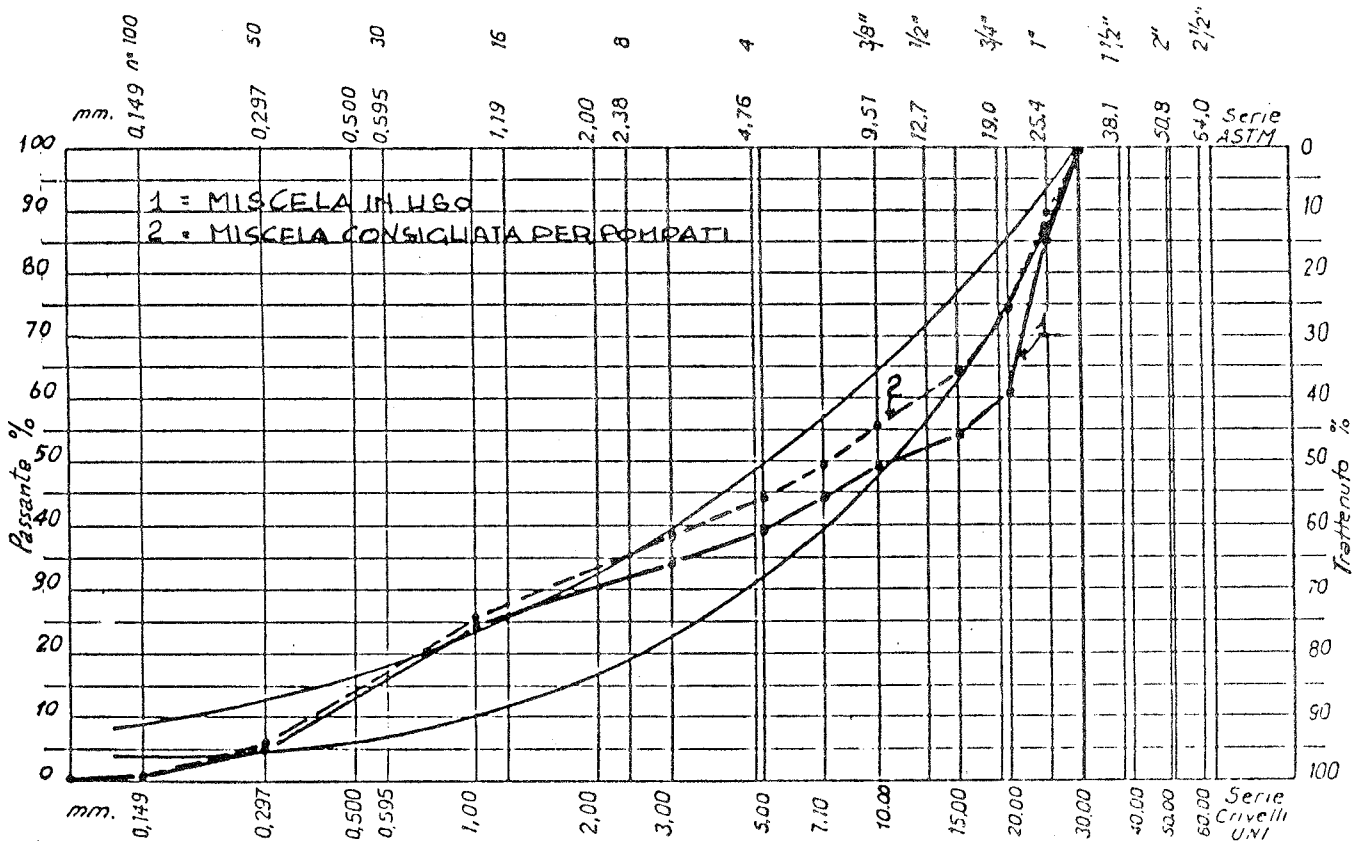


Fig. 9 - Laboratorio (F2) - Curve granulometriche degli inerti

TABELLA 1 - Prove in laboratorio (F1) ; tre miscele A,B,C			
N.B.:	miscela		
	A	B	C
(slump iniziale > 20 cm)			
c (cemento, Kg/mc)	376	307	303
a/c (acqua/cemento)	0,60	0,59	0,48
i/c (inerti/cemento)	4,50	5,87	6,16
peso specifico (Kg/mc)	2296	2288	2318
additivo (l/mc)	--	3,68	7,57
Rck (N/mm ²), a 1 g.	2	2	3
a 3 gg.	8,5	9,5	11,5
Rct indiretta (N/mm ²)	0,64	0,74	0,77
valore teorico (ϵ) di ϵ_r (1 anno), u.r. 70% , spessore fittizio > 50 cm	270	170	110

TABELLA 2 - Prove in cantiere (F1) ; due miscele B, C da 4 mc ciascuna		
	miscela	
	B	C
c (cemento, Kg/mc)	330	330
a/c (acqua/cemento)	0,55	0,43
i/c (inerti/cemento)	5,69	6,02
additivo (l/mc)	4,0	6,6
slump (cm), iniziale (0,5 h)	20	24
dopo 1 h	--	12
dopo 1,5 h	13	6
dopo 2 h	12	--
Rck (N/mm ²), a 1 g.	9,6 (28 h)	15,8
a 2 gg.	12,9	22,4
a 7 gg.	22,0	33,2
ϵ_r (t), a 10 gg.	190	120
a 15 gg.	256	170
valore teorico (ϵ) di ϵ_r (2 anni), u.r. 70% , spessore fittizio > 50 cm	160	110

TABELLA 3 - Prove in laboratorio (F2); tre miscele A, D', D			
	miscela		
	A	D'	D
c (cemento, Kg/mc)	390	390	350
a/c (acqua/cemento)	0,641	0,489	0,425
additivo (% in peso)	--	2	2
Rck (N/mm ²), a 1 g.	4,1	9,2	8,3
a 7 gg.	13,2	24,5	23,7
a 28 gg.	22,7	36,1	37,1
slump (cm), iniziale	20	22	22
a 0,5 h	--	20,5	--
a 1 h	--	18	--
a 2 h	--	14	--

TABELLA 4 - Prove in cantiere (F2); una miscela da 3 mc	
	miscela
	D
c (cemento, Kg/mc)	350
a/c (acqua/cemento)	---
additivo (% in peso)	2
Rc (N/mm ²), a 1 g.	9,1
a 7 gg.	24,0
a 28 gg.	---
slump (cm), iniziale (0,5 h)	21
a 1 h	17
a 1,5 h	14

Quale conclusione, ai fini dell'analisi strutturale e per le esigenze cantieristiche, si puo' fare riferimento ad una miscela che abbia i seguenti requisiti, sicuramente ottenibili:

c (cemento, Kg/mc)	350
a/c (acqua/cemento)	0,5
slump (cm), iniziale (0,5 h)	22
a 2 h	14
Rck (N/mm ²), a 1 g.	8
a 28 gg.	32
ϵ_{roo} ($\mu\epsilon$)	150.

Si possono quindi studiare gli effetti prodotti dal ritiro con tale valore di ϵ_{roo} , ritenendolo equivalente ad una variazione termica uniforme $\Delta T = -15^{\circ}C$.

3. ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale sotto gli effetti del ritiro e' stata sviluppata facendo riferimento al modello di calcolo di Fig. 10.

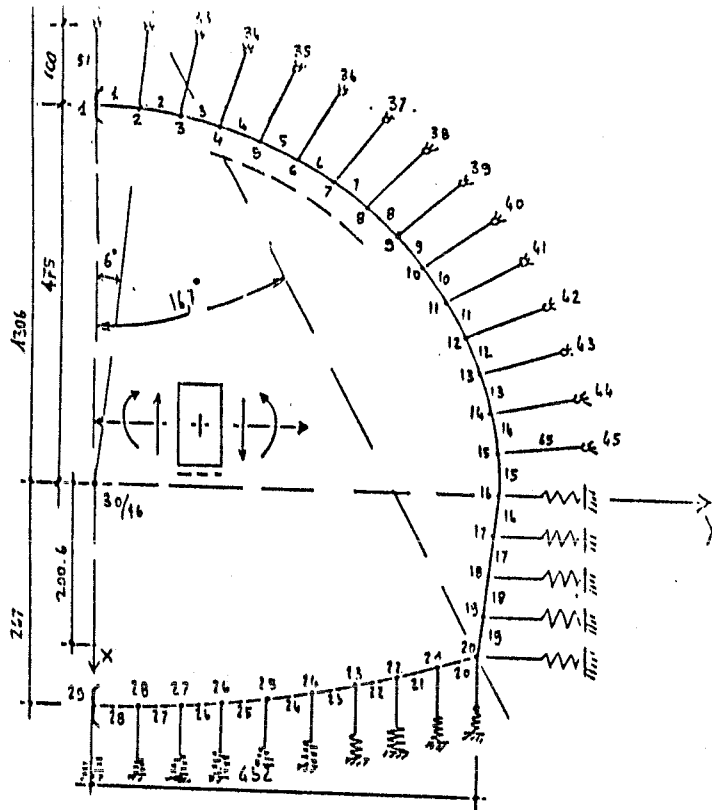


Fig. 10 - Modello di calcolo strutturale

Le bielle e le molle che schematizzano la presenza del terreno debbono manifestamente risultare compresse, affinché possano essere considerate attive, e ciò per la diversa combinazione di azioni da prendere in esame. Per tale ipotesi di vincoli laterali anclonomi, l'analisi strutturale va fatta:

- sotto la contemporanea presenza di tutte le azioni per ogni combinazione considerata,
- per via iterativa, partendo dal modello completo (tutte le bielle e molle attive) e modificando questo progressivamente si da escludere quei vincoli laterali che risultassero tesi.

Le combinazioni considerate sono state tre:

- peso proprio + ritiro, con modulo E_c del calcestruzzo,
- come la precedente 1), ma con modulo fittizio $1/2 E_c$ per piedritti e calotta,
- peso proprio + ritiro + variazione termica negli spessori + risalita delle falda (da capitolato), sempre con modulo E_c .

L'analisi 2) vuole tener conto, con il criterio del "modulo fittizio" (VII), delle deformazioni viscosi di piedritti e calotta, oltreche' della loro maggiore deformabilita' elastica rispetto all'arco rovescio, giacche' questo viene gettato per primo anche con notevole anticipo di tempo rispetto al resto del rivestimento.

La differenziazione del comportamento reologico di piedritti-calotta rispetto all'arco rovescio, ad esempio nella forma impiegata nell'analisi 2), non può essere introdotta nell'analisi 3) ove la temperatura e il carico di falda intervengono ad età avanzata del manufatto (allora puramente elastico in tutte le sue parti), oltreché avendo un carattere non permanente. Per le suddette combinazioni di azioni, le rispettive iterazioni finali hanno definito i tre schemi statici resistenti rappresentati nella Fig. 11, 1),2),3), dove sono indicate le sole bielle e molle attivate (zone di terreno circostante reagenti in compressione).

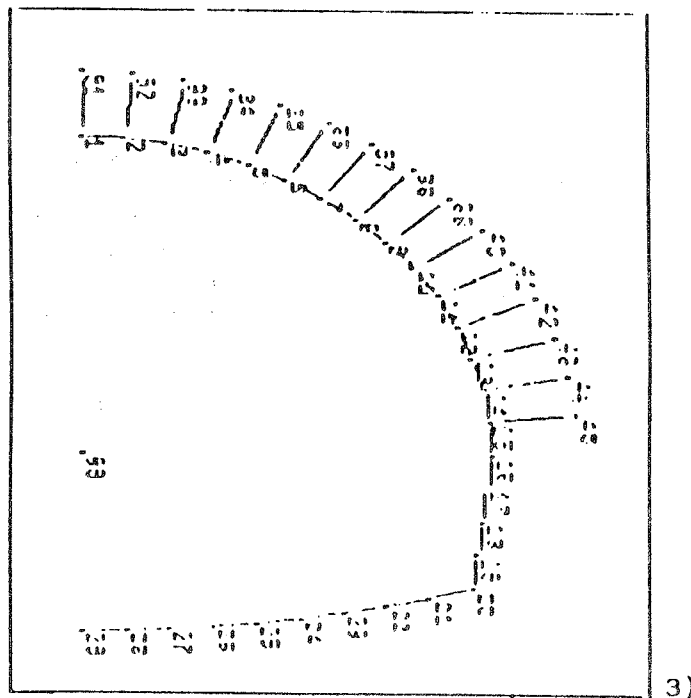
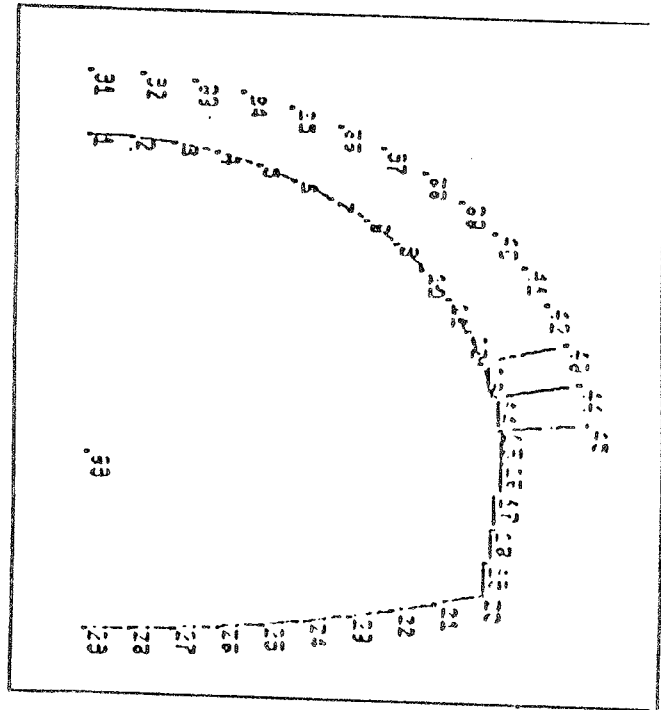
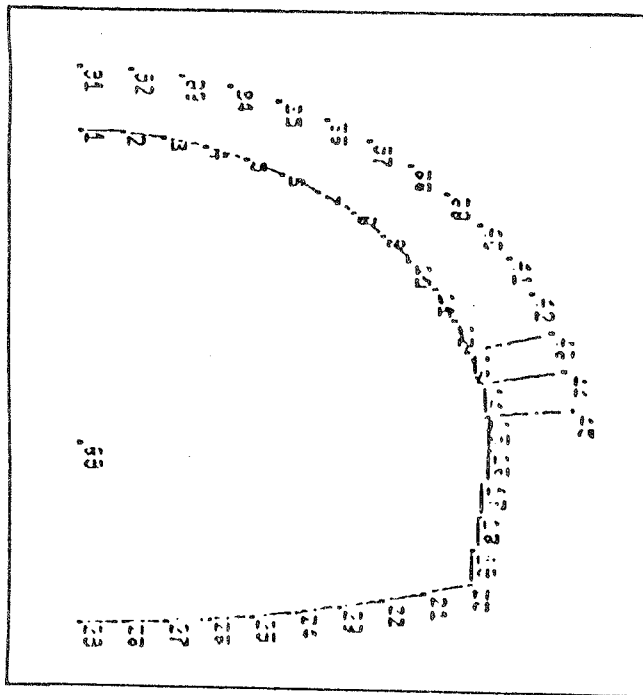
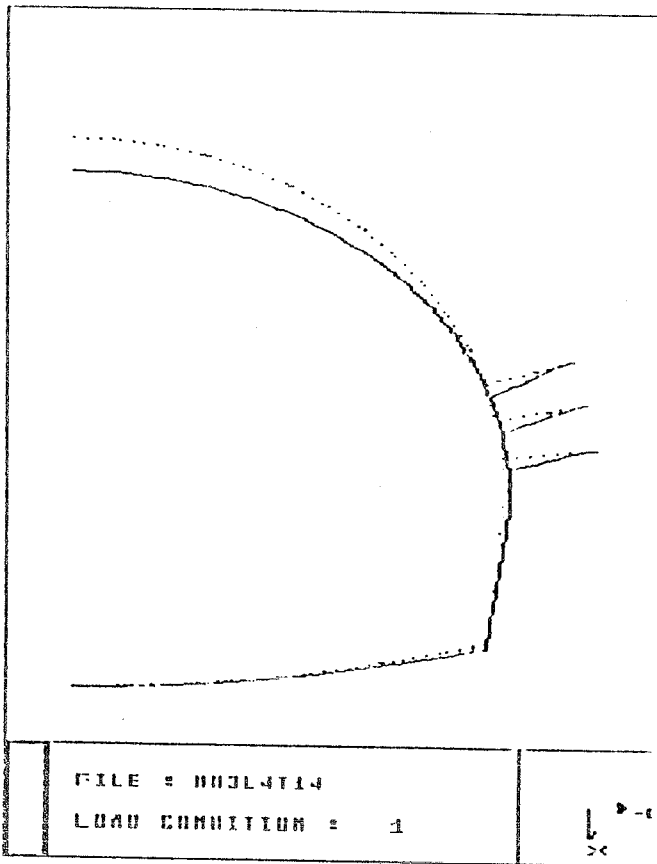
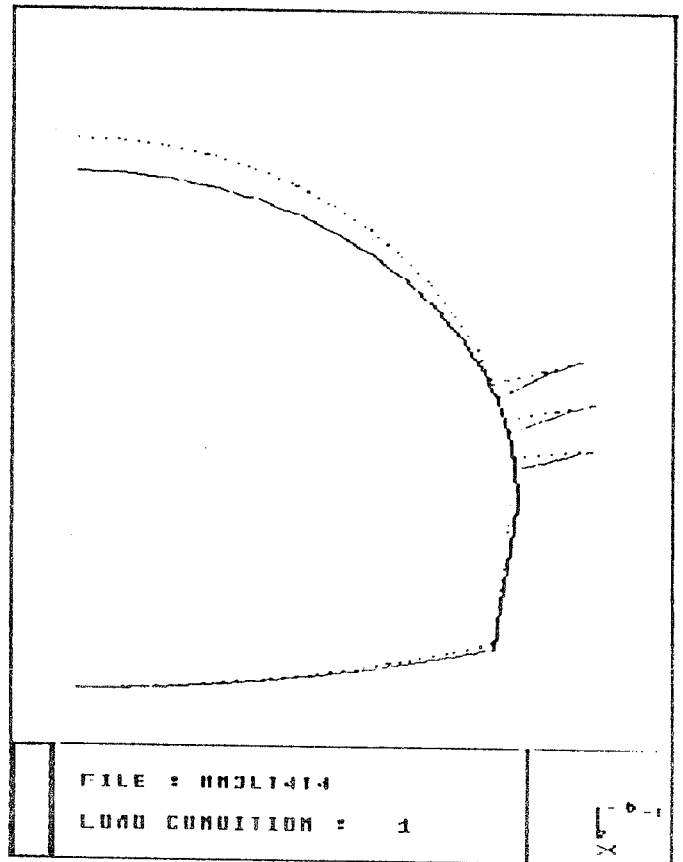


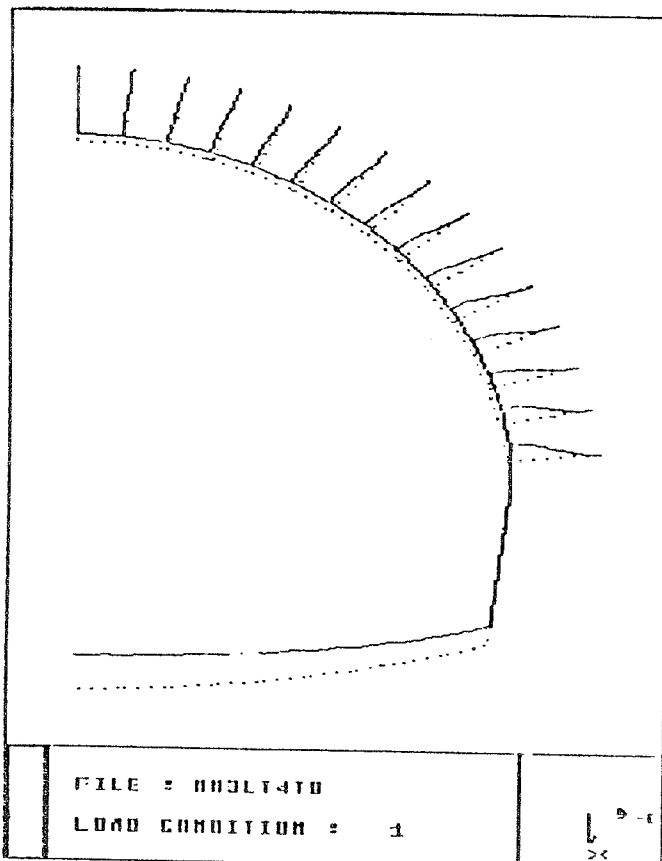
Fig. 11 - Schemi statici resistenti



1)



2)



3)

Nella Fig. 12 (sempre 1),2),3)) sono invece rappresentate le rispettive "deformate" del rivestimento che meglio evidenziano le zone di vincolo laterale inerte causa il "distacco" della struttura dal terreno (zone impossibilitate a reagire in trazione anche a causa della presenza del manto separatore di impermeabilizzazione in PVC). Infine, nella Fig. 13, 1),2),3)), sono rappresentati gli stati tensionali piu' significativi.

