

## **Le opere sotterranee per i servizi nelle città**

Presidenti di sessione:      dott.ing. Fausto LA SORDA  
   prof.ing. Antonio MIGLIACCI

Relatore generale:            dott.ing. Carlo SOLA

Coordinatore del dibattito:  prof.ing. Carlo GRECO



**COMPOSITI CEMENTIZI VINIL-FIBROSI PROIETTATI (SHOT-CRETE)  
PER IL RINFORZO TEMPORANEO DELLE CAVITÀ SOTTERRANEE**

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

Giovanni MANTEGAZZA  
RUREDIL S.p.A. - San Donato Milanese



## COMPOSITI CEMENTIZI VINIL-FIBROSI PROIETTATI (Shot-crete) PER IL RINFORZO TEMPORANEO DELLE CAVITA' SOTTERRANEE.

Marco ARDUINI\*- Angelo DI TOMMASO\* - Giovanni MANTEGAZZA\*\*

(\*) Università di Bologna

(\*\*) Ruredil S.p.a. - S. Donato Milanese

### SOMMARIO

La memoria contiene i risultati di una ricerca sperimentale tendente alla messa a punto di un composito cementizio con fibre corte di polivinilalcol. Sono presentati i costituenti del composito e le loro proprietà, nonché lo studio delle miscele, variando il contenuto di fibre. Il composito viene poi caratterizzato con le proprietà meccaniche standard a 28 gg. evidenziando i vari indici di tenacità. Tale caratterizzazione viene anche effettuata a 24 ore, considerata l'applicazione specifica come shot-crete per il rivestimento provvisorio (lining) sulle pareti dello scavo. Una parte rilevante dello studio viene dedicata all'effetto dimensionale che per i possibili vari spessori del rivestimento consente di fornire i parametri utili alle verifiche e al dimensionamento del rivestimento, stesso, in relazione allo specifico spessore adottato.

### SUMMARY

This paper presents the results of an experimental research dealing with the study of a cementitious composite with short PVA fibers. The constituents of the composite are presented and their properties are evaluated. The mixes tested are with variable fibers content. Comparisons with plain mortar and mortar reinforced with short steel fibers are also presented. Special attention has been paid to the mechanical and energetic characteristics at 24 hours, considering the peculiarity of the material that must be used as shotcrete for lining the tunnel holes. A part of this study is applied to the size effect in "splitting" and in "bending" with experimental test. These data can be used for the design of the tunnels lining taking into account the particular thickness adopted.

### 1 PREMESSA

Lo scavo di cavità sotterranee ed in particolare di tunnels è di crescente diffusione per molteplici motivazioni fra cui, non ultimo per importanza, la minimizzazione dell'impatto ambientale.

La tecnologia più diffusa per lo scavo viene denominata NATM (New Austrian Tunnelling, Method). In questa tecnologia è di fondamentale importanza l'immediato gunitaggio della cavità dopo la sua formazione. Questa operazione ha la funzione di consolidare la cavità in attesa della costruzione del rivestimento portante definitivo. Questa fase è molto delicata e rischiosa in quanto la tempestività di esecuzione e le caratteristiche meccaniche del betoncino proiettato giocano un ruolo fondamentale [1],[5] per contrastare:

- a) il rigonfiamento dei terreni argillosi, spesso localizzato nel piano di calpestio;
- b) l'alterazione del regime idraulico dell'ammasso perforato con fuoriuscita di vene di acqua;
- c) il distacco di frammento, spesso provenienti dalla calotta;
- d) l'evoluzione dello stato tensionale nel contorno dello scavo, in seguito alle mutate condizioni termo-igrometriche.

L'utilità di disporre di un betoncino spruzzato ad alta tenacità è utilissimo sia nei casi di spruzzo immediato senza la preventiva messa in opera della rete metallica di armatura, sia nel caso che la rete venga installata. E' indubbia quindi l'utilità di fornire al progettista la disponibilità di un betoncino di facile spruzzabilità, a rapida presa e soprattutto ad elevata tenacità. Quest'ultima proprietà è

fondamentale in quanto il rivestimento provvisorio di cui si parla deve adattarsi ai piccoli movimenti del cavo dissipando elevate energie di deformazione per stabilizzare il sistema.

Lo shot-crete a fibra metallica è stato ampiamente applicato con successo. In questo lavoro lo studio viene effettuato considerando di inserire una fibra sintetica che sia contemporaneamente efficace per gli aspetti reologici e meccanici. La fibra che si considera si inquadra nella famiglia dei prodotti di PVA (polyvinilalcol) e si giova di opportuni trattamenti per l'uso specifico.

## 2 CARATTERISTICHE REOLOGICHE DELLO SHOT- CRETE FIBROSO

### 2.1 Le fibre di polivinilalcol (PVA)

Recentemente sono state sviluppate delle fibre di polivinilalcol (PVA) alta tenacità [2],[3]. Queste fibre sono caratterizzate da valori del modulo elastico molto più elevate delle tradizionali fibre sintetiche (acriliche, polipropilene ecc.). In Fig. 1 sono mostrati i diagrammi tensione di trazione-deformazione di due prove di trazione uniassiale. La sezione trasversale è stata valutata sia con accurate misure con il calibro sia fotografandola con microscopio elettronico (foto 1-2).

In Tabella 1 sono riassunte le caratteristiche meccaniche della fibra PVA RF 4000 usata nella nostra ricerca.

### 2.2 Durabilità

Le fibre PVA sono caratterizzate da una elevata resistenza chimica come mostrato in Tabella 2

### 2.3 Mix - design e preparazione delle miscele

Tutti i provini sono stati confezionati con la medesima miscela legante denominato Basexocem INTO. Questo legante è costituito da:

- cemento Ptl 425
- Durasil (silica fume ad alto potere pozzolanico)
- Additivi per il controllo della reologia e del rapporto a/c e della stabilità volumetrica
- Additivi per incrementare l'adesione con il supporto di calcestruzzo preesistente.

I calcestruzzi sono stati poi confezionati impiegando inerte di fiume di granulometria max 10 mm.

In Tabella 3 è riportato il mix design delle miscele.

Sono state eseguite prove di spruzzabilità delle miscele fibrorinforzate B,C e D impiegando una intonacatrice

Turbosol UNI30

Gli impasti B e C contenenti le fibre di PVA presentano i seguenti vantaggi applicativi[4] rispetto alla miscela D con fibre di acciaio:

- facilità di miscelazione
- riduzione degli sfridi
- non intasamento degli ugelli
- riduzione dei tempi di impasto e posa in opera

Inoltre l'impiego di fibre di PVA consente di realizzare un rivestimento di calcestruzzo altamente durabile in quanto questa fibra rispetto all'acciaio non subisce nessun tipo di corrosione.

## 3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLO SHOT - CRETE FIBROSO

### 3.1 Parametri meccanici standard (28 gg)

La funzione dello shotcrete richiede che venga attribuita la massima importanza alle caratteristiche meccaniche ed energetiche che esso è in grado di esibire alle brevi e brevissime stagionature. Tuttavia il primo riferimento di una miscela va fatto ai parametri standard a 28 gg perchè solo così se ne può valutare la qualità in rapporto ai materiali cementizi classici.

Allo scopo la Tabella 4 riassume la tipologia e la numerosità delle prove condotte. Alcuni provini sono stati sottoposti a prova dopo 24 ore di stagionatura; (serie A dal n.4 al N.9 e serie E dal n.1 al n.6) i rimanenti provini sono stati saggiati a 28 giorni di maturazione. Su ciascun provino è stata determinata la massa volumica,  $m$ , la resistenza a flessione  $f_f$ , la resistenza a trazione brasiliana  $f_b$  e quella a compressione  $f_c$ .

Sui campioni saggiati a 28 giorni si è valutata la velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici e calcolato il modulo di elasticità dinamico  $E_d$ , considerando il coefficiente di Poisson  $\nu=0.17$ , rispettivamente sui prismi  $15 \times 15 \times 45$  cm (three-point bending test) e sui monconi derivanti da tale prova. La prova di flessione consiste nel tracciamento del diagramma carico applicato-spostamento in mezzera ( $F-\delta$ ) operando a velocità di spostamento costante  $\delta=0,08$  min/min [6] e secondo le modalità suggerite in [7], la Fig. 2 riporta le curve medie carico-spostamento ottenute sui prismi a 28 giorni di stagionatura.

Nelle Tabelle 5 e 6 sono riportati i valori di tutti i parametri determinati adottando la seguente simbologia:

- $m$  : massa volumica media;
- $f_c$ : resistenza cubica a compressione;
- $E_d$ : modulo di elasticità dinamico;
- $f_f$ : resistenza a flessione di provini non intagliati;
- $f_b$ : resistenza a trazione brasiliana;
- $G_f$ : energia di frattura determinata su provini prismatici non intagliati;
- $I_5, I_{10}, I_{20}$ : indici di tenacità (ASTM C1018-89);
- $I_{1, I_{2,5}}$ : indici di tenacità secondo [6];
- $I_J$ : indice di tenacità secondo JSCE n.3/84.

E' utile considerare che la determinazione del valore di resistenza a trazione mediante prova brasiliana è puramente convenzionale per i materiali fibrorinforzati in conseguenza del comportamento decisamente non fragile fino al collasso: osservando l'escursione dell'indice di scarico sul quadrante della macchina di prova si nota un primo livello di carico che opera una superficie di frattura per crisi in trazione della matrice cementizia; per provocare la completa separazione delle superfici di frattura è necessario un ulteriore incremento di carico nel corso del quale si evidenzia un forte schiacciamento locale delle generatrici caricate con conseguente perdita della configurazione di riferimento per il calcolo di  $f_b$ .

Dalle tabelle 4 e 5 i valori dei tre indici,  $I_5, I_{10}$  e  $I_{20}$ , stabiliti secondo la ASTM C1018-89, risultano più bassi di quelli attesi ipotizzando un comportamento carico-flessione elasto-perfettamente plastico. Tuttavia, considerando il contenuto dosaggio in fibre adottato, risulta rimarchevole l'efficienza delle fibre impiegate. In ogni caso tutti i tipi di indici stabiliti connotano un consistente incremento della tenacità rispetto alla matrice cementizia.

A giustificazione del relativamente basso dosaggio di fibre c'è inoltre da osservare che è correntemente superfluo conferire alle matrici cementizie valori di tenacità più consistenti di quelle sperimentalmente stabilite in quanto, nelle applicazioni tecniche, risultano alquanto più restrittive le condizioni poste da stati limite di esercizio e quindi dalle sollecitazioni che provocano la fessurazione della matrice.

Tra le varie miscele saggiate si è scelto di

approfondire l'analisi su un dosaggio di fibre intermedio pari a 12 kg/mc, tale valore poco si discosta dalle usuali miscele a fibra metallica con 30 kg/mc, su tale miscela si è effettuata una caratterizzazione a 24 ore di stagionatura.

### 3.2 Parametri meccanici a 24 h.

Come già detto precedentemente sono proprio le proprietà meccaniche a breve termine a giocare il ruolo fondamentale per lo shot-crete. Un proporzionamento o verifica progettuale deve far riferimento a questi parametri a breve termine. Le Tabelle 7 e 8 confrontano le proprietà meccaniche del conglomerato fibroso (serie E) con quelle di riferimento (serie A).

#### 3.2.1 Calibrazione del comportamento in trazione

In Fig.3 è schematizzato il comportamento di un materiale aggregativo generico in regime di tensione monoassiale. Come ben si conosce, il legame costitutivo in compressione può essere acquisito direttamente per via sperimentale, mentre non è possibile eseguire una prova di trazione diretta per il materiale in discussione.

La rappresentazione lineare a tratti, estesa al ramo discendente (strain softening) di tale comportamento, è riconosciuta essere adeguata alla simulazione di comportamenti strutturali con relativo effetto dimensionale [8]. In realtà la definizione di tale diagramma richiederebbe la conoscenza della geometria della zona di processo alla quale riferire il campo di spostamenti così come evidenziato nel modello "crack fittizio" proposto da Hillerborg [9].

L'opportunità di modellare il comportamento in trazione completamente nel piano  $\sigma$ - $\epsilon$  è dettata dalla necessità di operare con modelli di simulazione agli elementi finiti senza predefinire quale sarà la posizione della superficie di frattura [10].

Pertanto, la definizione della legge costitutiva in trazione verrà attuata attraverso una onerosa sperimentazione numerica calibrata sulla risposta sperimentale media delle prove di flessione a 24 h. di stagionatura prima presentate, mantenendo gli altri parametri meccanici pari a quelli determinati sperimentalmente attraverso prove convenzionali. La geometria di prova è stata discretizzata con elementi piani quadrati di 12.5 x 12.5 mm a quattro nodi.

I valori della resistenza a compressione  $f_c$  e della deformazione massima in compressione  $\epsilon_c$  sono stati dedotti dalle tabelle del ModelCode 90 in quanto, in tale

configurazione, rivestono poca importanza per la propagazione della fessurazione; il valore del modulo elastico  $\epsilon$  è stato dedotto da risultati sperimentali sulla velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici eseguiti in via preliminare su alcuni prismi saggiati a 24 ore di stagionatura. Il comportamento in trazione diretta delle stesse miscele è presentato nella Tabella 9 in coerenza con la schematizzazione adottata in Fig.3. Tali valori sono conseguenti alle seguenti assunzioni:

-ricordando le considerazioni riportate in precedenza, in merito al valore della resistenza a trazione mediante prova brasiliana della miscela fibrorinforzata, la resistenza a trazione è posta uguale a quella della matrice cementizia corrispondente ( $f_b$ ).

-le coordinate dei punti caratterizzanti il ramo discendente sono state stabilite mediante sperimentazione numerica in modo da poter simulare il comportamento medio, sperimentalmente stabilito, in flessione su provini non intagliati. Il confronto fra diagrammi sperimentali e numerici è riportato nella Fig. 4.

L'aderenza tra comportamento sperimentale e numerico risulta consistentemente aderente, su tutto il campo di misura, per tutt'è due le miscele esaminate.

### 3.3 Effetto dimensionale

Le caratteristiche del materiale, espresse dai parametri meccanici sopra esposti, sono convenzionali. Infatti tali parametri non sono invarianti rispetto ad un cambio di dimensione dei provini. Recentemente questo aspetto, indicato come "effetto dimensionale", non può essere trascurato in una modellazione che voglia cogliere quantitativamente i fenomeni di collasso delle strutture.

Nel caso in esame gli spessori utilizzati per il "lining" vanno dai 5 ai 20 cm. in questo intervallo l'effetto dimensionale è copioso anche se un materiale fibroso attenua l'effetto stesso rispetto ad un materiale cementizio corrispondente e senza fibre.

La ricerca in atto ha voluto fornire una casistica utile alla evidenziazione quantitativa dell'effetto dimensionale deducendola per via sperimentale. Si noti che per ottenere provini di materiale fibroso simile si è adottata tecnica di gettare lastre e poi da queste mediante taglio con sega ricavare i provini più piccoli.

La Tabella 10 presenta i risultati sperimentali ottenuti sulla resistenza a flessione  $f_f$ . La Tabella 11 presenta i risultati sperimentali ottenuti sulla resistenza a trazione indiretta  $f_t$ .

Le Figg. 5 e 6 mostrano le regressioni ottenute sulla legge di effetto dimensionale proposta da Bazant:

$$f=f_0\left(1-\frac{h}{h_0}\right)^{-1/2}$$

applicata rispettivamente per la resistenza a trazione indiretta e per la resistenza a flessione.

### 4 Ringraziamenti

Si ringraziano i Tecnici del laboratorio Resistenza Materiali dell'Università di Bologna (R. Roffi, R. Carli, F. Maccaferri, D. Betti) e del laboratorio Ruredil (A. Sereni) per la collaborazione offerta. Per la parte di ricerca sull'effetto dimensionale si segnala il contributo MURST 40%.

I risultati delle elaborazioni numeriche sono stati ottenuti nel corso delle attività di ricerca svolte dal gruppo Simulation Experimental Test del Laboratorio Resistenza dei Materiali dell'Università di Bologna, utilizzando il codice agli elementi finiti ABAQUS ver. 5.3 [11] implementato su supercomputer CRAY-YMP e disponibile al CINECA (BOLOGNA), si ringrazia tale Ente per la disponibilità sempre dimostrata.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] DE LIETO, L. - 1993, "Scavo con il nuovo metodo austriaco NATM" - L'ingegnere ANIAI - 1-12.
- [2] AA.VV. - 1994 "Fibers-Poly vinyl alcohol" Voce enciclopedica LIRL- Othmer Of Chemical Technology - J. WILEY & S. - 4th ed. - vol. 10
- [3] OKAZAKI, M. - June 1994 "PVA - Fiber as reinforcing material" Tech-textil Symposium 93-Frankfurt,
- [4] ACI 506 "State of Art con Fiber Reinforced Shotcrete"- Report ACI Comm.506
- [5] CAVALLO, R. - RISTANINO, G. -1993 "Metodi di calcolo delle strutture in gallerie" L'ingegnere ANIAI- 1-12
- [6] JOHNSTON C.D., SKARENDAHL A. -1992 "Comparative flexural performance evaluation of steel fiber reinforced concrete according to ASTM C1018", Materials and Structures RILEM, vol.24, n.148
- [7] DI LEO A. -1992- "Sul dimensionamento dei provini T.P.B. per prove di tenacità alla frattura dei calcestruzzi", Atti X Conv. naz. A.I.A.S.
- [8] BAZANT Z.P., OH, BH, "Crack Band Theory for Fracture of concrete", Material and structures RILEM, vol. 16, pp.166-177
- [9] HILLERBORG, A. 1979 "The fictitious crack model and its use in numerical analysis", Fracture Mechanics in Engineering Appl., Proc. int. Conf.
- [10] A.A 1991., "Round Robin Analysis of Anchor Bolts" RILEM TC 90-PMA.
- [11] HIBBIT, KARLSSON, SORRENSEN, "ABAQUS User's Manual, rel 4.9", 100 Medway Street, Providence, RI 02906.

Fibre PVA -RF 4000	
Diametro (mm)	0.66
Lunghezza (mm)	30
Densità (gr/cc)	1.3
Modulo di Young (Gpa)	12
Resistenza a trazione (Gpa)	0.6

Tabella 1-Caratteristiche della fibra

Condizioni del test				Conservazione della resistenza (%)			
Sostanza chimica	Conc.	Temp.	Tempo	PVA	Cotone	Nylon	Poli- stere
	%	°C	ore				
Bianco				100	100	100	100
Acido Solforico	10	20	10	100	51	56	00
Sodio	40	20	10	100	84	82	97
Sodio Cloruro	3	100	10	100	90	86	98
Rame Solfato	3	100	10	100		88	00
Zinco Cloruro	3	100	10	100	100	100	00
Acetone	100	20	1000	89	85	88	93
Benzene	100	20	1000	100	100	88	98
Solfuro di carbonio	100	20	1000	100	90	88	90
Carboidio Tetracloruro	100	20	1000	100	90	82	87
Tetra Cloro Etano	100	20	1000	100	90	83	86
Olio minerale	100	100	10	100	70	100	100
Olio di Lino	100	20	1000	100	100	92	93

Tabella 2-Confronto tra diverse fibre in relazione alle resistenze chimiche.

	Serie A	Serie B	Serie C	Serie D
Basexocem Into (kg/mm)	550	550	550	550
Inerti (Kg/mc)	1700	1700	1700	1700
Fibre di Pva (Kg/mm)	-	8.1	16	-
Fibre di acciaio (Kg/mm)	-	-	-	30
A/C	0.45	0.45	0.45	0.45
Slump (cm)	13	11	9	12

Tabella 3 -Mix design

Contrass.	età di stag.	tipo di fibra	dimensione fibre	dosaggio fibra
	gg			Kg/mc
A1-A3	28	==		==
A4-A9	1	==		==
B1-B3	28	PVA	0.7/30 liscie	8.1
C1-C3	28	PVA	0.7/30 liscie	16
D1-D3	28	Acciaio	0.5/25 uncinatate	30
E1-E6	1	PVA	0.7/30 liscie	12

Tabella 4

Contrass	f <sub>c</sub>	f <sub>r</sub>	f <sub>h</sub>	E <sub>d</sub>	m
	MPa	MPa	MPa	MPa	kg/mc
A1	41,8	6,2	4,1	37003	2297
A2	40,5	==	3,9	36791	2307
A3	41,7	==	4,5	37012	2312
B1	42,9	5,8	3,5	36661	2299
B2	43,5	5,6	3,7	36202	2299
B3	43,2	5,8	3,7	36330	2297
C1	45,4	5,8	3,9	36402	2305
C2	46,1	5,8	3,9	36330	2307
C3	42,7	5,0	3,5	35820	2303
D1	44,8	6,0	3,5	35814	2312
D2	44,1	5,8	3,8	35299	2320
D3	42,6	6,1	3,3	35130	2312

Tabella 5 - Risultati sperimentali prismi a 28 giorni di stagionatura

Contr.	G <sub>f</sub>	I <sub>5</sub>	I <sub>10</sub>	I <sub>20</sub>	I <sub>f</sub>	I <sub>1</sub>	I <sub>25</sub>
	N/m	==	==	==	MPa	==	==
A1	197,6	==	==	==	==	==	==
A2	81,1	==	==	==	==	==	==
A3	130,2	==	==	==	==	==	==
Media	136,3	==	==	==	==	==	==
B1	==	1,1	4,9	7,3	0,8	10,0	15,6
B2	==	1,1	4,6	6,9	0,7	9,1	12,2
B3	==	1,3	4,7	6,4	0,6	7,7	10,7
Media	==	1,1	4,7	6,8	0,7	8,9	12,9
C1	==	3,4	5,1	8,6	1,3	13,5	23,6
C2	==	3,4	5,1	8,5	1,2	13,0	22,1
C3	==	3,4	5,0	8,2	1,1	11,1	20,2
Media	==	3,4	5,1	8,4	1,2	12,6	22,0
D1	==	1,1	4,8	7,0	0,9	9,2	16,1
D2	==	1,0	5,1	8,2	1,3	11,8	25,2
D3	==	1,1	5,0	7,2	1,0	10,0	18,8
Media	==	1,1	5,0	7,4	1,1	10,3	20,0

Tabella 6 - Indici di tenacità delle prove a 28giorni di stagionatura

Contrass.	$f_c$	$f_f$	$f_b$	m
	MPa	MPa	MPa	kg/mc
A4	12,1	2,3	1,2	2182
A5	13,0	2,7	1,4	2194
A6	11,6	2,4	1,2	2197
A7	11,4	2,6	1,2	2195
A8	13,2	2,5	1,3	2220
A9	12,8	2,6	1,3	2214
E1	13,2	2,6	1,4	2168
E2	13,5	2,8	1,4	2174
E3	11,0	2,3	1,2	2117
E4	11,3	2,4	1,1	2119
E5	13,1	2,4	1,3	2171
E6	12,8	2,6	1,4	2177

Tabella 7 - Risultati sperimentali prismi fibrorinforzati e non a 24 ore di stagionatura

Contr.	$G_f$	$I_5$	$I_{10}$	$I_{20}$	$I_f$	$I_1$	$I_{2,5}$
	N/m	==	==	==	MPa	==	==
A4	==	==	==	==	==	==	==
A5	74,9	==	==	==	==	==	==
A6	82,1	==	==	==	==	==	==
A7	88,8	==	==	==	==	==	==
A8	85,3	==	==	==	==	==	==
A9	92,4	==	==	==	==	==	==
<b>Media</b>	<b>84,7</b>						
E1	==	3,6	6,2	11,5	0,9	7,1	16,7
E2	==	3,5	6,1	10,9	1,1	7,9	18,4
E3	==	3,2	5,1	9,2	0,7	5,5	11,9
E4	==	3,7	6,4	12,6	1,0	7,6	17,3
EE5	==	3,3	5,1	9,7	0,7	5,8	12,8
E6	==	3,2	5,1	8,3	0,6	5,1	10,9
<b>Media</b>		<b>3,4</b>	<b>5,7</b>	<b>10,4</b>	<b>0,8</b>	<b>6,5</b>	<b>14,7</b>

Tabella 8 - Indici di tenacità delle prove a 24 ore di stagionatura

n. provino	lunghezza	larghezza	alt.	$f_b$
	mm	mm	mm	MPa
1	600	99,5	601	1,9
2	600	100	601	2,2
3	601	100,5	601	1,9
4	210	101	212	2,7
5	210	101	211	2,4
6	210	102	211	2,4
7	134	101	135	2,9
8	135	101	135	2,1
9	135	102	135	2,5
10	80	101	80	2,3
11	80	102	80	3,7
12	80	102	80	2,3
13	80	101	80	3,0
14	79	101	80	4,2
15	81	102	80	4,1
16	60	102	60	5,2
17	60	101	60	5,0
18	60	103	60	4,5
19	60	101	60	4,0
20	60,5	102	60	4,2

Tabella 10 - Miscela E, effetto dimensionale sulla resistenza a trazione indiretta  $f_b$

n.	lunghezza	larghezza	alt.	Luce netta	$f_f$
provino	mm	mm	mm	mm	MPa
1	600	101	149	520	3,1
2	602	101	148	520	3,6
3	600	102	148	520	3,1
4	501	102	124	435	2,9
5	501	102	124	435	2,8
6	500,5	103	124	435	3,3
7	398	102	100	350	4,4
8	400	102	100	350	3,4
9	399	104	100	350	3,9
10	300	102,5	75	265	4,3
11	300,5	103,5	75	265	4,3
12	300	102	75	265	4,3
13	183	101,5	50,5	175	5,3
14	182,5	103	50	175	5,3
15	183,5	101,5	50	175	5,1

Tabella 11 - Miscela E, effetto dimensionale sulla resistenza a flessione  $f_f$

Serie	Modulo elastico	Punto P		Punto G		Punto U	
		deformaz.	tensione	deformaz.	tensione	deformaz.	tensione
	GPa	mm/m	MPa	mm/m	MPa	mm/m	MPa
A	20	1,4/E	1,4	2,0	0,3	10	0
E	20	1,4/E	1,4	1,7	0,5	300	0

Tabella 9 - Caratteristiche meccaniche identificative del legame costitutivo a 24 ore

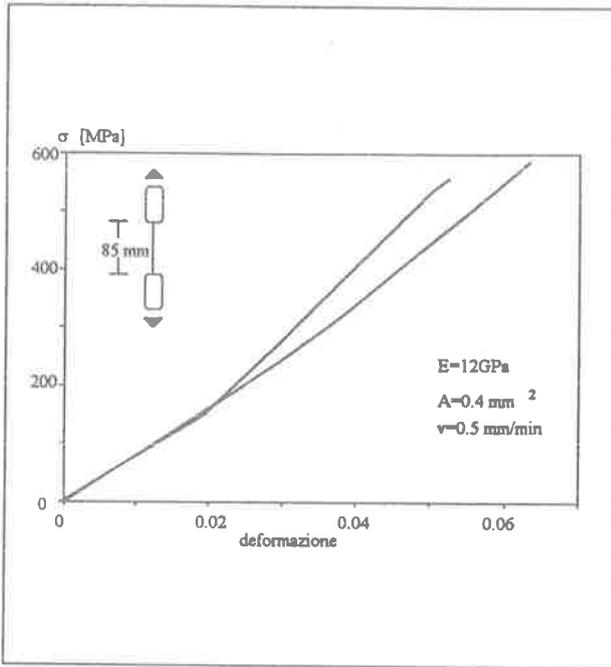


Figura 1

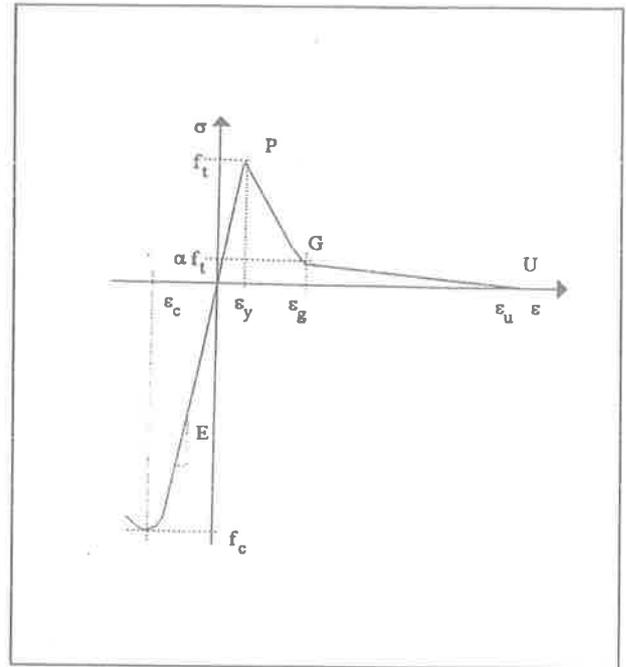


Figura 3 - Diagramma costitutivo di riferimento in regime monoassiale

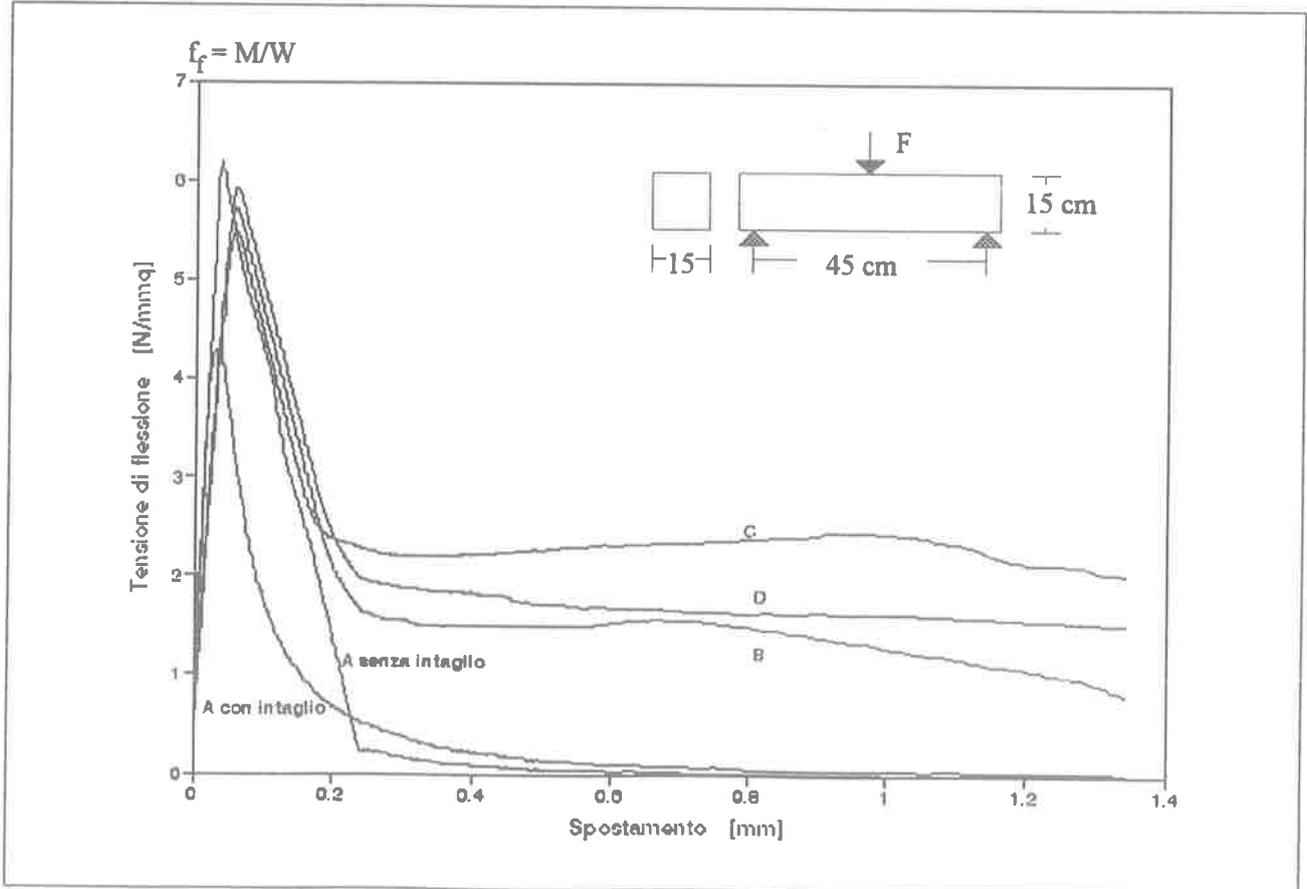


Figura 2 - Curve  $f_f$  - freccia delle prove di flessione a 28 giorni di stagionatura





Foto 1 -Fibre al microscopio elettronico (20x)

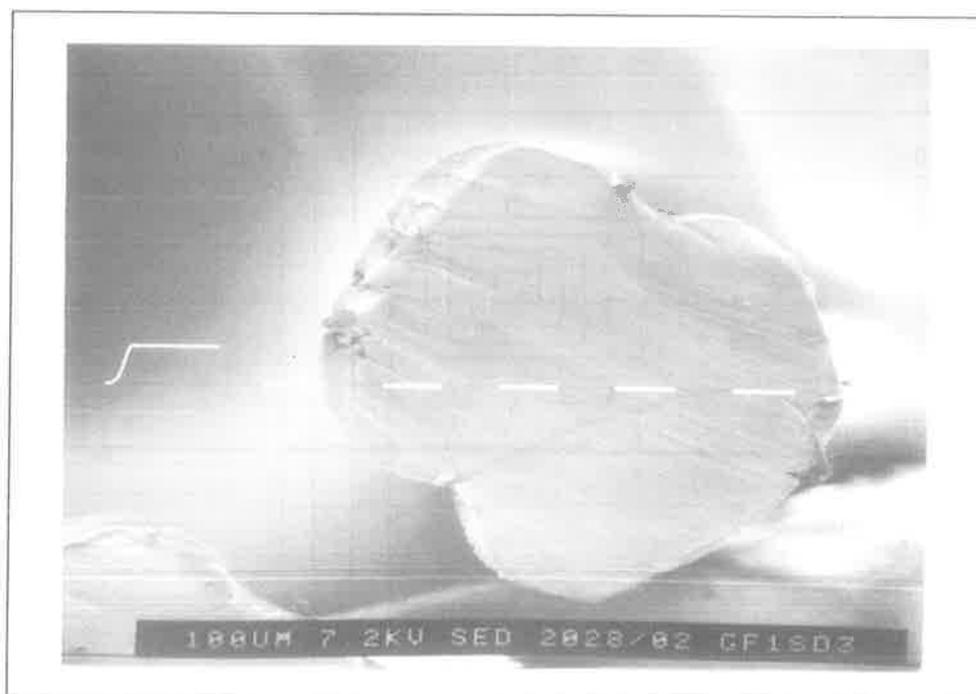


Foto 2 - Fibra al microscopio elettronico- Sezione - (80x)

**COLLEGAMENTO PEDONALE TRA VIA BALDASSINI  
ED IL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA PIAZZA GRANDE IN GUBBIO**

Luciano BOSCOTRECASE - Francesco PICCARRETA  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università degli Studi  
di Roma "La Sapienza"



## **COLLEGAMENTO PEDONALE TRA VIA BALDASSINI ED IL COMPLESSO MONUMENTALE DELLA PIAZZA GRANDE IN GUBBIO**

**Luciano BOSCOTRECASE - Francesco PICCARRETA**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica  
Università degli Studi di Roma "La Sapienza"  
Via A. Gramsci, 53 - 00197 ROMA

### **SOMMARIO**

Si presenta un progetto di collegamento pedonale nella città di Gubbio, volto a risolvere il problema di abbattimento delle barriere architettoniche per l'accesso alla Piazza Grande ed ai relativi Palazzi storici e ad agevolare il percorso verso il complesso monumentale anche in considerazione dell'esistente limitazione al traffico veicolare. Il collegamento, interamente sotterraneo, si inserisce in un contesto storico di grande importanza e realizza il percorso di minore disturbo per quanto riguarda sia l'impatto ambientale che l'interazione con le strutture murarie degli edifici circostanti, al cui interno sono previsti gli accessi.