Fig. 12 - Deformate

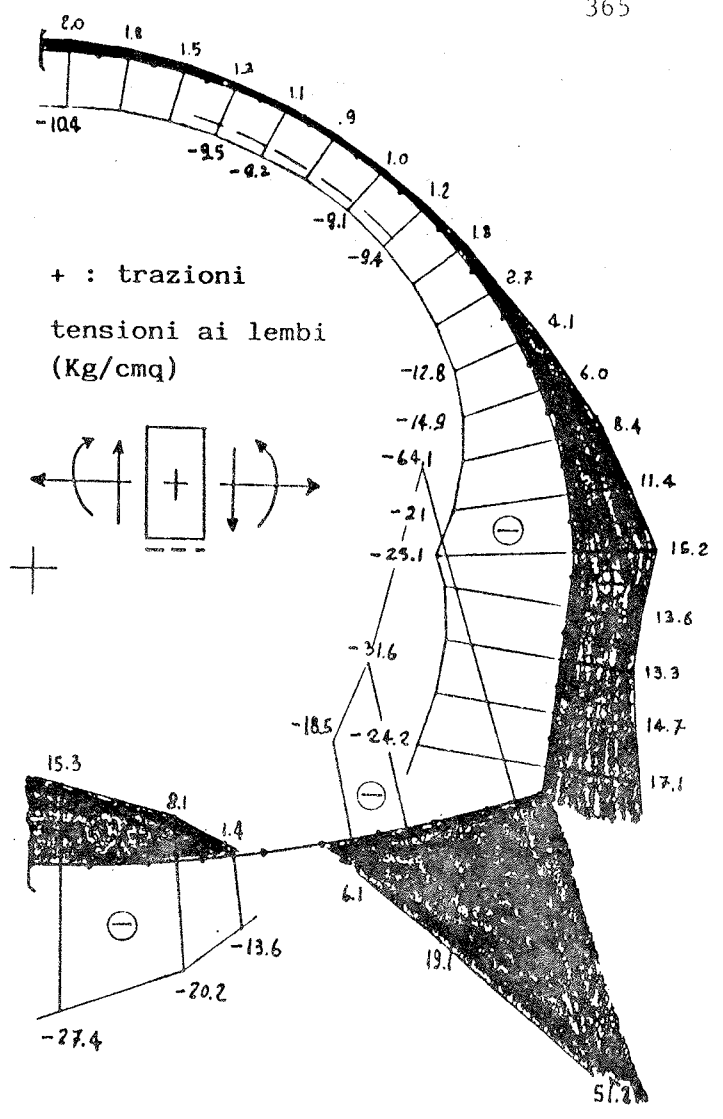
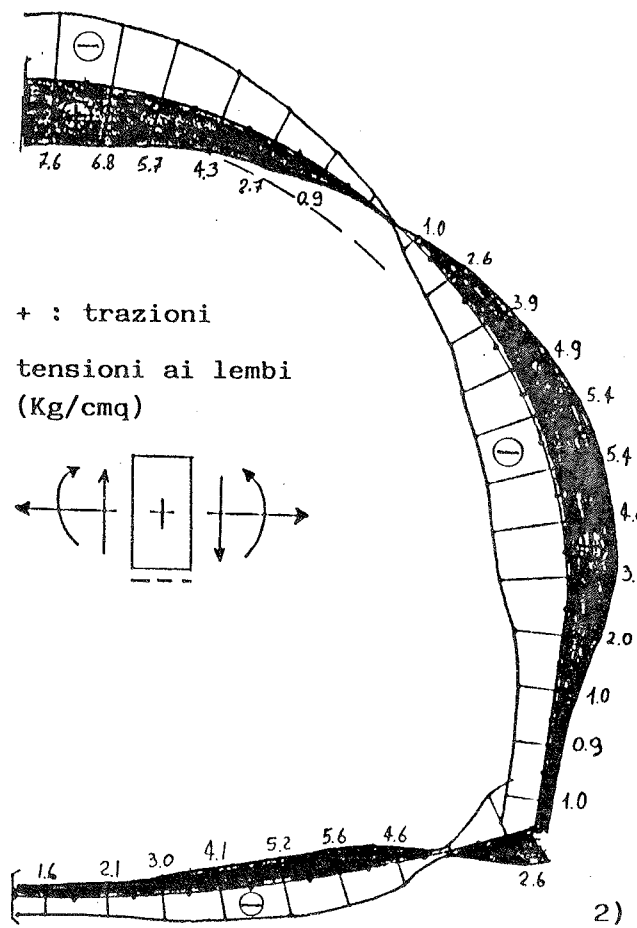
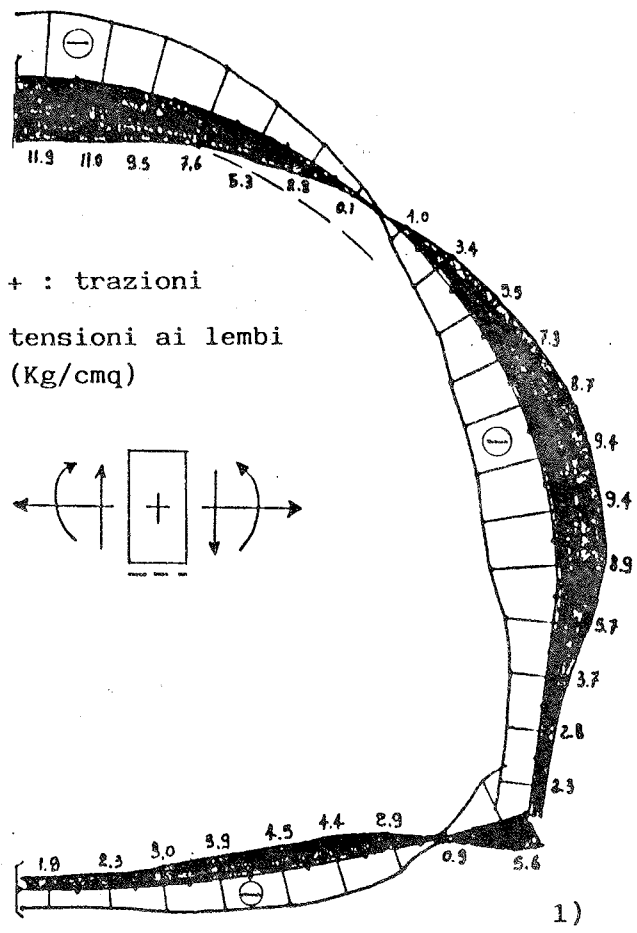


Fig. 13 - Stati tensionali

Come si era anticipato nelle premesse, l'intervento delle azioni di ritiro e temperatura conduce a stati tensionali che risultano piu' gravosi di quelli prodotti dai carichi "standard" previsti dal capitolato MM (ad esempio la sola falda); tuttavia, per la modestia delle trazioni trovate nel calcestruzzo e' ancora possibile conservare l'originaria invenzione progettuale di realizzare piedritti e calotta senza armature metalliche (come peraltro poi approvato dalla Commissione di esperti della Motorizzazione Civile del Ministero dei Trasporti).

Vi e' anzi da dire che con un'opportuna sagomatura dell'arco rovescio, al fine di potervi destare il benefico comportamento ad arco, molto probabilmente l'intero rivestimento potrebbe essere realizzato senza armature anche sotto la combinazione 3): questo risultato rappresenta l'ambito traguardo della Metropolitana Milanese, dei progettisti strutturali e delle Imprese costruttrici, sia dal punto di vista economico (costi e tempi di costruzione), sia dal punto di vista della garanzia di durabilita' per l'assenza di qualsiasi pericolo di corrosione delle armature, specie per le correnti vaganti.

BIBLIOGRAFIA

- I) F. NOBILI: "Evoluzione dei procedimenti costruttivi a foro cieco", XVIII Semoter, Convegno Metro I '83, Verona 6-7-8 ottobre.
- II) E. BOTTI: "Metropolitana Milanese, stazione Moscova della Linea 2: esperienze costruttive", estratto da "Gallerie e Grandi opere sotterranee", fascicolo 7, novembre 1978, pp. 39-50.
- III) A. MIGLIACCI, L. CEDOLIN, D. CAMPAGNA, e Altri: "Il cavo metropolitano di Milano realizzato in terreno cementato", estratto da "GIORNATE AICAP 1985", Riva del Garda.
- IV) A. MIGLIACCI, D. CAMPAGNA, e Altri: "Le gallerie scavate in terreno cementato: analisi strutturali e sperimentazioni" estratto da "Gallerie e grandi opere sotterranee", Firenze, giugno 1986.
- V) Decreto Legge Ministeriale, 25 luglio 1985, e relativa Circolare Ministeriale: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- VI) UNI 6555-73: "Calcestruzzo confezionato con inerti della dimensione massima fino a 30 mm. - determinazione del ritiro idraulico".
- VII) CEB: Manual on "Structural effects of time-dependent behaviour of concrete", 1984.
- VIII) M. COLLEPARDI: "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", Hoepli 2^a edizione, pag. 466 e seguenti.

CASSEFORME "RUREFORM - DOKA" PER INTERVENTI SU OPERE GIA' ESISTENTI

- * Dott. Ing. S.M. Guella
- ** Arch. Martino Garbellini
- *** Geom. Primo Colombo

- * Consulente Gruppo RUREDIL S.P.A.
- ** Ufficio Tecnico RUREFORM S.P.A.
- *** Direttore Tecnico-Commerciale RUREFORM S.P.A.

SOMMARIO

La razionale progettazione ed utilizzazione delle casseforme condizionano l'organizzazione del cantiere e la tecnica costruttiva dell'opera; possono ridurre sensibilmente il costo del manufatto e migliorarne la finitura e durabilita'. Nella nota si descrivono i due interventi, Stadio Meazza - Milano e Ponte sul Po a Piacenza.

SUMMARY

The rational project and utilization of the formwork condition the organization of the building yard and the building technique of the work. They can reduce considerably the cost of the manufactured and can also improve the finish and durability. In the note are described the two interventions Meazza Stadium - Milan, Bridge on the river Po - Piacenza.

1. STADIO MEAZZA - MILANO

Il Consorzio IRSS (Lodigiani-Torno-Edilmediolanum-Frabboni), ha iniziato nel Novembre 1987 l'ampiamiento e ristrutturazione dello Stadio Meazza di Milano per un importo di appalto di 90 miliardi di lire.

Con questi lavori, la capienza dello Stadio viene portata a 85.000 posti numerati a sedere; si e' prevista inoltre una copertura superiore e l'adeguamento alle specifiche internazionali richieste per lo svolgimento dei Campionati Mondiali di calcio del 1990.

L'apertura del cantiere e la sua entrata in funzione non doveva pregiudicare l'impiego dell'opera esistente.

L'aumento della capienza ha comportato la costruzione di un nuovo anello di gradinate largo in pianta m. 21,20, posto all'esterno dello Stadio esistente, a quota m. 30,50 e m.47,0, con una struttura poggiante su undici pile circolari sulle quali sono state eseguite le rampe elicoidali a sbalzo di accesso alle gradinate.

Le varie pile risultano collegate superiormente da travi scatolari prefabbricate in CAP con asse longitudinale rettilineo o curvo a seconda della zona di collocazione, in parallelo a tre lati del perimetro esterno del vecchio Stadio.

Su queste travi primarie sono, fissate a sbalzo, le travi prefabbricate porta gradinate con un allineamento, in asse, pressoché radiale rispetto al campo di gioco; su queste ultime sono posate le gradinate prefabbricate.

Quattro delle undici pile circolari, ed esattamente quelle poste all'esterno dei vertici del quadrilatero che contiene il vecchio Stadio, proseguono in altezza sino ad una quota di m. 52,50 per portare le travi metalliche di copertura dello Stadio che risultano lunghe 205 m. e 148 m. da appoggio ad appoggio, con un impiego complessivo di 12.000 tonnellate di acciaio sulla copertura.

Il Comitato Tecnico istituito dal Consorzio di Imprese IRSS, ha messo a punto delle soluzioni capaci di risolvere le non comuni problematiche tecniche per eseguire l'opera entro il 30.10.89. Relativamente alle casseforme, che è il nostro argomento specifico, si è aggiunta l'esigenza di avere una elevata dotazione di attrezzatura per eseguire strutture con tipologia complessa, poco ripetitiva e con un numero di reimpieghi che non giustificava investimenti elevati. Sono stati quindi risolti problemi sia tecnici applicativi, che di ammortamento finanziario.

Di seguito evidenziamo le strutture in cemento armato, di cui ci è stato affidato lo studio delle casseforme.

1.1 SOLAIO DI APPOGGIO

il solaio di appoggio delle travi prefabbricate primarie, posto alle sommità delle pile, chiude superiormente da quota m. 30,80 a quota m. 33,30 il cilindro verticale che esse costituiscono;

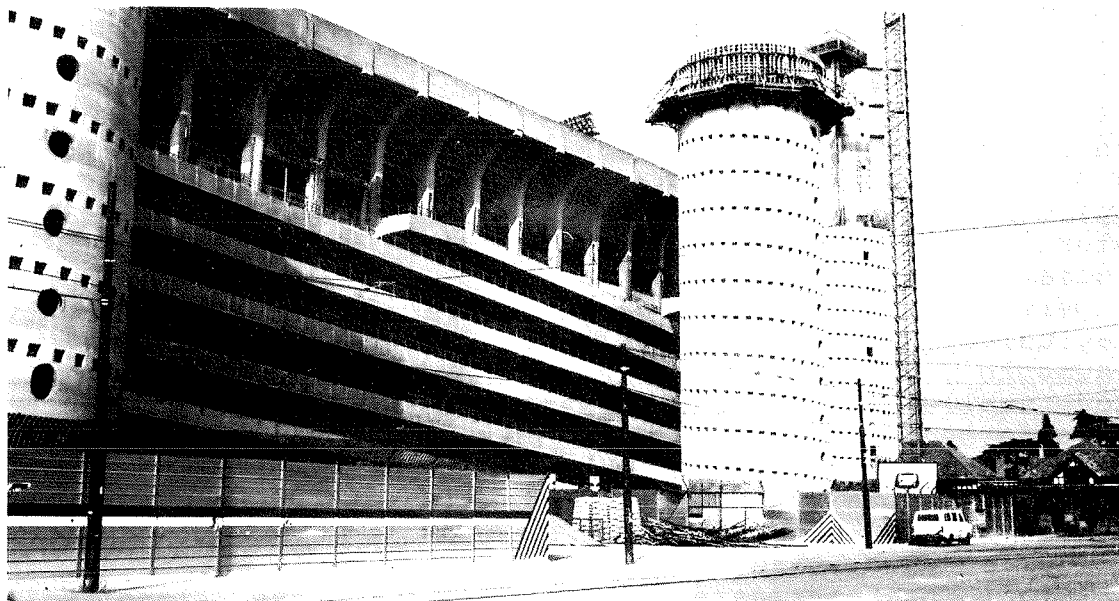


Fig. 1. - vista casseforme a quota 30,80 m.

1.2 SOLAIO CIRCOLARE

il solaio circolare con sbalzo di tre metri a quota m. 33,30 da costruirsi sulle quattro pile porta copertura dello Stadio, prima della posa delle travi prefabbricate scatolari primarie;



Fig. 2 - vista cassaforma per solaio a quota 33,30 m.

1.3 TRAVE SCATOLARE PREFABBRICATA

le travi scatolari prefabbricate primarie rettilinee e curve gettate a pie' d'opera con sezione trasversale di m. 4,80 di base e m. 5,50 di altezza, lunghezza variabile da m. 46 circa a m. 56,60 ed un peso massimo di 1500 tonnellate.

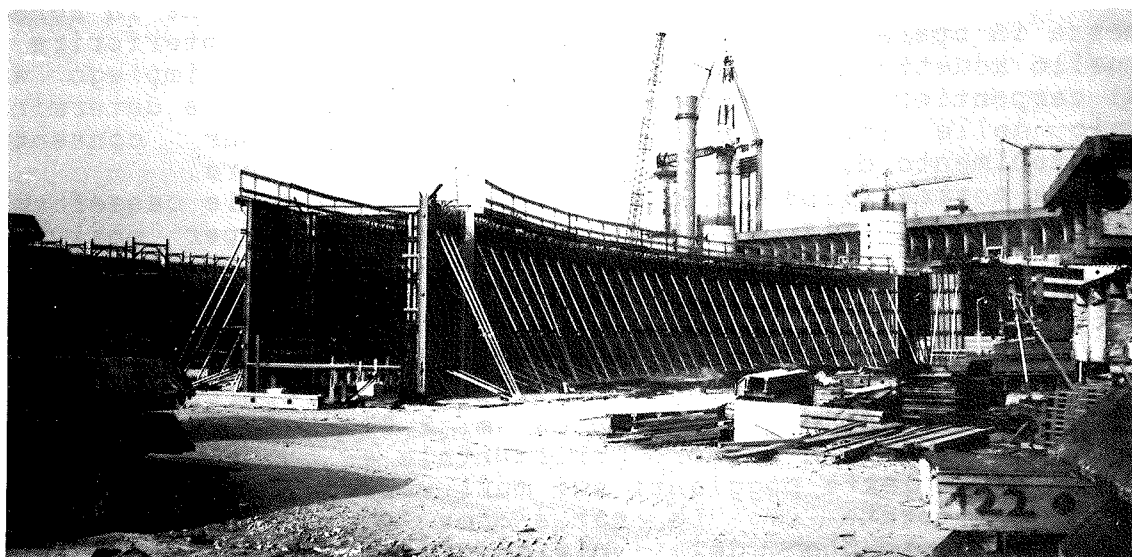


Fig.3. -vista trave scatolare semicurva

Il sistema di casseforme impiegato allo Stadio Meazza per la complessita' applicativa del lavoro ha determinato un impegno di assistenza al cantiere che si e' concretizzata nella stesura da parte della RUREFORM S.P.A. di no. 60 disegni esecutivi ed applicativi, ed in circa 220 ore di assistenza diretta di personale tecnico. Per contro i tempi di armo e disarmo delle strutture casserate con attrezzature RUREFORM sono risultati unitariamente bassi, in relazione al tipo di opere realizzate.

Il sistema di casseforme impiegate e' costituito prevalentemente da un insieme di pezzi di serie, con i quali si possono ottenere le piu' svariate tipologie in getti sia verticali sia orizzontali semplicemente combinando tra loro gli elementi, secondo schemi gia' previsti dai cataloghi di impiego. Ovviamente questi schemi tengono conto, oltre che dei problemi applicativi di adattabilita' geometrica, anche delle differenti condizioni di carico subite dai componenti del sistema. La cassaforma ottenuta dalla combinazione dei singoli pezzi e' in realta' un pannellone, da movimentare con gru, alto e largo quanto serve, rettilineo, curvo, sagomato, smussato, ecc., secondo progetto, predisposto ad essere eventualmente modificato con relativa facilita' se l'impiego successivo lo prevede.

Riteniamo in base alle numerose esperienze fatte che la maniera piu' razionale, nei lavori complessi, di comporre in cantiere questi moduli di cassaforma a grande superficie, consista nell'avere un disegno esecutivo di ogni singolo modulo ed un disegno applicativo d'insieme per ogni singola struttura da casserare. In questo modo si prefabbrica fuori opera, con una opportuna piccola squadra di assemblaggio il cassero che verra' messo in opera gia' pronto con gru, seguendo grosso modo la stessa metodologia dei montaggi di prefabbricati, solo con pesi e difficolta' ben minori.

Questo modo di procedere evita la concentrazione in zona di messa in opera di personale che andrebbe ad interferire con quello addetto ad altre lavorazioni, consente l'impiego anche di carpentieri non particolarmente specializzati e determina un calo delle incidenze di mano d'opera, pur consentendo l'ottenimento di manufatti di eccellente finitura.

Questa nostra filosofia generale di impiego delle casseforme a grande superficie su opere complesse, che per motivi di completezza ci siamo permessi di riassumere, e' stata integralmente applicata nelle tre strutture di cui ai sottotitoli 1.1 - 1.2 - 1.3.

1.1.1 Il solaio di appoggio delle travi prefabbricate primarie, con spessore variabile da m. 2,50 a m. 2,00 e' stato retto da un cassero orizzontale a perdere composto da putrellette poggianti sui muri verticali delle pile gia' realizzate. Le casseforme verticali circolari di contenimento del solaio (Fig. 4) costituite all'ottantacinque per cento da componenti standard, sono state approntate rispettivamente nel diametro di m. 10,26 e di m. 19,00 per adattarsi alle misure delle pile.

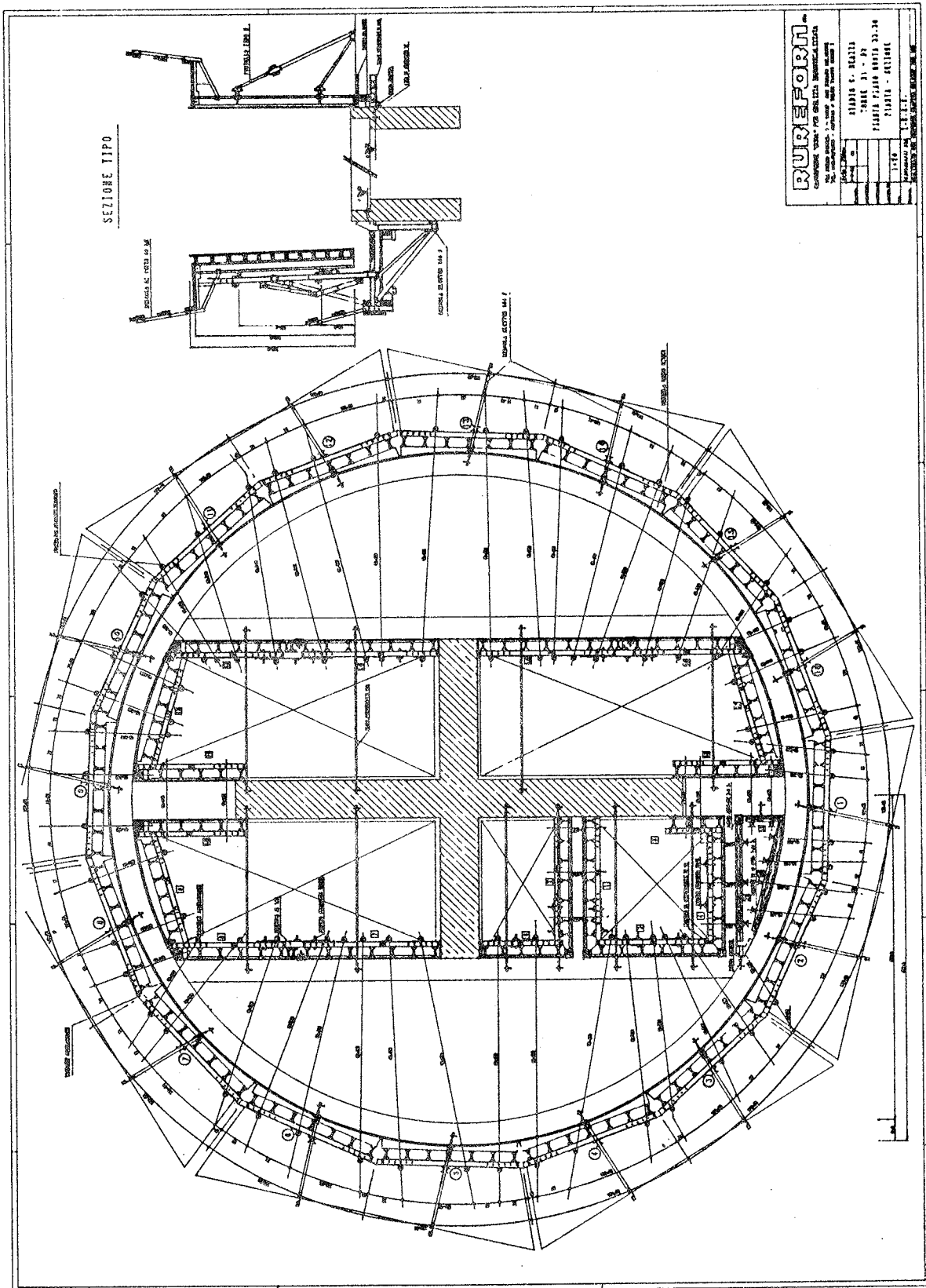


Fig. 4 - Pianta cassaforma verticale

Esse erano sostenute da mensole autoportanti agganciate alla pila con un apposito cono di acciaio ad alta resistenza ed incorporavano un pantografo di piombatura e regolazione del cassero circolare che poteva anche essere traslato orizzontalmente in modo da staccarsi dal filo di getto per facilitare le operazioni di posa del ferro e pulizia.

L'insieme - modulo di cassaforma, mensole autoportanti, sistema di regolazione - costituiva un'unità d'armo da spostare con gru da una torre all'altra senza richiedere interventi manuali in loco durante la fase di aggancio.

L'assemblaggio fuori opera delle unità d'armo è stato effettuato seguendo i disegni da noi elaborati una cui riduzione è qui di seguito riprodotta.

Il dimensionamento statico della cassaforma e del sistema rampante presupponeva una spinta di getto ad andamento trapezoidale di circa 4800 kg. al m². ed una resistenza al vento sino a 150 km/h.

1.2.1 Il solaio circolare a sbalzo a quota m.33,3 (Fig. 5) con intradosso a forma tronco-conica, è stato sostenuto da un sistema analogo a quello nominato al paragrafo 1.1.1. L'aggancio su coni, pur in situazione di carico abbastanza gravosa, è stato a noi espressamente richiesto dal cantiere che era impossibilitato a predisporre i soliti negativi a cassetta. Questa soluzione ha permesso di approntare a terra un ponte a sbalzo a moduli montato con nostre mensole standard tipo "diga". Su questo ponte circolare, messo in opera con gru a quota m. 30,75, seguendo la normale e collaudata procedura dei nostri sistemi rampanti, si sono poggiati e collegati dei tavoli di solaio premontati, che hanno creato attorno al perimetro delle pile una corona circolare orizzontale con diametro di m. 19,00 e di m.26,5. I coni di aggancio delle mensole tipo "diga" erano prediposti, in questa applicazione, per assorbire uno sforzo di taglio di circa 2500 kg. con un tiro di 8500 kg. cadauno.

1.3.1 Le travi scatolari prefabbricate primarie (Fig. 6) hanno richiesto una dotazione di cassero verticale di circa 2000 m². Sopra una opportuna area attrezzata con platee armate, si sono predisposti 5 casseri di fondo costituiti da semplici pannelli di nostra fornitura, di grande formato. Si è proceduto quindi all'armo del cassero verticale esterno con moduli preassemblati alti m. 5,0. Dopo la posa del ferro, delle guaine di precompressione e degli inserti, si è fatto il getto della trave scatolare in tre fasi, inserendo i casseri verticali interni della seconda fase dopo il getto della prima fase. Dopo questi due cicli, si procedeva al disarmo dell'intero cassero verticale che veniva subito reimpiegato.

Si iniziava quindi la terza fase con la posa di lastre

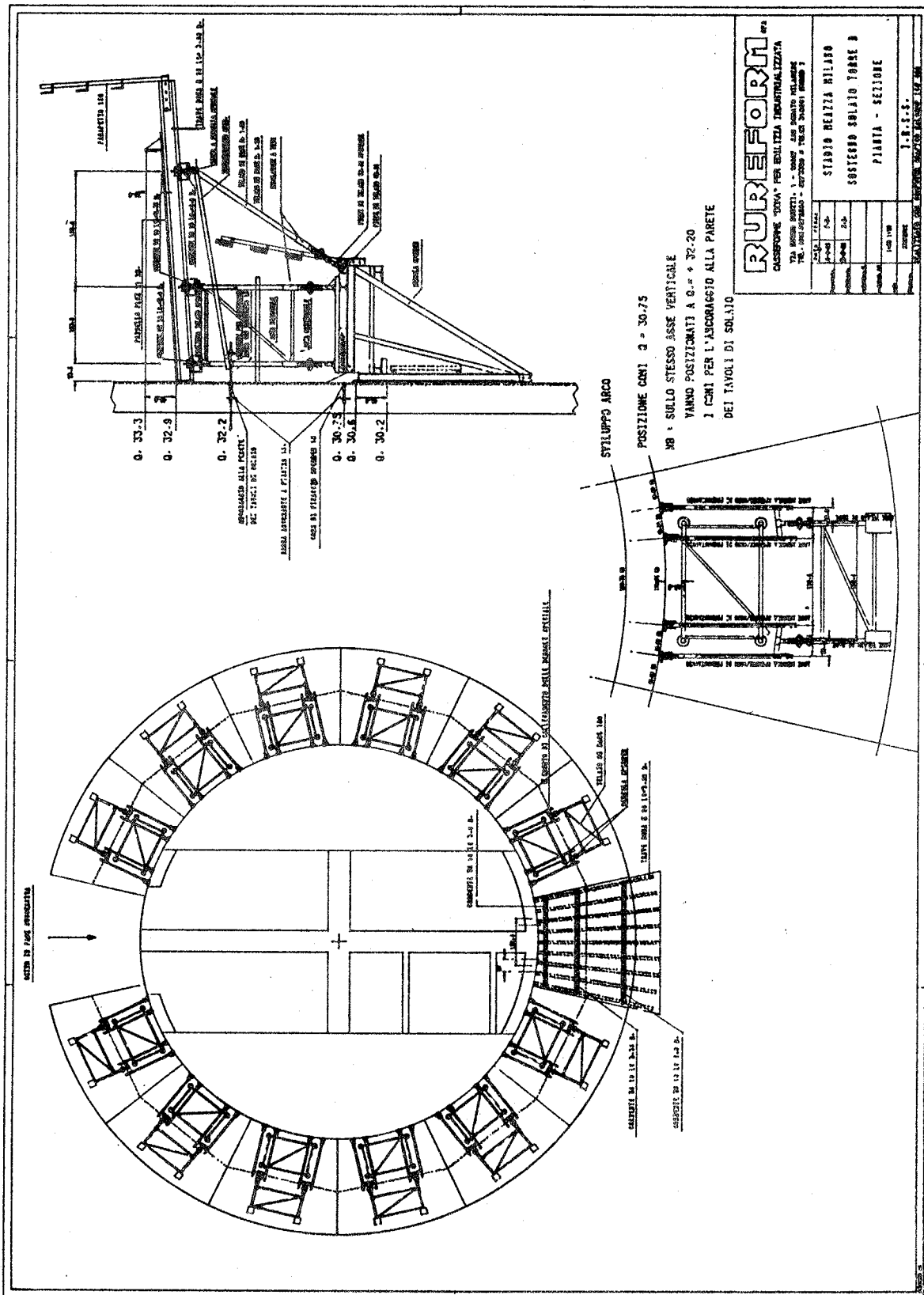


Fig.5 -Pianta tavoli di solaio a quota m. 33,30

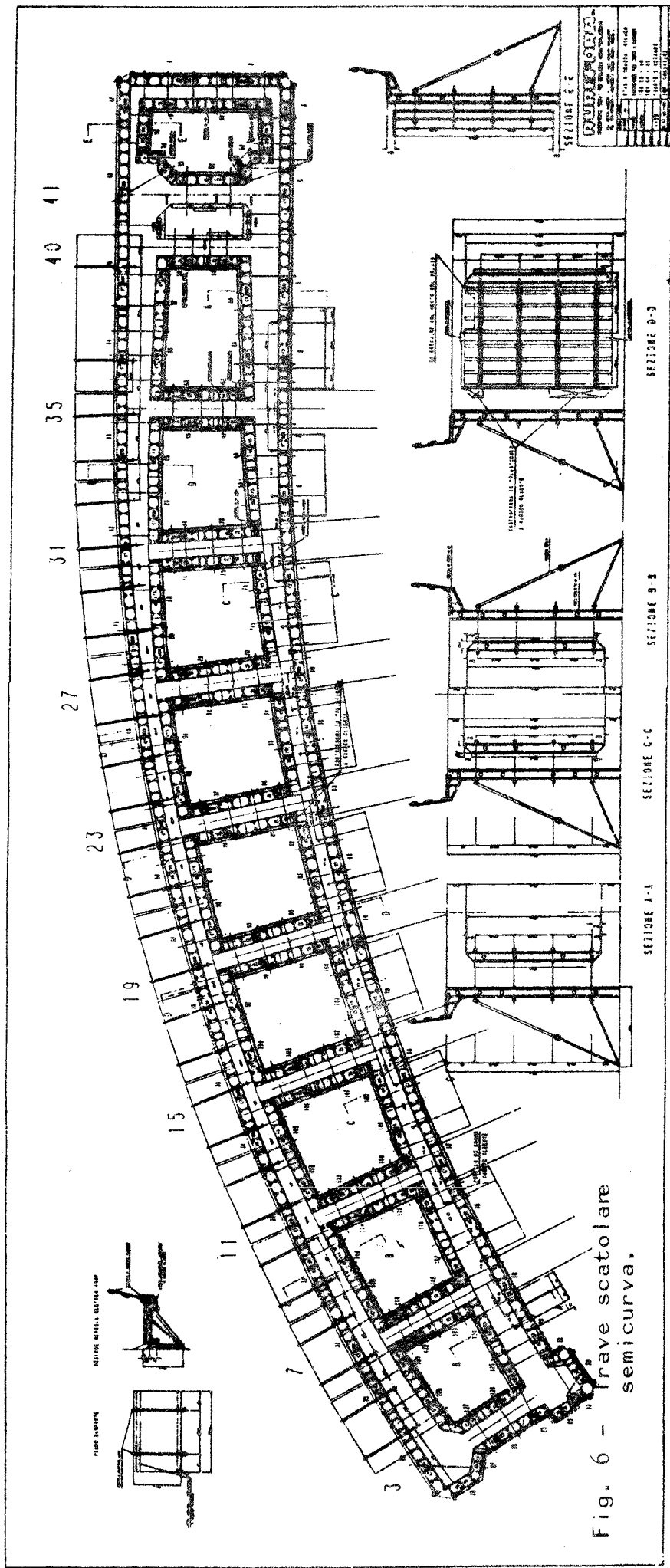


Fig. 6 - frave scatolare semicurva.

prefabbricate orizzontali, quali cassero a perdere, all'interno della trave scatolare, e l'armo delle sponde di contenimento. Questo procedimento consentiva di liberare in tempi brevi le casseforme verticali esterne per l'inizio di una nuova trave.

Le travi scatoari prefabbricate primarie presentavano differenti tipologie: RETTILINEE, lunghe circa m. 55,00 (no. 2 travi) e m. 56,60 (no. 2 travi) CURVE, lunghe circa m. 57,00 (no. 2 travi) SEMICURVE, lunghe circa m. 47,00 di cui due destre e due sinistre.

La presenza di traversi interni, smussi, inserti aggetti, ha richiesto un adattamento continuo dell'attrezzatura, le cui fasi pero' erano state precedentemente studiate nel dettaglio.

La pressione di getto calcolata in questa lavorazione e sulla quale si e' dimensionata la cassaforma era di 5200 kg. al m². con una velocita' di getto di circa 2 m./h.

2. PONTE SUL FIUME PO A PIACENZA SULL'AUTOSTRADA A1.

L'Impresa FIAT IMPRESIT, per un importo di appalto di 18 miliardi di lire ha, in data Giugno 1987, iniziato la costruzione del raddoppio del ponte sul fiume Po sull'autostrada A1 a Piacenza.

L'opera prevede la realizzazione, in aderenza alla vecchia costruzione, di 16 campate con un interasse massimo delle pile di 75 m. ed una larghezza dell'impalcato di m. 15,75.

Le strutture in cemento armato di cui ci e' stato affidato lo studio delle casseforme sono state:

- 2.4 le spalle
- 2.5 le pile
- 2.6 i pulvini
- 2.7 i plinti subacquei in alveo

Le condizioni di impiego delle casseforme sono qui risultate sensibilmente differenti da quelle descritte nel precedente capitolo; a cantiere iniziato il progetto e' cambiato con un allargamento dell'impalcato e delle sottostrutture di m. 3,60. Si sono dovuti quindi rielaborare i progetti di casseforme gia' fatti ed integrare le attrezzature parzialmente gia' montate.

2.4.2 Spalle

Le spalle (2 manufatti) hanno una altezza complessiva di circa 11,5 m. e dimensioni di base di m. 16,3 x m. 16,6 con l'interno a celle rettangolari.

La loro costruzione ha comportato l'impiego di casseforme a grande superficie alte 4 m. attrezzate con un sistema rampante che consente di arretrare la cassaforma dal filo di getto per la posa del ferro, la pulizia e l'applicazione del disarmante. La dotazione di casseri

che era di circa 700 m²., ad ogni fase di getto andava ad adattarsi alla nuova tipologia da realizzare, secondo schemi di utilizzo forniti al cantiere. Il sollevamento e la movimentazione avvenivano a mezzo autogru. La progettazione statica e' stata eseguita tenendo conto di una spinta di getto di 5000 kg/m². nel terzo inferiore del cassero, ed una resistenza alla spinta del vento sino a 130 km./h. Nelle zone aderenti alla preesistenti spalle, ove le casseforme non erano contrapposte, la spinta di getto e' stata scaricata su ancoraggi a perdere inseriti nella vecchia struttura, con portata unitaria di 8 tonnellate.

2.5.2 Pile

Le pile hanno un'altezza variabile da m. 6,0 a m. 8,0 e dimensioni di base di m. 5,0 x m. 20,5 con l'interno analogo a quello delle spalle, a celle rettangolari. Esse sono state gettate in una unica soluzione con l'impiego di casseforme regolabili in altezza, predisposte ad assorbire una spinta di getto di 6000 kg/m². La dotazione di casseri era di 900 m²., costituiti da grandi pannelli composti da materiale standard del programma RUREFORM, dotati di un sistema di piombatura adatto a getti di elevata altezza. Per le tre pile eseguite in alveo, con quota di imposta al disotto del livello dell'acqua, poggianti su un plinto di fondazione che sporge dalla pila solo cm.25, si e' studiata una procedura di armo che tenesse conto della impossibilita' di accedere all'esterno della cassaforma di perimetro della pila per una altezza di m. 2,0, corrispondente al debordo del cassero a tenuta idraulica di contenimento del plinto che fungeva da paratia durante le fasi di lavorazione delle pile. La messa in opera dell'attrezzatura delle tre pile in alveo e' avvenuta con pontone, in quanto l'adiacente ponte esistente e' rimasto sempre in funzione e non era quindi praticabile da mezzi d'opera.

2.6.2 Pulvini.

Le casseforme dei pulvini, sono state predisposte per un armo a "ciclo aperto". Il cantiere e' stato attrezzato con due casseforme esterne rampanti ed un interno per complessivi 560 m². L'altezza di getto, corrispondente allo spessore del pulvino era di m. 3,20. Il peso del calcestruzzo eccedente la sagoma della sottostante pila e' stato interamente sostenuto da coni di acciaio ad alta resistenza opportunamente predisposti nella pila. Si sono in questo modo evitati i tradizionali negativi a cassetta che avrebbero interferito nei ferri d'armatura molto fitti. La movimentazione dei moduli di cassaforma e' stata effettuata in maniera analoga a quanto precedentemente descritto.

2.7.2 Plinti

I plinti poggiano su 10 pali del diametro di m.1,2 ed hanno una superficie orizzontale di 100 m². Essi si trovano normalmente al disotto del livello dell'acqua. Questa situazione ha determinato la necessita' di effettuare il montaggio dell'intero cassone a tenuta idraulica di contenimento e sostegno del getto fuori opera.