### **SUMMARY**

A plan is here presented for a pedestrian connection in the town of Gubbio aiming at the elimination of natural barriers along the way to the Piazza Grande and the related historical buildings. It realizes an easier access to the monumental centre, also taking into account the existing limitations to vehicular traffic. The gangway, completely underground, places itself in a most valuable historic site with a negligible environmental impact and its structure does not interfere with the masonry structures of surrounding buildings, in the interior of which entrance to the gangway are placed.

## **1. PREMESSA**

### **1.1. Inquadramento urbanistico**

La città di Gubbio si sviluppa ai piedi del monte Ingino, su un conoide alluvionale di raccordo con la sottostante pianura. L'impianto urbanistico della città è quindi caratterizzato da strade principali lungo le linee di livello e da strade trasversali di collegamento caratterizzate da forti pendenze per vincere i dislivelli.

Quasi nel centro della città è situato il Complesso monumentale costituito dai Palazzi storici, denominati rispettivamente Pretorio e dei Consoli, e dalla relativa Piazza pensile delimitata dai Pa-

lazzi stessi, Figure 1, 2, [1].

Attualmente il complesso monumentale non è in generale accessibile al traffico veicolare il quale trova possibilità di sosta nella sottostante Piazza Quaranta Martiri.

Ne consegue che per raggiungere la Piazza Grande è necessario compiere un percorso di notevole lunghezza ed in forte dislivello.

Il previsto collegamento pedonale, oltre a risolvere il problema dell'agevole accesso per i portatori di handicap al complesso monumentale, presenta notevoli vantaggi per l'intera città sia per l'accesso agli Uffici comunali che hanno sede nel Palazzo Pretorio, come anche in relazione agli elevati flussi turistici che confluiscono alla Piaz-

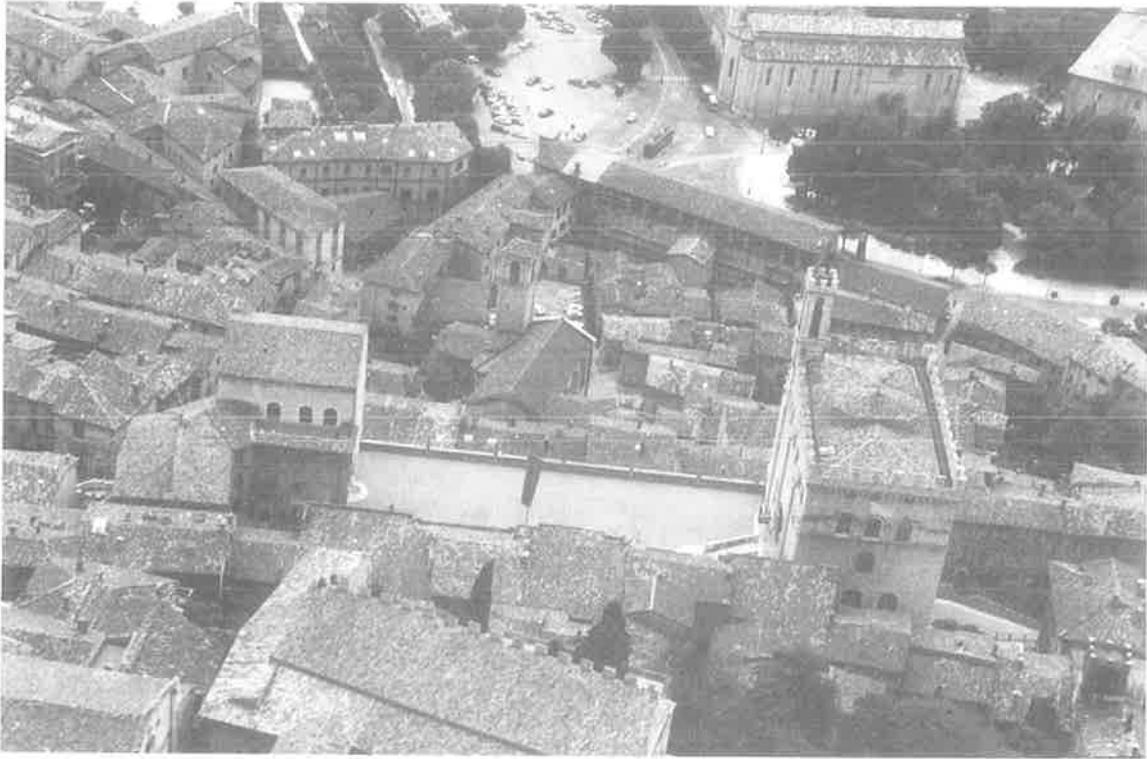


Figura 1 - Fotografia panoramica da monte. In primo piano il complesso monumentale; sullo sfondo, la Piazza Quaranta Martiri.

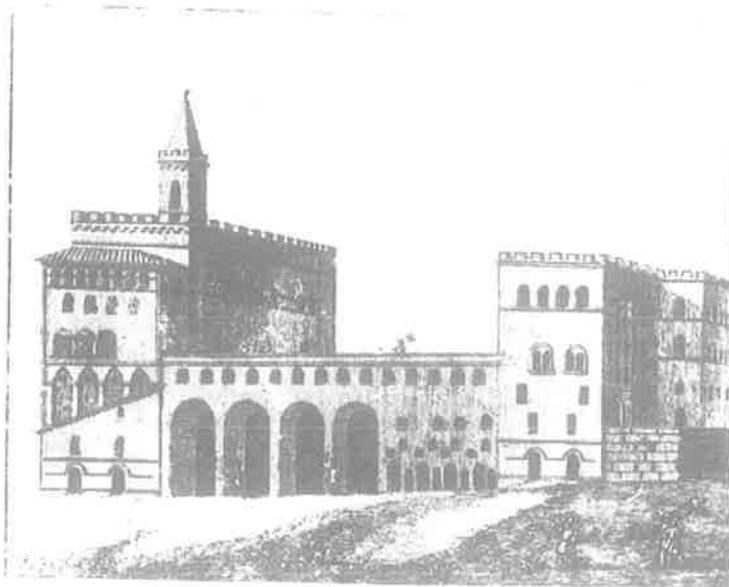


Figura 2 - Veduta prospettica da valle in una stampa del XVII secolo.

za.

Infatti il collegamento consente di ridurre il percorso pedonale e, soprattutto, meccanizza per un'altezza di oltre 16 m il dislivello citato.

Dovendo quindi operare in un contesto di notevole interesse storico ed ambientale, è risultato necessario individuare preliminarmente i requisiti da porre alla base della progettazione (1).

## 1.2. Caratteristiche generali dell'opera

I requisiti individuati in fase preliminare di progettazione come indispensabili per l'intervento sono essenzialmente:

- inserimento nel contesto ambientale che non provochi alcuna alterazione delle caratteristiche storiche e monumentali del complesso;
- scelta del percorso tale da minimizzare le interferenze con le strutture murarie e stradali preesistenti;
- necessità di non turbare lo stato di equilibrio dei terreni interessati per non provocare risentimenti nelle strutture murarie storiche;
- consentire, in una eventuale successiva fase d'intervento, l'esecuzione di sottofondazioni con micropali delle pareti murarie del Palazzo Pretorio, nello spirito di conseguire un miglioramento delle caratteristiche antisismiche dell'edificio.

Considerati questi vincoli, le scelte progettuali si sono orientate su un percorso interamente sotterraneo entro una galleria orizzontale a foro cieco che parte dall'interno di un negozio preesistente e con uno sviluppo di circa 30 m raggiunge una canna verticale di collegamento — a mezzo ascensori — con la zona di uscita situata all'interno del Palazzo Pretorio, in alcuni ambienti al livello della Piazza Grande, Figura 3.

La scelta del percorso deriva da un confronto tra varie possibilità, ponendo l'attenzione sia sulla lunghezza complessiva del percorso stesso — che condiziona i costi — sia sulle interferenze con i sovrastanti corpi di fabbrica, tenendo anche conto di una analisi storica delle fasi costruttive del complesso architettonico.

Le modalità costruttive prescelte al fine di rispondere al terzo requisito innanzi indicato consistono essenzialmente nell'effettuare sempre

(1) Per il progetto generale di restauro conservativo del complesso monumentale — di cui il collegamento pedonale rappresenta un primo stralcio, attualmente in fase di approvazione — è stato costituito un gruppo di progettazione composto dai Proff. Arch. Sandro Benedetti, Gaetano Miarelli Mariani e dagli scriventi.

lo scavo dopo l'esecuzione delle strutture resistenti costituite in particolare da micropali verticali per la canna-ascensori e, per la galleria, da infilaggi sub-orizzontali con successivo graduale rivestimento con centine metalliche e calcestruzzo spruzzato.

All'interno della canna verticale sono previsti due ascensori a norma per disabili, di cui uno solo installato nella prima fase di esercizio.

All'imbocco a valle verrà riorganizzato il locale commerciale, Figura 4, anche in rapporto al notevole flusso pedonale previsto, mentre la galleria nel suo sviluppo sarà dotata dei necessari impianti di aerazione e di illuminazione nonché di controsoffittatura fono assorbente.

All'uscita a monte è prevista la risistemazione degli ambienti interessati, con la riapertura della prima arcata dell'originario loggiato — attualmente chiuso con tamponatura in muratura di pietrame — e con locali interventi di rafforzamento o rifacimento strutturale.

## 2. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOTECNICHE E SISMICHE DEL SITO

Il litotipo presente nella zona interessata è costituito da un conglomerato di clasti prevalentemente di natura calcarea, imballati in una matrice limoso/argilloso sabbiosa. A volte il materiale che costituisce la matrice diviene abbondante sino a formare dei livelli aventi continuità spaziale elevata e con spessori modesti.

La permeabilità di questi litotipi risulta elevata, e si riduce solo dove la componente fine è prevalente. Non si conoscono corpi idrici sotterranei; sono comunque da escludere all'interno del volume significativo interessato dalle opere fondali. La falda freatica è posta ad una profondità maggiore di 30 m dal piano della Piazza.

Le caratteristiche sopra riportate sono state accertate sia con un'indagine generale (aprile 1988) estesa all'intero territorio urbano [2] sia con un'indagine specifica (novembre 1994) in corrispondenza del progettato percorso (2).

L'opera in progetto verrà ad interessare materiali differenti per consistenza e caratteristiche geotecniche. La galleria di collegamento si svilupperà inizialmente all'interno di materiale di riporto e terminerà nel detrito di falda; al di sotto della galleria invece, sarà presente solo il detrito di falda, a luoghi cementato. Al contrario la canna

(2) Le indagini geologico-geotecniche sono state affidate alla Perigeo Studio Associato di Gubbio, nella persona del Dott. Geol. Fausto Pelicci.

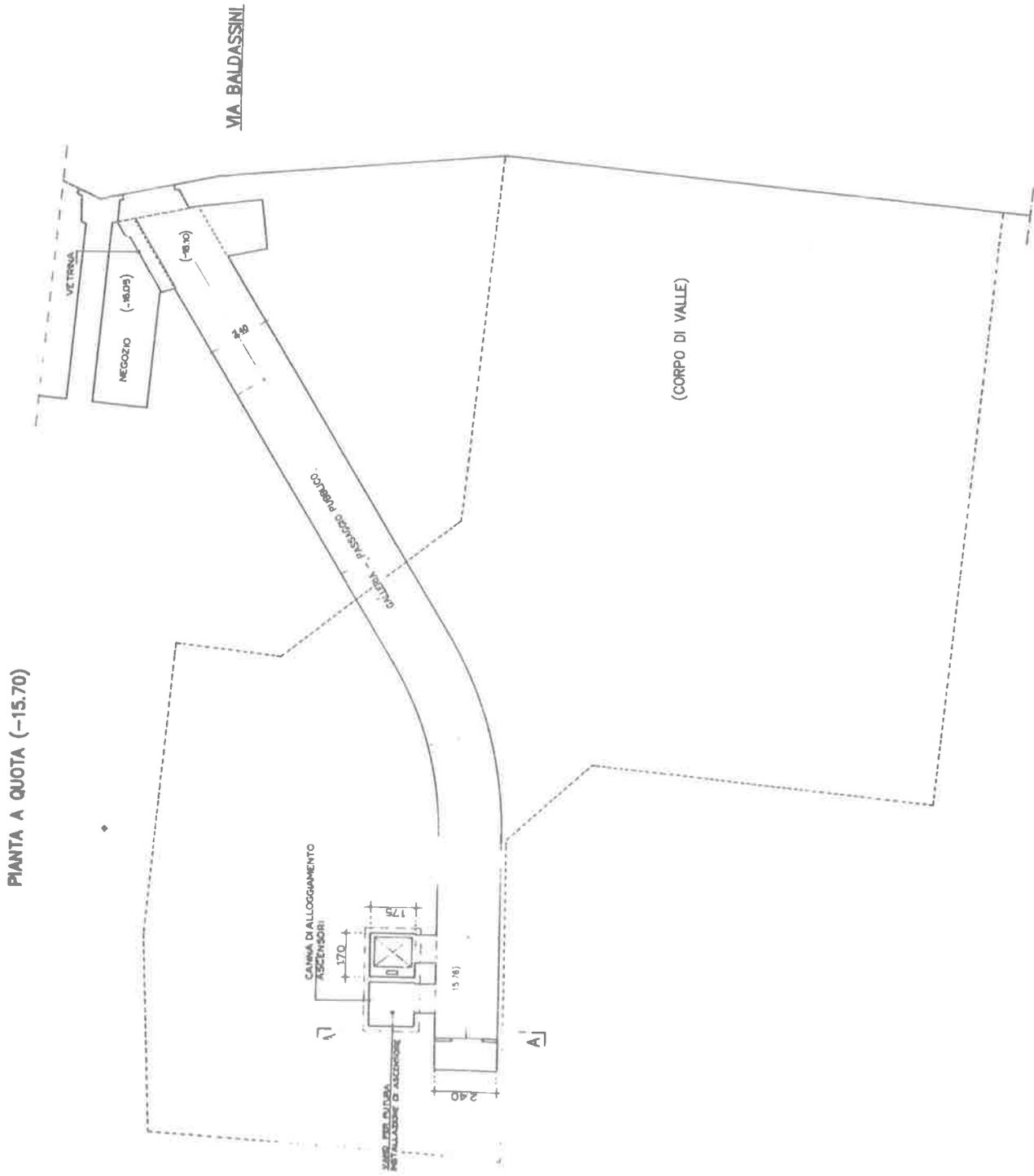


Figura 3

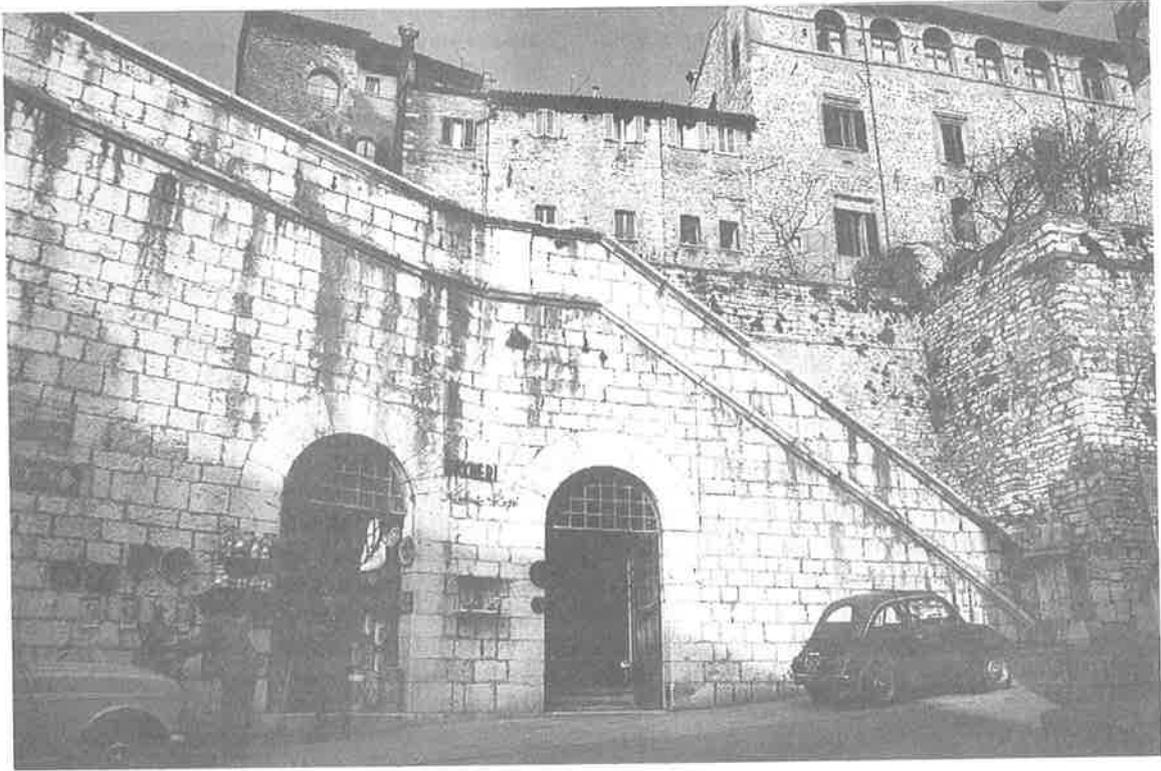


Figura 4



Figura 5



Figura 6

ascensori interesserà soltanto il detrito di falda.

Dai dati raccolti e dall'esito dell'indagine eseguita si esclude la presenza di cavità e cunicoli nell'area in esame.

Le indagini effettuate hanno fornito elevati valori dell'angolo di attrito per il detrito di falda, la cui coesione è non trascurabile solo per le componenti cementate.

La sismicità dell'area è legata alla geodinamica dell'Appennino centrale. Il manifestarsi degli eventi ha un carattere diffuso sia nello spazio che nel tempo. I terremoti che si sono verificati in passato sono di tipo superficiale ed interessano la crosta terrestre per una profondità max di 15-20 km. L'intensità delle scosse è compresa tra 2 e 4 di magnitudo raramente 5 (terremoto 29.04.84). Storicamente sono stati registrati solo due eventi di magnitudo 6, avvenuti nel raggio di 100 km a partire dall'anno 1000. Gubbio è classificata tra le zone sismiche a grado di sismicità pari a 9 [2], [3].

### 3. DESCRIZIONE DI DETTAGLIO DELL'OPERA

#### 3.1. Vincoli progettuali e scelta del percorso

L'intervento che s'illustra costituisce la prima fase di un progetto generale di sistemazione dell'intero complesso monumentale, anche con riparazione dei danni causati dal sisma del 1984.

Nell'ambito di tale progetto sono previste, fra le altre, le seguenti operazioni:

- recupero dell'originario loggiato del Palazzo Pretorio mediante riapertura delle arcate, attualmente tamponate;
- risistemazione e nuovo disegno dei collegamenti verticali all'interno del Palazzo Pretorio, con possibilità di accesso diretto ai piani sottostanti la Piazza, attualmente raggiungibili solo dall'esterno.

Tali operazioni hanno condizionato alcune scelte progettuali dell'intervento qui illustrato in quanto la riapertura del loggiato si lega al punto di arrivo del percorso verticale, Figura 5, mentre l'accessibilità ai piani seminterrati verrà assicurata con due fermate intermedie degli ascensori già previste nella prima fase d'intervento ma da realizzarsi in un secondo tempo.

Quanto al percorso in galleria — che si sviluppa alla quota del piano stradale di Via Baldassini, circa 16 m sotto il livello della Piazza — esso si "incunea" tra i due corpi di fabbrica originari, in corrispondenza del successivo corpo di collegamento che si sostiene su un arcone murario, Figura

6, impostato sulle pareti dei due corpi detti. In questo modo si ottiene la minore interferenza con le murature verticali del Palazzo, che non vengono mai attraversate dalla galleria stessa.

#### 3.2. Galleria e canna per ascensori

Per una galleria urbana, la limitazione delle deformazioni indotte nel terreno circostante fino alla superficie e dei conseguenti cedimenti delle strutture preesistenti, rappresenta la prima e più severa condizione da soddisfare, anche se le condizioni generali di stabilità dello scavo restano assicurate.

Tale problematica influenza tutti gli aspetti progettuali ed esecutivi del lavoro e quindi degli interventi di consolidamento.

Nel caso di gallerie urbane superficiali, il trattamento di consolidamento deve garantire non solo la stabilità del terreno durante lo scavo, ma anche il contenimento delle deformazioni del terreno all'interno dello scavo stesso per evitare risentimenti sulle strutture fondate in prossimità o al di sopra della galleria.

Gli interventi di consolidamento dovranno perciò mirare a realizzare un arco di terreno consolidato all'intorno della galleria che possa adeguatamente ridistribuire le tensioni indotte dallo scavo limitando la possibile decompressione del terreno e quindi i cedimenti in superficie.

Le considerazioni precedenti suggeriscono, per il progetto in esame, un intervento di consolidamento mediante un "ombrello" di infilaggi metallici (micropali) suborizzontali realizzati in avanzamento durante lo scavo, Figura 7, in modo da costituire un arco di terreno consolidato ed armato intorno allo scavo stesso.

Inoltre gli infilaggi metallici costituiscono un efficace elemento di collegamento tra le centine, permettendo una migliore distribuzione dei carichi agenti sul rivestimento.

La galleria sarà eseguita a foro cieco, con le modalità di seguito descritte. La realizzazione è prevista per tronchi della lunghezza di circa 4 m, ripetendo per ciascuno di essi le operazioni costruttive qui elencate:

- a) corona di micropali  $\phi$  120 sub-orizzontali (infilaggi) della lunghezza di 6 m circa, in numero di 3 al metro, circa, ed armati con tubo di acciaio  $\phi$  88,9/8;
- b) scavo all'interno del perimetro delimitato dagli infilaggi e montaggio di coppie di centine metalliche, ad interasse di 70 cm, in progressione con lo scavo stesso; contemporaneamente si procede ad un primo rivestimento con spritz-beton;
- c) posa in opera di reti metalliche elettrosaldate,

getto della soletta di base e completamento del rivestimento sempre con la tecnica dello spritz-beton;

- d) ultimata la costruzione, si esegue la finitura della galleria con un ulteriore strato di calcestruzzo dello spessore di 3-4 cm.

Nella Figura 8 si mostra la sezione longitudinale della galleria, limitata ai tronchi finali (in corrispondenza degli accessi alla canna-ascensori).

La canna verticale sarà realizzata con una paratia di micropali  $\phi$  120 armati con tubo d'acciaio  $\phi$  88,9/8, posti in doppia fila ad interasse di circa 35 cm ed immersi per circa 20 m nel terreno in modo da delimitare un'area rettangolare con lati di 4 m e 2 m al cui interno eseguire lo scavo. Nelle Figure 9 e 10 si presentano uno stralcio della sezione verticale e la sezione orizzontale corrente.

Progressivamente con lo scavo, per tratte di 1,50/1,00 m, si esegue il rivestimento con spritz-beton sulle facce interne della paratia (di spessore minimo pari a circa 25 cm); di pari passo si esegue anche la parete intermedia che separa i due vani ascensori.

Al piede della canna, il rivestimento sulle facce interne è interrotto in corrispondenza dei previsti vani-porta di accesso dalla galleria. Nella stessa zona si procederà al taglio dei micropali interessati in modo da ottenere il collegamento galleria-canna, o in alternativa lo stesso risultato può ottenersi con esecuzione di minore lunghezza per i micropali interessati.

Nella zona del Palazzo all'arrivo del corpo ascensori, è prevista la demolizione dell'esistente solaio in legno a quota (+5,00 m). Completata la canna, si provvederà al rifacimento di detto solaio con putrelle in acciaio, tavelloni e sovrastante soletta di calcestruzzo armato ancorata ai muri perimetrali. In tale modo viene migliorato il collegamento orizzontale tra detti muri.

In ogni caso, prima di iniziare le operazioni costruttive della canna, vanno effettuate le previste chiusure dei vani nella muratura di spina del corpo di fabbrica di monte del Palazzo e la risarcitura di locali lesioni nella muratura, esistenti al piano della Piazza ed al piano sovrastante.

### 3.3. Criteri di analisi strutturale

#### 3.3.1. Considerazioni generali

Il problema della valutazione delle spinte sul rivestimento, sia provvisorio che definitivo, della galleria, si presenta estremamente complesso per vari ordini di motivi: la situazione geometrica delle coperture e dell'andamento della superficie

del terreno fortemente acclive; la presenza dei fabbricati esistenti con forme e geometrie irregolari, anche non completamente note per le parti in fondazione; la tecnica di consolidamento prevista con corona di infilaggi, che oltre a costituire elementi resistenti hanno la funzione anche di migliorare le caratteristiche meccaniche del terreno per effetto della cementazione (di fatto si realizza un arco di terreno consolidato sull'estradosso della volta della galleria e della parte alta dei piedritti).

In queste condizioni è possibile fare solo delle valutazioni indicative con riferimento a metodi di calcolo che non rappresentano effettivamente la situazione di fatto, ma che comunque consentono di definire le situazioni limite entro cui può ricadere il caso in esame.

La prima di tali situazioni limite è quella che considera la completa mobilitazione della resistenza al taglio del terreno senza tener conto della presenza del consolidamento e analizzando il problema in condizioni di equilibrio limite con riferimento a stati piani di deformazione. Per pervenire a tali condizioni sono necessarie deformazioni anche elevate del terreno all'intorno dello scavo.

La seconda situazione è quella che considera l'assenza di deformazioni del terreno per effetto delle operazioni di scavo e quindi fa riferimento allo stato di tensione in condizioni geostatiche, cioè a tensioni verticali corrispondenti al peso della colonna di terreno sovrastante ed a tensioni orizzontali in condizioni di riposo (coefficiente di spinta laterale  $K_0 = 1 - \sin\phi'$ ).

È chiaro che per quanto detto in precedenza la situazione alla quale si deve tendere è quella dell'assenza di deformazioni, ma ciò di fatto è irrealizzabile anche in presenza del consolidamento previsto per cui le spinte agenti sul rivestimento saranno comprese tra i valori minimi ricavabili in condizioni di equilibrio limite e quelli massimi in condizioni di assenza di deformazioni.

#### 3.3.2. Condizioni di equilibrio limite

Nei riguardi della forma del diagramma di carico, cioè della modalità di applicazione delle spinte del terreno, si ammette che il carico sulla volta della galleria si manifesti come peso di una massa parabolica o ellittica di distacco, ed ai lati come spinte attive.

Per tenere conto della presenza del fabbricato si utilizza il bulbo delle pressioni dovuto al carico su una fondazione nastriforme illimitata, riportato in Figura 11.

#### 3.3.3. Condizioni geostatiche

SEZIONE C-C

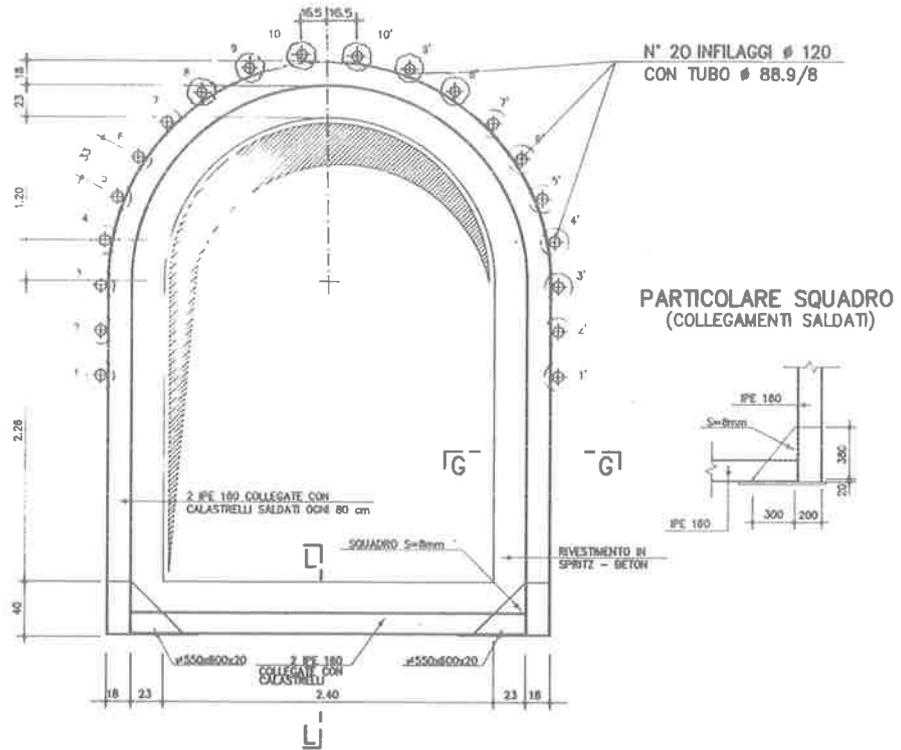


Figura 7

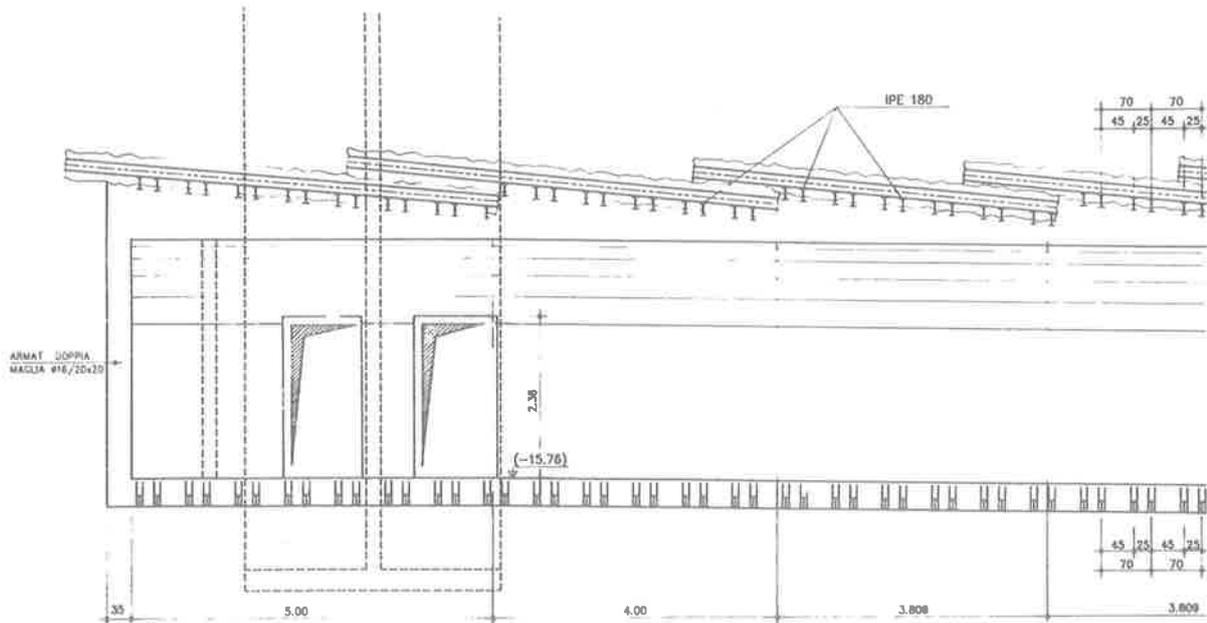


Figura 8

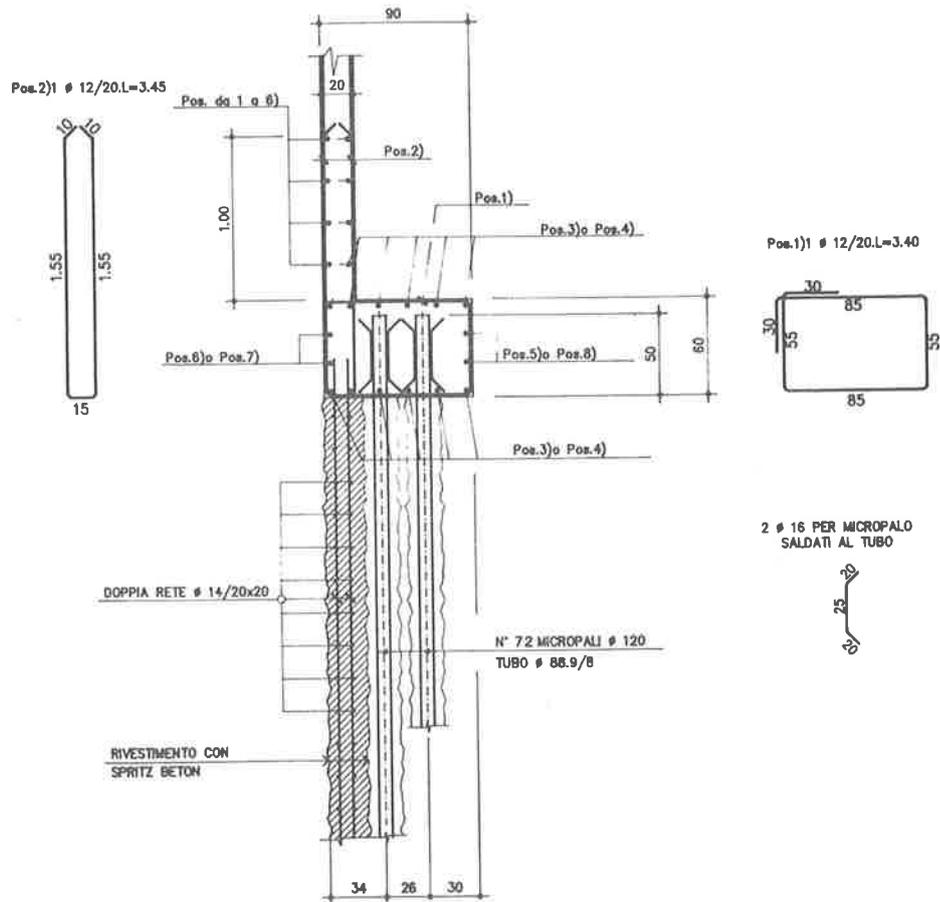


Figura 9

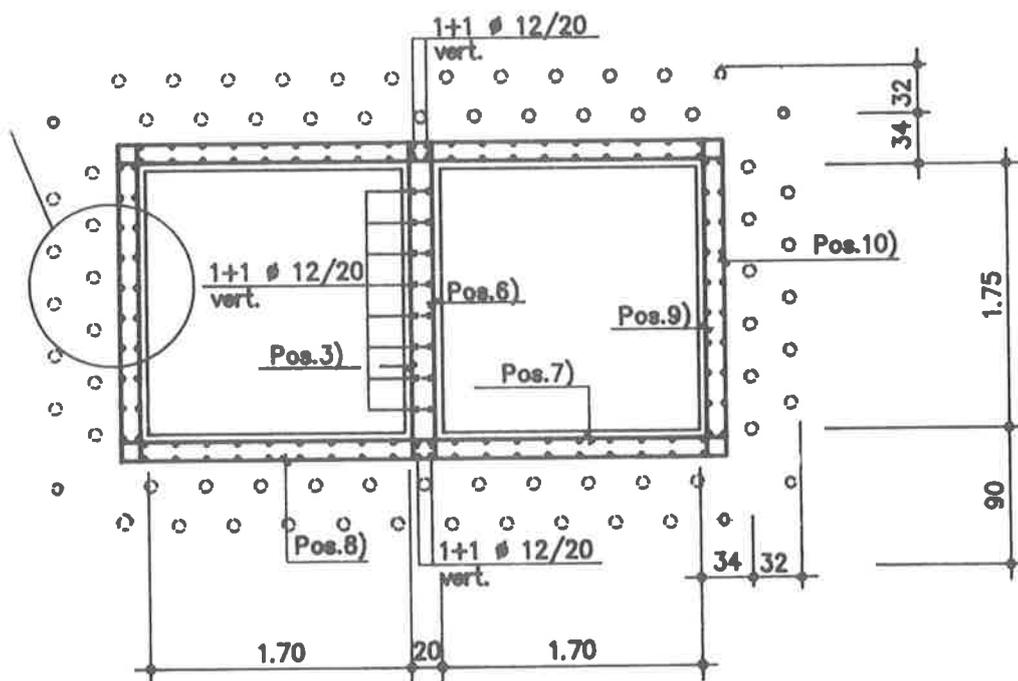


Figura 10

Si considera la situazione di superficie del terreno orizzontale e di galleria alla profondità massima.