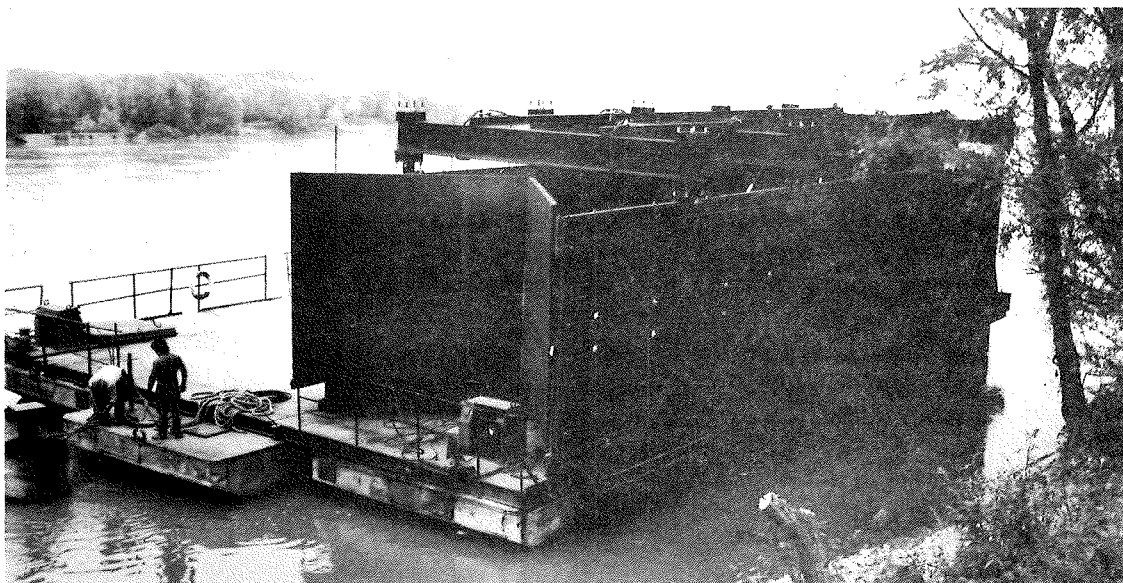
Eseguito il rilievo dei pali, si procedeva alla costruzione, sulla riva, del cassero di fondo a perdere, di un peso complessivo di 20 tonnellate di acciaio ad alta resistenza.

Sul suo perimetro veniva montata una cassaforma verticale recuperabile alta 3,5 m. completamente a tenuta idraulica, gia' completa di controventi e tiranti per reggere la sottospinta dell'acqua.

A questo punto l'intero cassone, tramite pontone, veniva infilato sui pali e posizionato.

Dopo il serraggio delle flange inferiori di tenuta sui pali, si procedeva allo svuotamento, alla scapitozzatura dei pali, all'armo del ferro, al getto del plinto, per uno spessore di m. 1,5

I due metri di cassaforma stagna verticale eccedenti in altezza, servivano al contenimento dell'acqua durante la lavorazione della pila. Questo cassero (160 m²) era predisposto ad un disarmo e ad uno sganciamento dal fondo a perdere, con comandi dall'alto in modo da non richiedere interventi di sommozzatore.



- Fig. 7 -

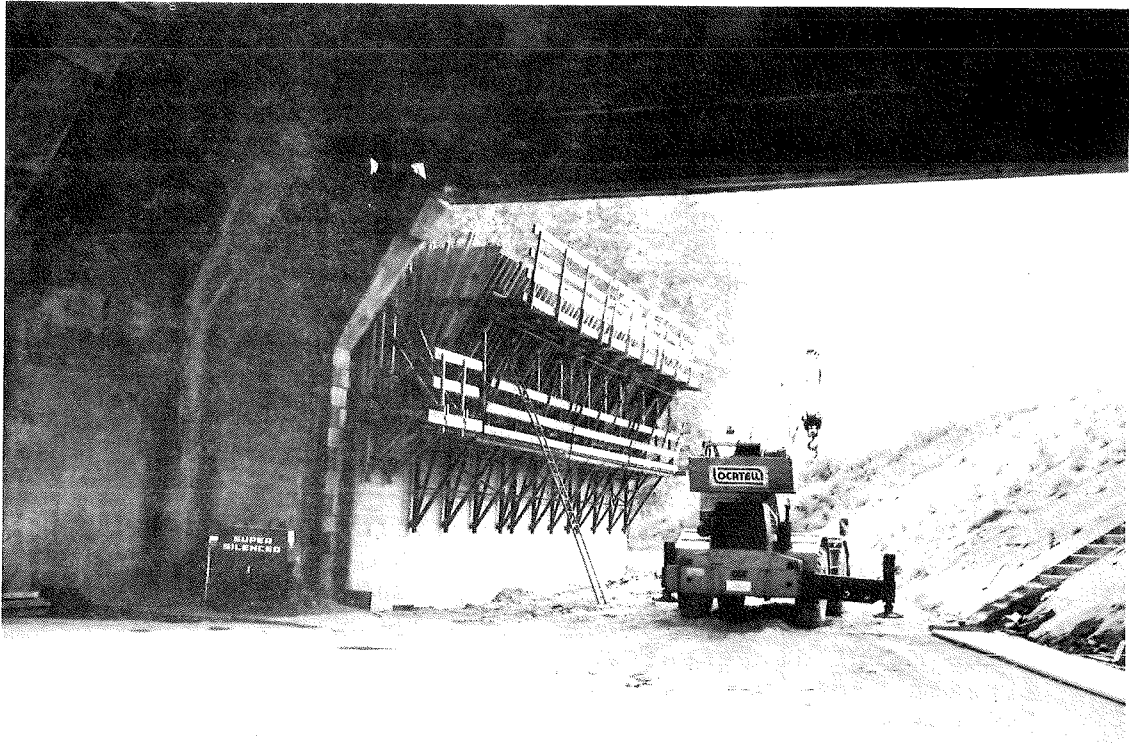


Fig. 8 - Pulvino

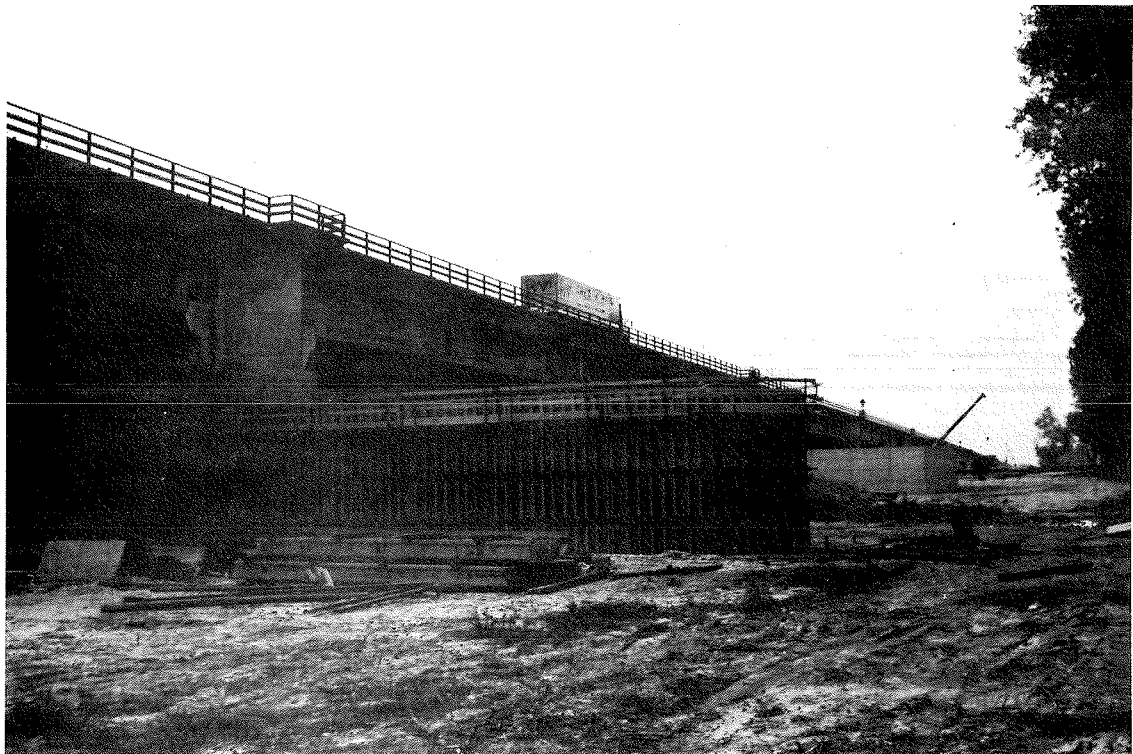


Fig. 9 - Pila

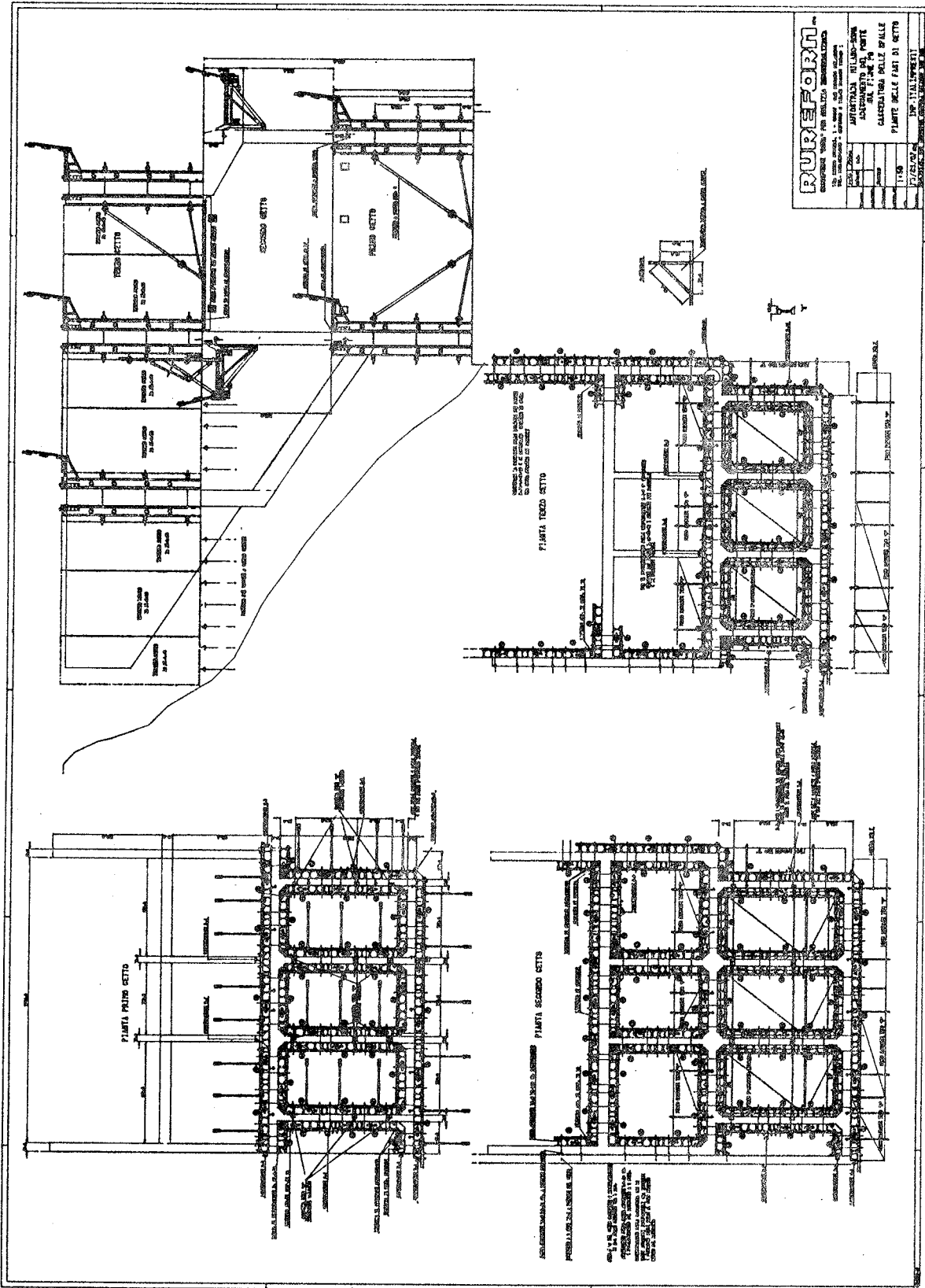


Fig. 10. - Cassaforma delle spalle

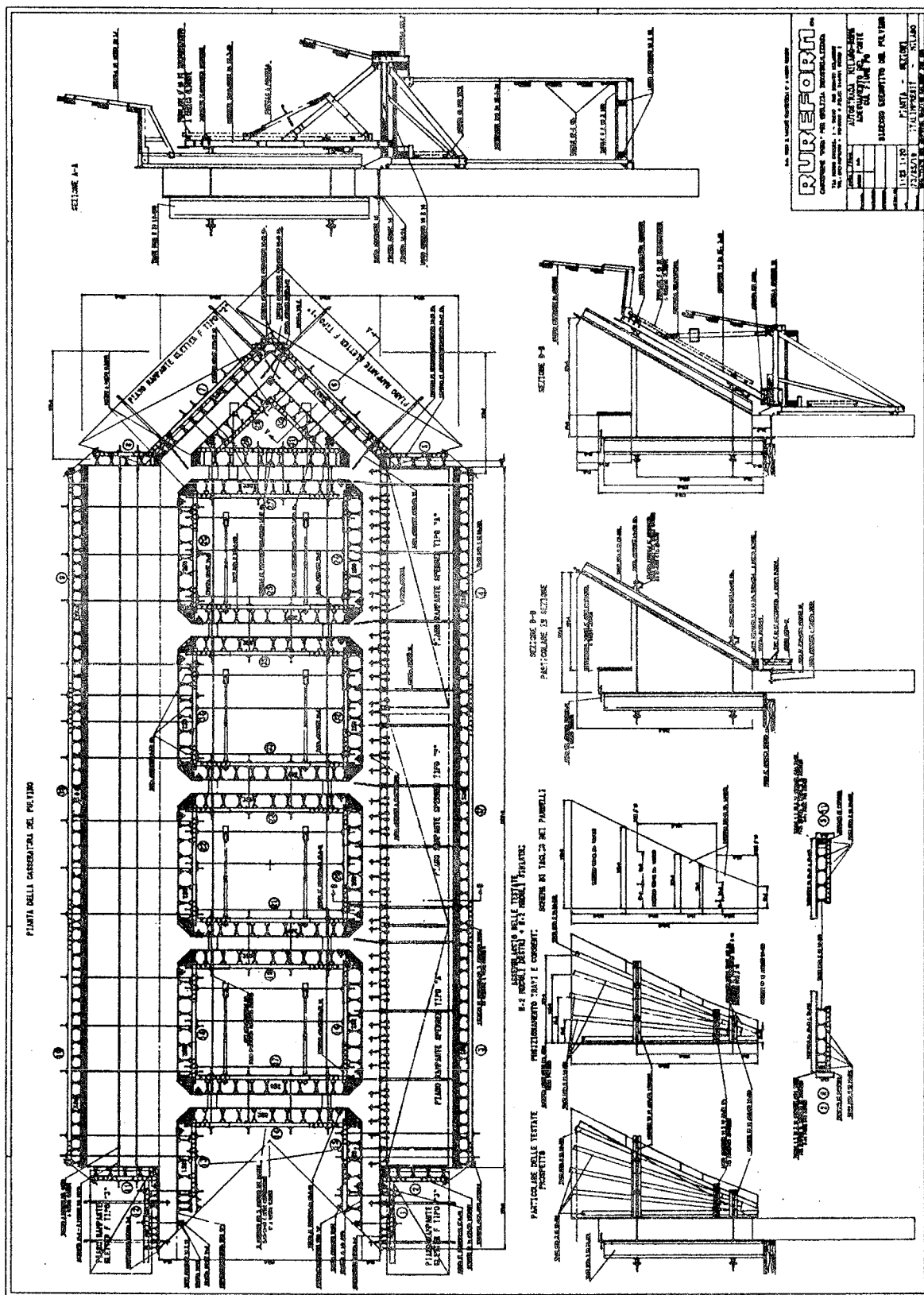


Fig. 11+ Cassaforma del pulvino

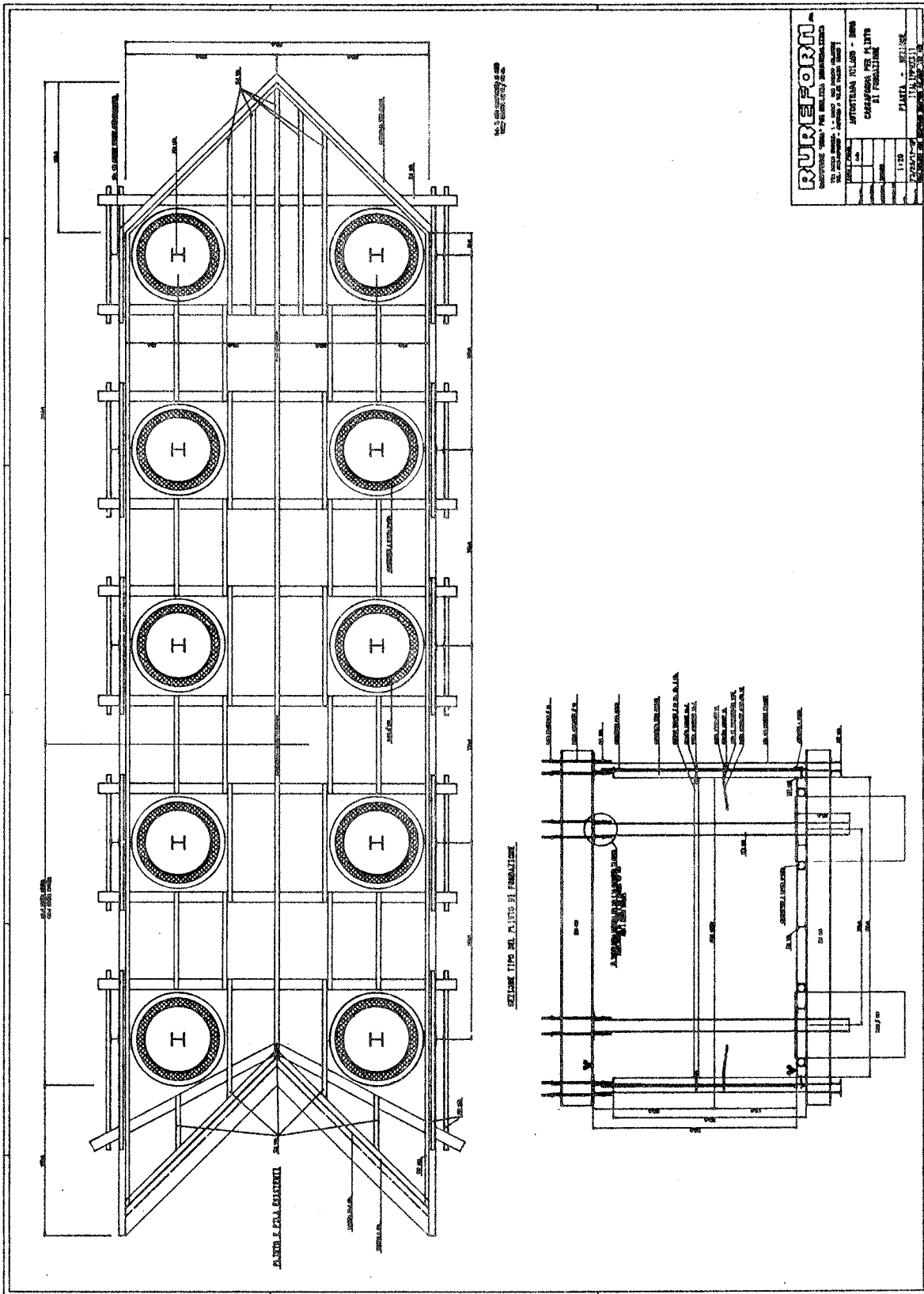
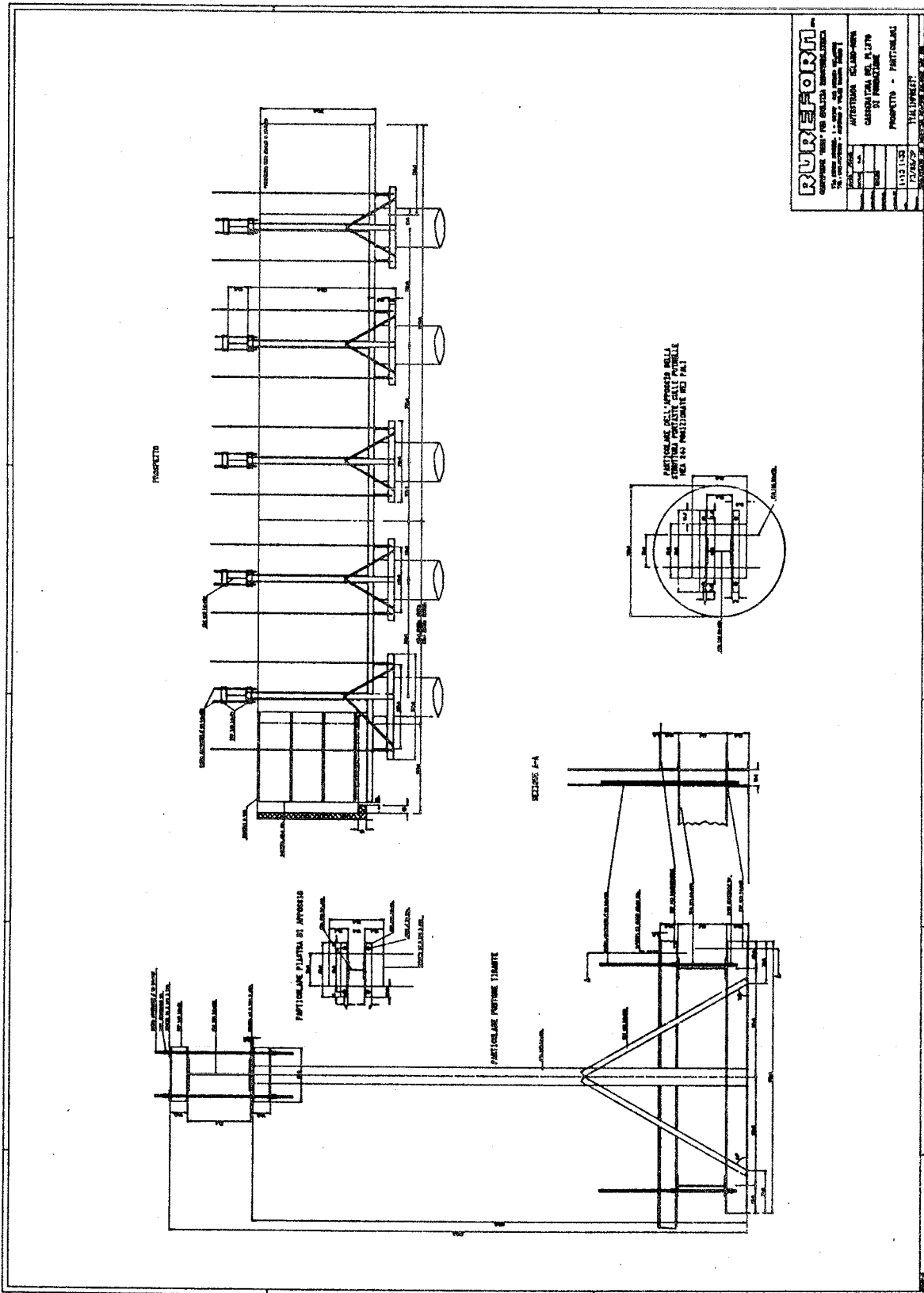


Fig. 12 - Cassaforma per il plinto



RUBINORN	
Società per Azioni - Sede in Milano - Via Broletto, 15 - Tel. 02/48121	
Sede e Direzione Generale - Via Broletto, 15 - Milano	
AUTOSTRADE - SOLID-ROSA	
CASSEROTTA DEL LITIO	
DI PAVIA	
PROSPETTO - PARTITIONI	
1/10 1/20	
TEL. 02/48121	
RUBINORN - MILANO	

Fig. 13 - Cassaforma per plinto vista

STRALLI DI ELEVATA CAPACITA' PORTANTE

Dieter Jungwirth, DYWIDAG - Monaco (1)

Massimo Frumento, DYWIT - Milano (2)

SOMMARIO

I ponti strallati costituiscono sistemi statici ottimali composti da travi longitudinali d'irrigidimento particolarmente leggere, inquanto sostenute in modo continuo, nonché dotati di grande braccio di leva, per la trasmissione dei carichi ai piloni di sostegno.

L'impalcato viene costruito a sbalzo in modo continuo e senza importanti modifiche del sistema statico sino alla fase finale.

Si raggiungono così luci sino a 500 m. per opere in calcestruzzo e sino a 700 m. per opere metalliche.

Elemento essenziale di questa tipologia sono gli stralli, che oggigiorno devono essere ritesabili, durevoli e, a richiesta, sostituibili.

Possono oggi darsi stralli in vari tipi d'acciaio, contenuti in guaine di polietilene ovvero metalliche.

SUMMARY

High-efficiency stay cables from the point of view of concrete users.

Stayed girder bridges are optimum structural systems with constantly supported, lightweight stiffening beams and a large lever arm to transmit forces via the suspension pylon.

The structure erected by cantilevering moves smoothly to its final state without major modifications to the system, thus enabling it to economically cope with spans of up to 500 m in the field of concrete construction and 700 m with steel stiffening beams.

The cables, which are of durable and if necessary exchangeable design today and are also capable of being retensioned, constitute a significant element.

Structural elements from the field of prestressed concrete construction set standards.

According to the modular principle, cable systems can be produced using any type of prestressing steel, PE or sheet sheathing.

(1) Dr. Ing. Dieter Jungwirth. Direttore della DYCKERHOFF & WIDMANN AG. Monaco

(2) Dr. Ing. Massimo Frumento. Direttore della DYWIT S.p.A. Milano

1. INTRODUZIONE

1.1. Generalità

I ponti strallati non sono certo una invenzione del nostro secolo. Notevoli esempi sono già costituiti dagli schizzi di Leonardo da Vinci o da realizzazioni del 17°, 18° e 19° secolo.

Tuttavia oggidì assistiamo ad un forte sviluppo di questa tipologia strutturale, sia essa realizzata in ferro, calcestruzzo ovvero a struttura mista.

Un sistema statico ottimale (grande braccio di leva per la trasmissione delle forze al pilone) ed un procedimento costruttivo economico (impalcato costruito con procedimento a sbalzo con stralli di sospensione), unitamente a stralli durevoli e, a richiesta, sostituibili, permettono di realizzare campate di luce considerevole, che può raggiungere i 500 m per ponti in calcestruzzo e i 700 m per ponti metallici.

Tramite un adeguato tensionamento degli stralli è possibile evitare modifiche della configurazione statica tra fase costruttiva e finale, come pure costose redistribuzioni tensionali per effetto viscoso (I).

I cavi sino ad oggi utilizzati per gli stralli, seppur duraturi, sono passibili di perfezionamento.

Le sospensioni a fili del ponte di Brooklyn, costruito nel 1883, e del ponte Argenbruecke presso Langenargen sul Bodensee, costruito nel 1897, assolvono tuttoggi egregiamente il compito loro assegnato.

Prima di passare, tuttavia, all'esame dettagliato delle caratteristiche degli stralli, ci sia consentito riassumere i termini generali della tematica in oggetto.

Gli atti dei più recenti congressi contengono una messe copiosa di idee e dettagli (II).

Importanti pubblicazioni sono citate in bibliografia da (III) a (XI).

1.2. Configurazione geometrica

Le figure da 1 a 3 illustrano diverse possibili disposizioni di stralli e riassumono i rapporti dimensionali più favorevoli (da (II) a (IX)).

1.3. Calcolo statico

I sistemi strallati sono oggi abordabili, dal punto di vista della schematizzazione di calcolo, con mezzi affinabili a piacere.

Si devono valutare le azioni di peso proprio, traffico, vento, variazioni termiche, ritiro e fluage (I), urto e sisma con i relativi effetti statici e dinamici.

Ad essi ci si deve opporre con opportuni coefficienti di sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio, fatica e rottura (IX), (X), (XII), (XIII).

Per l'ottimizzazione del dimensionamento è consigliabile l'esame in alternativa di più soluzioni (VI).

Soluzioni sempre più slanciate comportano la necessità di esaminare gli effetti dinamici dovuti al vento (KARMAN, oscillazioni flessione-torsionali, oscillazioni autoalimentate) (IX), (XI), (XIV), (XXXIII).

1.4. Particolari da (IV) a (IX)

La fig. 4 illustra particolari tipici di ancoraggio di sommità e di piede degli stralli, nonché selle di stralli trapassanti il pilone.

La fig. 5 illustra alcune sezioni trasversali di impalcato, nonché schemi del pilone per sistemi con giacitura unica ovvero multipla degli stralli.

La geometria della sezione trasversale della trave di irrigidimento, con le eventuali finiture, influenza il comportamento al vento e, conseguentemente, la stabilità aerodinamica (VI).

Stralli pesanti, iniettati con cemento e dotati di elevato effetto di smorzamento, si sono rivelati, sotto le diverse sollecitazioni, più adatti che non quelli in solo acciaio (fig. 6a, 6b).

Generalmente è facile evitarne la risonanza eventualmente ricorrendo ad ammortizzatori di semplice fattura.

Si può anche agire sul rapporto critico tra effetto vibrante flessionale e torsionale, variando la geometria del pilone (pilone a forma di "A" invece che doppio pilone libero (VII)).

Oltre a considerazioni estetiche, nel dimensionamento del pilone giocano altresì le esigenze di alloggiarvi gli ancoraggi e di permettere le operazioni di tesatura.

2. TIPI DI STRALLI

2.1. Acciaio

Per gli stralli esistono sostanzialmente sei tipologie base (VI), (X), differenziate per tipo di acciaio :

- barre da precompressione manicottabili con diametro sino a 36 mm.
- fili filettati con diametro 15 e 16 mm.
- fili paralleli con diametro da 4 a 7 mm.
- trefoli con diametro da 0,5" a 0,7"
- funi a contorno chiuso
- funi normali

Le principali caratteristiche sono riportate nella Tabella 1.

2.2. Protezione dell'acciaio

A protezione meccanica e anticorrosione della lunghezza libera si utilizzano (soluzioni correnti in fig. 7) :

tubi in acciaio, guaine in lamierino, tubi in polietilene, fasce (anche quale misura supplementare), zincatura, rivestimento con resina epossidica, grasso (secondo specifiche (XXXIV)) o altri materiali sigillanti, malta o boiaccia di cemento, e loro mutue combinazioni.

Senza dubbio alcuno la migliore e più economica protezione anticorrosiva è

costituita dalla iniezione cementizia.

2.3. Ancoraggi

I produttori di stralli presenti sul mercato si differenziano principalmente per gli ancoraggi; (XVI) ne fornisce una panoramica.

Un altro compendio trovasi nella Tabella 2.

Esistono diverse tipologie di ancoraggio, che possono essere utilizzate a seconda del livello di sollecitazione a fatica, sia come unità funzionale singola, sia in combinazione mutua: ancoraggio mediante filettatura, a teste ribattute, a cuneo, ad aderenza (per lo più cuneo-sede conica con iniezione di cemento), con struttura di contrasto ed iniezione di resina, a metallo fuso.

La più elevata resistenza a fatica si ottiene preinserendo un ancoraggio per aderenza (figg. 8 e 9).

L'ancoraggio terminale ha così la funzione di fronteggiare i soli carichi statici.

Anche i cunei di ancoraggio dei trefoli rivestiti possono a loro volta possedere elevata resistenza a fatica, se dotati di apposita dentatura ad evitare l'insorgere di corrosione superficiale per danneggiamento del mantello (XVII).

La fig. 10 illustra il diagramma di Woehler di un trefolo da 0,6" a rivestimento epossidico bloccato mediante cuneo speciale, raffrontato all'analogo diagramma di un trefolo nudo bloccato con cuneo normale.

3. CARATTERISTICHE DEGLI STRALLI

3.1. Acciaio

L'acciaio impiegato deve soddisfare le specifiche nazionali e internazionali per quanto concerne le caratteristiche meccaniche, di rilassamento e resistenza alla corrosione (ad es. (XVIII)).

3.2. Ancoraggi

Anche per gli ancoraggi esistono, dal cemento armato precompresso, precise disposizioni per ciò che concerne le caratteristiche statiche e dinamiche ad essi richieste, ad es. (XIX).

Così, sotto carico statico, la resistenza dell'ancoraggio deve risultare pari ed almeno dal 95 % al 97 % della resistenza effettiva dell'acciaio con una deformazione minima da 1 a 1,5 %.

Nella prova a fatica (superata se si rompe meno del 5 % della sezione dell'acciaio) si deve raggiungere un carico di rottura almeno pari al 90 % del carico di rottura a fatica effettivo dell'acciaio.

Il produttore di stralli dovrà fornirne, all'uopo, il relativo diagramma di Woehler. Verificando in fase di esercizio e rottura, si dovrà determinare l'efficienza dell'ancoraggio per ogni combinazione di carichi e nell'ipotesi di Miner (XII), (XIII), (XVII), (XX).

Di regola si determinerà la linea di Woehler mediante l'ampiezza di variazione di carico richiesta per 100.000, 500.000 e 2.000.000 di cicli. La Tabella 3 riporta le ampiezze di oscillazione ammissibili (cioè già ridotte mediante un opportuno coefficiente di sicurezza) per diversi stralli (XXI).

Il coefficiente di sicurezza è assunto pari a 1,3 e ciò significa che, mediante prova, deve essere assicurata la resistenza per un intervallo di oscillazione così ampliato rispetto a quello ammissibile.

4. CRITERI DI PROGETTAZIONE

4.1. Acciaio

La tensione ammissibile in esercizio sotto le combinazioni di carico principali (XX), (XXI), (XXIII), (XXIV) è stabilita pari a :

0,45 fu per cavi a componenti paralleli

0,42 fu per funi chiuse

In tal modo si mettono in conto tensioni secondarie non considerate nel calcolo, quali ad es. le deformazioni elastiche o plastiche delle fibre di bordo per effetto della freccia degli stralli, ma anche riduzioni di resistenza a causa della pressione locale trasversale, etc.

Sarebbe però preferibile tollerare le usuali più elevate tensioni medie del cemento armato precompresso (XXV) e procedere alla verifica delle tensioni secondarie (vedi par. 4.2).

Nonostante i diversi tipi di acciaio presentino differenti tensioni di rottura, mostrano tuttavia resistenze a fatica molto simili tra 150 e 200 N/mm², qualora vengano provati in condizioni similari a quelle d'impiego e cioè ammarati nel getto (danneggiamento superficiale per sfregamento (XXVI), (XXVII)).

L'acciaio a filettatura continua, di per sé dotato di minor tensione di rottura, si comporta addirittura meglio degli altri in quanto le nervature fungono da distanziatori e ne impediscono lo sfregamento contro il rivestimento in acciaio (ad es. nei punti di deviazione).

4.2. Zona di ancoraggio

Gli ancoraggi devono rispettare le prescrizioni di Par. 3.2 ed inoltre non devono costituire, nei confronti del tratto libero dello strallo, un punto di debolezza, particolarmente nei riguardi della fatica.

Presupposto a ciò è costituito da cura scrupolosa nella progettazione e realizzazione della zona di ancoraggio, associate alla verifica della zona stessa sotto carichi statici e, soprattutto, dinamici.

Così si deve operare in modo da tener lontani dall'ancoraggio i momenti flettenti, creati nella zona d'incastro degli stralli alla struttura dalla rotazione dovuta al vento, traffico, variazioni di temperatura, etc. e comunque occorre analizzarne gli effetti.

La fig. 11 illustra una buona soluzione.

Il sistema statico equivalente mostra come l'ancoraggio risulti esente da

momenti flettenti.

Il momento d'incastro nel pilone viene fortemente ridotto dall'appoggio elastomerico e dalla lunghezza libera tra quest'ultimo e la sezione d'incastro.

Il tratto di strallo che congiunge la lunghezza libera all'ancoraggio deve risultare esente da pressioni locali trasversali riduttrici della resistenza, da zone di possibile danneggiamento per sfregamento superficiale, da tratti ove la tensione limite di elasticità venga superata nelle fibre esterne per effetto della flessione indotta dalla curvatura.

A tal fine si fa uso di distanziatori deformabili e deviatori in plastica. Le figg. 8 e 9 mostrano una pratica e provata applicazione di questi criteri.

4.3. Inguainamento

L'inguainamento degli stralli assolve quattro funzioni :

- Protezione dell'acciaio da precompressione dalla corrosione mediante tenuta all'acqua ed alla diffusione del vapore.
- Protezione da urti meccanici.
- Contenimento dell'iniezione cementizia.
- Collaborazione statica coll'acciaio da precompressso.

Generalmente si é affermato, quale inguainamento, l'impiego di tubi di acciaio, ovvero di polietilene.

Lo spessore di parete viene scelto in modo tale da poter fronteggiare la pressione di iniezione con, inoltre, una prescritta tolleranza dimensionale (ad es. 2 % per guaine in polietilene (XXI)).

Il diametro interno della guaine dipende dalla tecnologia di infilaggio prevista per il cavo, ove una disposizione compatta dell'acciaio é auspicabile per ridurre il peso dello strallo.

Le guaine in polietilene possono essere montate con attrezzature semplici, sono però passibili di danneggiamento per urto meccanico.

Ciò impone particolare cura in fase costruttiva.

Data la continua esposizione ai raggi solari, esse devono essere resistenti ai raggi ultravioletti, nonché alle sollecitazioni dovute agli sbalzi termici.

Quale misura di protezione aggiuntiva contro gli effetti climatici si utilizzano spesso fogli autoadesivi.

Dovrebbe, infine, esserne sempre assicurata la possibilità di sostituzione.

Le guaine in tubi di acciaio posseggono una non trascurabile rigidità assiale, per cui esse collaborano nell'assorbimento dei carichi che intervengono dopo l'iniezione, a meno che ciò venga impedito con speciali accorgimenti.

4.4. Protezione anticorrosiva

4.4.1. Protezione definitiva

Le misure protettive devono garantire che la superficie degli acciai di

elevata resistenza non subisca alcuna depassivizzazione durante l'intera loro vita.

Ciò richiede una doppia barriera protettiva come analogamente tipico degli ancoraggi definitivi nei terreni e rocce.

Quale prima protezione funge l'inguainamento, che, oltre alla funzione di proteggere dagli urti meccanici, costituisce altresì una continua barriera a tenuta d'acqua e di diffusione del vapore, impedendo così il contatto con agenti aggressivi.

La vera protezione anticorrosiva attiva è però costituita, anche negli stralli di più recente concezione, dal mezzo alcalino in cui è allettato l'acciaio. Per l'iniezione valgono le prescrizioni del cemento armato precompresso (vedi ad es. (XXIX)).

Dal momento che l'inguainamento è a tenuta d'acqua e vapore, si può osservare un ricoprimento di boiaccia minore che non nella post-tensione.

Per gli stralli del ponte sul Mississippi presso Quincy (Illinois), s'impiegarono trefoli rivestiti con resina epossidica.

I trefoli, già protetti passivamente dal proprio rivestimento, furono ulteriormente iniettati con boiaccia all'interno della guaina.

I trefoli rivestiti con resina epossidica sono altresì meno sensibili a danneggiamenti superficiali, con sostanziale riduzione dell'ammaloramento per sfregamento dovuto alla oscillazione dei carichi.

A tal fine sono stati sviluppati speciali cunei che, a parità di carico di rottura, non danneggiano il rivestimento (fig. 12).

Si richiama ancora l'attenzione sulla resistenza a fatica dei trefoli rivestiti con resina epossidica, che risulta chiaramente superiore a quella dei non rivestiti (fig. 10).

4.4.2. Misure di protezioni anticorrosive provvisorie

Queste misure temporanee rivestono, nel caso degli stralli, una particolare importanza in quanto tra la loro messa in tensione (subito dopo il montaggio) e l'iniezione (in genere a opera terminata), può intercorrere un lasso di tempo sino ad un anno.

Non sono dunque sufficienti le usuali misure di trasporto e immagazzinaggio. Tecnicamente affidabile è il saturare le guaine con aria ad umidità nulla, ovvero gas inerte, con continuo rinnovo degli stessi.

Nel ponte strallato di Penang, gli stralli vennero protetti con aria secca, che poteva essere continuamente rinnovata con apposita attrezzatura.

L'efficacia e l'economicità di questo provvedimento è stata pienamente convalidata da esperienze scandinave, ove il vano interno dei ponti metallici a cassone di grande luce viene da anni con successo protetto dalla corrosione coll'immissione di aria priva di umidità.

Coll'impiego di trefoli rivestiti con resina epossidica, il problema della protezione anticorrosiva temporanea è di per sé risolto.

5. MONTAGGIO (fig. 13)

Gli stralli possono essere preconfezionati in stabilimento e forniti avvolti

su aspo, ovvero costruiti in cantiere.

In questo caso l'acciaio può essere successivamente infilato nella guaina premontata.

La fig. 14 illustra una sedia d'infilaggio che serve per la spinta dei trefoli in una guaina premontata.

Un altro metodo utilizzato è il così detto "metodo dello skilift".

Esso consiste nel fissare dei cappi scorrevoli agli stralli già montati, che servono per issare lo strallo successivo.

Una ulteriore possibilità consiste nel montare lo strallo senza inguainamento ed infilare questo ultimo successivamente.

Si utilizzano allora guaine di lamiera sagomate in modo che la sutura longitudinale venga realizzata meccanicamente, ad es. ad incastro, evitando saldature pericolose per l'acciaio dello strallo.