Nella Figura 12 è rappresentata la distribuzione, con la profondità, delle tensioni geostatiche verticale ( $\sigma_v$ ) ed orizzontale ( $\sigma_h$ ). Quest'ultima è stata calcolata considerando prudenzialmente il valore  $\phi' = 35^\circ$ .

### 3.3.4. Ipotesi di calcolo

Per la fase di costruzione corrispondente alla posa in opera delle centine, di fatto il problema statico è tridimensionale in quanto le centine stesse vengono posizionate in corrispondenza del fronte di avanzamento e successivamente sono inglobate nel getto di spritz-beton ad una distanza pari a circa 1,20 m dal fronte stesso. Ciò comporta che le tensioni agenti sulla centina sono inferiori a quelle corrispondenti alla condizione di deformazione piana in quanto parte delle tensioni si scaricano sul terreno del fronte di scavo. Orientativamente si può assumere che in prossimità del fronte di scavo le tensioni siano pari alla metà dei valori indicati in figura.

Ne deriva pertanto che le tensioni sono dello stesso ordine di grandezza di quelle valutate per la condizione di equilibrio limite nel caso di problema piano, alla quale è stato fatto riferimento per la verifica delle centine e degli infilaggi.

Per la verifica del rivestimento definitivo in esercizio è stato fatto invece riferimento alle spinte calcolate in base alla condizione geostatica sopra descritta. Dato che questa condizione rappresenta un limite superiore che nella realtà non sarà raggiunto non si è tenuto conto dei sovraccarichi indotti dalle fondazioni del fabbricato, che comunque sono di grandezza molto limitata se confrontati con i carichi geostatici.

Anche per la realizzazione della canna verticale la condizione da soddisfare è costituita dalla limitazione degli effetti indotti sia nel terreno circostante, che nei fabbricati limitrofi. Quanto ai primi si tratta di contenere le deformazioni del terreno per evitare cedimenti delle strutture di fondazione dei fabbricati esistenti; quanto ai secondi, occorre limitare al massimo la trasmissione di urti o vibrazioni.

La tecnica esecutiva prevista in progetto procede pertanto mediante realizzazione di micropali verticali disposti in doppia fila a quinconce su una corona perimetrale alla zona di successivo scavo.

Durante la fase di scavo, tale corona dovrà essere in grado di contenere il terreno a tergo e di limitare al massimo le sue deformazioni. Per tale ragione lo scavo è previsto per tratti di 1,50/1,00 m

di lunghezza secondo lo schema indicato in figura.

Nel tratto di canna adiacente e immediatamente sottostante alla fondazione del muro di spina del fabbricato di monte, in fase di scavo sono previste anche centine metalliche a doppio anello ogni 0,50 m costituite da due profilati IPE 140 accoppiati.

Le centine dovranno essere poste a contrasto con i micropali via via che procede lo scavo e successivamente saranno inglobate nel rivestimento e nel getto della parete intermedia.

Come detto in Premessa, il territorio del Comune di Gubbio è classificato sismico con grado  $S=9$ .

Le opere progettate si sviluppano in massima parte entro terra. In particolare la galleria è completamente interrata e si sviluppa a notevole profondità; la posizione entro terra e le modeste dimensioni di essa, e quindi del vuoto che si viene a creare, nonché gli elevati spessori (rivestimento, centine e infilaggi) conseguenti alle modalità costruttive scelte per non turbare lo stato di fatto, portano a ritenere trascurabili le azioni sismiche specie se rapportate alle azioni statiche di progetto, cautelativamente valutate per condizioni costituenti casi-limite.

Per quanto riguarda la canna verticale, oltre alle considerazioni innanzi svolte per la galleria, occorre considerare che la corona perimetrale di micropali garantisce la continuità della canna stessa e la solidarietà col terreno circostante. Per la sola parte emergente della canna è stata effettuata una verifica locale all'azione sismica.

Nella Figura 13 si presenta una sezione verticale dell'intero collegamento in asse galleria/canna con la sistemazione prevista dal progetto generale per i piani sottostanti la Piazza, alle quote -3,54 m e -6,92 m, e per l'intero sistema del collegamento verticale all'interno del Palazzo.

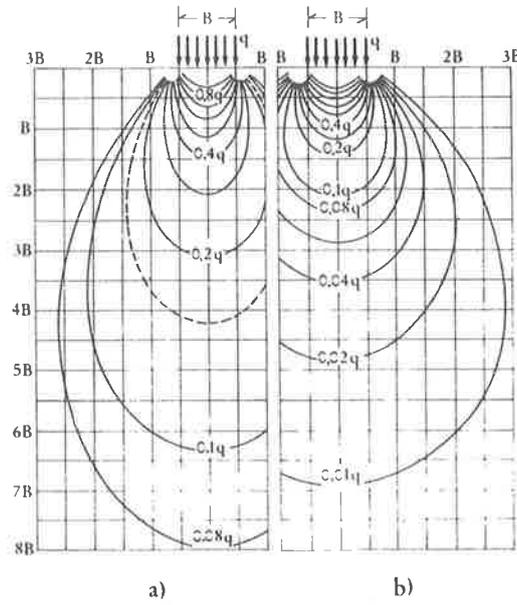


Figura 11

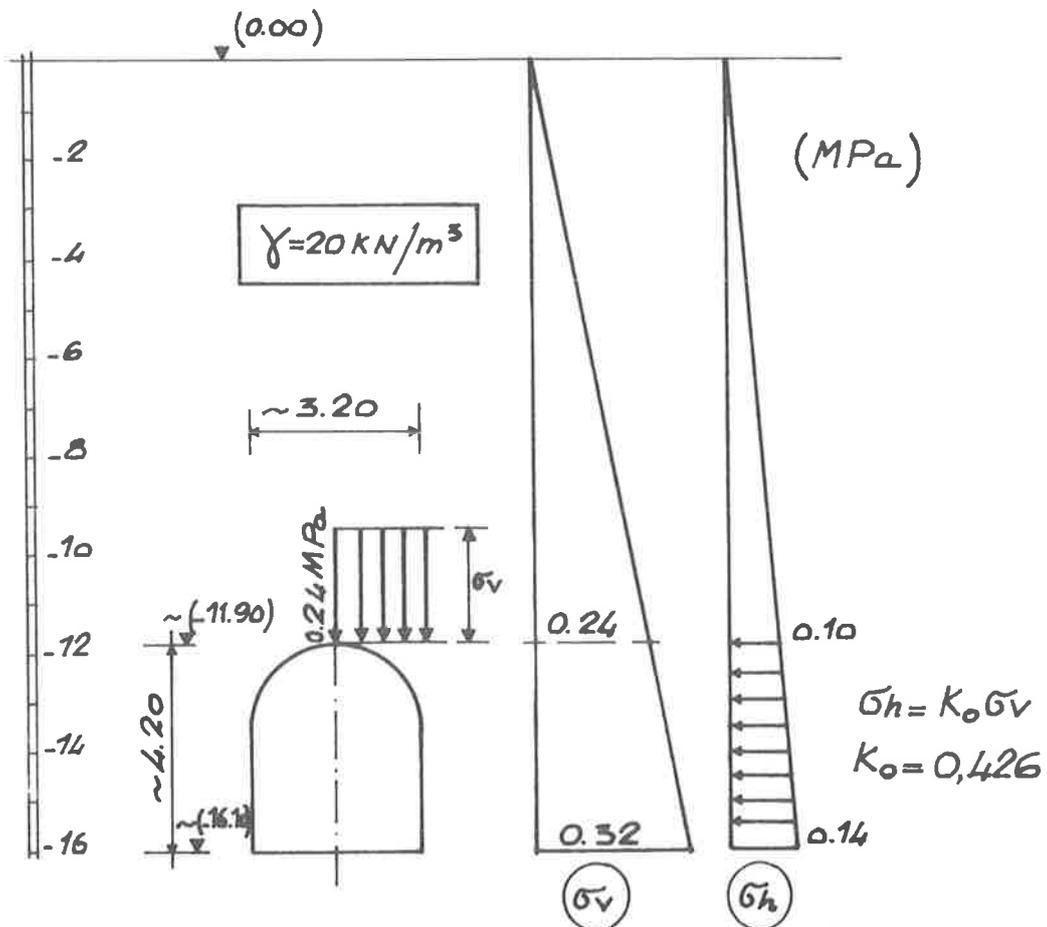


Figura 12

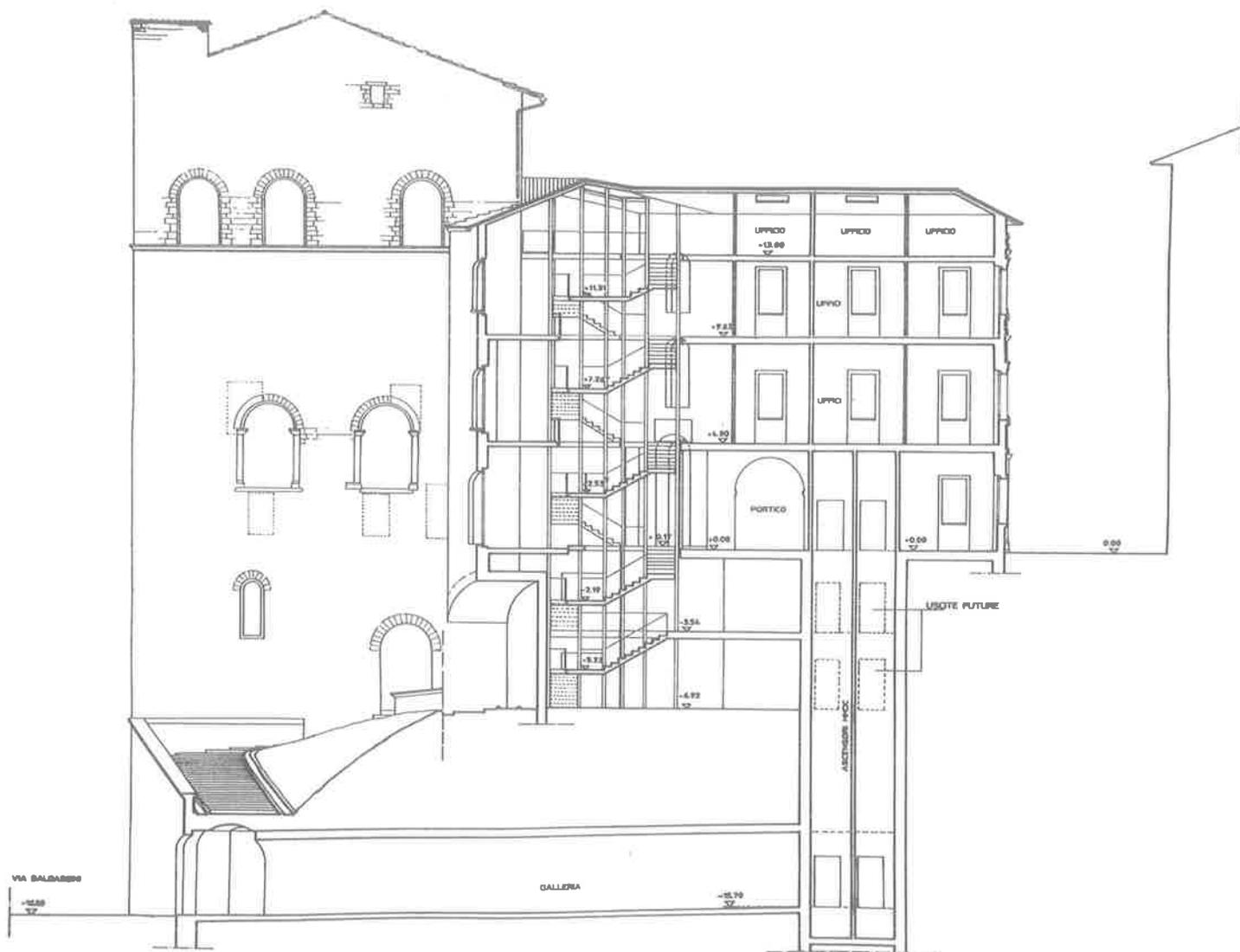


Figura 13

### 3.4. Bibliografia

- [1] P. MICALIZZI - 1988, Storia dell'architettura e dell'urbanistica di Gubbio. Officina Edizioni, Roma.
- [2] F. PELICCI - 1988, Indagine geologica per la determinazione delle caratteristiche geologiche del territorio della Città di Gubbio, Rapporto tecnico, Comune di Gubbio.
- [3] T. CREPELLANI, C.A. GARZONIO - 1987, Pericolosità sismica dei terreni di Gubbio: ricerche e prospettive. Dipartimento di Ingegneria Civile, sezione Geotecnica, Università di Firenze.

**REALIZZAZIONE DI UN AUTOSILO SOTTERRANEO  
NEL CENTRO STORICO DI MILANO CON SISTEMA AUTOMATICO-MECCANICO  
E CON L'ADOZIONE DI TECNICHE DI CONTROLLO E MONITORAGGIO  
STRUTTURALE IN FASE REALIZZATIVA E DI GESTIONE DELL'OPERA**

**Francesco CASADEI - Giampiero MALDINI**  
**TREVIPARK - Cesena (Forlì)**

**Fiorenzo MENEGHETTI - Tiziano MENEGHETTI**  
**Studio Tecnico di Ingegneria CTE - Bologna**

**Gianni FONDRIEST**  
**RAIND S.r.l. - Sogliano al Rubicone (Forlì)**



# REALIZZAZIONE DI UN AUTOSILO SOTTERRANEO NEL CENTRO STORICO DI MILANO CON SISTEMA AUTOMATICO-MECCANICO E CON L'ADOZIONE DI TECNICHE DI CONTROLLO AUTOMATICO E MONITORAGGIO STRUTTURALE IN FASE REALIZZATIVA E DI GESTIONE DELL'OPERA

**Francesco CASADEI**  
Direttore Tecnico Settore Trevipark

**Giampiero MALDINI**  
Direttore Settore Trevipark

**Fiorenzo e Tiziano MENEGHETTI**  
Studio Tecnico di Ingegneria CTE

**Gianni FONDRIEST**  
RAIND S.r.l.

## SOMMARIO

La presente memoria affronta una metodologia di intervento per la realizzazione di parcheggi in sotterraneo messa a punto dal settore Trevipark, in particolare viene illustrato un intervento di parcheggio in autosilo realizzato in un edificio del centro storico di Milano all'interno di un cortile di un palazzo ottocentesco.

Oltre a venire illustrati i vari criteri di scelta progettuale, al fine di rendere modulare l'opera stessa, svincolando la struttura interna da quella esterna, verranno evidenziate alcune tecniche di monitoraggio strutturale relative ad un sistema denominato "SMS" prodotto dalla ditta RAIND. Tale sistema "SMS" di monitoraggio si inserisce sia nella fase realizzativa dell'opera sia in quella gestionale dell'edificio realizzato e di quelli circostanti.

## SUMMARY

The present statement describes a methodology to execute underground parking systems, designed by TREVI S.p.A. In particular, a one-silo parking system is described, executed in the historical centre of Milan, within the yard of a nineteenth century building.

Besides showing the various design choices aiming to achieve the best environmental impact of the work, thus detaching the internal and the external structures, you will find the description of some structural monitoring techniques, concerning a system called "SMS", designed by the company RAIND.

This monitoring system "SMS" interferes with the execution of the work as well as with its management, fitting the work with the surroundings.

## 1. AUTOSILO IN SOTTERRANEO

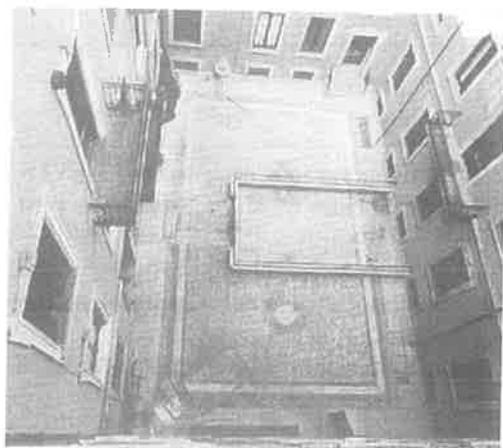
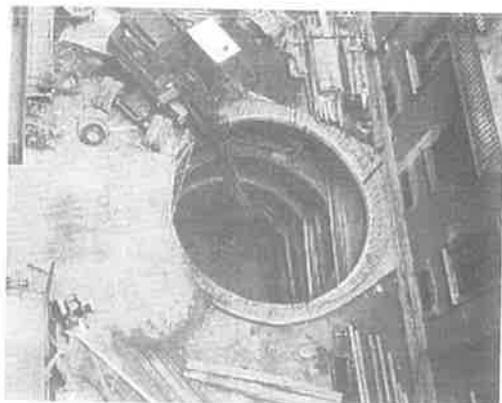
### 1.1 Premessa

L'esempio di realizzazione dell'autosilo in sotterraneo meccanizzato in un cortile di un edificio storico di Milano (foto 1, 2 e 3) rappresenta una tipologia modulare brevettata dalla TREVI ormai consolidata sia per le caratteristiche geometriche e strutturali che per le dimensioni in cui è stata progettata, al fine di essere realizzabile anche per

l'inserimento in terreni con falda molto superficiale, superando così tutti gli inconvenienti di carattere statico.

La modularità permette accorgimenti funzionali ed organizzativi in modo da ridurre al minimo i disagi per gli abitanti, sia in fase di realizzazione che di esercizio del parcheggio stesso (figura 1).

Si sottolinea inoltre che il cantiere essendo suddivisibile in più lotti dà la possibilità di accesso continuo sia alle strade che alle aree, questo, associato ai tempi ridotti di realizzazione, permette di consegnare



*Foto 1, 2 e 3 - Fasi di realizzazione di un autosilo all'interno di un cortile di un palazzo dell'800 a Milano*

i posti auto nel primo modulo, entro pochi mesi dall'inizio dei lavori.

In parallelo, ai fini della sicurezza sia durante l'esecuzione dei lavori, sia durante l'esercizio vengono installati dei sensori per il monitoraggio strutturale, al fine di avere un diretto riscontro dell'affidabilità delle tecniche progettuali di consolidamento statico, sul

fronte di scavo (struttura perimetrale) e sugli edifici circostanti, garantendo così l'affidabilità dell'opera nel contesto in cui viene inserito. Aspetto questo determinante ai fini di una riduzione dei massimali assicurativi.

## 1.2 Caratteristiche generali del parcheggio

L'autosilo a struttura cilindrica come illustrato nelle figure 1 e 2 è completamente automatico, contiene gli autoveicoli distribuiti a raggiera su 4+6 piani e occupa nella versione completamente interrata una superficie fuori terra razionale e semplice, ottenendo un costo per posto auto altamente competitivo. All'interno dell'autosilo trovano alloggio per ogni piano 12 autoveicoli; al centro dell'autosilo, si trova una torre rotante con struttura metallica, nella quale scorre verticalmente un elevatore munito di carrello che trasborda automaticamente l'auto.

Le modalità di deposito delle autoveicoli che avviene automaticamente, senza conducente a bordo, possono essere con piazzola a caricamento diretto o a caricamento indiretto a seconda che la piazzola d'ingresso coincida o meno con quella di uscita.

## 1.3 Caratteristiche generali strutturali dell'autosilo

Le principali strutture di tale sistema di autosilo sono scomponibili nel seguente modo:

- struttura perimetrale o opera di sostegno del terreno;
- struttura interna a piani da adibire a parcheggio con solaio di copertura e relativi pilastri.

Per rendere modulare il prodotto si è reso necessario svincolare la struttura perimetrale da quella interna; mentre la struttura laterale varia in funzione del tipo di terreno, della presenza o meno della falda, del grado di sismicità e dei carichi e sovraccarichi limitrofi, le strutture interne ed i componenti elettromeccanici sono stati standardizzati svolgendo per essi il dimensionamento per le condizioni più gravose. E' così possibile inserire un prodotto universale all'interno di una struttura perimetrale che per ogni realizzazione va verificata. Per far sì che l'opera di sostegno o struttura perimetrale svolga la sua tenuta in condizioni ottimali di sollecitazione, non subisca considerevoli variazioni nelle diverse installazioni e non sia necessario svolgere sofisticate verifiche, si è scelto che l'opera abbia forma cilindrica;

- la struttura a guscio cilindrico perimetrale interrata dell'autosilo è costituita da un diaframma in calcestruzzo semplice o armato;
- internamente le strutture sono formate da elementi prefabbricati in cemento armato, compongono i piani di parcheggio e sono posizionate su apposito solettone di fondo. La struttura interna non è sollecitata da eventuali carichi trasmessi dall'opera di sostegno perimetrale ed è identificabile come un vero e proprio edificio costruito all'interno del

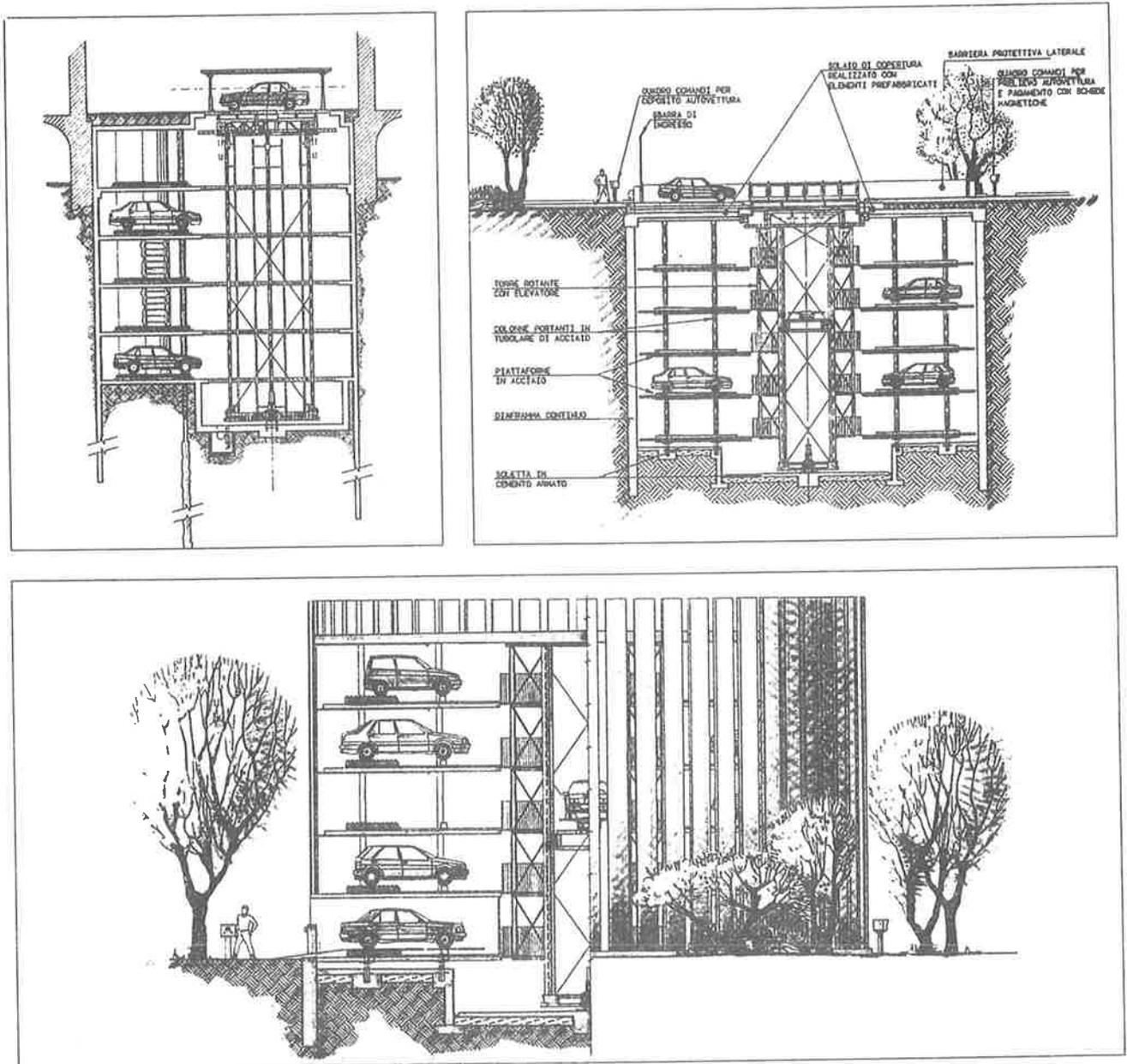


Fig. 1 - Sistema Autosilo TREVIPARK

cilindro. Sui piani di parcheggio vengono montati gli elementi metallici di supporto e di guida per la movimentazione dell'auto stessa.

In presenza di falda il progetto può essere condotto basando il dimensionamento della soletta di fondo secondo le seguenti considerazioni:

a) *Drenaggio passivo*

Per mantenere scarica la soletta di fondo rispetto alle sottopressioni idrauliche, si crea un sistema di drenaggio passivo; non viene infatti abbattuta la quota piezometrica perimetrale al manufatto, ma espulsa la modesta quantità d'acqua che raggiunge il drenaggio dopo aver attraversato lo strato

impermeabile di fondo. Il metodo è attuabile quando il diaframma si intesta in un substrato coesivo di bassa permeabilità localizzato col tetto inferiore all'adeguata profondità in cui si crea l'equilibrio fra la massa di terreno sovrastante e la pressione idraulica. In altre condizioni si deve ricorrere a sistemi artificiali per consentire l'ammissibile permeabilità dei terreni sia per le lavorazioni che per l'ottimizzazione delle strutture.

b) *Effetto arco*

La piccola dimensione dell'autosilo permette l'instaurarsi dell'effetto arco nel tampone di fondo

## Caratteristiche fondamentali

- A - Le autovetture vengono movimentate automaticamente senza conducente a bordo.
- B - Il trasporto delle autovetture è realizzato con apparecchiature elettromeccaniche.
- C - Ogni posto macchina viene servito direttamente dalla piattaforma porta-vettura.
- D - Il carrello trasportatore provvede al trasferimento automatico della vettura sia per il deposito a parcheggio che per la riconsegna all'esterno.
- E - La velocità del carrello permette una rapida movimentazione delle auto.
- F - I comandi del sistema utilizzano le più avanzate tecnologie elettroniche.
- G - L'affidabilità dell'impianto e la sicurezza sono garantite dall'utilizzo dei miglior componenti.
- H - Il servizio di pronto intervento e manutenzione in tutte le città assicura il continuo funzionamento dell'impianto.

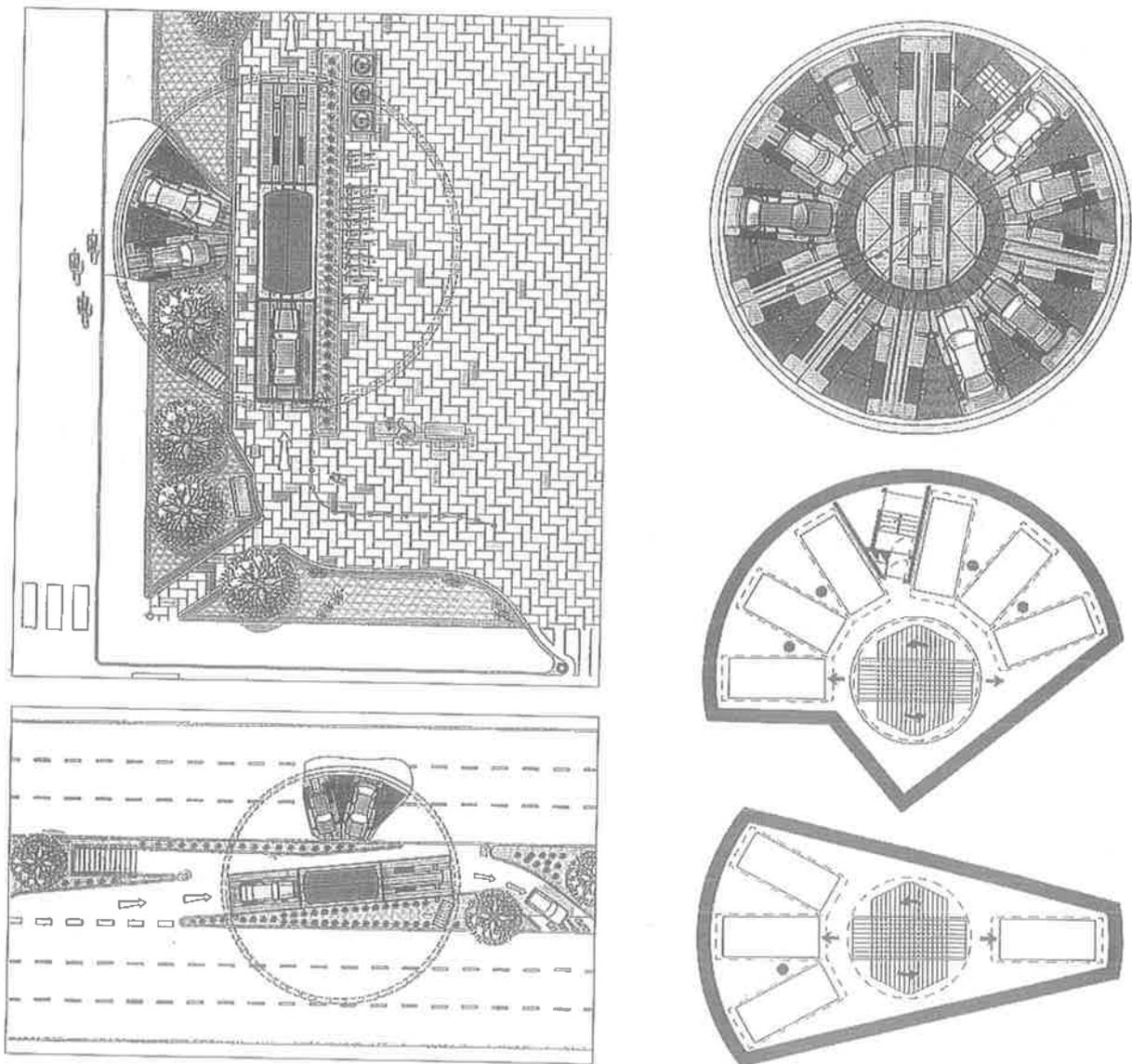


Figura 2 - Caratteristiche fondamentali dell'autosilo

artificiale e lo scaricare, per trasmigrazione nel diaframma perimetrale le sollecitazioni dovute alle pressioni delle sottospinte idrauliche. La localizzazione dei moduli di parcheggio è in funzione del piano del traffico previsto in ogni singola città, degli eventuali percorsi di penetrazione adottati e della reale disponibilità di aree pubbliche e private (figura 2).

Il sottosuolo di ogni luogo prescelto sarà opportunamente indagato sia dal punto di vista geotecnico che archeologico.

## 2. ESEMPI DI PARCHEGGI AUTOSILO

### 2.1 Applicazione di autosilo in sotterraneo a Cesena

Nell'area prospiciente le Vie Angeloni, Adua e Piave (Area Ex Essiccatoio Martini) sono stati inseriti n. 4 moduli di parcheggio circolari automatici da 6 piani interrati con ingresso rispettivamente n. 1 da Via Angeloni, n. 1 da Via Adua e n. 2 da Via Piave. I moduli sono completamente separati l'uno dall'altro,

perfettamente uguali fra di loro e modellati per un interfacciamento esterno con piazzole a caricamento indiretto, le quali sono orientate in modo da favorire la fruizione a senso unico degli autoveicoli.

La struttura perimetrale interrata del singolo modulo o autosilo (foto 4 e 5) è costituita da un diaframma di sostegno in cemento armato formato con pali trivellati secanti o con setti di paratia congiunta; all'interno del volume sono montati su apposito solettone in calcestruzzo di fondo i pilastri portanti in acciaio o cemento armato che determinano l'esatto posizionamento delle piattaforme di parcheggio in acciaio o in cemento armato, munite di guide per la movimentazione delle autovetture. Al centro dell'autosilo si trova una torre rotante con struttura in acciaio nella quale scorre una piattaforma di elevazione per l'alloggiamento dell'auto munita di apposito carrello per lo spostamento automatico dell'auto stessa.

### 2.2 Caratteristiche tecniche dell'autosilo

L'auto viene depositata e ritirata a quota piano stradale in apposite piazzole protette; l'auto viene depositata in direzione d'ingresso e riconsegnata in



Foto 4 - Diaframma circolare esterno (perimetrale) dell'autosilo

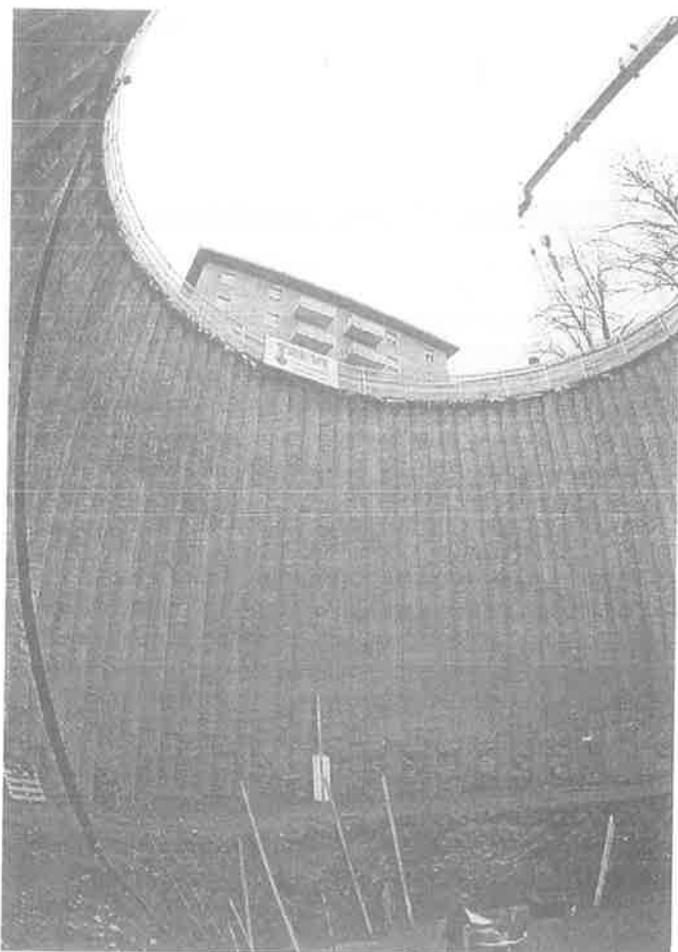


Foto 5 - Particolare del diaframma

posizione d'uscita. Le piazzole di deposito e consegna autovettura sono del tipo a caricamento indiretto, ubicate in apposite aree a cielo aperto delimitate e protette lateralmente da recinzioni, parapetti, barriere e cancelli di sicurezza. L'autosilo è stato provvisto di un passaggio libero di 90 cm in ogni piano, creato sui solai, tra la torre rotante e le piazzole di parcheggio; tale passaggio è raggiungibile da una scala a prova di fumo di tipo interno; la scala è a rampe ed è realizzata con struttura portante in acciaio a gradini di grigliato antidrucciolo.

Singolo modulo-dimensione:

- diametro interno minimo del silo	18.80 m
- altezza piano (dal pavimento al soffitto)	> 1.8 m
- numero dei piani	6
- numero dei posti auto per piano	12
- numero totale posti auto	72

- superficie totale di parcheggio/autosilo (6 piani)	965 m <sup>2</sup>
- volume interno del silo (6 piani)	3.379 m <sup>3</sup>
- superficie di parcheggio/auto	13.4 m <sup>2</sup>
- larghezza del passaggio libero	> 90 cm
- larghezza scala a prova di fumo	90 cm
- numero moduli	4
- capienza complessiva (n. 4 moduli)	n. 288

### 3. VALUTAZIONE DI IMPATTO AMBIENTALE (V.I.A.)

#### 3.1 Impatto a livello di inserimento nell'ambiente urbano

Il ridotto ingombro della piattaforma di ingresso e uscita ed i parapetti di protezione, visibili dal piano viario, mitigano l'impatto che l'inserimento arreca. L'area limitrofa si mantiene nella condizione iniziale arricchita di arredo urbano in linea con l'architettura esistente.

Questa parte dell'impianto può essere facilmente inserita in qualsiasi ambiente urbano sia storico che di pregevole struttura architettonica; in un piazzale moderno ne arricchisce gli elementi che lo compongono; in un centro storico si integra con semplici accorgimenti (piante, rivestimenti, siepi, etc.).

#### 3.2 Impatto a livello di effetti sull'inquinamento sia acustico che atmosferico

Il sistema di parcheggio automatico non produce inquinamento né acustico, né atmosferico; queste peculiarità permettono di realizzare il modulo anche nelle immediate vicinanze di edifici uso residenziale. Le operazioni di consegna e riconsegna delle auto avvengono a motore spento: i rumori dei motori e i gas di scarico terminano non appena si raggiunge la piazzola di parcheggio posizionata a livello stradale. All'interno del parcheggio le auto vengono collocate a motore spento nei posti prefissati dal sistema.

I meccanismi automatici sono azionati da motori elettrici silenziosi e nell'autosilo non si producono fumi od altri elementi di inquinamento atmosferico. L'areazione prevista è in conformità al rispetto delle normative ed in caso di incendio si è nelle condizioni ottimali di sicurezza in quanto le auto all'interno del parcheggio sono tutte prive di conducente e a motore spento.

#### 3.3 Impatto a livello di effetto sugli edifici circostanti

Il sistema è stato progettato al fine di contenere gli effetti di cedimenti sugli edifici circostanti: la struttura a guscio cilindrico (diaframma) continuo senza giunti, soggetta ad un carico a simmetria radiale, risulta nelle

condizioni ottimali per l'ottimizzazione delle dimensioni strutturali.

Nonostante ciò vengono effettuate una serie di misure di controllo e monitoraggio strutturale al fine di garantire la validità dell'intervento e tutelarsi verso possibili contenziosi.

Nel caso di realizzazioni in presenza di falda il drenaggio passivo non crea decompressione nel terreno e conseguenti problemi alle fondazioni degli edifici limitrofi.

#### 4. SISTEMA DI MONITORAGGIO STRUTTURALE "SMS"

##### 4.1 Caratteristiche tecniche

Il sistema di monitoraggio "SMS" realizzato dalla ditta RAIND si inserisce nell'ambito dei sistemi di prevenzione da parte dell'impresa esecutrice e della

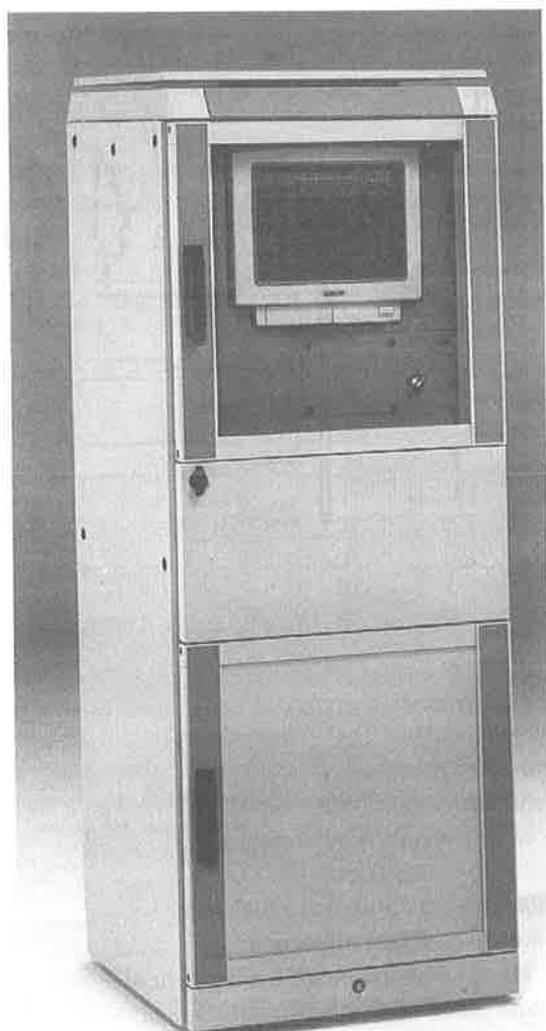


Foto 6 - Centralina per il monitoraggio strutturale "SMS" Raind

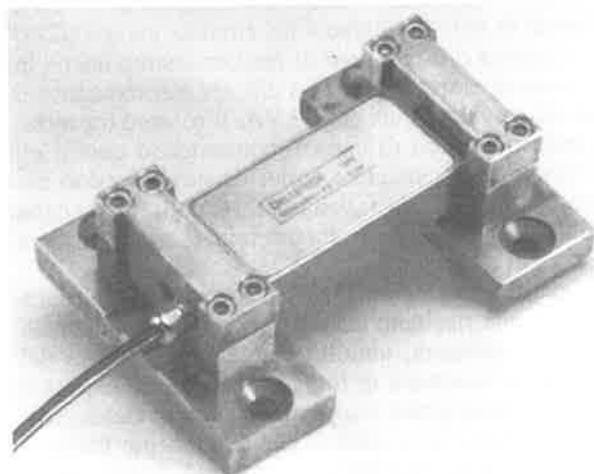


Foto 7 - Particolare di un sensore estensimetro Raind

stessa Direzione Lavori nel caso di situazioni di pericolo (precarietà strutturale) non solo ma anche in tutti quei casi in cui vengono a cambiare le condizioni al contorno di progetto, per esempio legate ad un abbassamento del livello di falda, con conseguenti inevitabili maggiori sollecitazioni della struttura stessa.

Tale sistema elettronico (foto 6 e 7) che comprende una serie di sensori di deformazione e un sistema di acquisizione dati in automatico delle varie sollecitazioni, è in grado di rilevare in continuo per numerosi edifici e per ampie superfici dello stesso autosilo, gli stati di sollecitazione esistenti. Tale sistema di acquisizione dati in automatico riesce ad interfacciarsi con una serie di sensori quali: celle di carico; clinometri; piezometri; accelerometri; estensimetri; estensimetri e trasduttori di spostamento. E' un sistema elettronico con trasmissione digitale dei valori di deformazione e temperatura (vedere schema a blocchi di figura 3) che, data la sua caratteristica,

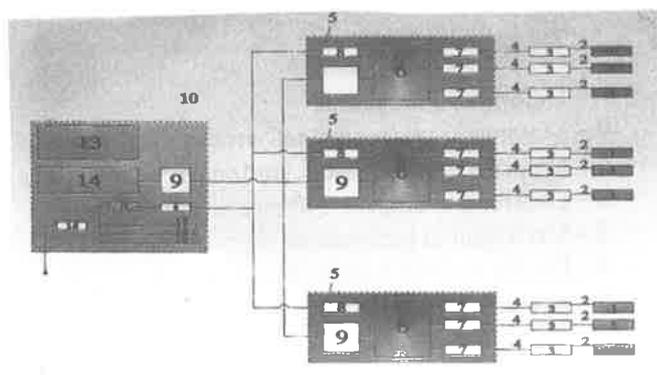


Fig. 3 - Schema a blocchi Sistema "SMS" Raind di montaggio

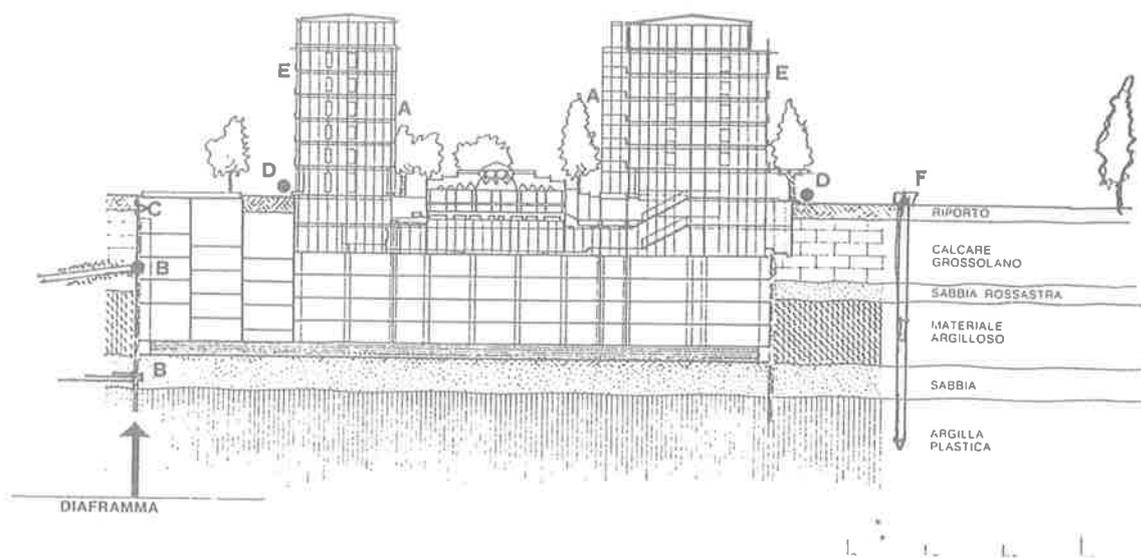
prevede l'inserimento di protezione a scarica di gas della Phoenix in tutti gli internodi del circuito, garantendone l'affidabilità o il recupero di funzionamento anche in presenza di correnti vaganti o disturbi elettromagnetici sino ad un valore max di 10 kVA. Il sensore trasmette il proprio numero di codice, consentendo quindi un corretto riconoscimento e collocamento dei valori nel monitoraggio. I dati vengono raccolti da schede Multiplexer e successivamente inviati ad un sistema centrale di calcolo.

Poiché i segnali trasmessi dai sensori sono in forma digitale, non risultano influenzati da fattori ambientali quali: temperatura, umidità, qualità e lunghezza dei conduttori, fenomeni di forza elettromotrice indotta o F.E.M. (termocoppie) e correnti vaganti, ovviando così ai più comuni inconvenienti che attualmente limitano la diffusione dei sistemi di misura tradizionali, quali: estensimetri, L.V.D.T. - corde vibranti, etc. Il numero massimo di sensori è di 256 per ogni unità con la

possibilità in cascata o catena di più unità per coprire le esigenze derivanti da strutture con elevato numero di sensori o con distanze notevoli fra gli stessi. La distanza massima fra i sensori (1) e le unità di scansione (5) è di circa 600 metri e fra queste e le unità di calcolo (13) è di 1.000 metri. Dal blocco 13 del sistema di calcolo, è poi possibile trasmettere a mezzo modem su linea commutata ogni segnale immagazzinato e la media dei segnali a grande distanza, fino al personal computer più centralizzato senza alterare i dati rendendo così più affidabile il sistema.

#### 4.2 Applicazione del sistema di monitoraggio nella realizzazione di strutture in sotterraneo

Il monitoraggio strutturale nella realizzazione di opere in sotterraneo è una risposta concreta alla prevenzione dei rischi indotti a seguito degli scavi



#### Applicazione

- A - Deformazione sagoma
- B - Movimenti orizzontali nell'intorno dello scavo
- C - Deformazione e rilascio tensionale
- D - Controllo cedimenti differenziali superficiali
- E - Variazioni di inclinazione elementi strutturali
- F - Livello di falda e controllo cedimenti
- G - Acquisizione automatica e archivio dati
- H - Misura dei parametri dinamici su struttura

#### Strumenti

- Distometro meccanico
- Estensimetro multibase
- Incex estensimetro incrementale
- Sistema livellometrico
- Clinometro servo-assistito biassiale
- Colonna piezo-assesimetrica
- Sistema di acquisizione dati automatico
- Sistema Smach per misure vibrazionali

Fig. 4 - Tipo di sensori da applicare nel sistema di monitoraggio autosilo

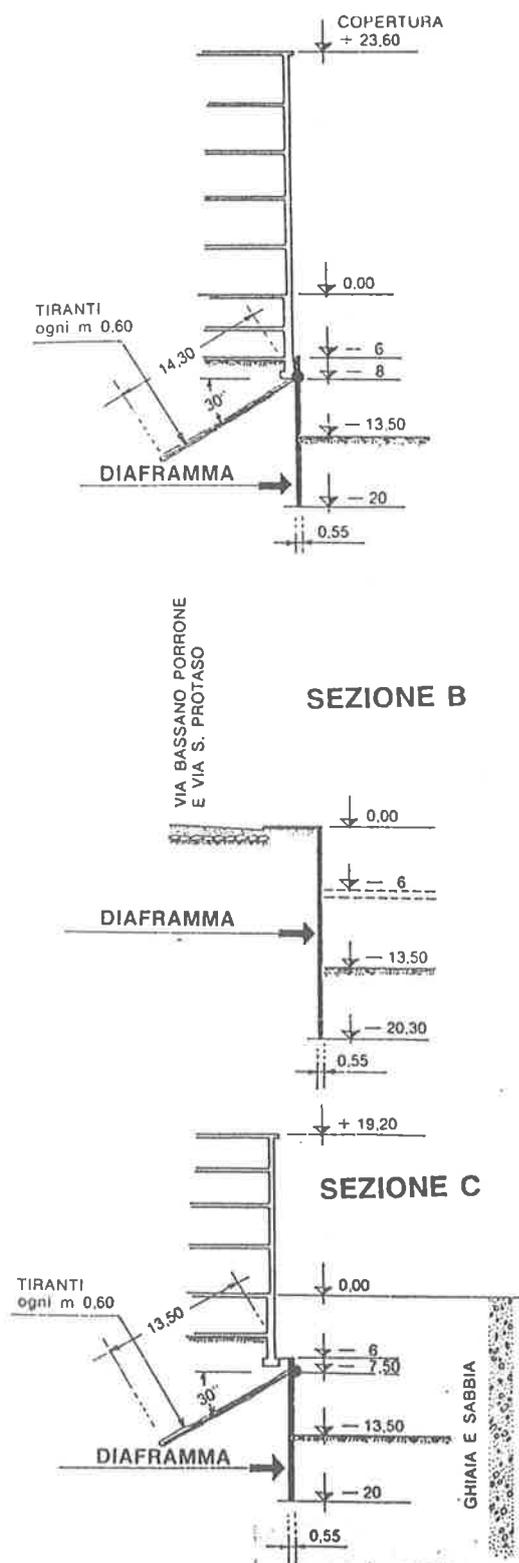


Fig. 5 - Applicazione di celle di carico nel monitoraggio strutturale dei diaframmi tirantati

tramite la verifica in situ dei requisiti fissati nel progetto esecutivo su:

- i diaframmi con funzione di protezione degli scavi di protezione;
- l'edificio oggetto dell'intervento stesso;
- gli edifici circostanti (vedi figura 4).

Tra i principali requisiti richiesti in un intervento di scavo di fondazione in centro storico, quello legato alla prevenzione e/o al contenimento dei danni indotti causati sugli edifici circostanti, riveste un ruolo primario nell'intero processo. Proprio per questo già in fase progettuale devono essere bene evidenziate non solo le tecniche di consolidamento degli scavi, tramite per esempio opportuni diaframmi con funzione di protezione (figura 5) ma anche le stesse procedure di controllo e monitoraggio che, proprio perché forniscono informazione in tempo reale, permettono all'impresa e alla stessa Direzione Lavori di adottare gli opportuni accorgimenti che il più delle volte, in fase progettuale, non è possibile prevedere se non in linea di massima. E' quindi importante effettuare il monitoraggio per la realizzazione di parcheggi in sotterraneo articolandolo in tre fasi distinte:

#### I FASE: Prima dell'inizio degli scavi

E' buona norma effettuare una catalogazione delle diverse patologie di degrado, censimento dei diversi stati fessurativi sugli edifici circostanti con successiva individuazione degli strumenti da utilizzare nella fase di monitoraggio che dovrà iniziare non appena cominciate le operazioni di scavo (esempio trasduttori di spostamento, clinometri, etc.) è bene che tale fase di monitoraggio venga effettuata sia durante l'esecuzione dei lavori sia successivamente a questi per almeno 4+5 anni al fine di valutare e quantizzare gli eventuali effetti legati agli assestamenti.

#### II Fase: Durante gli scavi di fondazione

Il monitoraggio durante tale fase riveste un ruolo essenziale, non solo per valutare gli effetti indotti dallo scavo sugli edifici limitrofi, ma anche al fine di verificare in situ il comportamento di certe tecniche di consolidamento legate per esempio a certi diaframmi di protezione. Tra i principali parametri da monitorare durante lo scavo, citiamo:

- l'azione del terreno contrastata da tali diaframmi misurabile: indirettamente tramite la lettura dello sforzo che si ha inserendo delle celle di carico in corrispondenza delle ghiera di fissaggio dei tiranti (figura 5); direttamente tramite estensimetri multibasi da posizionare lungo la parete di scavo a diverse profondità a seconda dell'altezza dello scavo stesso;
- l'azione legata alla pressione di falda (livello di falda) con l'utilizzo di piezometri a cui associare eventuali cedimenti delle strutture; tali cedimenti degli edifici circostanti potranno essere monitorati

con: trasduttori di spostamento su fessure già esistenti, clinometri per valutare possibili rotazioni delle strutture, livellometri per stabilire i cedimenti differenziali, etc.

### **III Fase: Durante l'esercizio dell'opera**

E' bene fare in modo che almeno una parte degli strumenti di monitoraggio indicati nelle fasi I e II rimanga attivo, con particolare riferimento agli strumenti installati sugli edifici circostanti oltre a quello in oggetto, non solo, ma anche a quelli legati alla misurazione degli effetti indotti dal terreno sulle fondazioni e paratie di contenimento.

## **5. CONCLUSIONI**

Nell'ambito di realizzazione di opere in sotterraneo, quali autosilo, parcheggi in sotterraneo, parlare di "QUALITÀ GLOBALE DELL'OPERA" significa necessariamente conciliare le esigenze di ottimizzazione tecnologica e progettuale di intervento (standardizzazione del processo) con quelle di monitoraggio, al fine di garantire determinati prefissati livelli prestazionali non solo durante la fase realizzativa, ma anche durante la stessa vita utile dell'opera, tutto questo anche in termini di un preciso rapporto costi/benefici a tutela e salvaguardia del fruitore ultimo.

**STRUTTURE SOTTERRANEE  
PER L'ADEGUAMENTO FUNZIONALE DI EDIFICI STORICI**

**Aldo CAUVIN**  
Dipartimento di Meccanica Strutturale - Università degli Studi di Pavia

**Giuseppe STAGNITTO**  
Libero Professionista - Pavia



## STRUTTURE SOTTERRANEE PER L'ADEGUAMENTO FUNZIONALE DI EDIFICI STORICI

**Aldo CAUVIN**

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni  
Università di Pavia

**Giuseppe STAGNITTO**

Ingegnere Civile  
Libero Professionista  
Pavia

### SOMMARIO

Viene brevemente affrontato il problema della realizzazione di strutture sotterranee in edifici storici aventi lo scopo sia di aumentare la superficie utile che di adeguare funzionalmente gli edifici stessi alle esigenze di oggi, non solo mediante la realizzazione di ambienti moderni in collegamento agli antichi ma anche mediante una razionalizzazione dei percorsi interni. Tale obiettivo viene raggiunto senza alterare l'aspetto esterno del monumento.

Dopo alcune considerazioni di carattere generale, viene illustrato un progetto di questo tipo, destinato ad uno degli edifici di maggior rilevanza storica del centro di Milano, attualmente in corso di realizzazione.

### SUMMARY

The problem of building underground structures under historically important buildings is briefly considered. These structures have the purpose both of increasing the usable floor area and of improving the functionality of the building not only by addition of modern spaces but also by rationalising the internal distribution.

This purpose can be reached without any external modification to the monument.

After some general considerations a project of this type, now being realized in the historical center of Milan, is illustrated in some detail.

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 Considerazioni generali

L'adeguamento funzionale dei numerosissimi edifici di rilevanza storico-monumentale presenti nel nostro paese rappresenta un problema di grande rilevanza, pari a quella della loro conservazione e restauro.

Affinché infatti tali monumenti continuino o tornino ad essere parte viva del tessuto urbano è necessario che ad essi venga attribuita una fun-

zione adatta ai tempi.

Questo "riciclo" della funzionalità non è tuttavia facile: infatti l'edificio storico, per sua natura, può essere alterato strutturalmente solo in misura limitata; mai tuttavia in modo da alterarne l'estetica.

D'altra parte l'uso originario cui era destinato differisce in modo sostanziale da quello che si può attribuire oggi.

Un modo brillante per superare queste difficoltà può essere quello di realizzare ambienti sotterranei al disotto dei cortili di detti edifici;

tali ambienti, oltre ad aggiungere superficie utile, consentono di migliorare la funzionalità dell'insieme, creando nuovi percorsi e svincoli e consentendo di adibire gli ambienti antichi ad un uso ad essi più consono.

Inoltre l'impatto estetico di tali strutture è limitato e, al limite, nullo.

E' naturale a questo punto citare un esempio emblematico come quello costituito dagli ambienti sotterranei al disotto del cortile centrale del Louvre a Parigi.

Lasciando da parte le polemiche che la realizzazione della cosiddetta "Piramide" che funge da lucernario dell'atrio principale ha generato, è indubbio che tali ambienti hanno consentito di trasformare una reggia del '600 in un museo del tutto adeguato ai canoni funzionali di un moderno museo.

La realizzazione di opere di tal genere tuttavia fa sorgere una serie di problemi strutturali assai rilevanti: è infatti assai pericoloso alterare l'equilibrio statico ormai consolidato di strutture murarie complesse costituite da murature altamente anisotrope e non resistenti a trazione.

Nel presente lavoro alcuni problemi strutturali inerenti alla realizzazione di opere di questo tipo vengono esaminati e discussi con riferimento ad un progetto concreto attualmente in corso di esecuzione.

Ciò conduce ad esaminare i seguenti problemi:

- problemi inerenti agli scavi e alle sottomurazioni. Questo problema, peraltro ampiamente risolto dalle moderne tecnologie di scavo, non verrà qui discusso;
- problemi relativi alle fondazioni e alla loro realizzazione;
- problemi relativi alla scelta della più idonea tipologia strutturale in riferimento alla sua possibile interazione con la struttura storica esistente;
- problemi relativi all'analisi di tale struttura.

## 1.2 Strutture considerate

Nei paragrafi che seguono sono illustrati i criteri informativi della progettazione di tre strutture sotterranee in calcestruzzo armato in corso di realizzazione al disotto dei cortili denominati del "Settecento", della "Legnaia" e della "Ghiacciaia" siti nella fabbrica dell'antico Ospedale Maggiore di Milano, ora Sede Centrale della Università degli Studi, che è, come noto, uno dei monumenti storici più im-

portanti e significativi della città (fig. 1).

Vengono inoltre illustrate le caratteristiche generali dei progetti stessi e le procedure adottate nella simulazione numerica del comportamento sotto carico degli elementi strutturali.

Vengono infine tratte alcune conclusioni circa le prestazioni che è lecito attendersi dalle strutture così concepite.

## 2. SCOPO ED ESIGENZE DELLE STRUTTURE IN ESAME

Le strutture in esame hanno la funzione di ricavare vani utilizzabili ed in parte abitabili al disotto dei tre cortili citati ristabilendo in superficie una situazione non dissimile, da un punto di vista estetico, da quella originaria.

Esse sono pertanto costituite, oltre che da idonee opere di fondazione, dalle parti seguenti:

- solai in calcestruzzo armato in grado di sostenere, oltre al peso proprio, un adeguato strato di terreno di coltivo, e un sovraccarico accidentale opportuno;
- pilastri, sempre in calcestruzzo armato, a sostegno di detto solaio.

Trattasi quindi di opere di tipo particolare per i seguenti motivi:

- devono essere eseguite in aderenza ad edifici storici di particolare importanza, senza turbare il regime statico attuale;
- devono sostenere sovraccarichi permanenti di entità sensibilmente superiore a quelli normalmente previsti a causa soprattutto dei "giardini pensili" previsti in superficie;
- devono avere, per ragioni funzionali distributive, luci considerevoli;
- devono avere spessori ragionevolmente limitati per evitare scavi troppo profondi e per garantire luci nette interne compatibili con le utilizzazioni previste, anche tenuto conto della necessità inderogabile di installare un impianto per il condizionamento dell'aria con le relative canalizzazioni e ingombri.

## 3. CRITERI GENERALI ADOTTATI NEL PROGETTO

### 3.1 Generalità

In funzione anche di tali esigenze si sono operate le seguenti scelte e adottati i seguenti criteri:

- si sono adottati solai "a fungo", costituiti da piastre continue ad armatura incrociata, che consentono, dato l'elevato grado di iperstaticità, un'ottima ripartizione dei carichi e consentono, pur conservando un'adeguata rigidità e quindi presentando frecce limitate in condizione di esercizio, di contenere gli spessori.

Nel caso del Cortile del "Settecento" sia per ragioni estetiche essendo i vani previsti destinati ad aule universitarie, sia per la necessità di superare luci maggiori, si è adottato un solaio "a cassettoni", il cui comportamento statico è del tutto simile a quello di un solaio a fungo ma che presenta la peculiare caratteristica di coniugare il massimo di rigidità e capacità portante con il minor peso proprio oltre ad un aspetto estetico gradevole;

- tutte le volte che si interviene strutturalmente su edifici storici è buona regola, per quanto possibile, non alterare l'equilibrio statico stabile che si è instaurato nel tempo, data l'estrema difficoltà di determinare, per via teorica, gli effetti di azioni o coazioni imposte a sistemi di estrema complessità quali sono appunto le strutture storiche.

Coerentemente con tale criterio, si è evitato di collegare le strutture in progetto con quelle esistenti, progettando organismi del tutto indipendenti, che si raccordano alle murature esistenti mediante parti a sbalzo e giunti di dilatazione.

Le fondazioni sono parimenti del tutto indipendenti da quelle esistenti, come verrà meglio specificato in seguito.

### 3.2 Sovraccarichi ipotizzati

Nelle analisi statiche si sono ipotizzati i seguenti sovraccarichi:

- sovraccarichi permanenti:  
impermeabilizzazione e impianti: 1 kN/mq (100 kg/mq);  
strato di terreno di coltivo, spessore cm 60: 10 kN/mq (1000 kg/mq);
- sovraccarico accidentale:  
4 kN/mq (400 kg/mq) corrispondente alla presenza di folla compatta su tutta la superficie dei cortili.

### 3.3 Tipo di fondazione adottato

Si sono adottate fondazioni di tipo indiretto, costituite da plinti su micropali trivellati per i

seguenti motivi:

- le fondazioni devono essere tali da subire minimi assestamenti differenziali data la natura altamente iperstatica delle strutture che le rende assai sensibili a tali assestamenti. D'altra parte, nel caso in esame, le prove penetrometriche mostrano chiaramente i seguenti fatti:

- fino ad una profondità di 6+7 m la portanza del terreno (di riporto) è praticamente nulla;
- a profondità maggiori la portanza del terreno rivelata dal penetrometro è assai variabile, con bruschi incrementi (probabilmente dovuti a "trovanti") e brusche diminuzioni che rivelano la presenza di strati di modesta portanza.

Tale incostanza del comportamento del terreno ha sconsigliato l'uso di fondazioni dirette.

Si è ritenuto pertanto opportuno far ricorso a micropali di adeguata lunghezza che, lavorando essenzialmente per attrito laterale, consentono, di norma, di minimizzare gli assestamenti, che possono peraltro essere facilmente valutati mediante prove di carico da eseguirsi sul palo, relativamente facili ad eseguirsi.

Nel caso specifico le prestazioni richieste ai pali da utilizzarsi vengono descritte da diagrammi carico-assestamento del tipo di quello illustrato sulla fig. 2;

- infine l'adozione dei micropali consente di trasferire a notevole profondità lo stato di tensione trasmesso dalla nuova struttura al terreno, minimizzando così la perturbazione dello stato tensionale del terreno stesso al disotto delle fondazioni del fabbricato antico.

Durante gli scavi per la realizzazione delle fondazioni perimetrali, nei casi in cui tali scavi si sono dovuti spingere fino ad una quota inferiore a quella d'imposta delle fondazioni esistenti sono ovviamente state osservate opportune cautele per non perturbare il regime statico di tali fondazioni (diaframmi o sottomurazioni).

## 4. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA SOTTO IL CORTILE COSIDDETTO DEL '700

### 4.1 Scopo dell'intervento

Lo scopo dell'intervento è quello di realizzare un certo numero (tre nella soluzione defi-

nitiva adottata) di aule universitarie al disotto del cortile citato. A tale scopo sono state inizialmente prese in esame alcune possibili soluzioni alternative.

#### 4.2 Schemi alternativi inizialmente proposti

Nello schema A il solaio a cassettoni è sostenuto da pilastri disposti perimetralmente, ma a notevole distanza dalla struttura esistente; lo schema statico è strutturalmente funzionale e consente di realizzare uno spazio al centro del tutto privo di ingombri; inoltre consente di minimizzare l'interferenza fra nuove e vecchie fondazioni (fig. 3A).

Nello schema B è previsto un "pozzo di luce" al centro che consente di illuminare ed areare parzialmente per via naturale gli ambienti sotterranei (fig. 3B).

E' curioso osservare come una tale soluzione, pur alterando lo stato di fatto in superficie, avrebbe creato una situazione non molto diversa da quella prevista dal Filarete nel suo progetto originario del monumento (fig. 4).

#### 4.3 Soluzione adottata

Sulle figure 5 e 6 viene descritta la struttura definitivamente adottata al disotto del Cortile del "Settecento".

Essa è costituita da un solaio "a cassettoni" in CA realizzata con cassaforme modulari in vetroresina a pianta quadrata con lato di m 1.20.

Tali cassettoni vengono controsoffittati con solette in CA nelle zone dove tale controsoffittatura è necessaria. Nelle zone infine dove sono presenti elevate sollecitazioni di taglio la soletta viene realizzata in calcestruzzo pieno.

I pilastri sono di sezione circolare con sovrastante capitello a "tronco di cono" e vengono gettati mediante cassaforme (tubi metallici) "a perdere".

#### 5. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA SOTTO IL CORTILE "GHIACCIAIA"

Tale struttura (figure 9+11), destinata a deposito, è costituita da un solaio a fungo in calcestruzzo armato a sezione piena avente uno spessore di cm 35. Nelle zone in cui sono presenti elevate sollecitazioni di taglio sono

presenti "pulvini (con sottostante capitello).

I pilastri perimetrali a sezione circolare, realizzati in modo analogo a quanto previsto per il Cortile del "Settecento" sono collegati da travi di bordo aventi un'altezza di 85 cm.

Poiché al centro del cortile si trovano sepolti alcuni resti di un antico deposito di ghiaccio (ghiacciaia) ritenuti di rilevanza storica, è stato previsto un lucernario ottagonale per permettere la visione dall'esterno e la valorizzazione di tali resti.

La struttura relativa al cortile "Legnaia" verrà realizzata in modo analogo.

Si noti che sia per quanto riguarda il Cortile "Ghiacciaia" che quello "Legnaia" è prevista l'incorporazione di locali sotterranei esistenti nella nuova struttura.

#### 6. CRITERI ADOTTATI NELLE ANALISI STRUTTURALI

Per l'esecuzione dei calcoli strutturali si è adottato il metodo degli "Elementi Finiti" che permette di analizzare le strutture viste (in regime lineare elastico) tenendo conto in modo molto esatto delle condizioni al contorno.

In alternativa a tale metodo si sono effettuate verifiche utilizzando i ben noti metodi approssimati per l'analisi delle strutture a fungo prescritti dalle norme americane ACI [1] che sono suffragate da un gran numero di prove sperimentali. Tali norme, insieme a quelle Europee (Eurocodice 2 [2], Model Code 90 del CEB [3]) sono state anche utilizzate per le verifiche a taglio in corrispondenza dei capitelli delle colonne. Come noto tali verifiche sono di particolare importanza in queste tipologie strutturali e le normative citate forniscono risultati ampiamente a favore di sicurezza.

Non si è ritenuta necessaria l'effettuazione di analisi in regime non lineare in quanto, da indagini numeriche effettuate su tipologie strutturali di questo tipo, le ridistribuzioni di momento (almeno quelle dovute alla fessurazione in condizioni di esercizio) non sono rilevanti [4].

Vengono riportati sulla fig. 12, a titolo esemplificativo, per la struttura relativa al cortile Ghiacciaia alcuni dati e risultati:

- discretizzazione ad elementi finiti;
- geometria deformata delle strutture;
- diagrammi dei momenti flettenti secondo alcuni allineamenti significativi.

Per il tracciamento di questi ultimi si è utilizzato un "postprocessore" elaborato dagli autori [5], che consente di rappresentare anche per strutture bidimensionali, i risultati in termini di sollecitazione in una forma particolarmente intuitiva per il progettista.

## 8. FRECCE MASSIME IN CONDIZIONE DI ESERCIZIO

Sempre a titolo esemplificativo e per evidenziare la scarsa deformabilità delle strutture, sono riportate sulla Tab. 1 le frecce massime previste al centro delle campate di maggiore luce.

## 9. CONCLUSIONI

Le strutture viste sono state concepite con gli obiettivi seguenti:

- limitata deformabilità e ottimale ripartizione dei carichi;
- totale indipendenza dalle strutture storiche;
- fondazioni con minimi assestamenti differenziali e minima perturbazione dello stato tensionale esistente nel terreno al disotto delle strutture esistenti.

Gli schemi strutturali adottati nei tre progetti assicurano il raggiungimento di questi obiettivi.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] ACI Committee 318, Building Code Requirement for Reinforced Concrete,

American Concrete Institute, Detroit, 1989

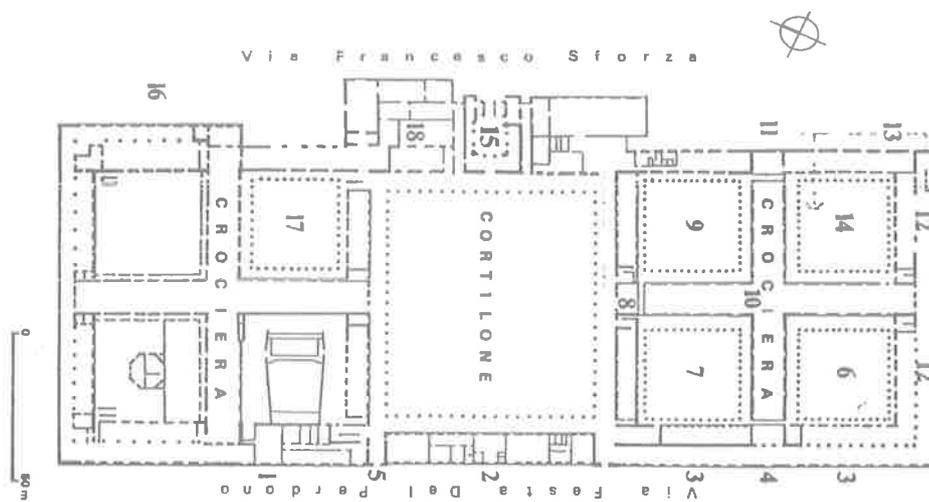
- [2] Eurocode N. 2, Design of Concrete Structures, Documento di Studio a cura dei Proff. Levi e Marro, Schedario Tecnico Editore Spa., 1991
- [3] CEB FIP Model Code 1990 for Concrete Structures, final draft, CEB Bulletins n. 203-205, 1991
- [4] Cauvin A., Comportamento dei Solai a Fungo in regime non lineare, Politecnico di Milano, Studi e Ricerche, vol. 5, 1983
- [5] Cauvin A., Stagnitto D., Stagnitto G., Postprocessing of Finite Element Analyses of Plates and Shells in CAD Environment, di imminente pubblicazione sulla rivista "Computers and Structures", edita dalla Pergamon Press, New York, Oxford

## RICONOSCIMENTI

La progettazione strutturale delle opere illustrate è stata eseguita dal Prof. Ing. Aldo Cauvin con la collaborazione del Dott. Ing. Giuseppe Stagnitto per conto dell'Impresa Grassi e Crespi di Milano.