6. PRETENSIONE E RITARATURA DEGLI STRALLI

Si distinguono in genere due distinte sequenze di tesatura :

tesatura in una o più fasi, secondo il sistema costruttivo.

Ritaratura della tesatura per ottenere la geometria finale richiesta.

Mentre per gli stralli in barre la tesatura avviene agendo su ogni singola barra, per gli stralli a trefoli si utilizza un martinetto unico.

La fig. 15 mostra un martinetto da 8600 kN con cui possono tesarsi stralli sino a 61 trefoli.

Sia per stralli a barre, che a trefoli, il martinetto contrasta sulla piastra di ancoraggio. Ciò significa che l'acciaio da precompressione viene tesato e conseguentemente deformato relativamente all'ancoraggio stesso.

Operata la tesatura iniziale, per gli stralli in trefoli, si procede all'incuneamento definitivo dei singoli trefoli.

Per poter variare la forza di tesatura in fase costruttiva, prima dell'iniezione, è necessario preservare lo spazio necessario al martinetto.

Per stralli in trefoli il martinetto, in questa fase, insiste su una sedia di contrasto alla struttura e provoca lo spostamento dell'intero ancoraggio insieme ai bloccaggi a cuneo definitivamente incuneati.

Le deformazioni conseguenti vengono mantenute aggiungendo o togliendo apposite piastre compensatrici. Qualora occorra eseguire la ritaratura della forza degli stralli successivamente all'iniezione, il martinetto, contrastando su una sedia, fa presa direttamente sulla piastra di ancoraggio e disloca l'intero ancoraggio relativamente alla struttura.

Questa facoltà di tesatura successiva richiede, per poter essere realizzata, che l'ancoraggio completo risulti dislocabile longitudinalmente, relativamente alla struttura, anche dopo l'iniezione.

Ciò può essere realizzato lasciando una discontinuità tra ancoraggio e struttura ovvero mediante uno strato di scorrimento disposto esternamente all'ancoraggio stesso.

7. INIEZIONE

Per operare una iniezione affidabile degli stralli, è necessario possedere

un'adeguata esperienza.

Punti critici vanno preventivamente analizzati mediante prove specifiche.

Le prescrizioni per la boiaccia d'iniezione devono rispettare gli indirizzi riportati in (XXIX).

Oltre alla boiaccia di cemento, si utilizza altresì una malta di sabbia e cemento.

Ciò comporta un aumento di resistenza con diminuzione della formazione di fessure e dell'essudazione d'acqua.

Comunque, per eliminare l'acqua di essudazione, si rende necessaria una più volte reiterata post-iniezione, ovvero una iniezione ad elevata pressione.

L'altezza massima possibile (XXX) delle tratte da iniettare è limitata dalla necessità di contenere l'acqua di essudazione ed è funzione delle condizioni climatiche.

A causa dell'effetto termico di irradiazione solare sulle guaine metalliche si è reso talora necessario eseguire le operazioni di iniezione nottetempo.

8. SOSTITUZIONE DEGLI STRALLI

Anche per gli stralli è bene richiedere che vengano concepiti e realizzati in modo tale da poter ovviare, durante la vita dell'opera, a danneggiamenti irreparabili.

Difatti non potendosi a priori escludere il pericolo di danneggiamento per effetto di catastrofi naturali, ovvero atti di terrorismo o più semplicemente per effetto della corrosione, è necessario rendere possibile la sostituzione di uno strallo, senza penalizzare in maniera eccessiva la funzionalità dell'opera.

Ciò comporta la necessità, per il cavo, di essere detensionato in modo sicuro e smontato senza danneggiare la costruzione.

Si deve pertanto fare in modo che l'ancoraggio risulti scorrevole, rispetto alla struttura, in senso longitudinale al cavo anche dopo l'iniezione.

All'uopo la Dywidag ha sviluppato una attrezzatura speciale (fig. 16) mediante la quale la forza dello strallo si trasmette per aderenza ad una struttura ausiliaria detensionabile.

9. CONCLUSIONI

L'ottimizzazione dei ponti strallati è tuttora in corso e vi è ancora spazio per ulteriori innovazioni e miglioramenti.

D'altronde nella costruzione dei ponti viene sempre più frequentemente adottata la precompressione esterna.

Cavi di grande portata vengono posizionati liberi nei cassoni e hanno con questi riscontro solo agli ancoraggi terminali ovvero nei punti di rinvio.

Questi cavi vanno concepiti accessibili, controllabili, ritesabili ed eventualmente sostituibili.

Le caratteristiche richieste a questi cavi risultano sostanzialmente simili a quelle degli stralli.

BIBLIOGRAFIA

- 1) Rüschi, H., Jungwirth, D. und Hilsdorf H.: Creep and Shrinkage. New York: Springer 1983.
- 2) Kanok-Nukulchai, W.: Cable-Stayed Bridges, Experiences & Practice. Proceedings of the International Conference on Cable Stayed Bridges : Bangkok, Thailand November 1987.
- 3) Gimsing, N. J. : Cable Supported Bridges. Chichester : John Wiley & Sons 1983.
- 4) Menn, C.: Stahlbetonbrücken. Wien: Springer-Verlag 1986.
- 5) Roik, K. et al.: Schrägseilbrücken. Berlin: Ernst & Sohn 1986.
- 6) Walther, R. : Ponts Haubanés. Lausanne: Presses Polytechniques Romandes 1985.
- 7) Girmscheid, G. : Entwicklungstendenzen und Konstruktionselemente von Schrägseilbrücken. Die Bautechnik (64) 1987, H. 8 S. 256-267.
- 8) Leonhardt, F., Andrä, W., und Zellner, W.: Entwicklung von weitgespannten Schrägseilbrücken. In: Beyer, Lange: Verkehrsbauten. Düsseldorf: Betonverlag 1974.
- 9) Leonhardt, F., und Zellner, W.: Cable Stayed Bridges. IABSE Surveyes, Periodica 2/1980, S. 13
- 10) Andrä, W., und Saul, R.: Versuche mit Bündeln aus parallelen Drähten und Litzen. Bautechnik (51) 1974, H. 9, S. 289-298.
- 11) Man-Chung Tang: Die Schrägkabelbrücken-eine Form der externen Vorspannung. In: Spannweite der Gedanken. Berlin: Springer-Verlag 1987.
- 12) König, G., und Gerhardt, H. C.: Nachweis der Betriebsfestigkeit gemäß DIN 4212 - Kranbahnen aus Stahlbeton und Spannbeton, Berechnung und Ausführung.
Beton-und Stahlbetonbau (76) 1982, H. 1, S. 12-19.
- 13) Birkenmaier, M., und Narayanan, R.: Fatigue Resistance of Large High Tensile Steel Stay Tendons. IABSE Colloquium, Lausanne 1982.
- 14) Kovács, J.: Zur Frage der Seilschwingungen und der Seildämpfung. Die Bautechnik (59) 1982, H. 10, S. 325-331.
- 15) Schambeck, H., und Kroppen, H.: Die Zügelgurtbrücke aus Spannbeton über die Donau bei Metten. Beton-und Stahlbetonbau (77) 1982, H. 5, S. 131-136, H. 6, S. 156-161.
- 16) Matt, P., Müller, H. R., und Morf, U.: Cables for Cable-Stayed Structures. FIP Notes 1985/I.
- 17) Thielen, G., und Jungwirth, D.: Development of Advanced Cable Stay Systems. FIP Kongress, New Delhi 1986.
- 18) Euronorm 138-79: Armature de précontrainte.
- 19) FIP Recommendations for Acceptance and Application of Posttensioning Systems. 1981.
- 20) DIN 1073: Stählerne Straßenbrücken. Berlin: Beuth Vertrieb 1974.
- 21) Recommendations for Stay Cable Design and Testing. Phoenix/USA : Post-Tensioning Institute 1986.
- 22) Virlogeux, M. et al.: State of the Art Report on Internal and External Unbonded Tendons. CEB-FIP-Working Group 1986.
- 23) FIP Recommendations: Practical Design of Reinforced and Prestressed

Concrete Structures 1982 oder CEB/FIP Model Code 1978.

- 24) DIN 1072: Lastannahmen im Brückenbau. Berlin: Beuth Verlag
- 25) DIN 4227: Bemessungsregeln im Spannbetonbau. Berlin: Beuth Verlag 1988.
- 26) Müller, H. H., Prüfverfahren für die Dauerschwingfestigkeit von Spannstählen. Bericht Lehrstuhl für Massivbau, TU München 1985.
- 27) Cordes, H., und Trost, H.: Untersuchung zur Dauerfestigkeit von Spanngliedern. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 370. Berlin: Ernst & Sohn 1986.
- 28) American Association at State Highway and Transportation Officials: Standard Specifications for Highway Bridges 12 Edition 1977.
- 29) DIN 4227 Teil 5: Einpressen von Zementmörtel in Spannkäme. Berlin: Beuth-Verlag 1980.
- 30) Engelke, P., Jungwirth, D., und Manns, W.: Zur Einpreßtechnik bei Spanngliedern mit mehr als 1500 kN Spannkraft. Mitteilungen des Instituts für Bautechnik. Berlin 1979.
- 31) DIN 1076: Überwachung und Prüfung von Ingenieurbauwerken.
- 32) FIP-Papier Maintenance 1987.
- 33) Eibl, J. et al.: Baudynamik. Beton-Kalender, Teil II. Berlin: Ernst & Sohn 1988.
- 34) Jungwirth, D.: Korrosionsschutz im Ingenieurbau. VDI - Bericht 653. Düsseldorf 1988.

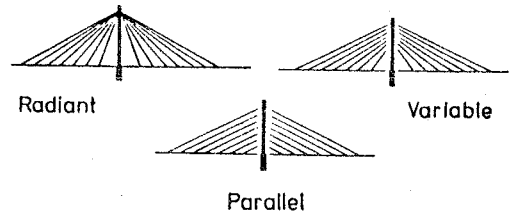
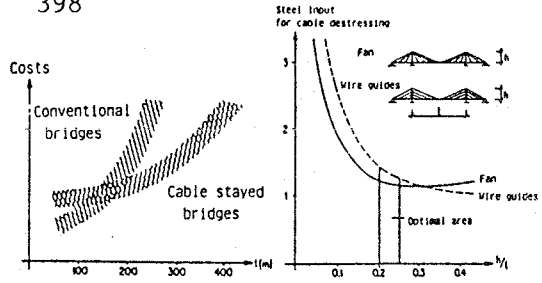


FIG. 1 - a) Confronto economico di ponti strallati (IV), (IX) b) Ottimizzazione altezza piloni (II), (IX)

FIG. 2 - Possibili geometrie degli stralli

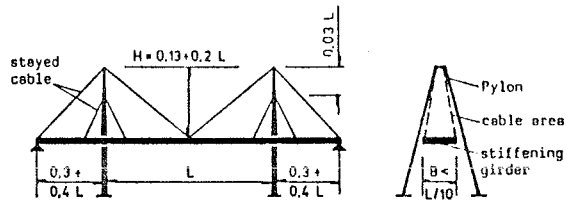


FIG. 3 - Rapporti dimensionali ottimali. Da (II) a (IX)

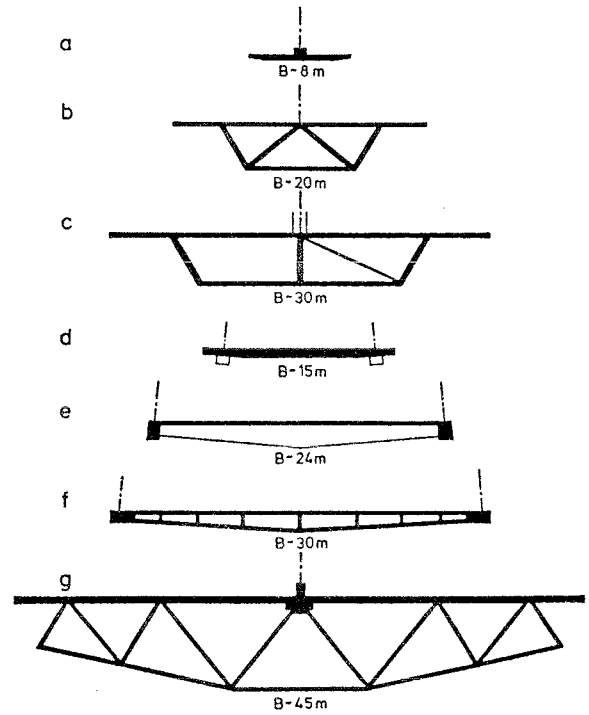


FIG. 5 - Tipologia dei piloni. Sezioni d'impalcato

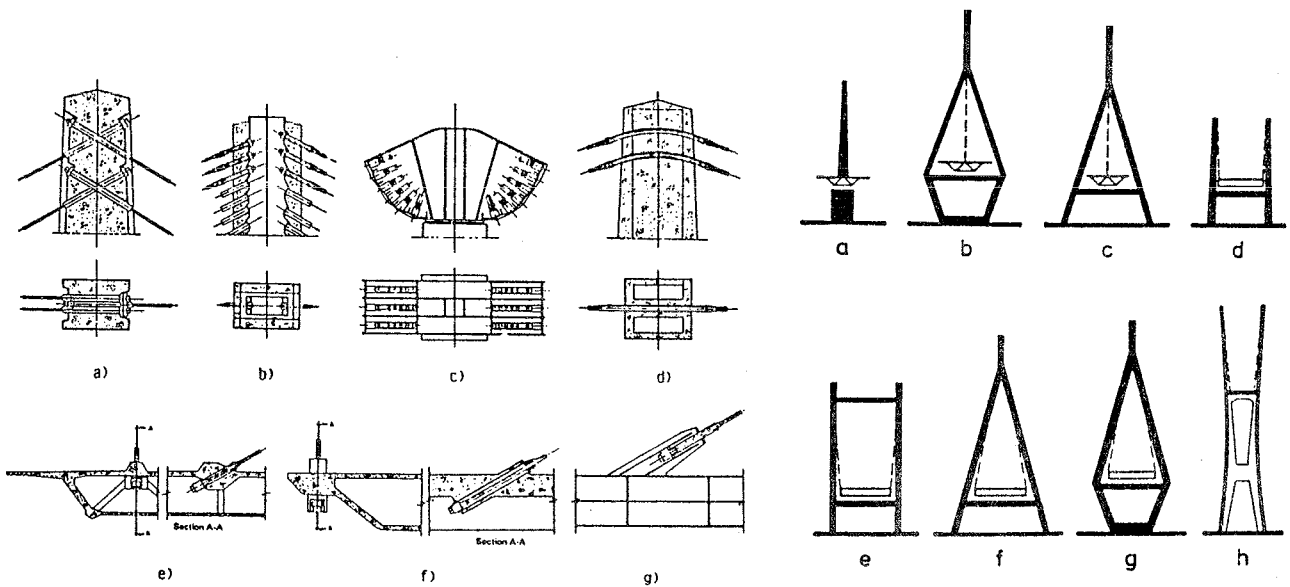


FIG. 4 - Dettagli di sommità e di piede. Selle

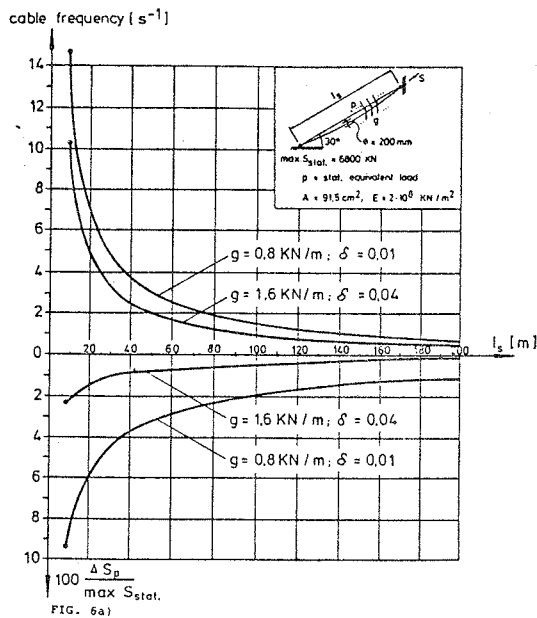


FIG. 6a) wind excited cable (Kármán, linear)

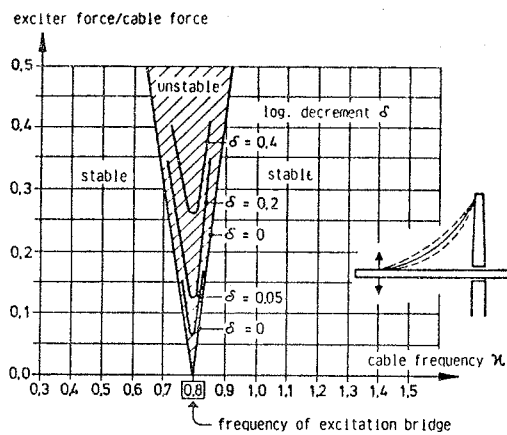
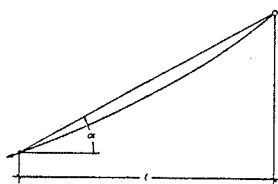
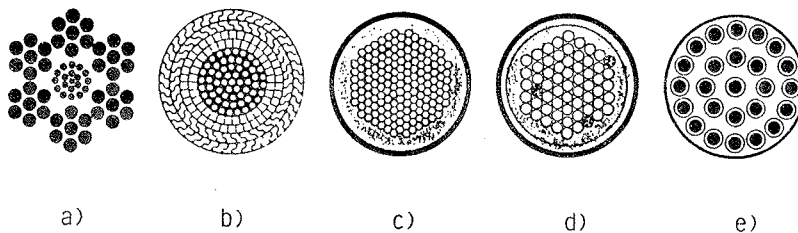


FIG. 6b) base excited oscillation



$$FE_i = \frac{FE_o}{1 + \frac{\gamma^2 \rho^2 E_o}{12 G}}$$

FIG. 6c) - Rigidezza dello strallo
 F Area dello strallo
 E_i Modulo apparente dello strallo
 E_o Modulo dello strallo rettilineo
 gamma Peso specifico dello strallo (inclusa protezione anticorrosiva)
 l Proiezione orizzontale dello strallo
 sigma Tensione di trazione nello strallo
 FE_i ... non dipende da alfa



- a) steel cables, galvanized
- b) closed cables, galvanized
- c) parallel wires, PE-pipe with cement grout, PU, wax
- d) parallel strands, PE- or steel pipe with cement grout and spiral spacer. Alternative, also mono strands (grease protected and PE-sheathed mono strand) will be used, PU, wax
- e) parallel bars, coupled, steel pipe with cement grout and spacer

FIG. 7 - Tipiche protezioni anticorrosive della lunghezza libera

TABELLA 2 - Caratteristiche dei principali stralli

producer	BBR HiAm	DYWIDAG		VSL	VT	STRONGHOLD	steel cables
		bar cable	strand cable				
type of anchorage	head and special mortar	anchor nut and bond	special wedge and bond	wedge and bond	wedge	wedge and special mortar	plaited, metal cast, pull- or pressfittings
type of steel	wire	threadbar	strand	strand	strand	strand	wires
unit	61 ÷ 313 φ 5 ÷ 7 mm	7 ÷ 10 φ 26 ÷ 36 mm	9 ÷ 81 φ 0,6"	7 ÷ 91 φ 0,6"	27 ÷ 91 φ 0,6"	30 ÷ 80 φ 0,6"	1000 ÷ 20000 kN
exchangeable	yes	no / yes	no / yes	yes	no	yes	yes

TABELLA 1 - Tipi di stralli

type of cable	threadbars with coupl. 7 ϕ 36 mm		threadwires without coupl. 26 ϕ 15 mm	wires 128 fils 7 mm	strands 26 ϕ 15 mm	closed cables	steel cables
	structure	threadbars ϕ 26,5; 32; 36 mm		threadwires ϕ 15 mm	wires ϕ 5; 7 mm	strands ϕ 0,5"; 0,6"; 0,7" of 7 wires	wires with different profiles ϕ 2,9 à 7mm
yield point $\sigma_{0,2}$ [N/mm ²]	835	1080	900	1470	1570-1670	—	~ 1350
ultimat strength β_z [N/mm ²]	1030	1230	1100	1670	1770-1870	1000-1300	1570
modulus of elasticity E [N/mm ²]	210000		210000	205000	190000 ~ 200000	160000 ~ 165000	130000
fatigue	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	80	220	350	300 ~ 320	120 ~ 150	—
	σ_{max} / β_z	0,60	0,55	0,45	0,5 0,45	0,45	—

* without the effect of the anchorage

Number of Cycles	One-level endurance limits (MPa)			
	Tension elements			
	Wires	Strands	Uncoupled Bars	Coupled
$2 \cdot 10^6$	160	125	125	70
$0,5 \cdot 10^6$	225	190	190	110
$0,1 \cdot 10^6$	345	310	310	185

TABELLA 3 - Ampiezze di oscillazione ammissibili (XXI)

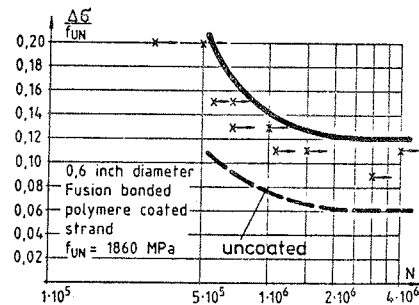


FIG. 10 - Diagramma di WOEHLER per trefolo 0,6" epoxi - rivestito ancorato con cuneo speciale e per trefolo nudo ancorato con cuneo normale.