I lavori per l'esecuzione delle stesse sono alla data attuale (10/2/95) in corso ad opera di un Consorzio di Imprese cui partecipano, oltre all'Impresa Grassi e Crespi, le imprese Castelli e Meregaglia.

Il progetto architettonico distributivo è stato eseguito dallo Studio Meda Montanari di Milano.



9-Cortile della Ghiacciaia  
 14-Cortile della Legnaia  
 17-Cortile del '700

Fig.1-Planimetria dell'Antico Ospedale Maggiore di Milano

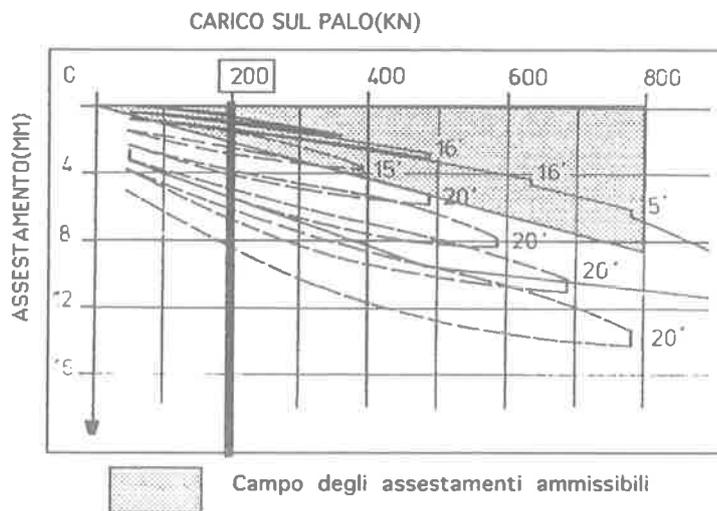
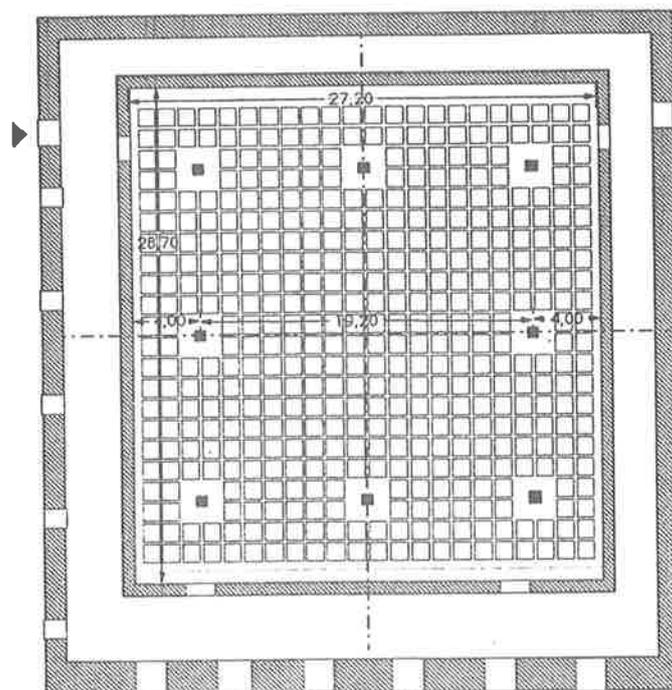


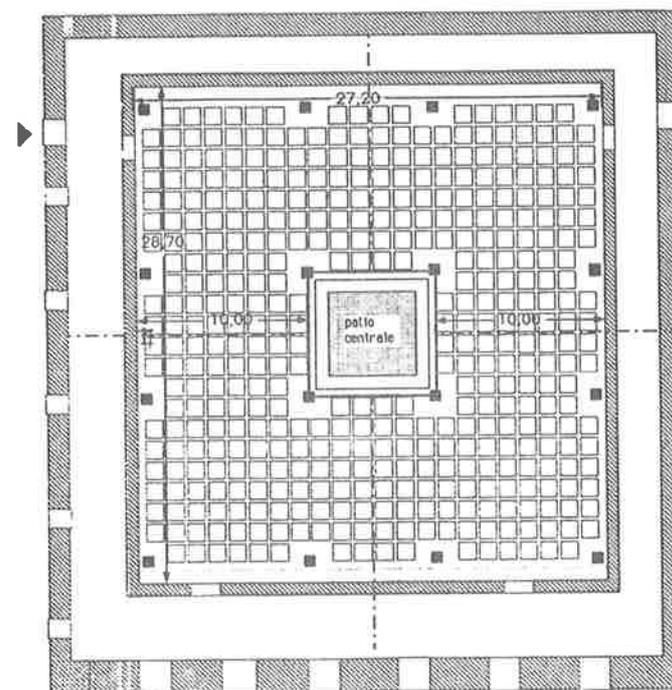
Fig.2-Assestamenti ammissibili del micropalo

Struttura	Freccia Max Elastica	Freccia Max Elasto-viscosa
'700	7,5	20,5
Legnaia	7,4	18,3
Ghiacciaia	6,9	19,4

Tab.1-Frecce massime previste in mm(coeff.di Viscosita'=2)

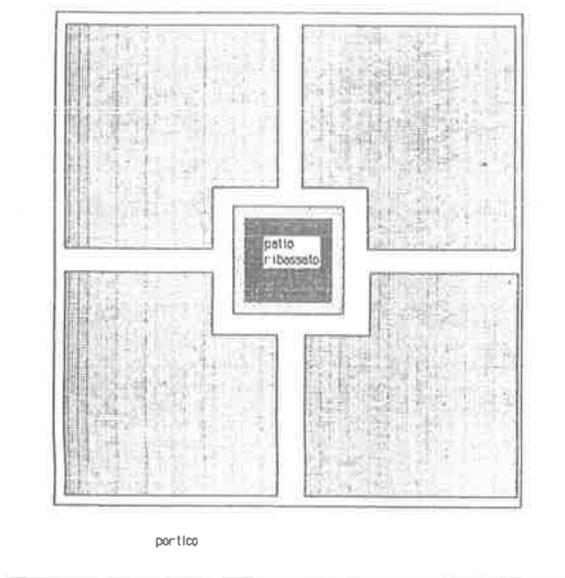


Soluzione A

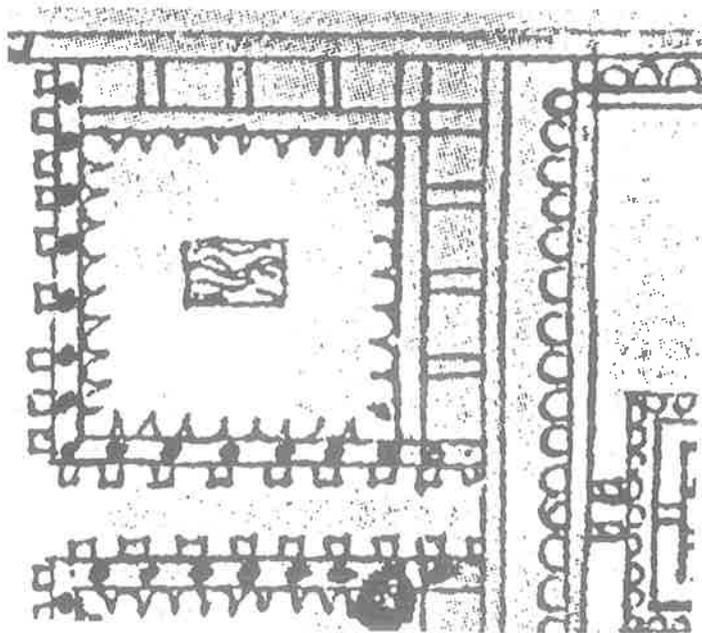


Soluzione B

Fig.3-Cortile del '700:ipotesi di soluzione A e B



Soluzione B: copertura



Estratto del progetto del Filarete in corrispondenza del cortile ora denominato del'700

Fig.4-Soluzione B e progetto originario del Filarete

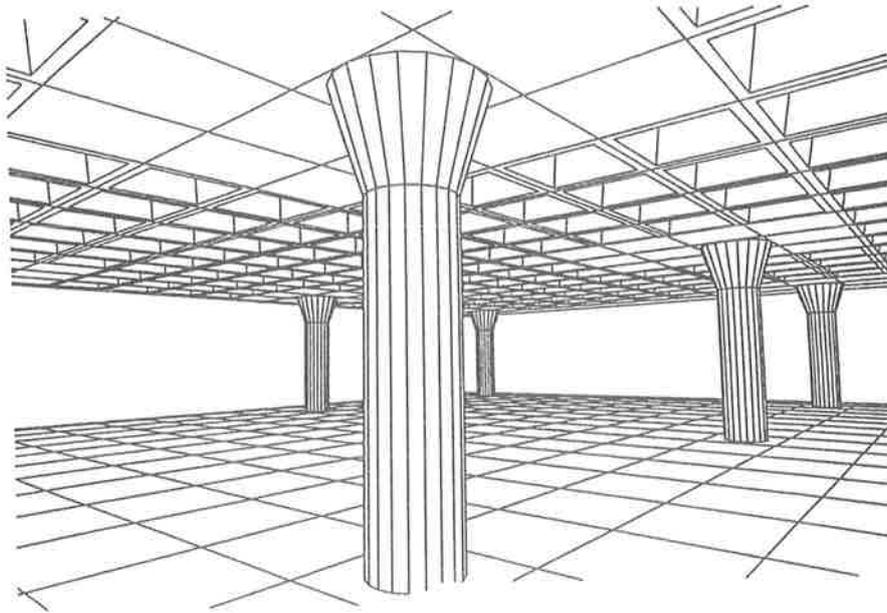
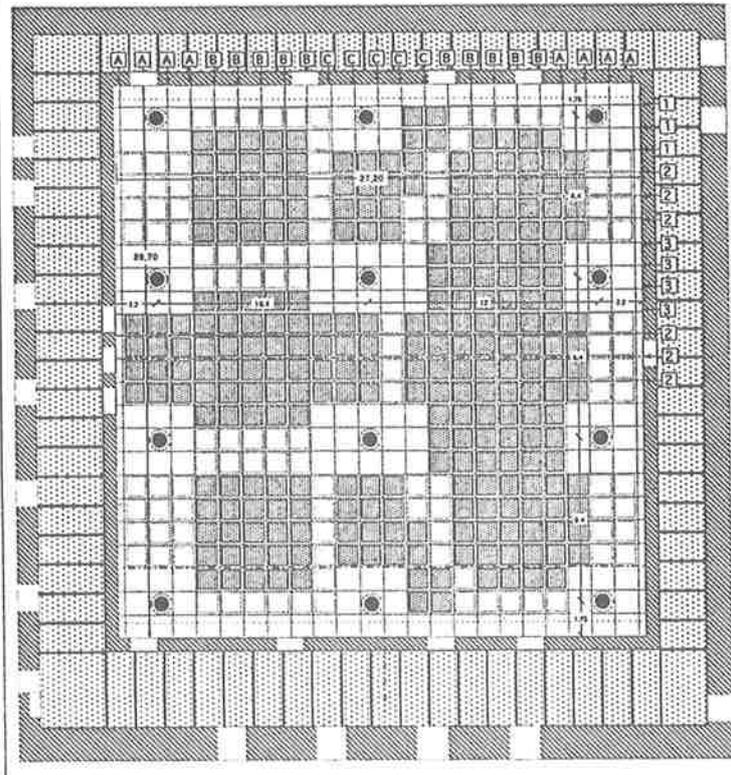


Fig.5-6 soluzione adottata per il cortile del '700

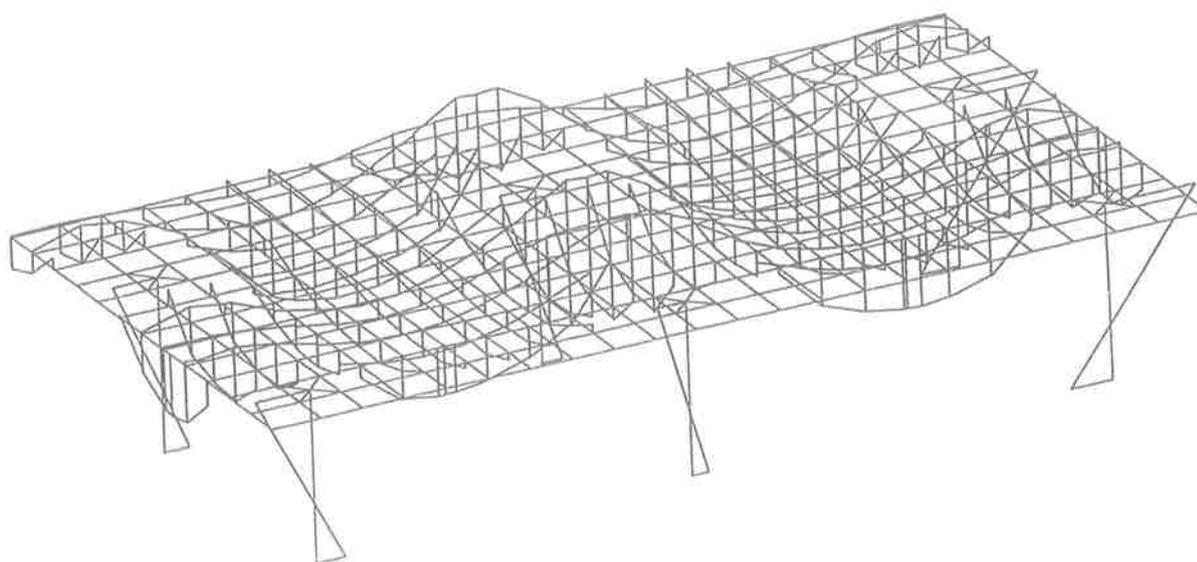
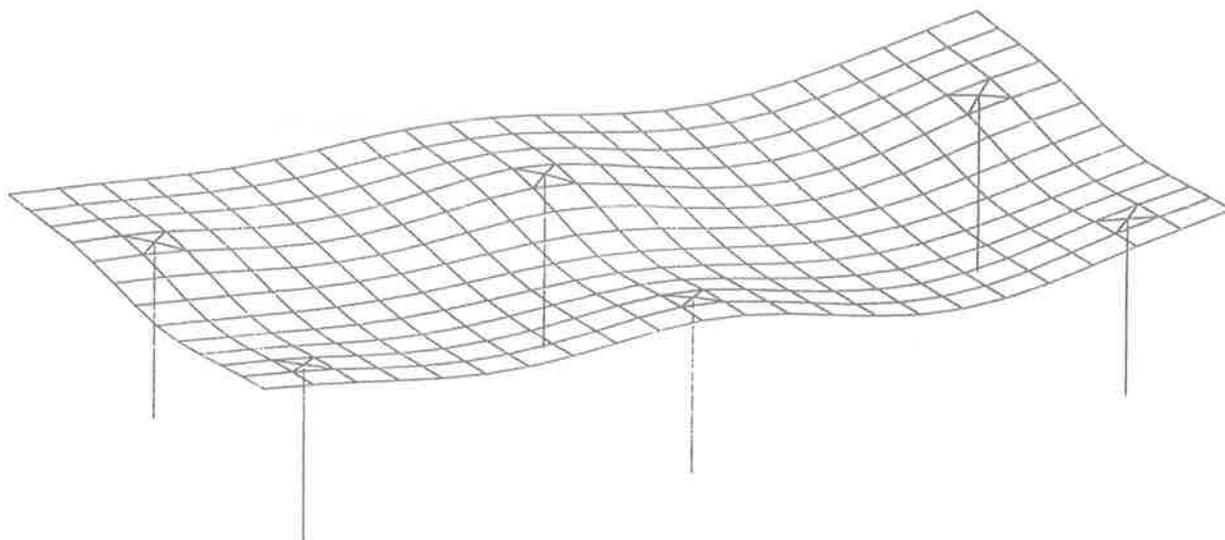
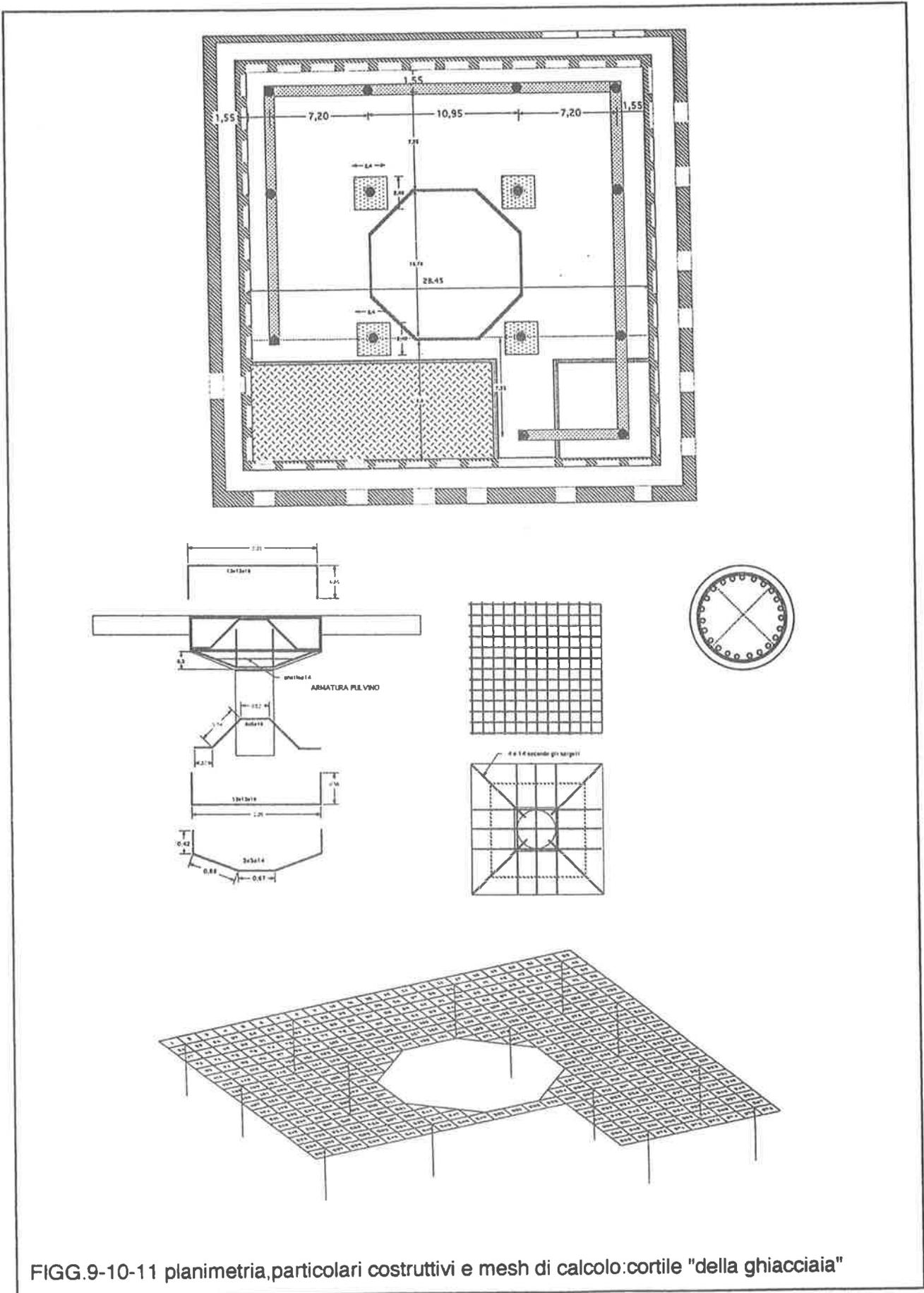


Fig.7-8 deformata e diagrammi dei momenti per la soluzione adottata. Cortile del '700



FIGG.9-10-11 planimetria,particolari costruttivi e mesh di calcolo:cortile "della ghiacciaia"

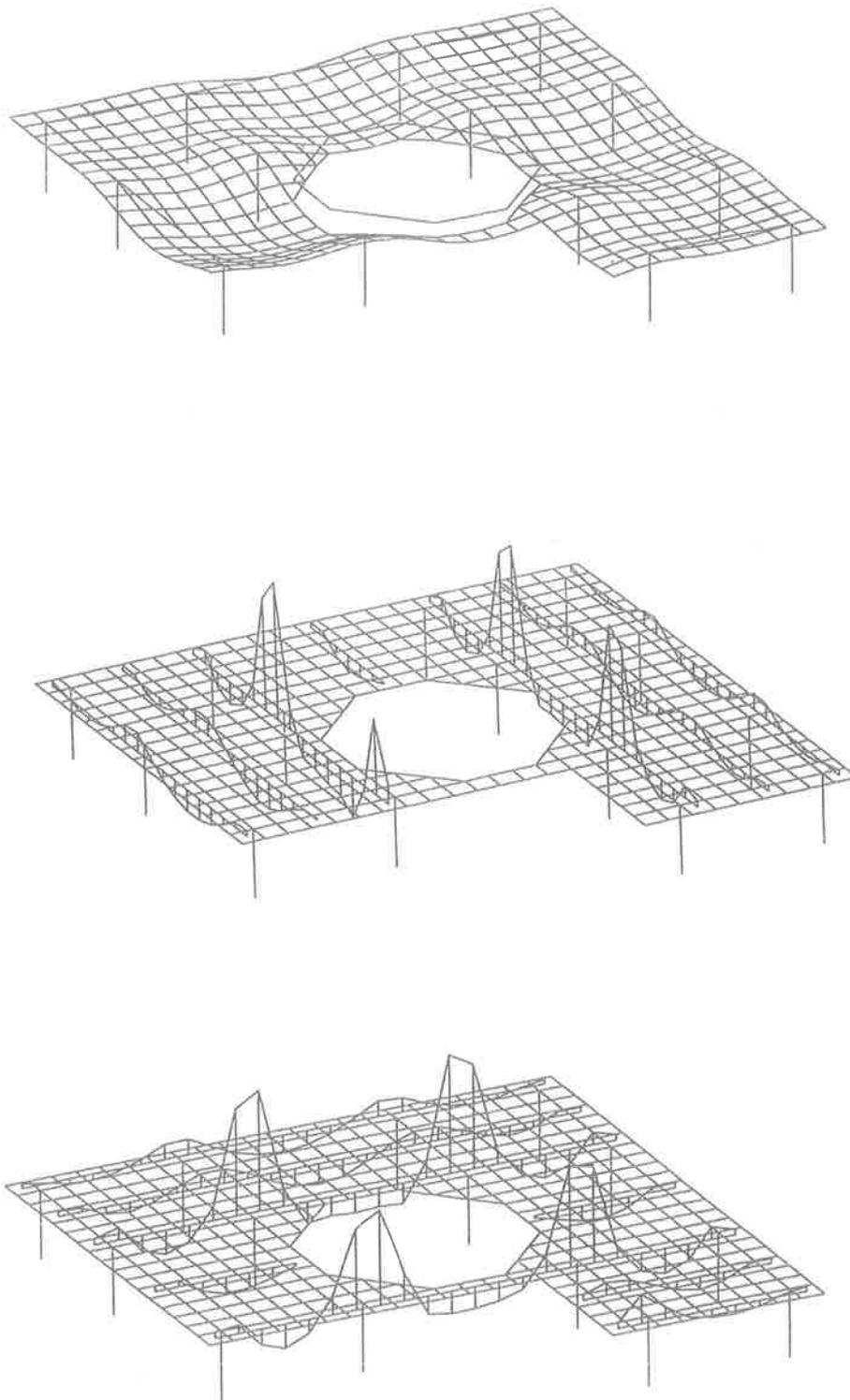


Fig.12-deformata e diagrammi dei momenti flettenti:cortile "della ghiacciaia"

**METROPOLITANA DI ROMA**  
**PROLUNGAMENTO DELLA LINEA "A" OTTAVIANO-BATTISTINI**  
**STAZIONE MOSCA - PROBLEMI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI**

Alfredo DALENZ CULTRERA - Antonio G. ZECHINI  
Liberi Professionisti - Roma



## METROPOLITANA DI ROMA

### PROLUNGAMENTO DELLA LINEA "A " OTTAVIANO-BATTISTINI STAZIONE MOSCA - PROBLEMI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI

ALFREDO DALENZ CULTRERA

ANTONIO G. ZECHINI

progettisti delle strutture

#### SOMMARIO

La memoria tratta la tematica progettuale e costruttiva della nuova stazione Mosca, sita in adiacenza a Piazzale degli Eroi. I terreni interessati dalla stazione sono di natura molto variabili, di scarse caratteristiche meccaniche e con livello di falda superficiale; tale situazione ha reso necessaria, per garantire la stabilità delle paratie durante le fasi esecutive della stazione, la realizzazione di uno strato cementato di terreno al piede delle paratie, eseguito con tecniche avanzate di jet-grouting. Risulta di particolare interesse il tema riguardante le varie fasi esecutive della stazione, che hanno comportato considerazioni statiche, economiche e cantieristiche.

#### SUMMARY

This report deals with the design and construction theme of new MOSCA metro station, located near Piazzale degli Eroi. The station structures are buried in soils with low mechanical properties and with a very shallow water table. The stability of the sheet-pile walls, during the construction stages, is assured by a consolidated layer of soil at the diaphragm base, achieved with jet-grouting techniques. Static, economic and practical problems set by construction procedures are shown.

#### 1. PREMESSA

Nel 1980 entrava in esercizio la linea "A" della Metropolitana di Roma tra le stazioni Anagnina-Termini-Ottaviano con uno sviluppo di circa 14.5 km. Attualmente è in fase di avanzata realizzazione il prolungamento della stessa linea "Ottaviano-Battistini", che aggiunge altri 4.0 Km al percorso iniziale.

La stazione MOSCA è la prima fermata del prolungamento dopo un tratto di linea di m 672.50,

che percorre via Candia, piazza S. Maria delle Grazie e via Frà Albenzio. E' sita all'inizio di via Cipro in corrispondenza del piazzale di un vecchio deposito dell'azienda tranviaria.

La stazione è a binari sovrapposti, in continuità con la linea; presenta, inoltre, l'atrio disposto lateralmente, in quota con la banchina superiore.

E' realizzata come galleria artificiale tra paratie, sviluppando una lunghezza complessiva di m 150.00.

Per la realizzazione del manufatto è richiesta un'altezza di scavo, a partire dal p.c., di 15.0 m circa.

La geometria della galleria di stazione si ottiene allargando opportunamente la sezione di linea, in modo da ospitare i due piani banchina ed i vani scala. Si passa così da una larghezza di 5.3m, nella sezione corrente di linea, a 16.3m in stazione. La banchina superiore, come già detto, è in continuità con il piano atrio, che si estende, in parte, a cielo aperto (a quota - 5.50m dal piano stradale), disegnando un'area di forma triangolare, delimitata da via Cipro e da via Frà Albenzio. Nella stessa area trovano posto i servizi ed i locali tecnologici, mentre in un'area adiacente, in corrispondenza di via della Meloria, è stata prevista la sottostazione elettrica.

Di seguito vengono trattate le tematiche progettuali ed esecutive, in particolare il consolidamento del fondo scavo mediante la tecnologia del jet grouting. Si esporranno le nuove tecniche adottate per la realizzazione ed il conseguimento di una migliore funzionalità e durabilità delle opere; sono requisiti da ricercare con particolare cura poiché le stesse risultano interamente a diretto contatto con il terreno. Verranno anche esposte le metodologie di calcolo adottate per i diaframmi; esse seguiranno, fase per fase, tutte le varie vicende di scavo e terranno conto, con adatta schematizzazione, dello spessore di terreno consolidato.

## 2. CARATTERISTICHE DEI TERRENI

I terreni interessati dal prolungamento della linea "A" sono stati oggetto di numerose indagini, che hanno portato ad una buona conoscenza delle loro caratteristiche fisico-meccaniche ed alla ricostruzione di attendibili profili stratigrafici.

In corrispondenza della stazione MOSCA, la stratigrafia presenta il tetto della formazione di base, costituita dalle argille grigio-azzurre plioceniche, intorno ai 30.0 - 35.0 m di profondità. Su tale basamento si sono depositati terreni alluvionali di diversa natura con eteropie di facies. Malgrado questa continua variabilità litologica dei sedimenti alluvionali, si è riusciti, con opportuna schematizzazione, ad individuare pochi litotipi presentanti caratteristiche uniformi. La successione stratigrafica in corrispondenza della stazione MOSCA può essere così rappresentata :

- 1 - Riporti attuali
- 2 - Depositi alluvionali recenti Limo-argillosi
- 2b - Depositi alluvionali recenti sabbio-limosi
- 3 - Argille plioceniche

Il livello della falda si trova a -4.0 m dal p.c..

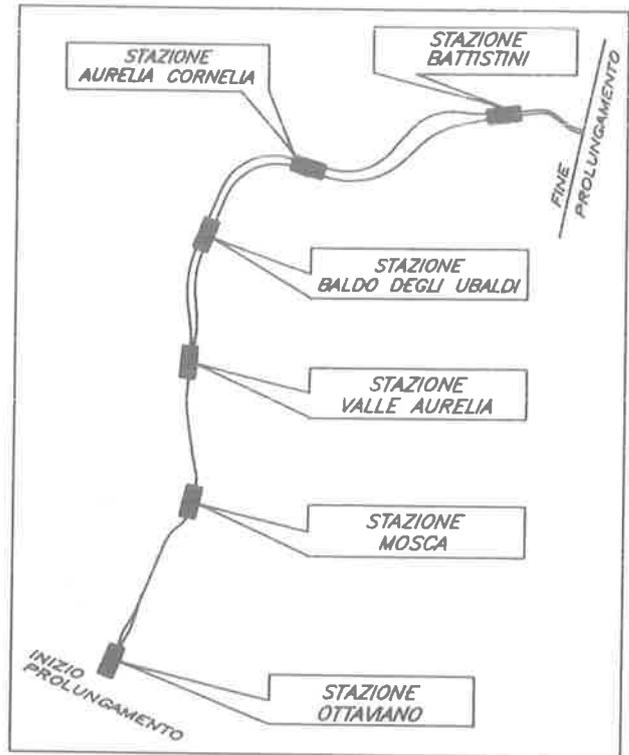


Fig.1 - SCHEMA PLANIMETRICO PROLUNGAMENTO LINEA "A"

- Il terreno denominato 1 è costituito da riporti antropici molto recenti, lo spessore risulta di circa 7.0m. Si tratta di materiali eterogenei, costituiti da una matrice limo-argillosa, che possiedono una coesione non drenata con valore medio di 0.04 Mpa. In termini di tensioni efficaci anche questi valori risultano molto dispersi, con considerazioni di tipo statistico è apparso corretto assumere un angolo d'attrito di 27°, una coesione pari a 0.01 Mpa ed un modulo edometrico di circa 8.0 Mpa.

- I terreni denominati 2 sono i sedimenti più recenti del Tevere e dei suoi affluenti. Si tratta di terreni granulometricamente definibili limi argillosi, debolmente sabbiosi, di bassa o media plasticità. Per la coesione non drenata il valore medio ricavato dalle prove triassiali è prossimo a 0.06 Mpa. In tensioni efficaci si è misurato in prove di taglio consolidate e drenate un valore medio dell'angolo d'attrito di 30° e della coesione molto modesta, pari a 0.01 Mpa.

- All'interno del terreno 2 si rinvengono in modo irregolare lenti o livelli di materiale sabbioso limoso, non plastici, denominati come terreni tipo 2b; le prove hanno fornito angoli d'attrito tra 30° e 36° con coesione

nulla. Queste lenti o livelli, talvolta comunicanti tra di loro, aumentano complessivamente la permeabilità dello strato alluvionale, di per se caratterizzato da una bassa permeabilità dell'ordine di  $10^{-6}$  cm/sec.

- Il terreno denominato tipo 3 è costituito dal basamento argilloso del Pliocene, molto consistente e nettamente consolidato, con valori di coesione non drenata superiore a 0.40 Mpa.

### 3. CARATTERISTICHE E FASI ESECUTIVE

Le strutture verticali di perimetro della stazione MOSCA sono costituite da paratie, aventi spessore 80cm ed altezze di m 19.70, per la zona profonda, e m 16.00 per le altre. Le paratie in esercizio sono soggette, oltre alle spinte del terreno, ad elevati battenti idraulici

per la presenza, come già detto, di un livello di falda molto superficiale. Pertanto il giunto tra due diaframmi adiacenti è stato studiato realizzando una superficie di contatto irregolare, con l'impiego di opportuni profilati (canne d'organo), durante il getto dei pannelli di prima fase. L'efficacia di tale accorgimento ha consentito di ricavare dei notevoli vantaggi, anche nelle fasi esecutive dell'opera, perché si è lavorato completamente all'asciutto.

Le strutture portanti interne sono costituite da pilastri, setti e scale.

Le strutture orizzontali sono costituite da tre ordini di solai, copertura, solaio intermedio e solaio di fondazione.

Completano le strutture della stazione i pannelli prefabbricati di rivestimento delle paratie, le banchine e i cunicoli di aerazione.

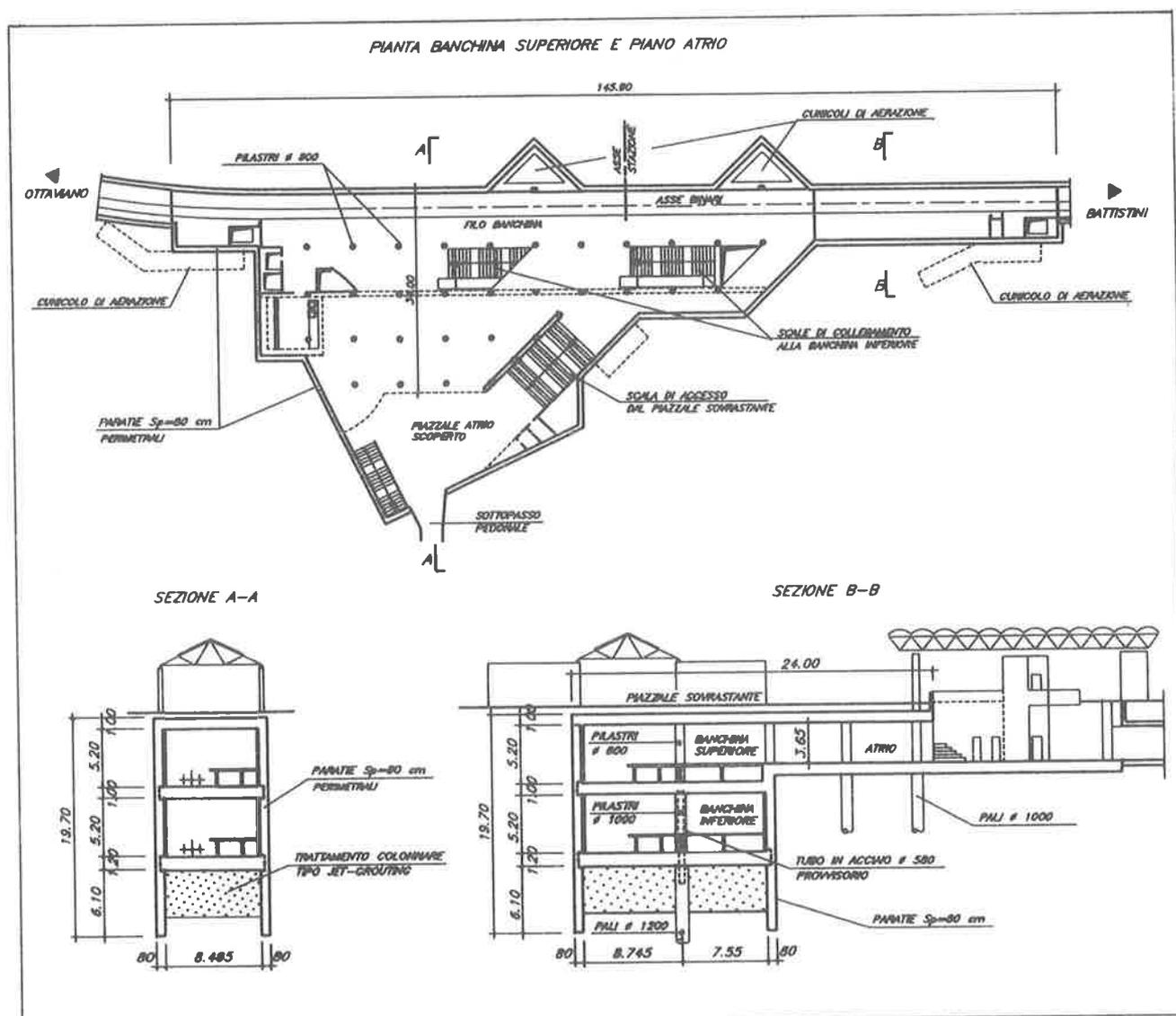


Fig.2 - PIANTE E SEZIONI TIPICHE STAZIONE "MOSCA"

La sistemazione superficiale prevede, in aggiunta agli accessi dal piazzale sovrastante la copertura dei piani banchina, un'ingresso al piano atrio della stazione tramite un sottopassaggio pedonale, in corrispondenza di via Cipro. La sua realizzazione ha richiesto due fasi esecutive, in modo da arrecare il minor disagio al traffico stradale.

Per la costruzione della stazione MOSCA si sono previste varie fasi esecutive, studiate in modo da soddisfare da una parte le esigenze del cantiere e in modo da garantire dall'altra la stabilità dell'opera, via via che si procedeva nella sua realizzazione. Le fasi possono essere così riassunte :

- preparazione dell'area di cantiere, realizzazione di una vasca di raccolta dei fanghi bentonitici ed esecuzione di tutte le paratie perimetrali.
- scavo sino al raggiungimento della quota d'imposta del solaio intermedio: in questa fase si raggiunge una profondità max di scavo dal piano campagna pari a 7.50m .
- esecuzione delle fondazioni profonde dei pilastri interni della stazione, adoperando pali  $\phi$  1000 per il piano atrio e  $\phi$  1200 per le vie di corsa . Questi ultimi, provvisti in sommità, come precisato più avanti, di tubolari metallici  $\phi$  508x10, hanno la funzione di sostegni provvisori del solaio intermedio e di copertura, nell'ultima fase di scavo.
- realizzazione del tampone di fondo consolidando il terreno con la tecnica del jet-grouting, per uno spessore di 4.0m a partire dall'intradosso della fondazione.
- esecuzione del solaio intermedio a soletta piena dello spessore di 1,0m, gettato contro terra. Elevazione dei pilastri del secondo ordine, di forma circolare di diametro  $\phi$ 800. Il solaio è vincolato alle paratie perimetrali mediante chiavi di taglio; queste vengono ricavate predisponendo dei blocchi di polistirolo nelle gabbie d'armatura delle paratie; sono state anche previste cuciture solaio-paratie, praticando dei fori nei pannelli e disponendovi delle barre da sigillare con malte antiritiro.
- esecuzione del solaio di copertura a soletta piena di spessore 1.0m., gettato utilizzando, come cassero a perdere, coppelle prefabbricate precomprese. La copertura prevedeva il getto di un volume totale di calcestruzzo , tra giunto e giunto, di 2687 m<sup>3</sup>. In relazione alla capacità produttiva dell'impianto di betonaggio del cantiere, di circa 700m<sup>3</sup> di calcestruzzo al giorno, sono state programmate 5 fasi di getto,

curando le riprese in modo da garantire la trasmissione degli sforzi previsti.

- fase finale di scavo sottocopertura per raggiungere la quota d'imposta del solaio di fondazione. In questa fase i due ordini di solai superiori, già eseguiti, trovano appoggio su un tubolare in acciaio, annegato inferiormente alla sommità del palo  $\phi$  1200 durante

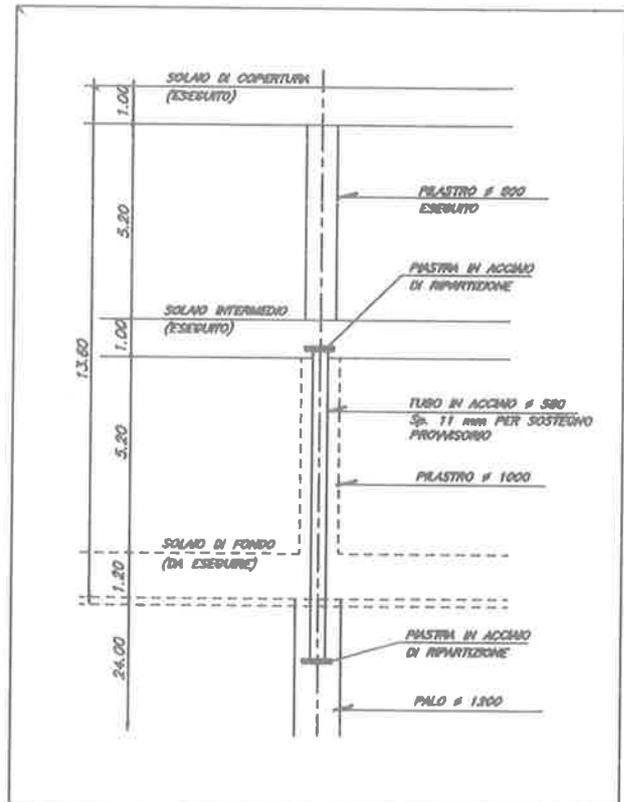


Fig. 3 - DETTAGLIO PILASTRO IN ACCIAIO PROVVISORIO

l'esecuzione dello stesso. Lo sforzo assorbito dal profilato e dal calcestruzzo gettato nel suo interno è di 3400 KN. Il pilastro provvisorio è vincolato alla base ed in sommità, rispettivamente al palo  $\phi$  1200 ed al solaio intermedio, mediante opportune piastre metalliche di ripartizione. I pilastri provvisori menzionati assolvono il compito di pre-sostegni, prima dell'esecuzione dello scavo del livello inferiore, frazionando la luce complessiva dei solai sovrastanti (16,30 m) in due campate di 8,50 m e 7,80m.

- realizzazione del solaio di fondazione di spessore 1.20m. Il collegamento solaio di fondo-paratie perimetrali è garantito, in modo analogo al solaio intermedio, da chiavi di taglio. Anche in questo caso sono state previste 6 fasi di getto, in funzione dei volumi massimi di calcestruzzo da impiegare per ogni fase.

VISTE INTERNO STAZIONE ALLA FINE DELLA PRIMA FASE DI SCAVO



Foto N° 1 - PRIMA DEL GETTO DEL SOLAIO INTERMEDIO

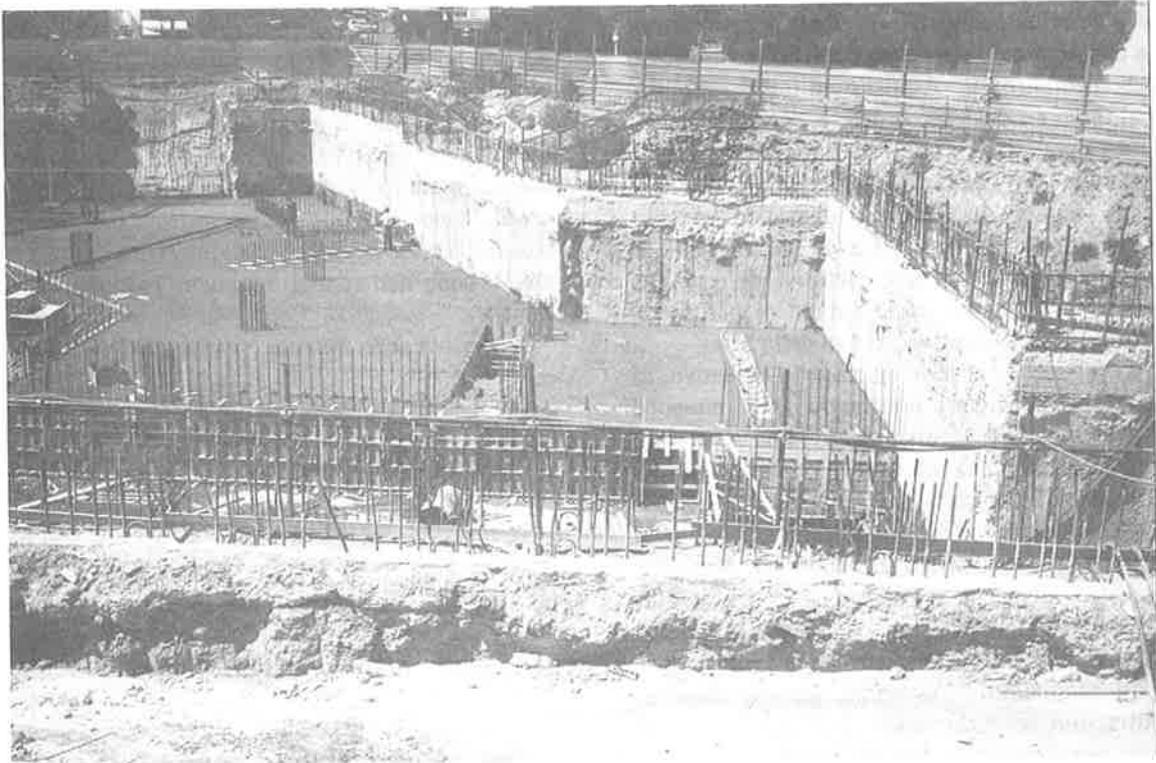


Foto N° 2 - DOPO IL GETTO DEL SOLAIO INTERMEDIO

- rivestimento dei pilastri metallici provvisori con un getto di completamento in calcestruzzo, che consente di realizzare pilastri definitivi di forma circolare  $\phi$  1000.
- completamento delle rimanenti strutture minori, banchine, setti, scale, ecc..

#### 4. IL TAMPONE DI FONDO

Viene così denominato il consolidamento del terreno effettuato a partire dall'intradosso della soletta di fondazione per uno spessore di 4.0m., mediante trattamento colonnare con la tecnica del jet-grouting.

Il tampone di fondo è necessario per motivi essenzialmente statici a garanzia della stabilità delle paratie. Infatti durante l'ultima fase di scavo, quando si raggiunge la profondità di 15.0m dal p.c., all'interno tra le paratie, la reazione passiva del terreno non è sufficiente ad assicurare, con profondità d'infissione ragionevole, il contrasto al piede dei diaframmi. Il consolidamento del terreno, in corrispondenza del fondo scavo, conferisce un aumento della sua resistenza, che rende possibile equilibrare le spinte suddette.

Per la linea, il trattamento viene altresì usato come schermo impermeabile, che, nelle fasi costruttive, inibisce l'innescamento di moti di filtrazione; questi, altrimenti, determinerebbero riduzione del livello di falda con conseguente subsidenza degli edifici in fregio alla linea. Peraltro il requisito d'impermeabilità richiede al tampone di dover resistere, con meccanismi del tipo "arco rovescio", alle forti sottospinte, dovute all'elevato battente d'acqua a tergo delle paratie. Per la Stazione la tenuta del "tappo" di fondo avrebbe richiesto, al fine di garantire i citati meccanismi ad arco, di dover trattare spessori eccessivi di terreno, vista la maggior distanza tra le paratie di perimetro, che raggiunge m16,30 contro i 5,15 m della linea.

Così si è scelto, in sede di progetto esecutivo, di abbattere le sottospinte, praticando nel tampone perforazioni drenanti, secondo una maglia di lato opportuno. In questo caso infatti, l'impermeabilità del tampone non è strettamente necessaria, poiché eventuali depressioni della falda, all'intorno della stazione, non producono effetti sui fabbricati, disposti a ragguardevole distanza. Peraltro, in sede di progettazione costruttiva, per non rinunciare al consistente vantaggio di lavorare all'asciutto e per limitare, in condizioni d'esercizio, gli esiti dannosi delle infiltrazioni sulla durabilità delle opere, si è studiata la possibilità di evitare l'esecuzione degli "sfiati". Per questo si sono previste adatte

parzializzazioni delle fasi di scavo, in modo da poter contare su un effetto ad arco, anche in senso longitudinale, che riduce l'impegno dell'arco trasversale.

Il consolidamento del terreno è stato eseguito dal livello raggiunto nella prima fase di scavo, per ridurre il tratto di perforazione a vuoto, che così risulta di 6,50m. Le colonne sono state realizzate in ordine sparso (a pelle di leopardo), per evitare problemi di stabilità alle paratie, funzionanti in questa fase a sbalzo. Infatti, come è noto, durante l'esecuzione del jet-grouting si produce nel terreno un effetto "softening", che nel caso in esame, se si fosse operato con continuità nella formazione delle colonne, avrebbe determinato preoccupanti spostamenti orizzontali dei diaframmi. Infatti, pur avendo adottato le precauzioni dette, sono stati misurati consistenti spostamenti (dell'ordine di 1 cm) in testa alle paratie, in aggiunta a quelli già valutati, al termine della prima fase di scavo (2 cm), prima dell'inizio del trattamento. Questo problema acquista, indubbiamente, un particolare interesse per le gallerie in ambiente urbano, tanto che sarà argomento particolarmente studiato, nell'ambito dell'attuale progetto strategico di ricerca, denominato "Gallerie", del CNR. Si segnala infine l'attenzione che deve essere ed è stata posta nell'esecuzione del trattamento al fine di garantire una buona compenetrazione delle colonne tra di loro ed un buon contatto con le paratie laterali. Questi requisiti sono necessari per poter contare sull'effetto ad arco rovescio, che garantisce la stabilità del tampone, soggetto a rilevanti sottospinte idrauliche.

La tecnologia di jet-grouting impiegata utilizza per il trattamento del terreno un sistema tri-fluido: aria, acqua e grout (miscela acqua-cemento).

Si sono eseguite delle prove preliminari per ottimizzare le modalità dell'intervento; dopo alcuni tentativi sono stati adottati i seguenti parametri:

- densità della miscela	1.6 t/m <sup>3</sup>
- pressione iniezione malta	70-80 bar
- pressione iniezione aria	10 bar
- pressione iniezione acqua	500 bar
- tempo d'insistenza in fase di risalita	13"/40mm
- velocità di rotazione (giri al minuto)	7
- interasse delle colonne (disposizione dei centri sui vertici di un triangolo equilatero)	90 cm

-  $M^3$  miscela iniettata al minuto 0.17

Così operando si sono ottenute colonne del diametro di 1200 mm, come rilevato dai numerosi controlli strumentali effettuati.

Durante l'esecuzione si sono avuti errori di posizionamento planimetrico delle colonne pari a 3.0cm, mentre quello altimetrico di circa 10cm.

Le prove di schiacciamento delle colonne dopo avere prelevato alcuni campioni hanno fornito valori piuttosto dispersi, con minimi di 5 Mpa a massimi di 15 Mpa, risultando comunque valori ampiamente accettabili. Ai fini del calcolo, infatti, è stata assunta una compressione ammissibile di 0,5 Mpa, con un modulo di deformabilità longitudinale pari a 1000 Mpa.

## 5. METODOLOGIA DI CALCOLO

Particolare cura è stata posta nella verifica delle paratie perimetrali della stazione.

Il calcolo è stato condotto tenendo conto della non-linearità del problema, sia per la variabilità nel tempo dei vincoli, sia per il legame costitutivo assunto per il terreno; infatti il modello, con il procedere delle fasi esecutive, modifica lo schema strutturale e conseguentemente risultano variare le caratteristiche dell'interazione terreno-struttura. In aggiunta l'assunzione del comportamento elasto-plastico del terreno rende ulteriormente complessa l'analisi.

Il codice di calcolo adottato affronta il problema attraverso il metodo degli elementi finiti. Il metodo permette di adottare un'analisi del tipo a statica incrementale, cioè ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione geometrica e deformazionale, che condiziona lo step successivo.

### 5.1 Il modello del terreno

Il codice di calcolo assume il sistema paratia-terreno come schema unidimensionale con stato di deformazione piana. Il terreno è schematizzato come un letto di molle con un comportamento elasto-plastico-incrudente. Viene definita una funzione di plasticità; questa rappresenta i confini entro cui può variare lo stato tensionale del terreno; la legge d'incrudimento caratterizza il mutare di questi confini; in pratica sono possibili le seguenti tre situazioni:

- Fase elastica. L'elemento si comporta elasticamente, in corrisponde delle fasi di carico e scarico, con valori dello sforzo al di sotto dei

massimi precedentemente sperimentati; negli schemi questa fase è indicata con la sigla UL-RL.

- Fase incrudente. L'elemento viene sollecitato a livelli di tensioni mai ancora sperimentati. Il terreno reagisce con una rigidità inferiore alla fase precedente; questa fase verrà indicata con la sigla V-C.

- Collasso. Il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con il limite minimo o massimo, dettati dalla resistenza del materiale (espressi attraverso coesione e coefficienti di spinta attiva e passiva).

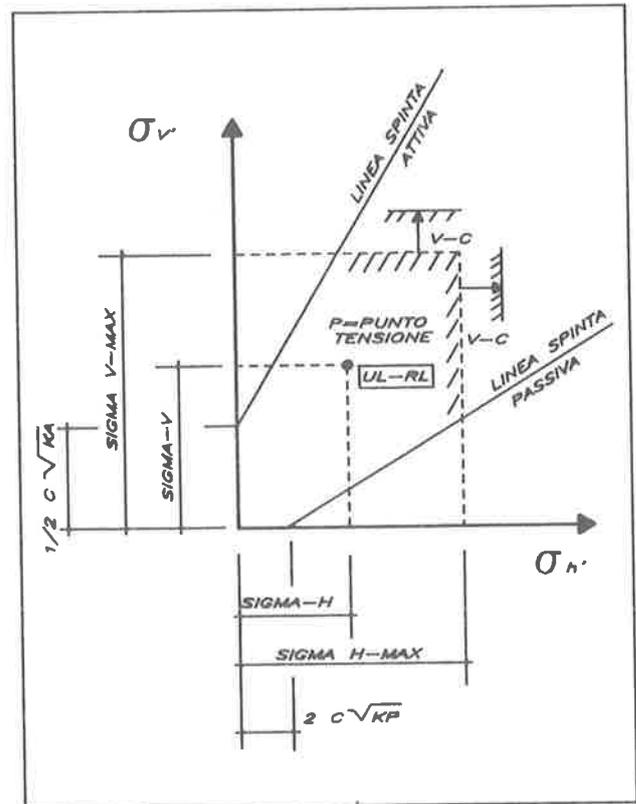


Fig.4—IL DOMINIO DELLE TENSIONI PER L'ELEMENTO TERRENO (SOIL)

Lo stato tensionale, poi, all'inizio dell'analisi viene caratterizzato attraverso gli sforzi efficaci verticali, valutati in base alla configurazione geometrica (quota del piano campagna), alla stratigrafia, al livello della falda ed all'eventuale sovraccarico, ed allo sforzo orizzontale, calcolato moltiplicando lo sforzo verticale per il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ .

Nelle fasi successive lo stato della molla generica è calcolato come segue:

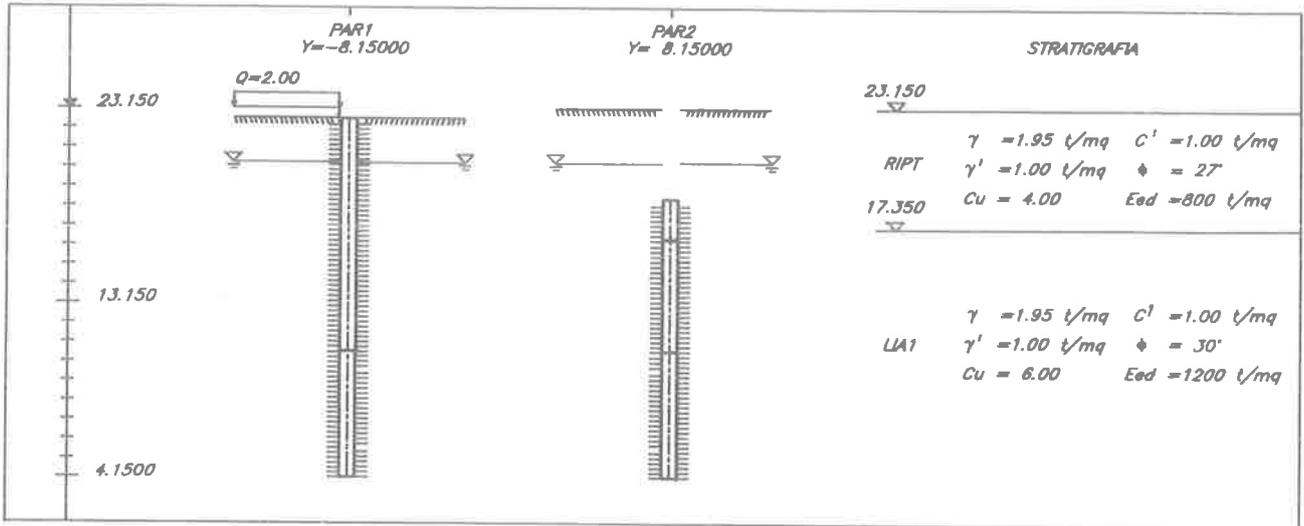


Fig.5 - FASE 1' - ANALISI IN SFORZI TOTALI

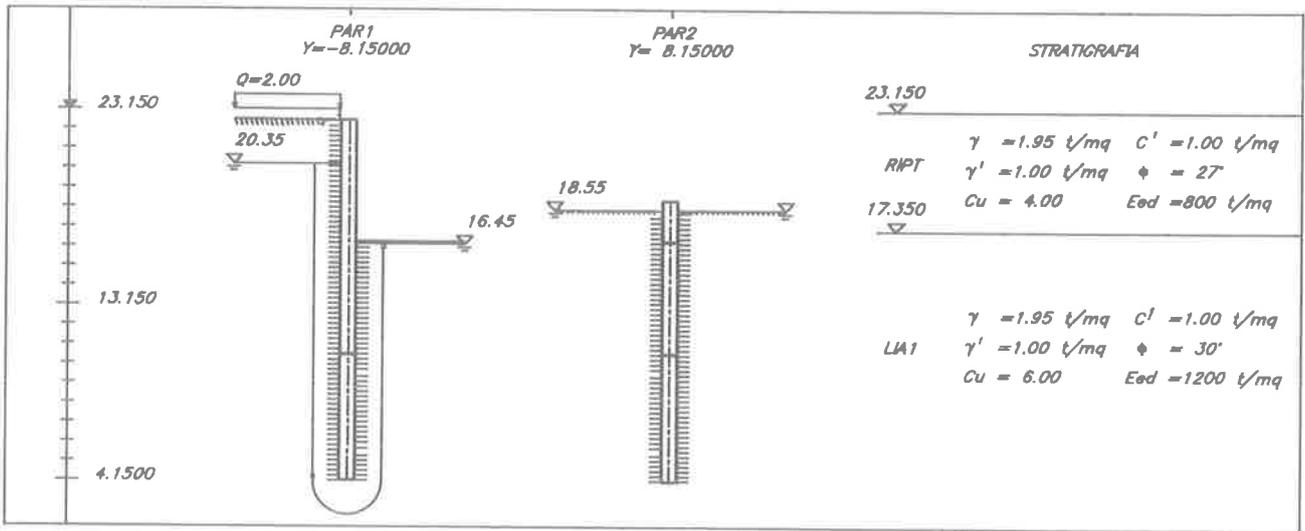


Fig.6 - FASE 2' - ANALISI IN SFORZI TOTALI

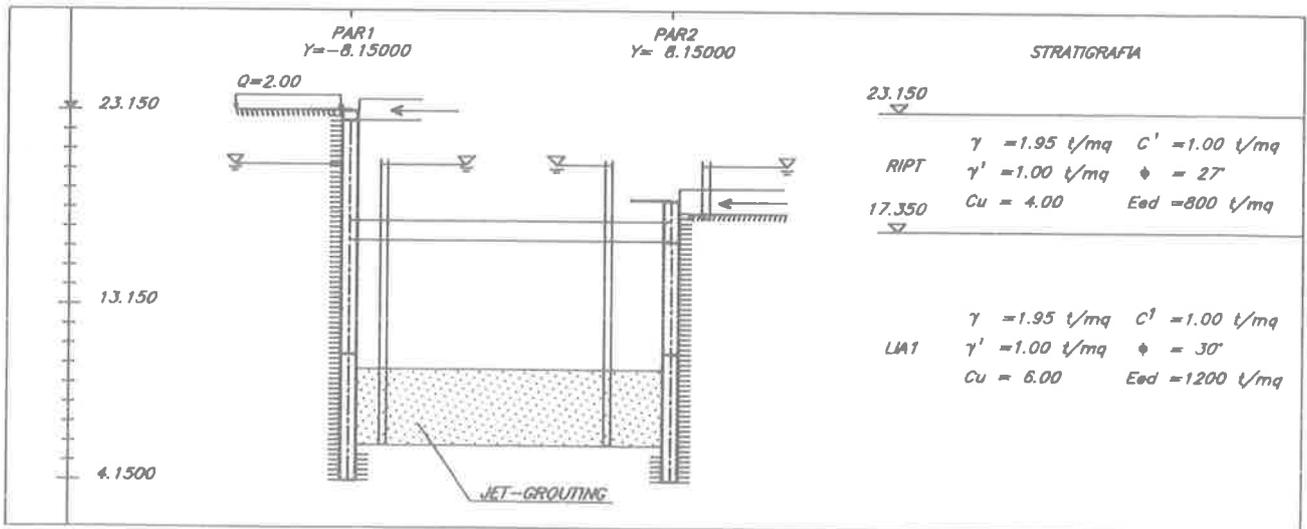


Fig.7 - FASE 3' - ANALISI IN SFORZI TOTALI

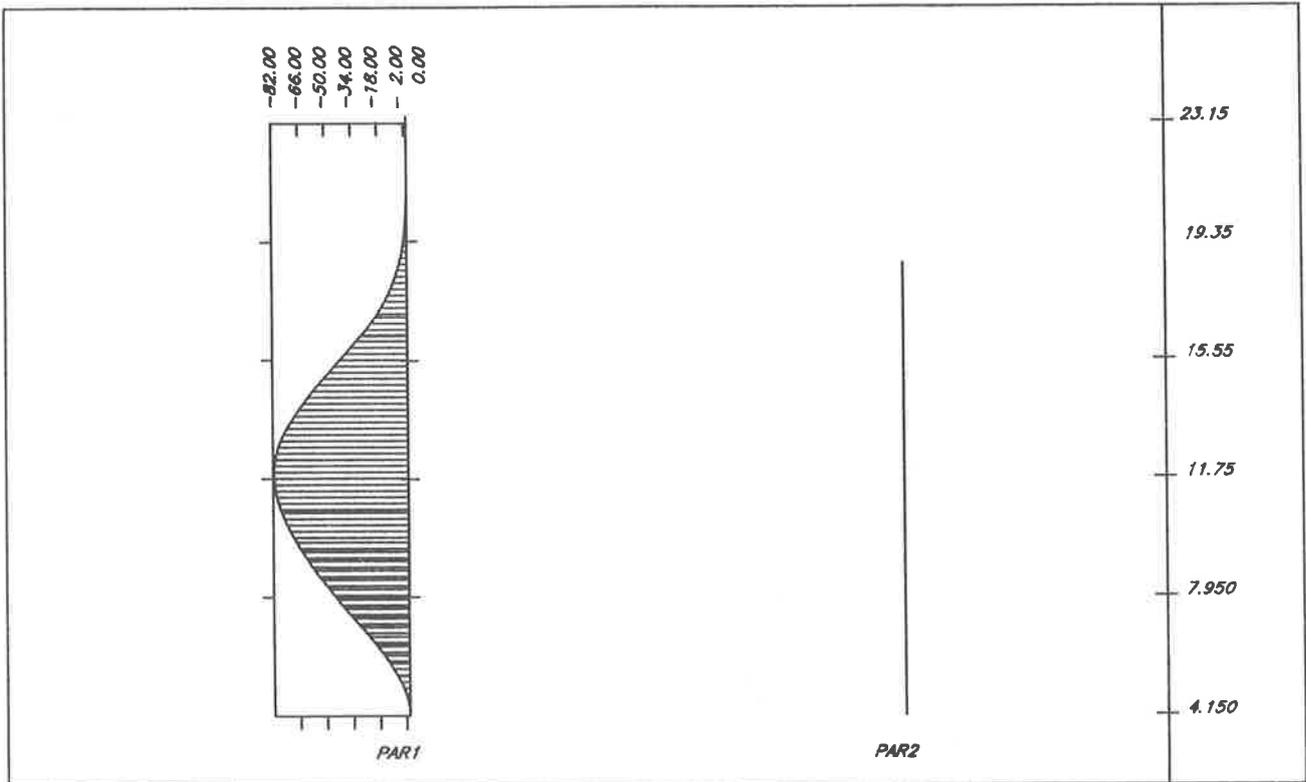


Fig.8 - MOMENTI FLETTENTI : [F] [L] / [L] - STEP 2

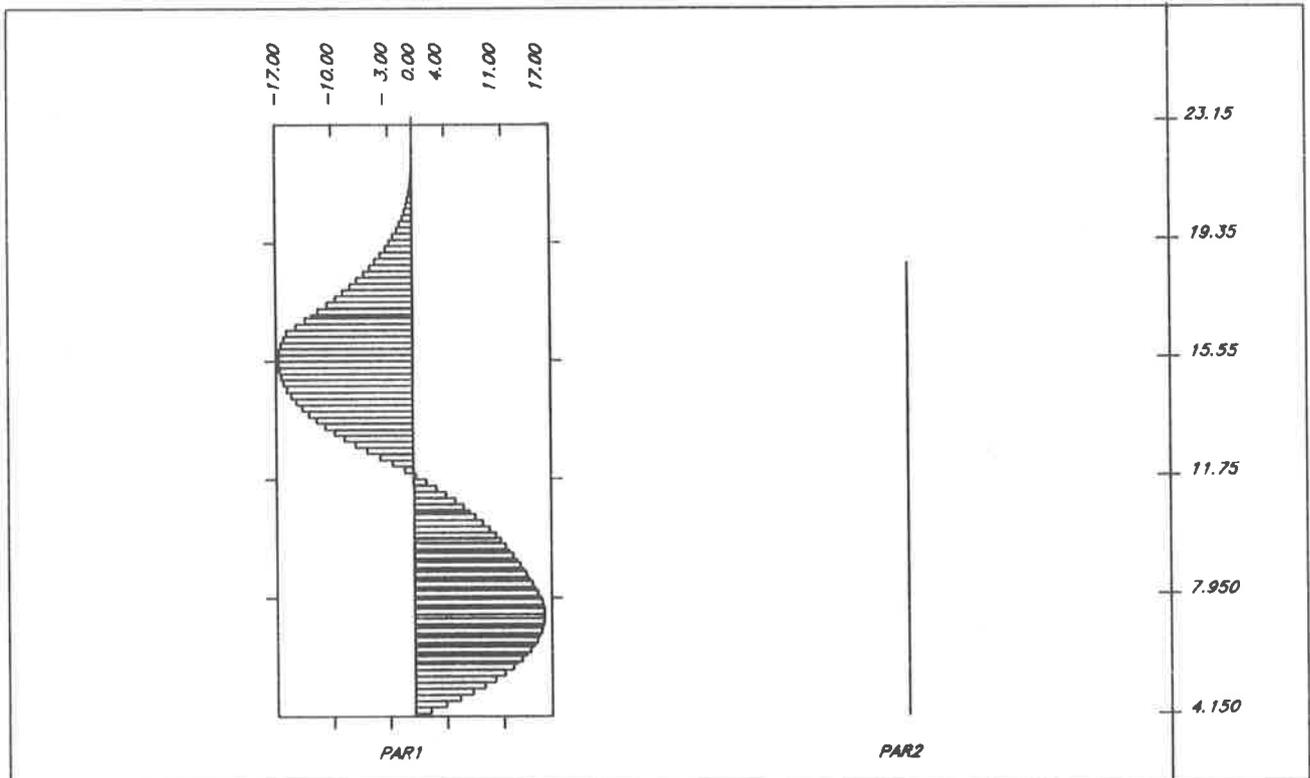


Fig.9 - TAGLI : [F] / [L] - STEP 2

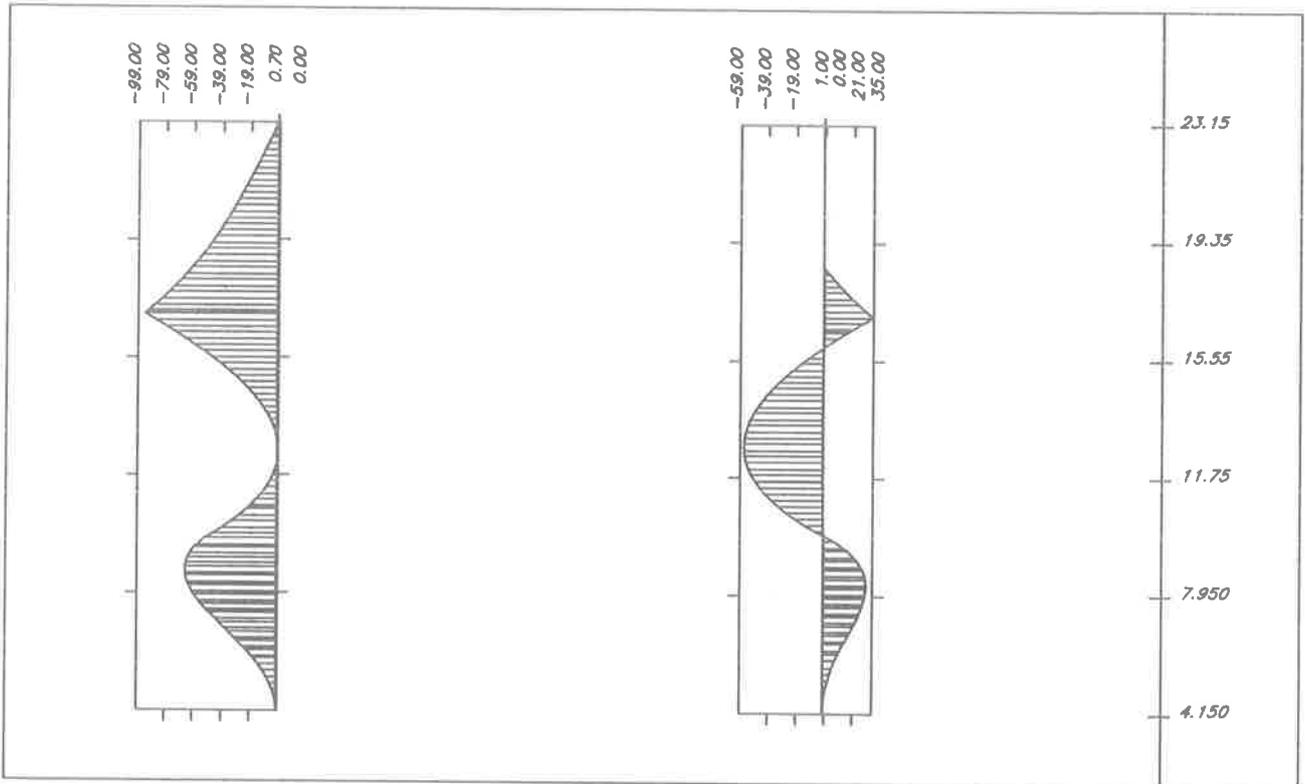


Fig.10 - MOMENTI FLETTENTI : [F] [L] / [L] - STEP 3

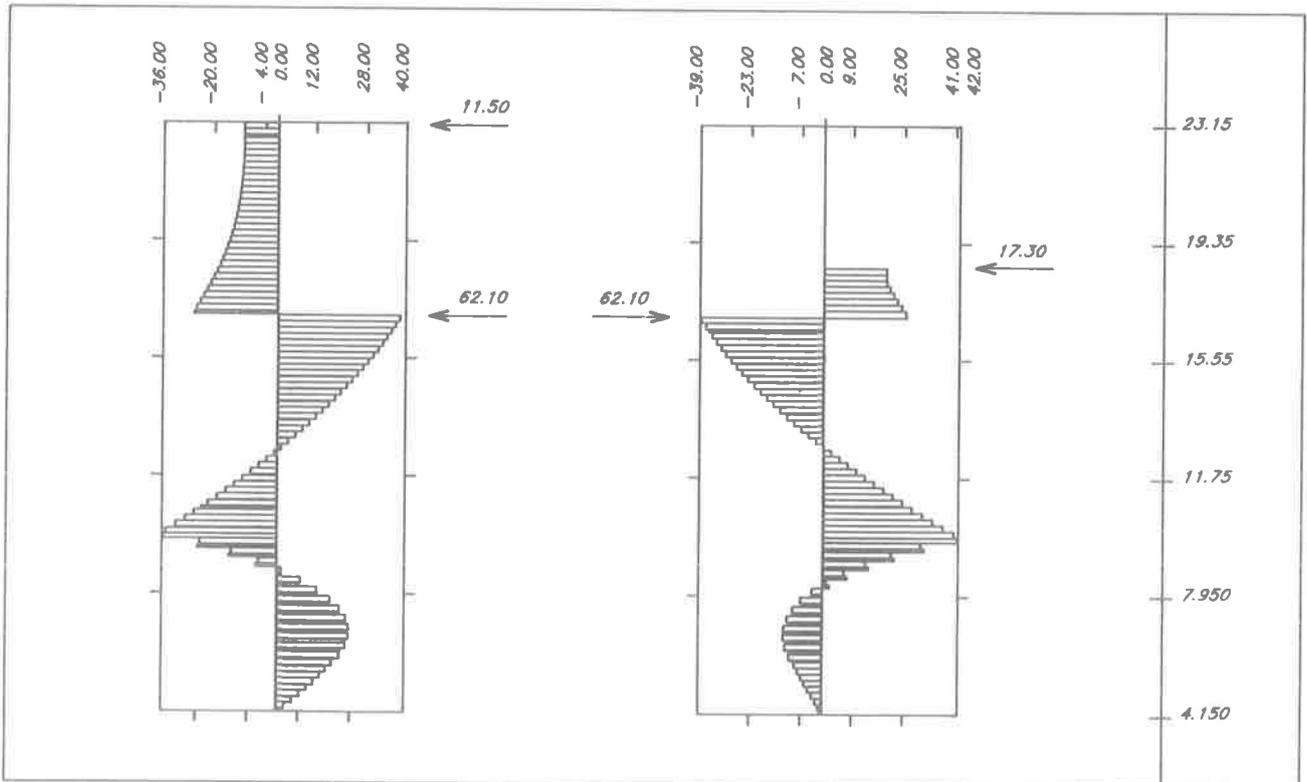


Fig.11 - TAGLI : [F] / [L] - STEP 3

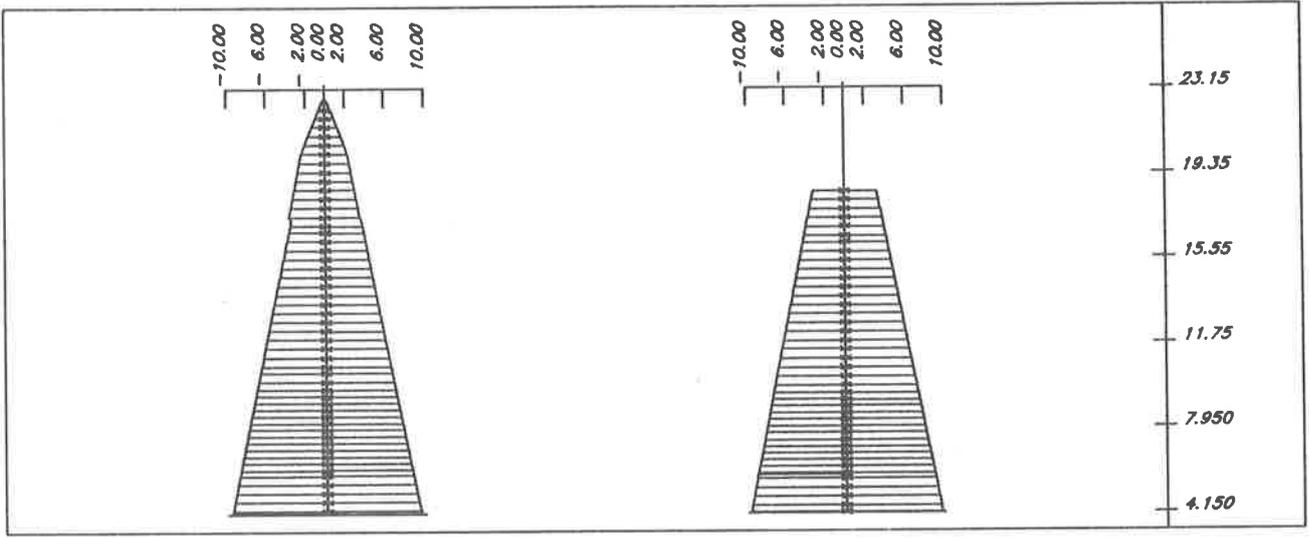


Fig.12 - PRESSIONI ORIZZONTALI EFFICACI - STEP 1 - TERRENO A RIPOSO

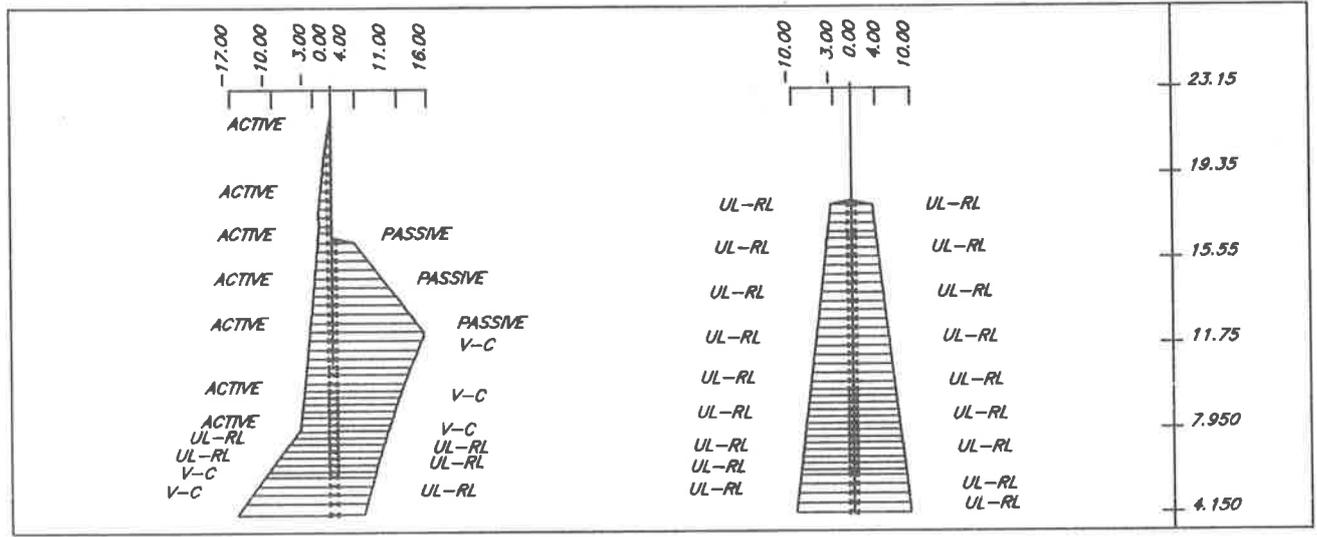


Fig.13 - PRESSIONI ORIZZONTALI EFFICACI - STEP 2 - 1' FASE DI SCAVO

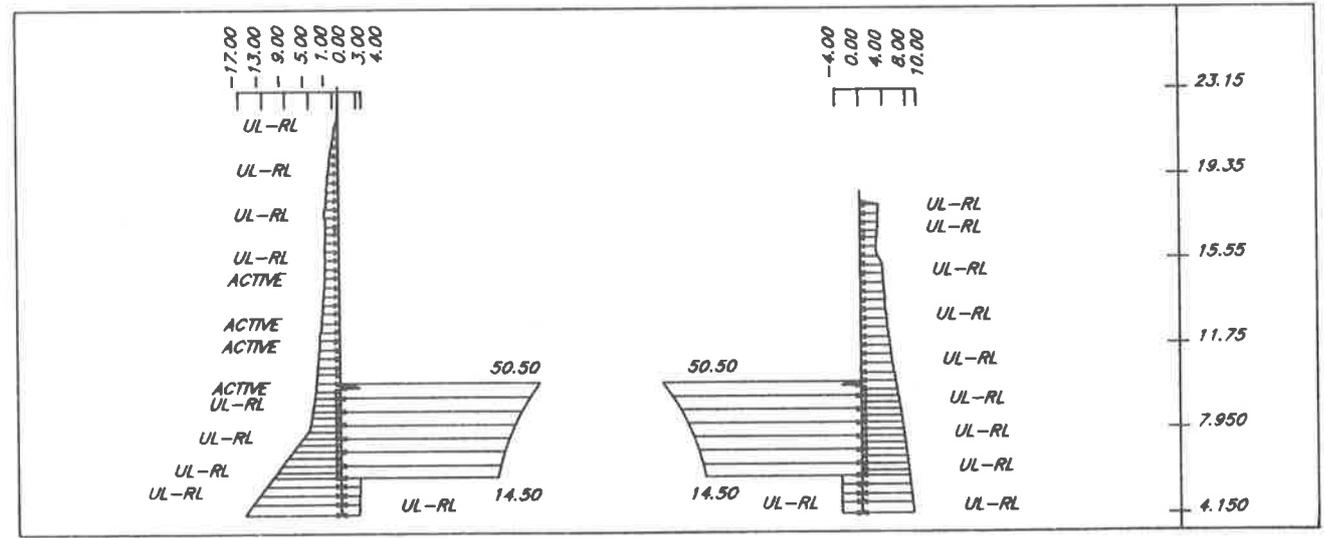


Fig.14 - PRESSIONI ORIZZONTALI EFFICACI - STEP 3 - 2' FASE DI SCAVO

- La pressione verticale è sempre ricalcolata tenendo conto della nuova situazione geometrica e dei moti di filtrazione innescati.

- Lo sforzo orizzontale è calcolato come conseguenza delle deformazioni che il generico elemento ha subito, a partire dalla fase iniziale. Detta tensione viene confrontata con i limiti di plasticizzazione minimo (spinta attiva) e massimo (spinta passiva), che dipendono dallo sforzo verticale nella fase considerata.

Le due componenti efficaci di sforzo (verticale ed orizzontale) sono di fatto legate l'una all'altra solo dall'esigenza di rispettare il criterio di rottura. Infatti all'interno del dominio, in fase elastica, non vi è alcun legame tra di esse, se non inizialmente, dovuto al coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ .

## 5.2 Schemi di calcolo

La geometria della stazione presenta, per la realizzazione della linea di corsa, due paratie frontali non simmetriche, interagenti tra loro tramite i solai, che si comportano come puntoni.

La mancanza di simmetria obbliga ad affrontare il problema considerando contemporaneamente le due paratie collegate.

Di seguito si riportano le schematizzazioni dei modelli di calcolo.

La fase 1 è riferita alla situazione a riposo del terreno, nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente prima dell'intervento. Le tensioni verticali sono funzione della quota del p.c. e dei sovraccarichi, le pressioni orizzontali sono legate alle precedenti attraverso il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , assunto pari a 0.45 per i terreni tipo 2.

La fase 2 è riferita alla prima operazione di scavo sino all'intradosso del solaio intermedio a quota 16.45m. La paratia di sinistra lavora a sbalzo, mentre quella di destra non è ancora scoperta. Il calcolo viene svolto in condizioni drenate, tenuto conto dei tempi di apertura degli scavi e della permeabilità del terreno. Il regime di filtrazione considerato è relativo ad un battente di 3,90m.

La fase 3 è riferita alla configurazione geometrica del sistema, una volta che si è effettuato lo scavo sottocopertura sino a quota intradosso del solaio di fondo (9.85m.). In questa fase la paratia di sinistra è collegata a quella di destra sia dal solaio intermedio, schematizzato con un puntone, e sia dal tampone di fondo, schematizzato da una serie di puntoni, aventi un modulo d'elasticità longitudinale pari a 1000 Mpa.

Si riportano infine i diagrammi dei momenti flettenti, nonché degli sforzi taglianti al termine delle due fasi di scavo.

È stata analizzata infine la condizione dopo l'esecuzione del solaio di fondo a tempo infinito, ipotizzando che la struttura non ricordi le distorsioni subite precedentemente. Le verifiche sono state svolte assumendo gli involucri massimi e minimi delle sollecitazioni relative alle varie fasi costruttive.

## Bibliografia

[1] F. BELLETTINI, C. CASSINIS, G. GIANNELLI, G. SIMONACCI, A.G. ZECHINI. "Prolungamento Linea "B" della metropolitana di Roma, tratta Piazza Lecce-Piazza Bologna. Realizzazioni di manufatti di linea e di stazione a vie di corsa sovrapposte ecc.". Atti del congresso internazionale su grande opere Sotterranee, Firenze 1986.

[2] M. CANGIANO, A.G. ZECHINI: "Metropolitana di Roma: il prolungamento Termini-Rebibbia della linea "B". L'industria italiana del cemento 9/1991.

[3] M. CANGIANO, A. CARMONA: "Prolungamento Linea "b" della metropolitana di Roma. Tecniche di preconsolidamento dei terreni di Fondazione delle Gallerie delle stazione profonde etc.". Atti del congresso internazionale su grande opere Sotterranee, Firenze 1986.

[4] B. BECCI, R. NOVA: "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie" Rivista italiana di geotecnica 1-1987.

[5] M. JAMIOLKOWSKY, E. PASQUALINI (1979): "Introduzione ai diversi metodi di calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono ed alla loro determinazione sperimentale" Atti Istituto di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, n.451.

[6] M. CANGIANO, A.G. ZECHINI: "Metropolitana di Roma: Aspetti evolutivi nella progettazione e costruzione dei manufatti di Linea e di stazione". Giornate A.I.C.A.P. '93.]

.....  
Imprese esecutrici: RT.I. Vianini Lavori S.p.A. - Astaldi S.p.A. - Impresa Ing. Fortunato Federici - Consorzio Cooperative Costruzioni C.C.C..  
Direttore di Cantiere: Ing. G. CHIODETTI.

.....  
Grafica ed editing: F. CANDOLFI.

**IMPIEGO DEL CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO NELLE OPERE DI  
PAVIMENTAZIONE DI IMPALCATI PER PARCHEGGI SOTTERRANEI**

Martino Carlo GATTI  
Ingegnere civile - Milano

Giovanni MANTEGAZZA  
Direzione Centro Ricerche RUREDIL S.p.A. - San Donato Milanese

Franco MOLA  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano

Assunta RIZZO  
Ingegnere civile - Milano



## **IMPIEGO DEL CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO NELLE OPERE DI PAVIMENTAZIONE DI IMPALCATI PER PARCHEGGI SOTTERRANEI**

**Martino Carlo GATTI**

Ingegnere civile, Studente alla Scuola di Specializzazione in Costruzioni in c.a. "F.lli Pesenti", Politecnico di Milano

**Giovanni MANTEGAZZA**

Direzione Centro Ricerche RUREDIL S.p.a., San Donato Milanese

**Franco MOLA**

Ordinario di Costruzioni in c.a. e c.a.p. , Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

**Assunta RIZZO**

Ingegnere civile, Diplomata alla Scuola di Specializzazione in Costruzioni in c.a. "F.lli Pesenti", Politecnico di Milano

### **SOMMARIO**

Sono presentati i risultati di una analisi teorico-sperimentale riguardanti il comportamento di elementi in calcestruzzo armato collaboranti con getti di calcestruzzo fibrorinforzati a ritiro compensato. Vengono dapprima considerati gli effetti connessi al ritiro differenziale fra le due parti, evidenziandone mediante analisi teorica l'interazione con i fenomeni di rilassamento e l'influenza sullo stato limite di fessurazione. Il comportamento allo stato limite di fessurazione e di rottura è successivamente saggiato mediante prove sperimentali che permettono di definire con chiarezza i meccanismi di crisi degli elementi.

### **SUMMARY**

The results derived from an experimental and theoretical analysis of R.C. and F.R.C. shrinkage compensating composite elements are presented. The effects connected to differential shrinkage and the interaction with relaxation are firstly theoretically investigated. The cracking and the ultimate limit-state of the composite elements is then tested by means of an experimental programme by which the ultimate resisting mechanisms are clarified.

### **1. INTRODUZIONE**

Le opere di pavimentazione di impalcati per autoparcheggi sotterranei hanno rilevante importanza nei riguardi della conservazione dei livelli prestazionali, sia tecnologici che statici, del complesso edilizio e per la assicurazione di adeguati livelli di durabilità delle strutture. Attualmente tali opere sono in genere realizzate mediante getti di calcestruzzo variamente collegati alle strutture portanti e protetti, sulla loro superficie esterna, utilizzando rivestimenti di tipo epossidico, oppure ricorrendo all'inglobamento di materiali antiabrasivi di elevata durezza. Le caratteristiche delle strutture di pavimentazione e le loro peculiarità di comportamento dipendono dalla

modalità esecutiva degli impalcati, ed in particolare da quella seguita per la loro realizzazione. Precisamente qualora si utilizzino solai gettati in opera o formati da elementi parzialmente prefabbricati e completati con getti di seconda fase, le strutture di pavimentazione fanno parte del getto in opera, e ne rappresentano la parte superiore, avente spessore di 3 - 5 cm, contenente materiale di tipo antiabrasivo. Allorché sono impiegati elementi di solaio prefabbricati, le strutture di pavimentazione sono invece costituite da getti di vario genere posti in opera sopra agli elementi di solaio, cosicché le due parti appaiono caratterizzate da diversità meccanica e reologica. Nel primo caso, la differenziazione fra la struttura portante e la struttura di pavimento non è sostanziale in quanto esse fanno

parte di un insieme monolitico realizzato in una sola fase. Ne consegue che la struttura di pavimento risulta impegnata dalla totalità delle azioni statiche e geometriche applicate qualora l'impalcato presenti uno schema di tipo iperstatico. Riguardo le azioni geometriche di tipo sezionale, quali ad esempio il ritiro del calcestruzzo o la variazione di temperatura, l'interazione fra le due parti può dar luogo a stati tensionali solo se le azioni geometriche presentano una variabilità non lineare nella sezione. Evento non impossibile allorché si pensi all'elevato essiccamento che si sviluppa al contatto dell'atmosfera sulla superficie di pavimento, che ne accelera ed incrementa la deformazione di ritiro. Da queste considerazioni è immediato dedurre che, in presenza di deformazioni di ritiro impedito, come solitamente avviene nelle strutture di impalcato di autoparcheggi interagenti al contorno con vincoli assialmente rigidi, di condizioni di maturazione del calcestruzzo poco favorevoli, ad esempio in atmosfera secca, e sotto la totalità dei carichi agenti, nell'estradosso delle strutture di pavimento e nelle zone prossime ai vincoli di continuità dell'impalcato, si generano elevate tensioni di trazione nel calcestruzzo che possono produrre la fessurazione, in molti casi assai estesa e di marcata intensità. Nel secondo caso la struttura di pavimento e quella portante sono costituite da getti fra loro differenti, e differenti sono i compiti cui essi possono venire assoggettati. Precisamente, è possibile da un lato assegnare la totalità dell'impegno statico alla struttura preesistente, lasciando alla struttura di pavimento il compito di protezione contro le azioni di abrasione, di impatto e di aggressione chimica derivanti dall'interazione con i vincoli e l'ambiente circostante. Alternativamente si possono invece assegnare alla struttura di pavimento, oltre ai compiti ora descritti, anche requisiti statici, assicurandone la interazione meccanica con la struttura preesistente. Le due situazioni sono profondamente differenti, in quanto nel primo caso non occorre porre particolare attenzione alle modalità di connessione fra la struttura di pavimento e quella portante, cosicché le azioni cui è soggetta la prima sono di natura esclusivamente geometrica, in particolare il ritiro, e chimica. Lo stato tensionale corrispondente è connesso solamente al ritiro impedito ed è pertanto molto più ridotto di quanto avviene nel caso di pavimentazione monolitica ove a tale effetto si somma quello statico flessionale generato dalla totalità delle azioni statiche agenti. Allorché si assegnino compiti statici alla struttura di pavimento, il suo stato tensionale è incrementato dalla presenza del ritiro differenziale che si manifesta fra esso e la parte portante e dagli effetti delle azioni statiche, nella sola quota relativa alle

azioni variabili. Da quanto fino ad ora osservato possono quindi trarsi alcune basilari considerazioni che costituiscono i prerequisiti di base di una corretta progettazione delle strutture di pavimento. Per quanto riguarda lo stato tensionale, esso raggiunge i suoi valori più elevati nello schema monolitico, ove sono presenti stati di tensione connessi alla variabilità del ritiro sezionale, all'impedimento del ritiro prodotto dai vincoli di contorno ed agli effetti flessionali prodotti dalla totalità delle azioni. Uno stato tensionale più ridotto si ha nel caso di struttura di pavimento resa solidale a quella portante mediante getto di seconda fase, in quanto, a differenza del caso precedente, sono assenti gli effetti flessionali dovuti alle azioni statiche di tipo permanente. Infine, il livello tensionale più basso è connesso al caso di struttura di pavimento staticamente indipendente dalla struttura portante, in quanto vengono a mancare totalmente l'effetto delle azioni statiche e quello dovuto al ritiro differenziale.

Le tecniche operative per evitare l'insorgere di fatti fessurativi nella struttura di pavimento sono molteplici, ed il loro impiego, che dà luogo ad aggravii economici anche consistenti, deve essere opportunamente calibrato sulla base di un corretto rapporto costi-benefici. Le più semplici tecniche operative, cui sono connessi esiti in genere positivi, sono la cura del calcestruzzo fresco nelle fasi immediatamente susseguenti i getti, l'adozione di opportuni additivi che permettano buona lavorabilità, l'utilizzo di impasti con bassi rapporti acqua-cemento. Questi accorgimenti, largamente usati nella pratica costruttiva, non sono tuttavia sufficienti a limitare il rischio di fessurazione, come è peraltro testimoniato dallo stato delle costruzioni dopo periodi di esercizio anche non eccessivamente elevati. Peraltro, nelle strutture gettate in opera non si hanno altre possibilità, se non quella di incrementare la resistenza a trazione del calcestruzzo unitamente alla sua duttilità. Nelle strutture di pavimento realizzate in seconda fase è invece possibile, dati i quantitativi ridotti di materiale, procedere alla formulazione di calcestruzzi speciali, caratterizzati da requisiti prestazionali mirati alla risoluzione del problema. A tale riguardo la moderna tecnologia del calcestruzzo offre due interessanti possibilità, legate all'impiego di fibre e di additivi espansivi, consentendo di confezionare calcestruzzi fibrorinforzati a ritiro compensato, la cui utilità si rivela di grande interesse. Mediante questi materiali speciali è infatti possibile da un lato controllare gli stati tensionali derivanti dal ritiro impedito, sino a renderli trascurabili e dall'altro, aumentare la resistenza a trazione del materiale e ancor più la sua duttilità, incrementandone in modo decisivo la resistenza a fronte dei fenomeni fessurativi. L'assicurazione di

questi due fondamentali prerequisiti permette pertanto di potere far sì che le strutture di pavimento presentino un comportamento affidabile anche a fronte degli stati tensionali di trazione più elevati, come avviene per le strutture di pavimento staticamente interagenti con le strutture portanti. Questo fatto offre il grande vantaggio di poter utilizzare una maggiore altezza sezionale, aumentando così la resistenza e la rigidità degli impalcati; inoltre assume decisiva importanza nelle operazioni di risanamento di strutture di pavimento ammalorate, potendosi procedere mediante tale operazione anche all'adeguamento statico delle strutture portanti che risultano caratterizzate da maggiore spessore nelle zone di campata, che ne produce un aumento di resistenza flessionale a parità di armatura, mentre nelle zone di continuità la dislocazione di armature aggiuntive nel nuovo getto produce un incremento del momento resistente connesso ad una altezza utile leggermente accresciuta. Qualora alle strutture di pavimento si assegnino compiti statici, è necessario garantire una adeguata aderenza fra il nuovo ed il preesistente calcestruzzo onde assicurare la collaborazione statica fra le due parti. La tecnica costruttiva più immediata per ovviare a questa necessità consiste nell'operare un collegamento meccanico fra le due parti mediante elementi metallici. Questo procedimento appare di difficile esecuzione nel caso di collegamento fra elementi prefabbricati e nuovi getti, oppure di notevole costo nelle opere di risanamento, ove la collocazione degli elementi metallici nei getti preesistenti richiede la formazione di fori ed il loro successivo riempimento con materiali epossidici o cementizi speciali. Queste operazioni hanno un forte impatto economico e la loro eliminazione comporta una decisiva riduzione dei costi di costruzione. L'utilizzo di calcestruzzi fibrorinforzati a ritiro compensato, additivati chimicamente per incrementare l'aderenza al supporto, opportunamente trattato per aumentarne la scabrezza, permette di affrontare efficacemente il problema dell'interazione statica fra la struttura di pavimento e quella portante, e quindi di progettare impalcati che, oltre a garantire una elevata efficienza statica, presentino livelli di sicurezza adeguati nei riguardi dei fenomeni fessurativi derivanti da azioni statiche e geometriche.

Nel presente lavoro vengono indagate le due peculiarità di base del calcestruzzo fibrorinforzato a ritiro compensato e precisamente la capacità di ridurre sensibilmente, sino ad eliminarle, le tensioni di trazione che nascono per effetto del ritiro impedito, nonché la idoneità ad assicurare una efficiente interazione statica con la struttura portante onde garantire un affidabile comportamento d'insieme sotto

le azioni variabili di natura statica. L'analisi dello stato tensionale prodotto dalla deformazione di ritiro impedito è effettuata per via teorica ricorrendo ad un modello di comportamento viscoelastico lineare, mentre la valutazione della efficienza statica del collegamento fra la struttura di pavimento e quella preesistente è stata effettuata per via sperimentale, assoggettando ad azioni di flessione e taglio campioni opportunamente preparati. I risultati ottenuti, che costituiscono una prima serie di dati di una campagna di prove atte a qualificare in maniera esaustiva ed attendibile il comportamento di strutture di pavimento rese solidali alle strutture portanti senza l'interposizione di collegamenti meccanici, consentono di trarre alcune significative conclusioni circa la possibilità di evitare o di ridurre in maniera sostanziale i fenomeni negativi connessi al ritiro associata a quella di assicurare una adeguata aderenza fra le due parti per assorbire gli sforzi che nascono dalla loro collaborazione statica.

## 2. LE PROPRIETÀ' FONDAMENTALI DEI CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI

I calcestruzzi fibrorinforzati sono stati oggetto di ricerca a partire dagli anni '50, [1], [2], utilizzando dapprima fibre di acciaio disposte in maniera omogenea all'interno della massa di calcestruzzo. Il principale obiettivo di questa particolare tecnica di confezionamento del calcestruzzo è il raggiungimento di una maggiore resistenza a trazione del materiale, accompagnata da un accrescimento della duttilità. Le sperimentazioni condotte sugli elementi sottoposti a prove di flessione hanno mostrato che la resistenza a trazione e la duttilità si accrescono al crescere del contenuto in volume delle fibre, in maniera molto differente; precisamente, come mostrato in Fig. 1, nei calcestruzzi rinforzati con fibre metalliche, a fronte di incrementi contenuti della resistenza, si osservano accrescimenti assai elevati della duttilità e ciò comporta negli elementi inflessi di calcestruzzo semplice un sensibile aumento del carico di rottura, ed un corrispondente incremento del momento di fessurazione negli elementi in calcestruzzo armato. Le ricerche hanno permesso peraltro di evidenziare con sufficiente chiarezza il comportamento meccanico dei calcestruzzi fibrorinforzati fino alla definizione di modelli e formulazioni teorico-progettuali che sono diventate oggetto di documenti di pratica professionale [3]. L'utilizzo delle fibre metalliche presenta peraltro l'inconveniente della possibilità di corrosione di queste ultime in presenza di sostanze aggressive, cui può

conseguire un danneggiamento diffuso della massa di calcestruzzo e dell'elemento strutturale.

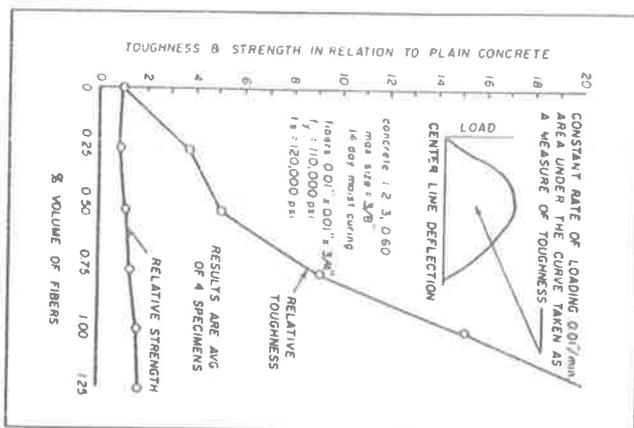


Fig.1- Incremento di resistenza a trazione e duttilità nei calcestruzzi fibrorinforzati (da [2])

Per questo motivo altri materiali sono stati presi in considerazione per realizzare fibre e fra questi quello che presenta le massime prestazioni è il carbonio. Calcestruzzi fibrorinforzati in fibre di carbonio sono stati approfonditamente indagati nell'ultimo decennio evidenziando proprietà e caratteristiche nettamente superiori a quelli trattati con fibre d'acciaio, come può evincersi dalla Fig. 2, ove è rappresentata la curva carico-spostamenti di un campione di calcestruzzo sottoposto a flessione rinforzato con fibre di carbonio (curva 1) e con fibre d'acciaio (curva 2). Malgrado gli elevati livelli prestazionali, il calcestruzzo rinforzato in fibra di carbonio non trova attualmente impiego quale materiale di routine a causa del suo elevato costo. Esso è oggetto di applicazione in particolari procedimenti operativi quali ripristini e adeguamenti strutturali speciali, non richiedenti in generale cospicui quantitativi di materiale. La necessità di contenere i costi, mantenendo almeno in parte le caratteristiche prestazionali del calcestruzzo con fibre di carbonio, ha portato alla formulazione di fibre di materiali sintetici quali le fibre propileniche, acrilonitriliche e di vetro. Queste fibre incrementano la duttilità del materiale in maniera più contenuta e hanno un'influenza molto più ridotta sul carico ultimo per flessione, come può osservarsi dalla curva (3) di Fig. 2, relativa ad un calcestruzzo rinforzato con fibre polipropileniche, cosicché il loro utilizzo, tenendo conto del maggior costo del materiale rispetto ad un calcestruzzo ordinario le cui prestazioni sono evidenziate dalla curva (4), non appare raccomandabile in senso generalizzato, in quanto l'incremento prestazionale, a fronte dei maggiori oneri economici, non risulta sufficientemente compensativo. Una soluzione soddisfacente, pur se

caratterizzata da livelli prestazionali inferiori di quella che prevede l'utilizzo di fibre di carbonio, è quella che connessa all'adozione di fibre in polivinilalcol (PVA). Queste fibre, realizzate in Giappone da circa 50 anni, sono caratterizzate da un costo nettamente più basso, e sono state oggetto di svariate applicazioni in vari campi, ma solo recentemente sono state utilizzate nel campo dell'ingegneria civile. La caratteristica delle fibre PVA è l'elevato modulo elastico rispetto a quello delle altre fibre sintetiche; inoltre esse presentano sulla loro superficie gruppi ossidrilici che si legano chimicamente ai prodotti di idratazione del cemento, aumentando l'adesione e la forza di distacco fra esse e la matrice cementizia.

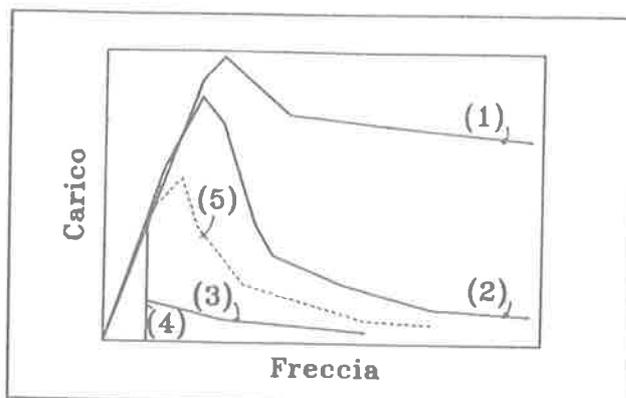


Fig.2- Diagrammi carico-spostamento per calcestruzzi fibrorinforzati

Attualmente i calcestruzzi con fibra PVA sono oggetto di estesi programmi sperimentali per definirne le caratteristiche prestazionali e meccaniche. Come può osservarsi dalla curva (5) di Fig. 2 tali caratteristiche attestano un incremento di resistenza e duttilità più marcato rispetto a quello proprio delle fibre polipropileniche configurando così un calcestruzzo di caratteristiche nettamente migliorate rispetto a quelle di un analogo calcestruzzo, seppur di buone caratteristiche di base, ma non fibrorinforzato. La maggiorazione dei costi appare giustificabile a fronte dell'incremento prestazionale, cosicché può ritenersi che il calcestruzzo fibrorinforzato con fibre PVA rappresenti una scelta corretta per la risoluzione del problema. La formulazione di calcestruzzi fibrorinforzati con fibre PVA per la realizzazione di pavimentazioni è basata su quella di un opportuno legante di cui deve essere garantita l'espansione nella fase indurente per poter contrastare efficacemente gli effetti del ritiro di essiccamento. I componenti del legante, utilizzati per il confezionamento dei calcestruzzi fibrorinforzati, sono cemento Portland, fumi di silice ad alto potere pozzolanico, additivi riduttivi d'acqua, additivi

espansivi, additivi per l'incremento dell'aderenza al supporto e fibre PVA. I calcestruzzi confezionati con questo tipo di legante mostrano caratteristiche meccaniche elevate, nonché la loro capacità resistente a fronte della fessurazione, deriva dalla concomitante presenza di tre fattori fondamentali e precisamente: l'elevato valore intrinseco della resistenza a trazione dovuto alla qualità del legante, l'aumento di tale resistenza e della duttilità connesso alla presenza della fibre, la riduzione delle tensioni prodotte dal ritiro impedito connessa alla presenza degli additivi espansivi. Per evidenziare i contributi alla resistenza offerti da questi fattori si è proceduto secondo due cammini differenti. Precisamente, per quanto riguarda la valutazione degli stati tensionali connessi al ritiro ed all'espansione impediti si è proceduto per via teorica nell'ambito della viscoelasticità lineare, mentre la risposta alle azioni applicate di tipo statico è stata oggetto di una prima serie di prove sperimentali condotte sino allo stato limite ultimo, dalle quali si sono potute dedurre informazioni significative relative alla capacità resistente nei riguardi dello stato limite di fessurazione e della efficienza della interazione statica fra le parti a contatto.