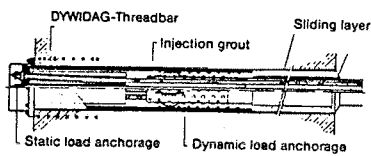


FIG. 8 - Strallo Dywidag a barre

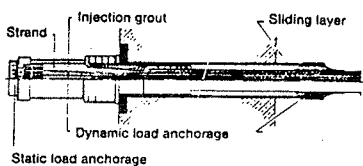


FIG. 9 - Strallo Dywidag a trefoli

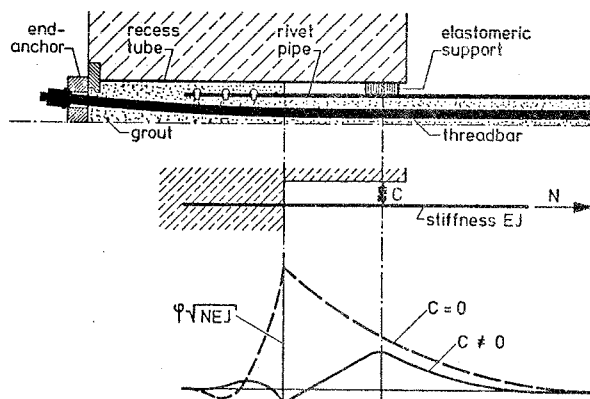


FIG. 11 - Smorzamento della rotazione d'incastro dello strallo mediante incastro cedevole

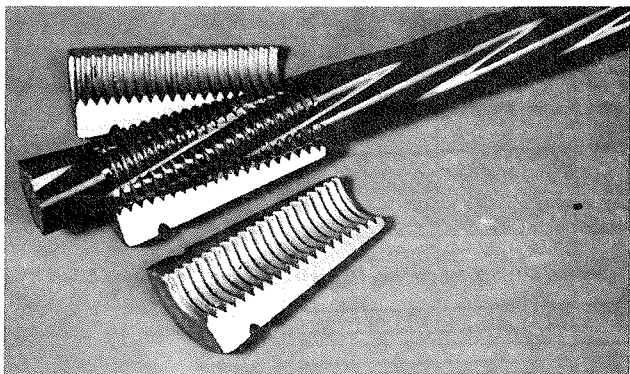


FIG. 12 - Trefolo epoxi - rivestito con impronte del cono

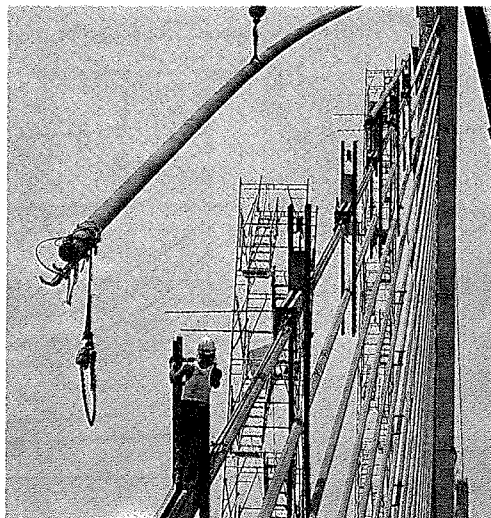


FIG. 13b) Appoggio su strallo sottostante

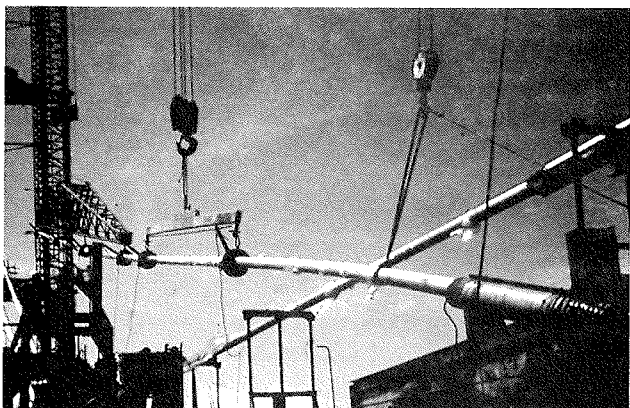


FIG. 13a) - Bilancino di sollevamento

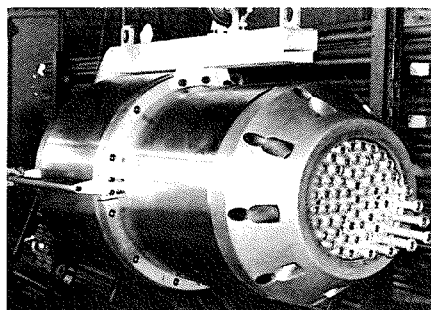


FIG. 15 - Martinetto

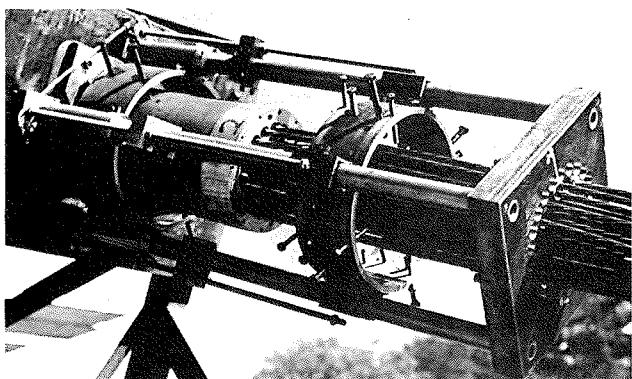


FIG. 14 - Seggiola per infilaggio trefoli

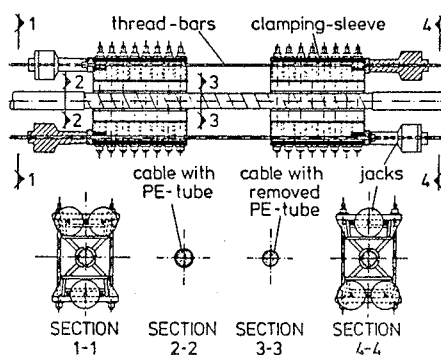


FIG. 16 - Dispositivo di distensione per stralli

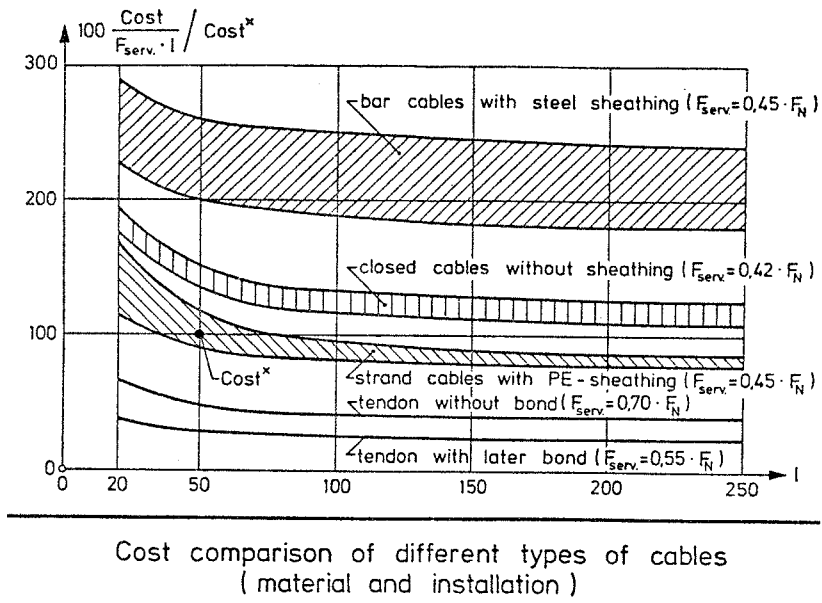


Fig.17 - Confronto economico tra diversi stralli

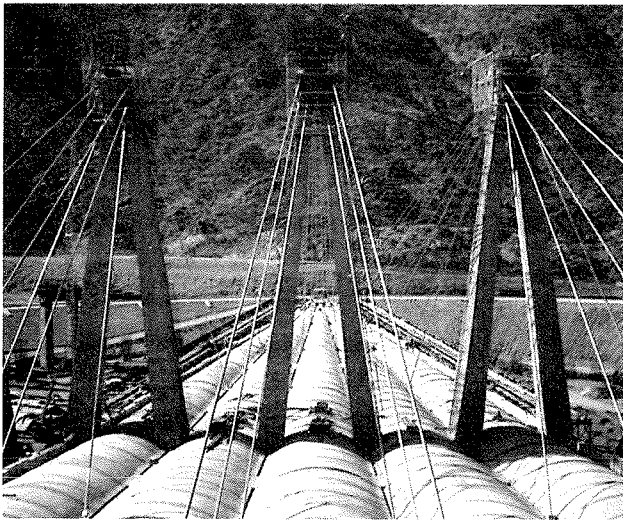


Fig.18 - Serbatoio MUNA-DYWIDAG

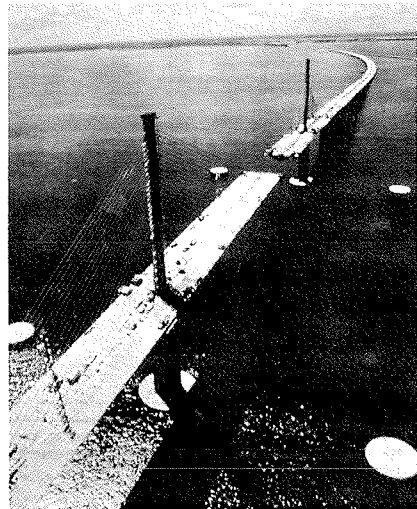


Fig.19-SUNSHINE RIVER BRIDGE
USA, VSL

PARAMETRI DI ADERENZA PER LE BARRE IN ACCIAIO INOSSIDABILE
IMPIEGATE NELLA PIASTRA DI FONDAZIONE DELL'ACCELERATORE DI PARTICELLE
DEL CNR A PADOVA

S. LEVATI, A. MIGLIACCI, G. PLIZZARI

Ingegneri Progettisti
Studio Tecnico M.S.C. e Associati s.r.l.
MILANO

C. RANZA

Ingegnere Civile
Impresa Ranza S.p.A.
MILANO

SOMMARIO

Nella progettazione delle piastre di fondazione dell'acceleratore di particelle del CNR a Padova, si e' imposto l'impiego di barre in acciaio inossidabile con tagli, inoltre, di breve lunghezza. Pertanto, si e' resa necessaria un'apposita sperimentazione allo scopo di studiare gli accorgimenti strutturali da adottare per garantire l'aderenza delle barre al calcestruzzo.

SUMMARY

The use of stainless steel bars has been imposed in the foundation mat design of the CNR particles accelerator in Padua because of the non magnetic properties. Therefore some experimental tests have been organized in order to assume the best solution to guarantee the bars bonding.

1. PREMESSA

Nella progettazione delle piastre di fondazione dell'acceleratore di particelle del nuovo laboratorio del CNR a Padova, per esigenze antimagnetiche si e' reso necessario impiegare barre in acciaio inossidabile. All'epoca della costruzione, il mercato offriva solo barre di tipo liscio (1). Pertanto, si e' dovute effettuare una ricerca di laboratorio al fine di sperimentare gli accorgimenti costruttivi - sabbiatura e/o piastrine trasversali saldate - per poter ottenere la necessaria aderenza delle barre con il calcestruzzo e realizzare, quindi, gli ancoraggi terminali delle barre e le loro unioni per sovrapposizione: questa esigenza veniva ad essere ancor piu' sentita per la presenza di unioni delle barre anche in sezioni

(1) Il CENTRO INOX di Milano studia e promuove le diverse applicazioni in acciaio inossidabile, ad esempio (I).

fortemente sollecitate a flessione, causa il taglio delle barre imposto su brevi lunghezze per evitare un'eccessiva continuit  delle barre stesse, sempre a fini antimagnetici.

Ora, come   noto, ad esempio (II), il problema dell'aderenza   fra i pi  rilevanti per le strutture in c.a., ma ha trovato ormai una sistematizzazione praticamente definitiva per merito di numerosi studiosi e scuole di ricerca, nonch  per i lavori critici e di normativa svolti dal CEB (III): l'insieme, cioe', di tutte le variabili e dei parametri in gioco nel problema dell'aderenza   stato ormai esaustivamente sviscerato, consentendo di formulare le regole di "misura" dello stato limite d'aderenza (U.L.S.B = Ultimate Limit State of Bound) nei diversi casi - ancoraggi, unioni per sovrapposizione, deviazione di barre, ecc. - e di suggerire le disposizioni costruttive pi  convenienti per le diverse situazioni strutturali - ancoraggi a coppia, distanziamenti, armature trasversali, ecc. -

L'individuazione nel meccanismo di collasso dello U.L.S.B di due fenomeni: lo "splitting" e il "pull-out", chiaramente evidenziati nelle curve tensioni di aderenza τ_b /scorrimenti s (Fig. 1), mette chiaramente sull'avviso su come viene insidiato e si evolve l'accoppiamento barre-calcestruzzo. Non   possibile, invece, alcuna manifestazione d'accoppiamento se avviene subito lo sfilamento della barre dal calcestruzzo (pull-out anticipato della barre "praticamente nuda"), come accade quando non si riesce a realizzare l'imposto delle bielle inclinate di calcestruzzo compresso sul perimetro della barra (Fig. 2).

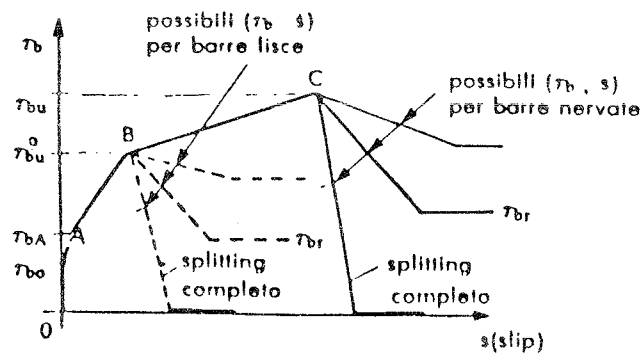


Fig. 1

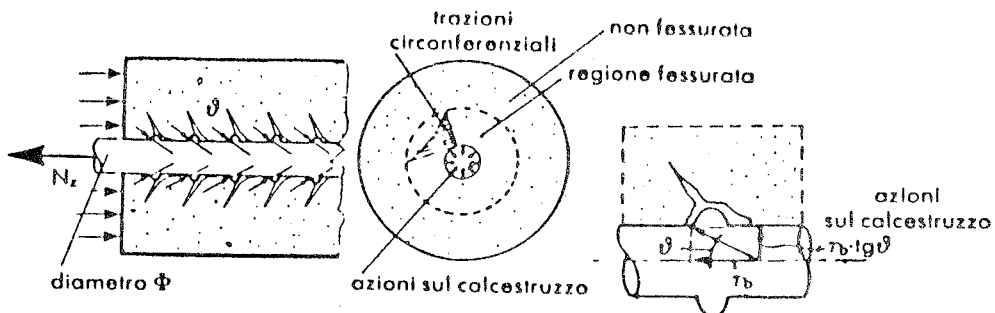


Fig. 2

In Fig. 3, sono rappresentate le due situazioni ultime di pull-out che si manifestano per le barre lisce e le barre ad aderenza migliorata allorché si può avere il loro accoppiamento col calcestruzzo, messo a confronto in c) con il caso di quasi immediato sfilamento della barra nuda come si verifica per le barre lisce (prive di ruggine) in acciaio inossidabile.

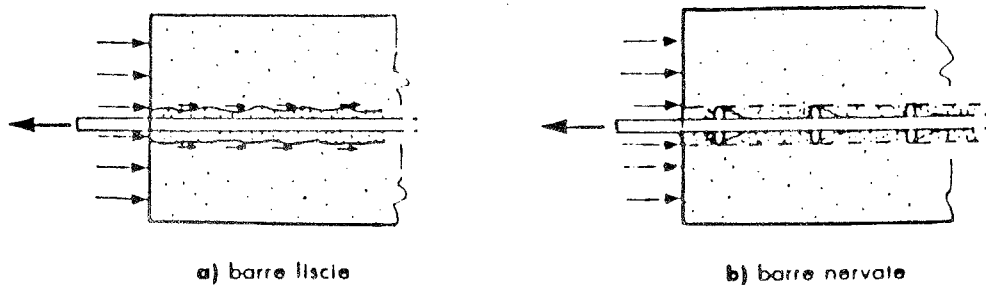


Fig. 3

Contro il pericolo di "splitting" e quello, ancor più grave, del possibile immediato sfilamento della barra per incapacità d'accoppiamento con calcestruzzo occorre, per il primo, "proteggere" il calcestruzzo che circonda la barra (armature trasversali e/o stati di compressione intrinseci atti a realizzare il "tamponamento" tensionale) (Fig. 4), per evitare il secondo necessita provvedere la barra liscia di accorgimenti tali da consentire l'imposte garantite delle bielle di calcestruzzo compresso (Fig. 5).

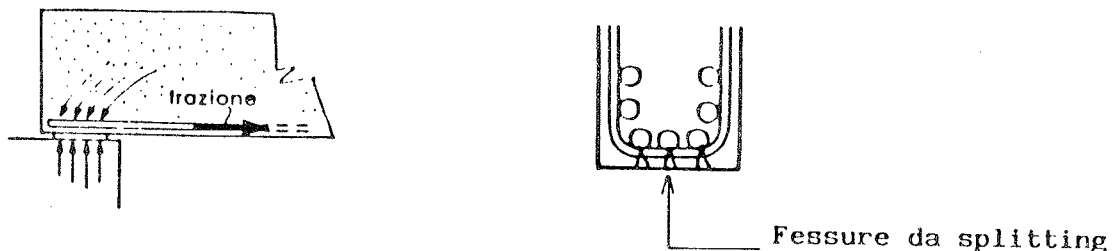


Fig. 4

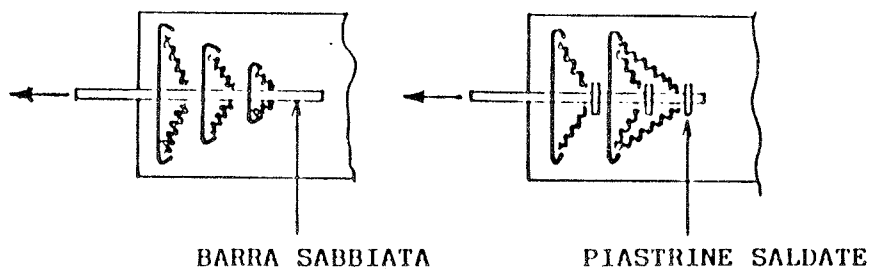


Fig. 5

Per le barre lisce in acciaio inossidabile, non può essere altro che questa la strada da percorrere: l'imposta delle bielle compresse da realizzare, ad esempio, con sabbiatura delle superfici e/o con piastrine trasversali saldate (Fig. 5), la protezione del calcestruzzo circostante seguendo le prescrizioni ormai codificate della letteratura, ad esempio con armature trasversali adeguate (entità e posizione).

Nel capitolo seguente si riportano i dati ottenuti da una prima sperimentazione svolta presso il DIS-Politecnico di Milano; al successivo, le prescrizioni costruttive adottate con alcuni riferimenti progettuali (analisi strutturali).

2. SPERIMENTAZIONE

La sperimentazione, svolta su barre INOX AISI 304 di diametro $\varnothing = 16$ mm, si è articolata attraverso quattro prove:

- le prime due prove su barre lisce munite di piastrine trasversali saldate nelle due situazioni: 1 = senza armature trasversali, 2 = con armature trasversali (Fig. 6) (2);
- le altre due prove su barre sabbiate nelle due situazioni 3 e 4, rispettivamente senza e con armature trasversali (Fig. 7.a),b)).

2.1 prove 1 e 2 (Fig. 6)

Le prove sono state eseguite applicando ai campioni un carico di trazione assiale P gradualmente crescente. Si è ottenuto quanto segue:

- nella prova 1, al valore del carico $P = 10000$ daN si verifica lo snervamento, per $P = 11780$ daN la rottura della barra in corrispondenza alla sezione filettata;
- nella prova 2, per $P = 8000$ daN lo snervamento, per $P = 10440$ daN la rottura nella sezione filettata.

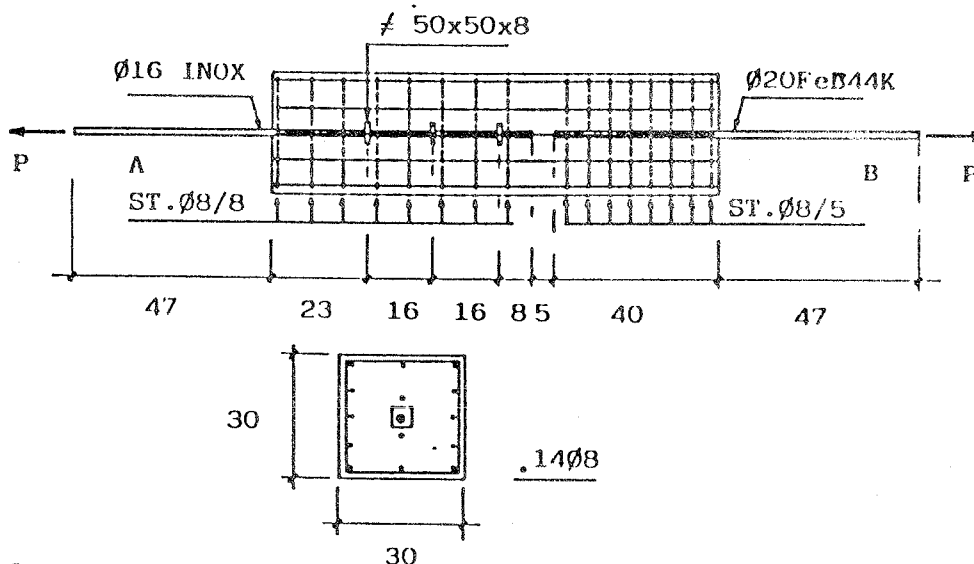


Fig. 6

- (2) La sistemazione della prova 1 è identica a quella della prova 2, solo che il calcestruzzo lato barra inox era privo di armatura trasversale.

Il dispositivo di ancoraggio con piastrine, ancorche' oneroso, si e' rilevato, quindi, assai efficace nei riguardi dell'accoppiamento barre-calcestruzzo; anche nel caso di assenza d'armature non si sono manifestati fenomeni di splitting. Le prove, in sostanza, hanno verificato la resistenza intrinseca delle barre.

2.2 prove 2 e 3 (Fig. 7)

Nelle prove, sempre eseguite sotto il carico P assiale gradualmente crescente, si sono letti mediante comparatori millesimali gli spostamenti relativi acciaio-calcestruzzo agli estremi delle barre non caricate.

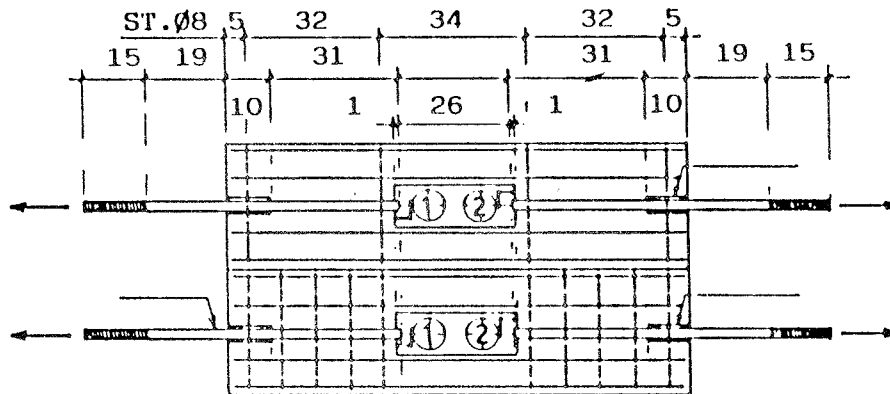


Fig. 7

I risultati di tali letture sono riportati nei diagrammi di Figg. 8 e 9, rispettivamente (3).

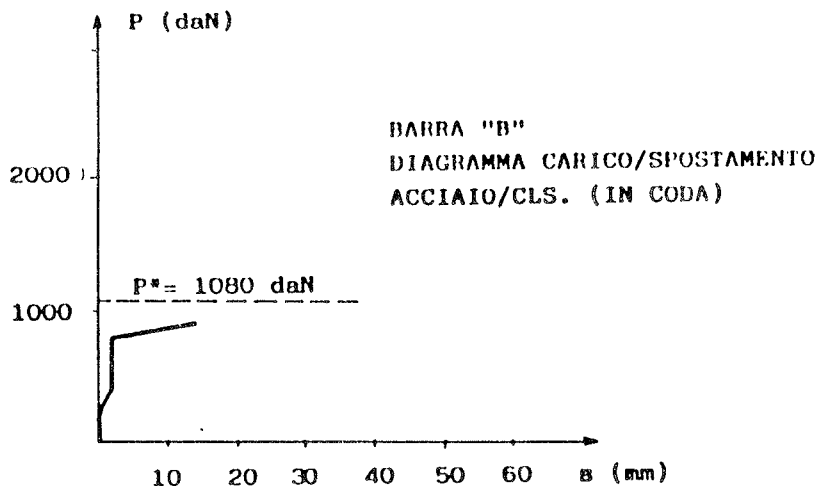


Fig. 8

(3) Nelle prove, dopo lo "sfilamento" delle barre B ($\varnothing 20$, Fe B44k) si e' proseguito nel carico fino allo sfilamento della barra A di acciaio inossidabile.

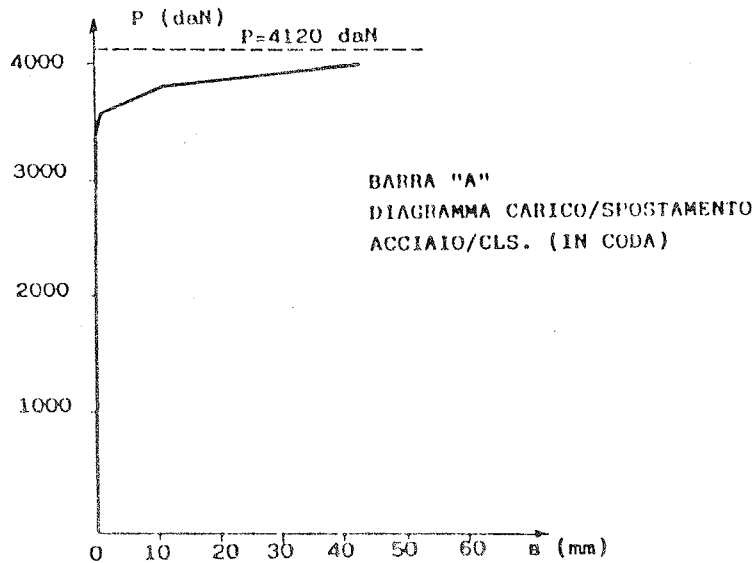


Fig. 9

Questa volta appare essenziale il contributo delle armature trasversali, senza le quali avviene l'anticipata perdita di aderenza, e quindi l'anticipato disaccoppiamento barra-calcestruzzo, per fenomeni di splitting. E' possibile approssimarsi assai sensibilmente al carico ultimo delle barre, invero a prezzo di notevoli spostamenti s ; comunque, il procedimento delle sabbiatura delle superfici si dimostra assai efficace ai fini dell'accoppiamento barra-calcestruzzo.

Nonostante che tale procedimento si dimostri assai piu' semplice della saldatura di piastrine, operativamente si optato per la soluzione con piastrine, accompagnate dalla prescrizione d'impiego di armature trasversali (passo < 10 cm, diametro $\varnothing 8$), anche per realizzare materialmente nelle unioni per sovrapposizione il teorico traliccio di trasferimento del carico P auspicato da Leonhardt (IV), Fig. 10, dato che era imposto il distanziamento delle barre da unire (sempre ai fini antimagnetici).

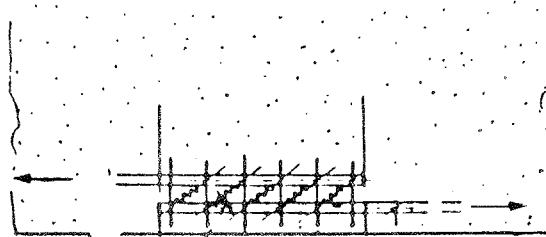


Fig. 10

3. RIFERIMENTI PROGETTUALI

Il richiamo progettuale (analisi strutturale della piastra di fondazioni) viene fatto per mostrare come nella realta' costruttiva le unioni delle barre erano dislocate anche in sezioni di particolare impegno tensionale, giustificando la necessita' dell'attrezzatura delle barre inox con piastrine

e la collocazione delle armature trasversali di protezione.

In Fig. 11 e' riportato il modello strutturale d'analisi. In Fig. 12-13-14-15 i principali risultati. In Fig. 16 il dettaglio della disposizione delle armature.

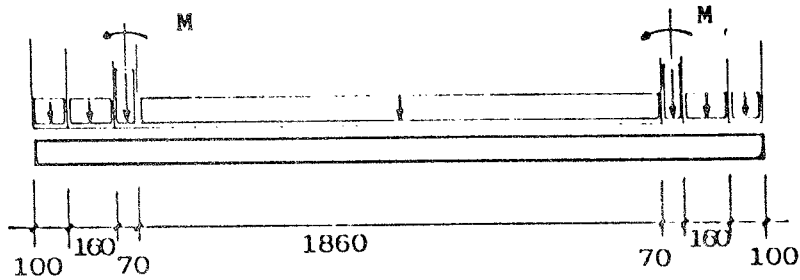


Fig. 11 - Schema di carico

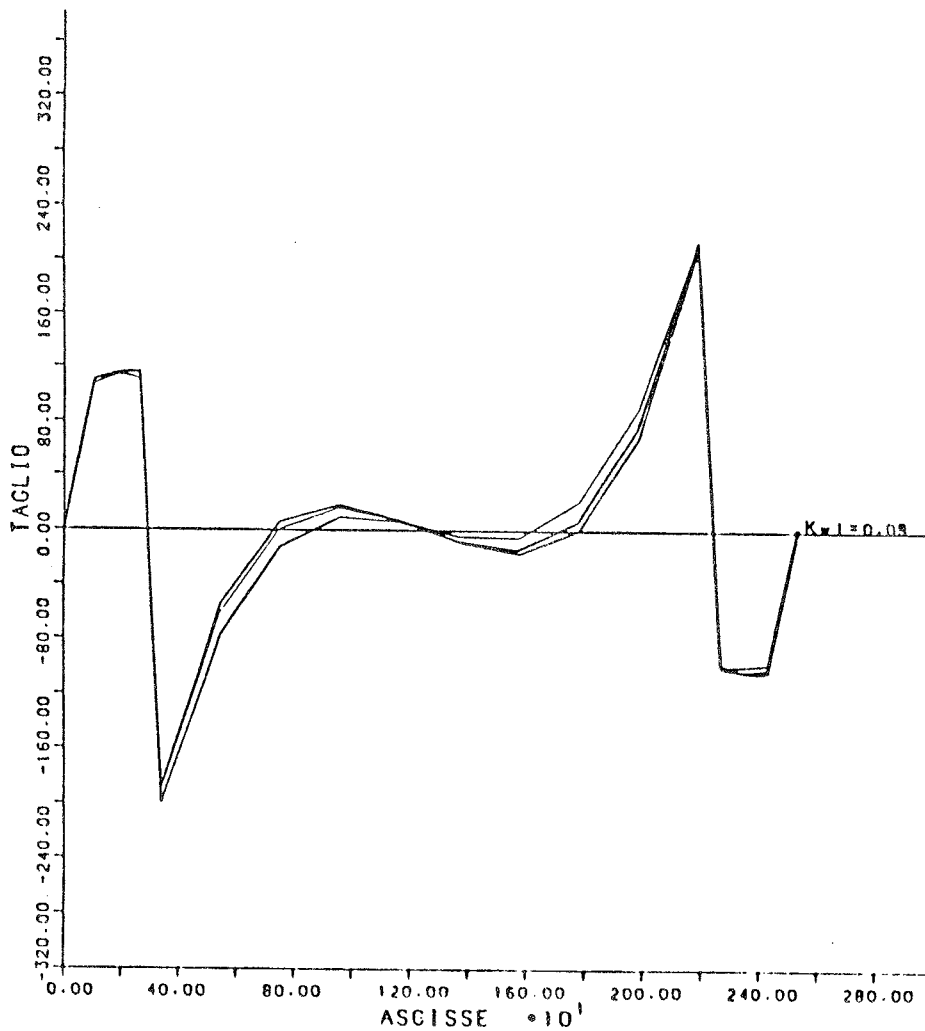


Fig. 12

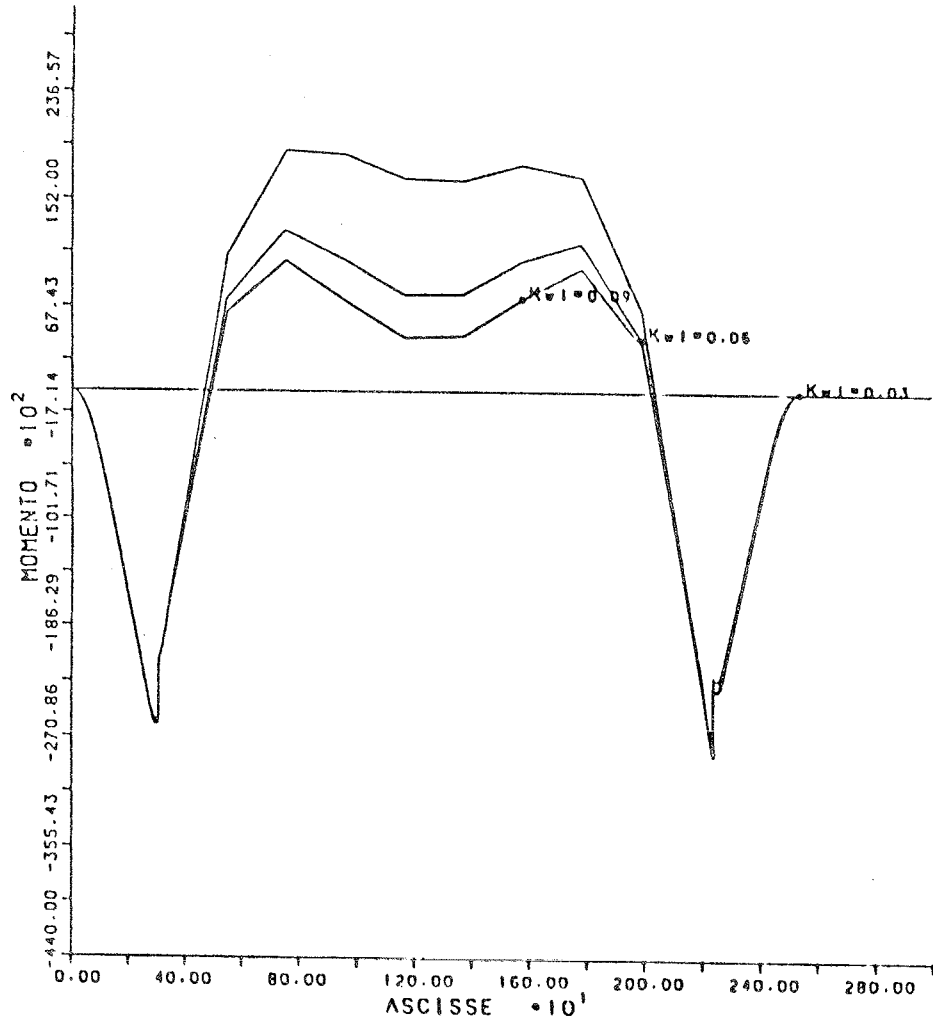


Fig. 13

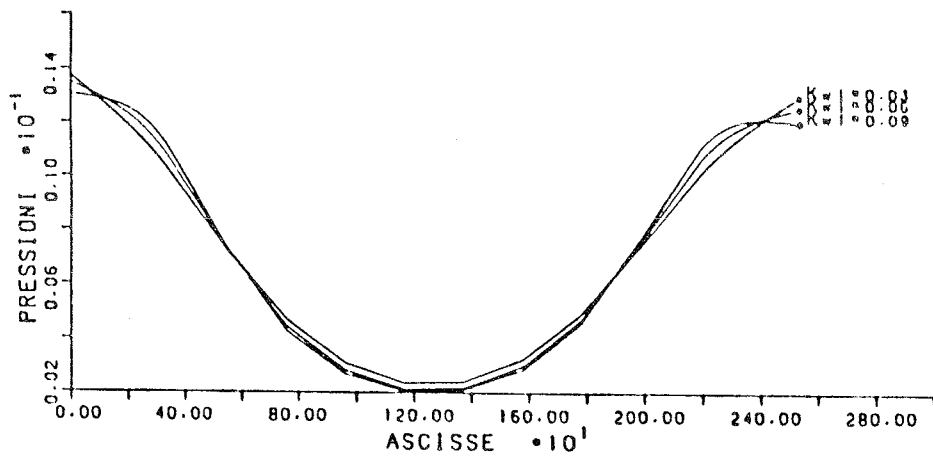


Fig. 14

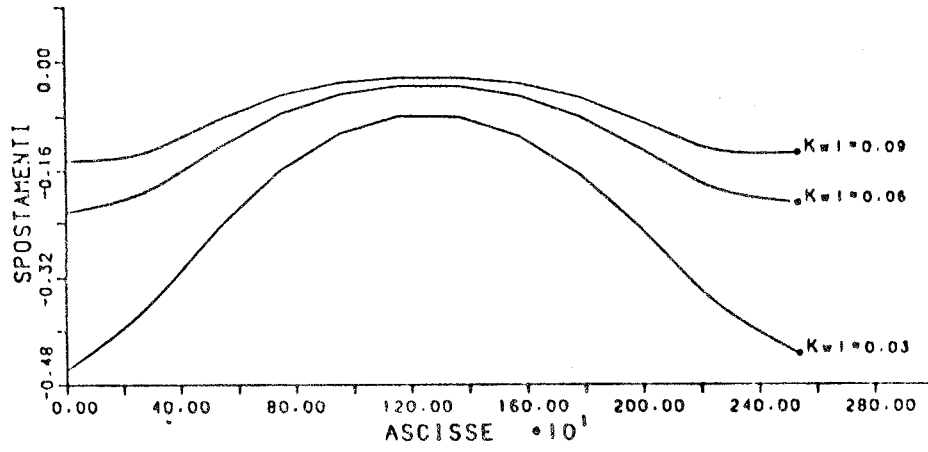


Fig. 15

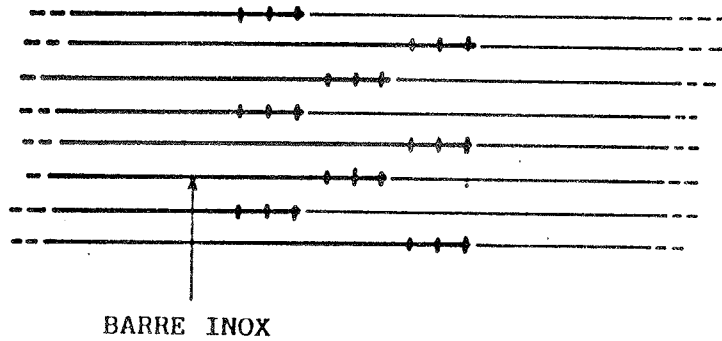


Fig. 16 - Sfalsamento tipico delle barre

BIBLIOGRAFIA

- I) Costruire INOX - CENTRO INOX - P.zza Vesesce n. 10 - Milano
- II) A. MIGLIACCI, F. MOLA - Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. - Vol. II - Ed. MASSON.
- III) CEB - Auchrage zones - Bulletin n. 151.
- IV) F. LEONHARDT, E. MONNING - c.a. & c.a.p. calcolo di progetto & tecniche costruttive - Vol. I - Ed. Tecniche.