### 3. I FENOMENI TENSIONALI E DEFORMATIVI CONNESSI ALL'IMPEDIMENTO DELLE DEFORMAZIONI DI RITIRO E DI ESPANSIONE

Nelle strutture di pavimentazione aderenti al supporto costituito dalla preesistente struttura portante le deformazioni impediti di ritiro e di espansione producono nella sezione trasversale dell'impalcato stati tensionali antagonisti di trazione e di compressione nella struttura di pavimento. Con riferimento alla Fig. 3, rappresentante la sezione trasversale dell'impalcato costituito dalla pavimentazione avente altezza  $h_p$  e dal supporto inferiore di altezza  $h_s$ , trascurando, dato l'esiguo spessore della prima, la componente flessionale della azione mutua scambiata fra le due parti, ed indicata con  $X_1(t)$  la sola componente agente, al tempo  $t$  vale la relazione di congruenza

$$\varepsilon_{X_1}^{(s)} + \varepsilon_{X_1}^{(p)} + \varepsilon_{sh}^{(p)} + \varepsilon_{ex}^{(p)} = 0 \quad (1)$$

essendo rispettivamente  $\varepsilon_{X_1}^{(s)}$ ,  $\varepsilon_{X_1}^{(p)}$  le deformazioni longitudinali della fibra superiore del supporto e di quella inferiore della pavimentazione prodotte dalla forza  $X_1(t)$  e  $\varepsilon_{sh}^{(p)}$ ,  $\varepsilon_{ex}^{(p)}$  le deformazioni di ritiro e di

espansione della pavimentazione assunte positive se concordi con  $X_1(t)$ .

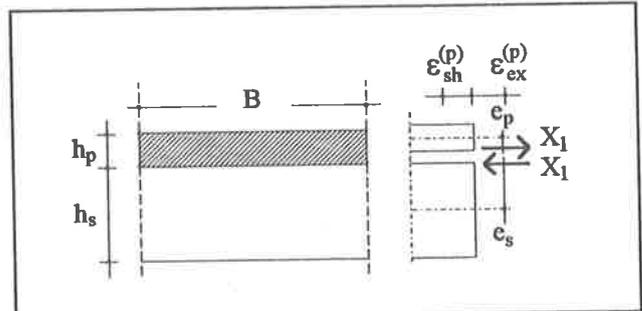


Fig. 3 - Schema per l'analisi della sezione composta

La risoluzione del problema governato dalla (1) dipende dal valore massimo delle deformazioni  $\varepsilon_{sh}^{(p)}$ ,  $\varepsilon_{ex}^{(p)}$ , dalla loro modalità di sviluppo temporale e dalla legge costitutiva assunta per definire il comportamento meccanico dei due calcestruzzi. Per quanto riguarda le due deformazioni imposte di ritiro e di espansione, per la prima, data la trascurabile influenza esercitata dalle fibre sulle deformazioni di viscosità e ritiro, può farsi riferimento alle clausole assunte dai codici di misura della sicurezza, in particolare a quelle specificate nel Codice Modello

CEB 90 [4] che fornisce per  $\varepsilon_{sh}^{(p)}$  le relazioni

$$\varepsilon_{sh}^{(p)} = \varepsilon_{sh}^{(p)}(\infty) \beta_{sh}(t - t_0) \quad (2)$$

con

$$\varepsilon_{sh}^{(p)}(\infty) = \varepsilon_{sh}(f_{cm}) \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{sh}(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cmo})] 10^{-6}$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \left[ 1 - (RH/RH_0)^3 \right], \quad 40\% \leq RH < 99\%$$

$$\beta_{sh}(t - t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t - t_0)/t_1} \right]^{0,5}$$

essendo  $f_{cmo} = 10\text{MPa}$ ,  $RH_0 = 100\%$ ,  $h_0 = 100\text{mm}$ ,  $t_1 = 1\text{g}$ ,  $\beta_{sc} = 4 - 5 - 8$  a seconda che il cemento sia a presa lenta, normale o rapida e dove  $h_0 = 2A/p$  è lo spessore di riferimento della pavimentazione, per la quale, essendo  $B$  la sola parte del perimetro della sezione trasversale a contatto con l'atmosfera, risulta  $h_0 = 2Bh_p/B = 2h_p$ .

La deformazione di espansione è caratterizzata da una forte velocità tale da raggiungere il suo valore finale in brevissimo tempo (2-3 giorni) [5], [6], e ad essa può darsi la forma esponenziale

$$\varepsilon_{ex}^{(p)} = (1 - e^{-\beta(t-t_0)})\varepsilon_{ex}^{(p)}(\infty) \quad (3)$$

essendo  $\varepsilon_{ex}^{(p)}(\infty)$  il valore finale di  $\varepsilon_{ex}^{(p)}$ .

La rappresentazione normalizzata delle (2), (3) riportata in Fig. 4, con riferimento al tempo iniziale  $t_0=1$  giorno,  $h_0=10$  cm,  $f_{ck}=60$  MPa, ai tre valori RH = 40%, 70%, 90%, e a tre differenti valori  $\beta$ , mostra che lo sviluppo temporale del ritiro è molto più lento che non quello dell'espansione, e gli stati tensionali conseguenti non sono affini nel tempo, anche in presenza di valori finali identici per le due deformazioni.

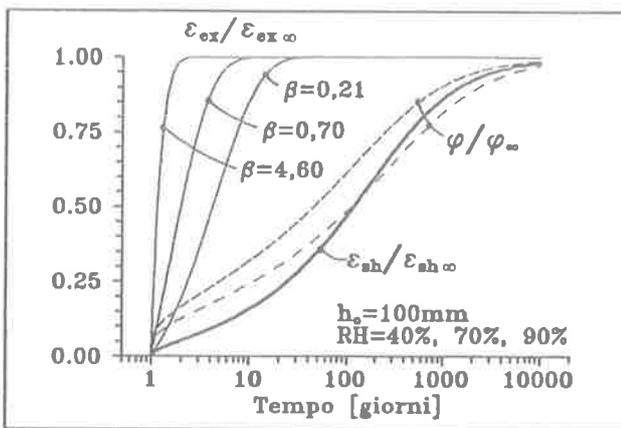


Fig.4 -Funzioni di espansione, ritiro e coefficiente di viscosità

Nella Fig.4 per  $\beta$  si sono assunti i tre valori  $\beta = (4,6 - 0,7 - 0,21)$  giorni<sup>-1</sup>, corrispondenti allo sviluppo totale dell'espansione dopo 1, 8 o 27 giorni. I primi due, in particolare il primo, rappresentano valori usuali per i calcestruzzi a ritiro compensato attualmente disponibili, mentre il terzo, che è stato recentemente ottenuto, rappresenta un sensibile dato innovativo e migliorativo nei riguardi delle caratteristiche prestazionali di questi materiali cementizi. Si osservi inoltre che la funzione di ritiro normalizzato è indipendente da RH, mentre il coefficiente di viscosità è influenzato da tale parametro, soprattutto per alti valori di RH.

Assume pertanto grande importanza, nella valutazione delle tensioni che nascono nella sezione, la natura della legge costitutiva assunta per descrivere il comportamento meccanico dei calcestruzzi. A questo riguardo può osservarsi che, se non si generano fenomeni fessurativi, il comportamento dei materiali può assumersi di tipo lineare ed in particolare, essendo lo stato di maturazione del calcestruzzo preesistente più avanzato di quello del calcestruzzo di pavimentazione, per esso può assumersi, in via approssimata e a favore

di sicurezza, un comportamento elastico supponendo ormai esaurite o trascurabili le quote di deformazione viscosa che esso può ancora sviluppare. Se si assume una analoga legge per il calcestruzzo di pavimentazione, la (1) si scrive immediatamente nella forma

$$X_{1e}(t) \left[ \frac{1}{E_p A_p} + \frac{e_p^2}{E_p I_p} + \frac{1}{E_s A_s} + \frac{e_s^2}{E_s I_s} \right] = -\varepsilon_{sh}^{(p)} - \varepsilon_{ex}^{(p)} \quad (4)$$

essendo  $X_{1e}$  il valore della  $X_1(t)$  calcolata con riferimento ad un comportamento elastico dei materiali,  $E, A, I$  i moduli elastici, le aree ed i momenti d'inerzia baricentrici delle due parti. Dalla (4) si ricava immediatamente

$$X_{1e}(t) = [X_{1e sh}^{(r)} g_{sh} + X_{1e ex}^{(r)} g_{ex}] \omega \quad (5)$$

ove si è posto

$$X_{1e sh}^{(r)} = -\frac{\varepsilon_{sh}^{(p)}(\infty) E_p A_p}{1 + (e_p^2 / r_p^2)} \quad X_{1e ex}^{(r)} = -\frac{\varepsilon_{ex}^{(p)}(\infty) E_p A_p}{1 + (e_p^2 / r_p^2)}$$

$$g_{sh} = \frac{\varepsilon_{sh}^{(p)}}{\varepsilon_{sh}^{(p)}(\infty)} \quad g_{ex} = \frac{\varepsilon_{ex}^{(p)}}{\varepsilon_{ex}^{(p)}(\infty)} \quad (6)$$

$$\omega = 1 / \left[ 1 + \frac{E_p A_p (1 + e_p^2 / r_p^2)}{E_s A_s (1 + e_s^2 / r_s^2)} \right]$$

essendosi indicati rispettivamente con  $X_{1e}^{(r)}$  le azioni calcolate in campo elastico nell'ipotesi di supporto rigido in corrispondenza ai valori finali  $\varepsilon_{sh}^{(p)}(\infty), \varepsilon_{ex}^{(p)}(\infty)$  delle deformazioni di ritiro e di espansione, e con  $r_p, r_s$  i raggi giratori d'inerzia delle due parti costituenti la sezione trasversale. Dalla (5), tenendo presente la prima delle (6) si ha quindi l'espressione

$$\frac{X_{1e}(t)}{X_{1e sh}^{(r)}} = [g_{sh} - \gamma g_{ex}] \omega, \quad \gamma = \left| \frac{\varepsilon_{ex}^{(p)}(\infty)}{\varepsilon_{sh}^{(p)}(\infty)} \right| \quad (7)$$

che rappresenta anche il rapporto fra le tensioni elastiche  $\sigma_{1e}, \sigma_{1e sh}^{(r)}$  corrispondenti alle azioni

$X_{1e}, X_{1e sh}^{(r)}$ . L'andamento della (7), riportato in Fig. 5 per  $\omega=0,75, \gamma=0,75 - 1,0 - 1,5$  mostra che per  $\gamma < 1$  il

segno finale della  $\sigma_{1e}$  coincide con quello della  $\sigma_{1esh}^{(r)}$ , ovvero si hanno tensioni di trazione nella pavimentazione, mentre per  $\gamma=1$  lo stato tensionale finale è nullo ed è sempre di compressione per  $t < \infty$ .

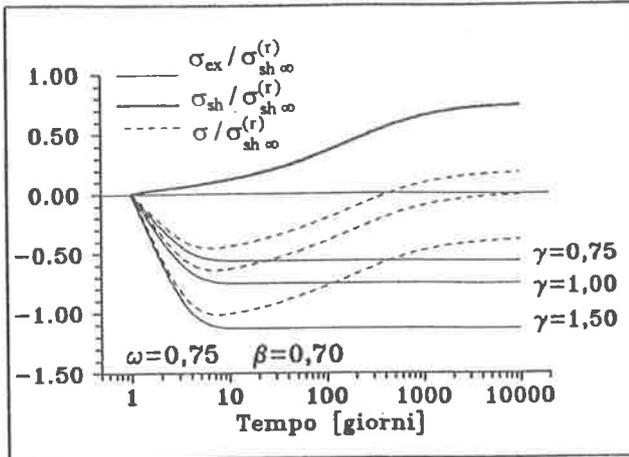


Fig. 5- Tensioni normalizzate in campo elastico

Indicando con  $f_{ct}(\infty)$  la resistenza a trazione finale del calcestruzzo per la (7) e la seconda delle (6) può infine scriversi

$$\gamma = 1 - \frac{\alpha\lambda}{\omega} \tag{8}$$

essendo

$$\alpha = \frac{\sigma_{1e}(\infty)}{f_{ct}(\infty)}, \quad \lambda = \frac{f_{ct}(\infty)}{E_c \left| \varepsilon_{sh}^{(p)}(\infty) \right|}$$

La (8) esprime la relazione fra il coefficiente  $\gamma$  e il parametro tensionale  $\alpha$ , in particolare per  $\alpha=1$  risulta la condizione di non fessurazione  $\gamma = 1 - \lambda/\omega$ , che esprime la dipendenza di  $\gamma$  dalla resistenza a trazione e dal modulo elastico, dal valore finale del ritiro e dal rapporto di flessibilità fra le due parti. In particolare per  $\lambda/\omega > 1$  la deformazione di ritiro non è in grado di produrre fenomeni fessurativi.

Allorché si tenga conto, in maniera più realistica, che il materiale di pavimentazione ha un comportamento di tipo viscoelastico, mentre quello di supporto, a causa della sua età avanzata, può essere ancora considerato elastico, alla (4) occorre sostituire la seguente forma integrale, [5], [6]

$$\int_0^t dX_{1e}(t') J^*(t, t') = \omega X_{1esh}^{(r)} [g_{sh} - \gamma g_{ex}] / E_p \tag{10}$$

$$E_p J^* = \omega E_p J^{(p)} + 1 - \omega$$

essendo  $J^{(p)}$  la funzione di viscosità della pavimentazione. Detto  $R^*$  il nucleo risolvete della (10), definito dalla relazione

$$\int_0^t \frac{\partial R^*(\tau, t')}{\partial \tau} J^*(t, \tau) d\tau = 1 \tag{11}$$

la soluzione della (10) assume la forma

$$X_{1e}(t) = \omega X_{1esh}^{(r)} \int_0^t [dg_{sh} - \gamma dg_{ex}] \frac{R^*(t, t')}{E_p} \tag{12}$$

Dal confronto fra la (12) e la (7), tenendo presente che è  $R^*/E_p \leq 1$ , risulta immediatamente  $X_{1sh} < X_{1esh}$ ,

$|X_{1ex}| < |X_{1esh}|$ , ovvero lo stato tensionale prodotto dal ritiro e dall'espansione è minore di quello calcolabile in campo elastico. Questa affermazione non autorizza comunque ad affermare che lo stato tensionale risultante, qualora il corrispondente stato elastico soddisfa la (8) in cui si ponga  $\alpha=1$ , sia anch'esso tale da rispettare la condizione di non fessurazione. Ciò è conseguenza della diversa velocità di sviluppo dei due fenomeni di espansione e di ritiro, il primo dei quali, essendo nettamente più celere, dà luogo a stati tensionali che vengono ridotti in maggior misura dal rilassamento del calcestruzzo. Come può osservarsi dalla Fig. 6, in corrispondenza a  $\gamma=1$ ,

$\varepsilon_{sh}^{(p)}(\infty) = \varepsilon_{ex}^{(p)}(\infty)$ , ed ai tre valori di  $\beta$  riportati in Fig. 4, la riduzione della tensione prodotta dall'espansione è maggiore di quella prodotta dal ritiro. Questo fatto comporta di dover modificare opportunamente la (8) per definire correttamente la condizione di non fessurazione. A tale scopo, indicando con  $C_1, C_2$  i valori finali degli integrali a secondo membro della (12) può scriversi

$$[C_1 - C_2 \gamma] \omega = \lambda \alpha \tag{13}$$

con  $C_1 > C_2$ , ovvero

$$\gamma = \frac{C_1}{C_2} \left[ 1 - \frac{\alpha \lambda}{C_1 \omega} \right] \tag{14}$$

La (14) ed i grafici di Fig. 6 mostrano chiaramente che, per prefissati valori di  $\varepsilon_{sh}^{(p)}(\infty)$  e di  $f_{ct}(\infty)$ , le sole possibilità operative per evitare fatti fessurativi consistono nell'assicurare un adeguato valore per  $\varepsilon_{ex}^{(p)}(\infty)$ . Peraltro occorre considerare che valori strutturalmente utili dell'espansione finale non superano  $(1 - 1,2) \cdot 10^{-3}$ , cosicché la condizione di non fessurazione  $\alpha=1$  che si deduce dalla (14) può essere

soddisfatta solo se la velocità dell'espansione è sufficientemente moderata.

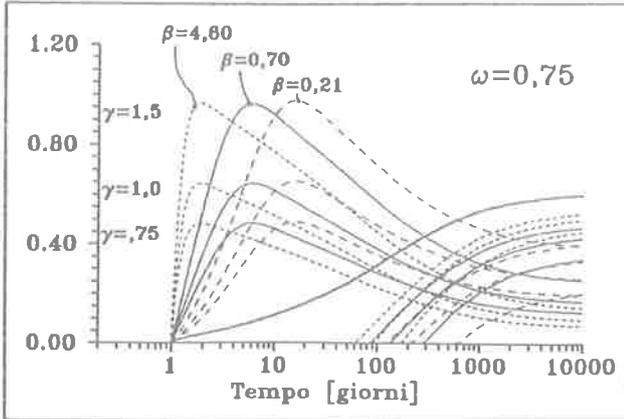


Fig. 6- Tensioni normalizzate in campo viscoelastico

Recentemente sono stati formulati calcestruzzi a ritiro compensato caratterizzati da tempi di sviluppo dell'espansione dell'ordine di 28 giorni, il cui utilizzo si mostra particolarmente vantaggioso rispetto agli usuali calcestruzzi espansivi, caratterizzati da tempi di sviluppo dell'ordine di 1 - 2 giorni. Allo scopo di evidenziare questo concetto, si consideri un calcestruzzo caratterizzato da  $f_c=60$  MPa,  $E_c=23,82$  GPa,  $\epsilon_{sh}^{(p)}(\infty) = -27,49 \cdot 10^{-5}$  e si valutino, come prescritto in [4] i valori minimo e medio della resistenza a trazione, dati dalle relazioni

$f_{ct\ min}(\infty) = 0,203\sqrt{f_c^2} = 3,065$  MPa,  $f_{ctm}(\infty) = 1,5f_{ctm} = 4,598$  MPa. Si assuma inoltre  $\omega=0,75$ , e si considerino due funzioni di espansione in corrispondenza dei valori  $\beta_1=4,40$  g<sup>-1</sup>,  $\beta_2=0,21$  g<sup>-1</sup>. Risultano i valori  $E_c \epsilon_{sh}^{(p)}(\infty) = -6,548$  MPa,  $\lambda_1=3,065/6,548=0,468$ ,  $\lambda_2=4,598/6,548=0,702$  e dalla Fig.6 si ricava  $\omega C_1=0,60$ ,  $\omega C_2(\beta=4,6)=0,0984$ ,  $\omega C_2(\beta=0,21)=0,2646$ .

Per i due valori di  $f_{ct}(\infty)$  e di  $\beta$  assunti risultano quindi dalla (15) le quattro relazioni

- a)  $\gamma = 6,10(1-0,78\alpha)$ ,  $\beta = \beta_1$ ,  $\lambda = \lambda_1$
- b)  $\gamma = 2,27(1-0,78\alpha)$ ,  $\beta = \beta_2$ ,  $\lambda = \lambda_1$
- c)  $\gamma = 6,10(1-1,17\alpha)$ ,  $\beta = \beta_1$ ,  $\lambda = \lambda_2$
- d)  $\gamma = 2,27(1-1,17\alpha)$ ,  $\beta = \beta_2$ ,  $\lambda = \lambda_2$

rappresentate dalle corrispondenti rette di Fig. 7. Nella stessa figura, a scopo illustrativo, sono pure riportate le due rette r), s) esprimenti la relazione elastica (8). L'esame dei diagrammi evidenzia chiaramente i vantaggi connessi ad una moderata velocità di espansione. Si osserva infatti che la condizione di non

fessurazione  $\alpha=1$  comporta  $\gamma=1,34$  (retta a),  $\gamma=0,5$  (retta b),  $\gamma=0,38$  (retta s). Ne deriva che il rapporto fra la deformazione finale di espansione necessaria in campo viscoelastico ed elastico assume i valori 3,56 e 1,32 di cui il primo per espansione molto rapida. Tale rapporto sale a valori 6,10 e 2,27 per  $\alpha=0$ , ovvero quando si imponga l'assenza di tensioni di trazione.

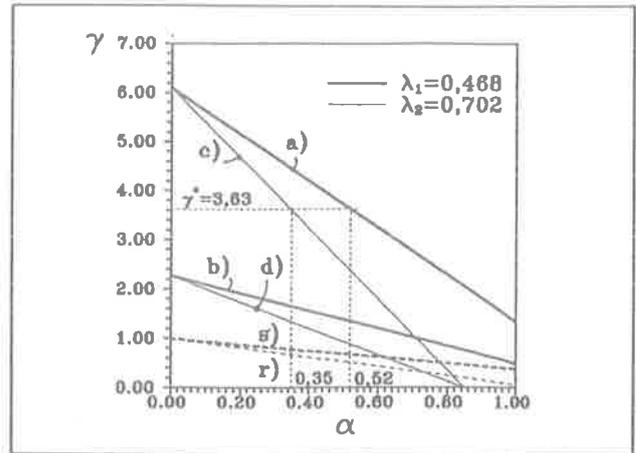


Fig. 7-Relazioni  $\alpha-\gamma$  e condizioni di non fessurazione ( $\alpha=1$ )

Si osservi inoltre che la condizione  $\gamma=2,27$  che permette per moderate velocità di espansione di avere tensioni nulle a  $t=\infty$ , conduce, per elevate velocità di espansione, a valori di  $\alpha=0,8$ ,  $\alpha=0,54$  in corrispondenza ai due valori di  $\lambda$  prescelti ed anche la condizione  $\gamma^*=3,63$ , relativa ad assumere

$\epsilon_{ex}^{(p)}(\infty) = 10^{-3}$ , ovvero un valore fra i massimi disponibili, fornisce per le rette a) e c)  $\alpha=0,52$ ,  $\alpha=0,35$  e quindi tensioni finali di trazione alquanto elevate e comunque tali da ridurre la sicurezza alla fessurazione del complesso in presenza delle azioni statiche applicate. Si osservi infine che anche per moderate velocità di espansione la condizione  $\alpha=1$  comporta sempre valori di  $\gamma$  maggiori di quelli propri del campo elastico, ciò che attesta la non affidabilità di questo tipo di analisi, il cui errore cresce in maniera marcantissima all'aumentare della velocità di espansione.

#### 4. ANALISI SPERIMENTALE

Il comportamento del complesso formato dalla struttura di supporto e da quella di pavimentazione è stato saggiato mediante un programma di prove sperimentali, onde raccogliere dati reali circa l'efficienza della interazione statica fra le due parti. A tale scopo sono stati preparati sei campioni, suddivisi in

tre classi A, B, C comprendenti due campioni ciascuna. La morfologia dei campioni e delle loro armature è rappresentata nella Fig. 8 e la modalità di prova è riportata nella Fig. 9. Per meglio evidenziare la capacità di aderenza del getto fibrorinforzato non sono stati assunti accorgimenti particolari per aumentare la scabrezza delle superfici a contatto. I campioni sono stati progettati in maniera di avere crisi per flessione,  $P_u = P_{uf}$ , o per taglio,  $P_u = P_{uv}$ . Appartengono alla prima categoria i campioni 1A, 3A, 1C, mentre alla seconda appartengono i campioni 1B, 3B, 4C. Per tutti i campioni la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo di supporto è risultata  $f_{c1} = 28,5$  MPa, mentre quella del calcestruzzo di pavimentazione, rinforzato con fibre PVA in ragione di 12 Kg di fibre per  $m^3$  di impasto, ha assunto il valore  $f_{c2} = 47,8$  MPa. Per quanto riguarda l'acciaio la tensione di snervamento  $f_y$  e quella di rottura  $f_r$  valgono rispettivamente  $f_y = 440$  MPa,  $f_r = 550$  MPa mentre per le reti elettrosaldate si ha  $f_y = 400$  MPa,  $f_r = 440$  MPa. Negli elementi 1A, 3B la pavimentazione è sede di tensioni di compressione, mentre per gli altri elementi essa è soggetta a tensioni di trazione e ingloba le armature resistenti a flessione. Le prove condotte hanno avuto quale obiettivo primario la determinazione del carico di fessurazione e di quello ultimo, unitamente alla individuazione dei corrispondenti meccanismi resistenti. I risultati ottenuti sono stati confrontati con quelli teorici derivati mediante l'applicazione dei principi di calcolo consigliati in [4], [7]. In particolare, per quanto riguarda i carichi ultimi e quelli di fessurazione, il confronto teorico-sperimentale ha potuto essere condotto in tutti gli esperimenti effettuati, mentre il valore della tensione tangenziale di aderenza fra le due parti è stato derivato teoricamente in quanto non si è mai avuta crisi anticipata per cedimento dell'aderenza ad eccezione del campione 1A, per il quale tale cedimento si è peraltro verificato pressoché contemporaneamente alla crisi per flessione. I risultati sperimentali e quelli teorici di confronto sono riportati in Tab.1, mentre nella Fig. 10 sono mostrati alcuni reperti fotografici dei campioni dopo il raggiungimento del meccanismo di crisi. I campioni 1A, 3B, aventi la struttura di pavimentazione in zona compressa sono caratterizzati da differente altezza della struttura di supporto, precisamente la maggior altezza relativa al campione 1A, fa sì che esso, a parità d'armatura trasversale, presenti una resistenza a taglio maggiore del campione 3B, cosicché i meccanismi di crisi sono rispettivamente di flessione per il campione 1A e di taglio per il campione 3B. Il panorama fessurativo, di tipo combinato per flessione e taglio in entrambi gli elementi, mostra una crisi per flessione, accompagnata

dalla perdita d'aderenza totale fra le due parti nel campione 1A, mentre nel campione 3B la crisi è per taglio con dislocazione parziale delle superfici.

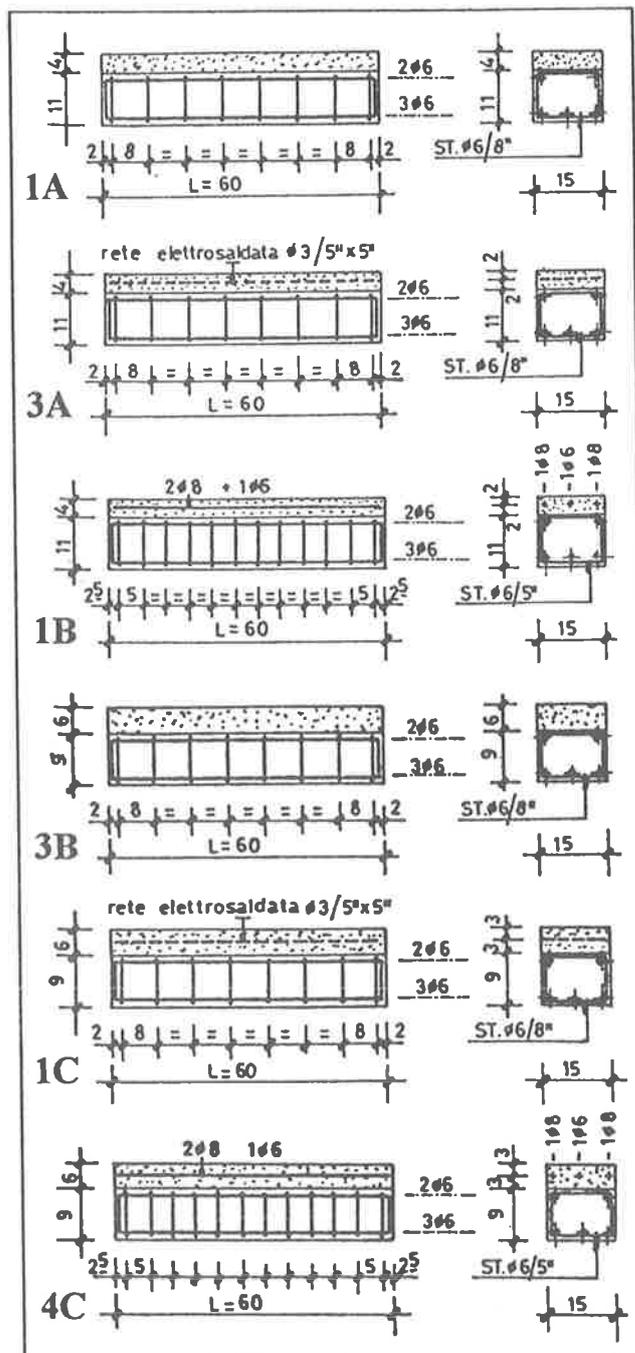


Fig. 8 - Geometria ed armatura dei campioni sperimentati

Il momento di prima fessurazione, coincidente con l'apparizione di una lesione verticale nella sezione di mezzeria, è raggiunto in corrispondenza ad un carico che è circa il 70% di quello ultimo ed il suo valore è in

buon accordo con quello teorico, assumendo per la resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo il valore medio di resistenza a trazione pura

$f_{ct} = 0,30 \sqrt[3]{f_c^2}$  incrementato attraverso il fattore 1,2, associato alla deformazione ultima per trazione  $\varepsilon_{ctu} = 0,03 \%$ .

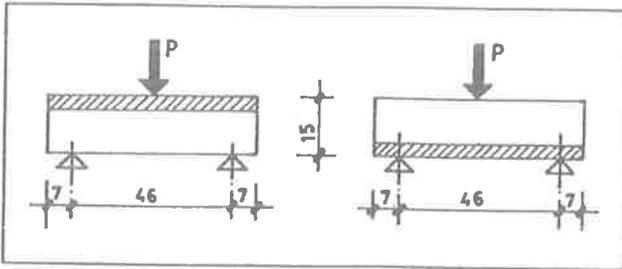


Fig. 9- Modalità di prova e schemi relativi

Per quanto riguarda lo stato limite ultimo per flessione, raggiunto per crisi delle armature, il loro modesto quantitativo ( $\rho_s = 0,38\%$ ) fa sì che la fessurazione e la crisi per flessione siano alquanto ravvicinati, e quest'ultima, sia influenzata dalle residue tensioni di trazione che sono presenti nella sezione nella zona prossima all'asse neutro. Come già affermato, per il campione 1A, la crisi per flessione si è praticamente accompagnata a quella di distacco fra le due parti, mentre quella relativa al campione 3B non ha mostrato questo fenomeno. Ciò è conseguenza del differente impegno statico cui sono sottoposte le superfici di contatto. Osservando che lo stato fessurativo nei due casi non è presente nella struttura di pavimentazione, che risulta integra allo stato limite ultimo, nel campione 1A, di minore altezza di pavimentazione, l'impegno statico della superficie di contatto risulta più grande di quello corrispondente al maggior spessore, ed essendo i carichi ultimi pressoché coincidenti, ciò comporta una sollecitazione di aderenza minore per quest'ultimo e quindi l'assenza di fenomeni di distacco. I campioni 3A, 1C, nei quali il getto aggiuntivo è posto nella parte tesa della sezione, sono caratterizzati da un modestissimo valore del rapporto geometrico d'armatura ( $\rho_s \cong 0,10\%$ ), cosicché la crisi sopravviene in modo pressoché temporaneo alla fessurazione e coincide con lo strappamento delle armature.

Ciò è evidenziato dalla netta lesione centrale nel campione 3A, mentre nel campione 1C, la penetrazione della lesione ha interessato anche le armature interne al getto preesistente dando luogo ad un meccanismo di crisi flessionale per rottura del corrente compresso. I valori dei carichi ultimi sono risultati pressoché

coincidenti in entrambi i casi in quanto nel primo il momento ultimo è dettato anche dal contributo della parte in calcestruzzo teso del nuovo getto, mentre nel

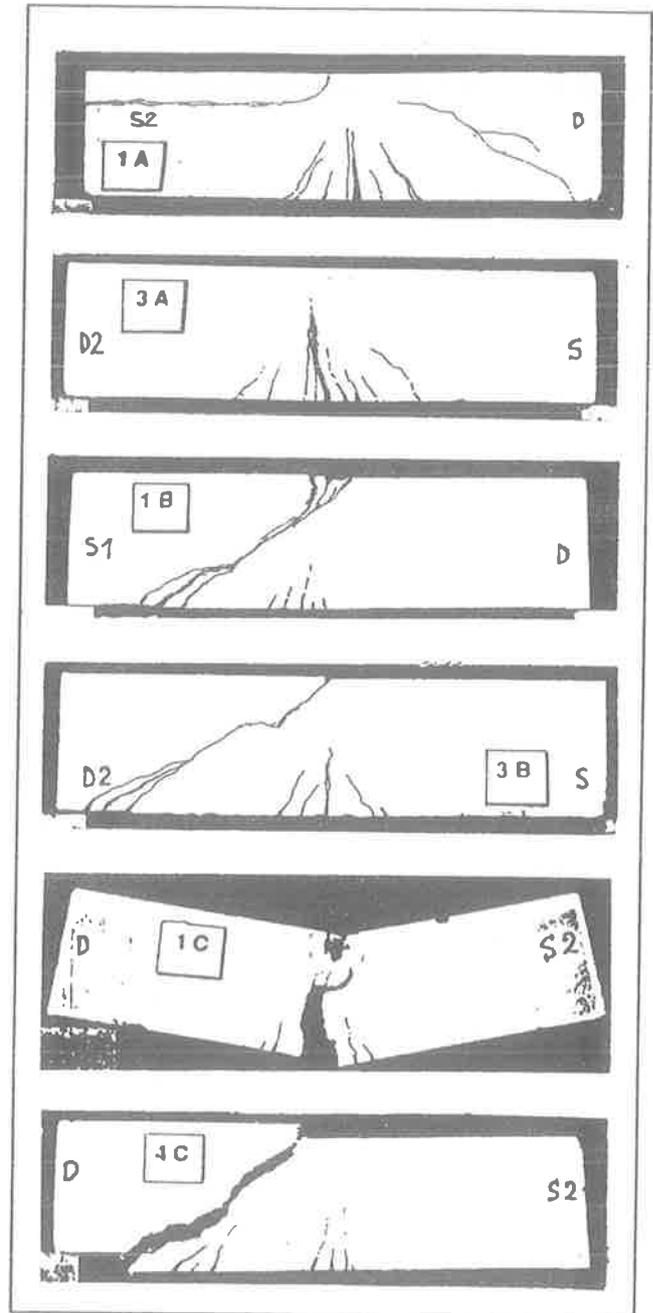


Fig. 10- Configurazione dei campioni dopo le prove sperimentali

secondo tale contributo, assai più ridotto, essendo la fessurazione più progredita verso il lembo superiore, è incrementato da quello offerto dalle armature presenti nel getto preesistente.

Campioni	P <sub>cr</sub> (S)[KN]	P <sub>cr</sub> (T)[KN]	P <sub>u</sub> (S) [KN]	P <sub>u</sub> (T) [KN]	$\tau_{b\ cr}$ [MPa]	$\tau_{b\ u}$ [MPa]
1A	30,0	26,5	82,0	76,0	0,85	2,32
3B	50,0	47,0	52,0	48,3	1,42	1,48
1B	64,0	60,0	108,0 (*)	106,0 (*)	1,82	3,07
3B	40,0	38,4	84,4 (*)	75,0 (*)	1,14	2,40
1C	47,0	46,5	48,7	47,6	1,34	1,39
4C	60,0	55,0	93,3 (*)	89,0 (*)	1,79	2,66

Tab. 1- Confronti fra i risultati teorici (T) e quelli sperimentali (S). Gli asterischi indicano crisi per taglio

Anche in questo caso i valori teorici e quelli sperimentali mostrano un buon accordo e si deve sottolineare la assenza di fenomeni dislocativi fra le superfici di contatto, ove la aderenza si è mantenuta fino allo stato limite finale. I campioni 1B, 4C, con la pavimentazione disposta in zona tesa ed inglobante un maggiore quantitativo d'armatura flessionale ( $\rho_s = 0,38\%$ ), hanno evidenziato un meccanismo di crisi per taglio, caratterizzato da una marcata lesione obliqua, accompagnata da lesioni flessionali assai più ridotte. Il momento di fessurazione si raggiunge per valori pressoché uguali nei due casi ed è associato ad uno stato di trazione costante in circa il 70% della parte tesa, con valori di allungamento delle armature intorno a 0,045 % ciò che attesta la elevata duttilità del materiale fibrorinforzato. Lo stato limite ultimo per taglio è leggermente maggiore nel campione avente spessore minore di pavimentazione. Ciò è peraltro conseguenza del fatto che, essendo identica l'altezza totale dei campioni insieme all'interasse delle staffe poste all'interno della parte di supporto che è quindi di altezza maggiore nel campione con minore strato di pavimentazione, il traliccio resistente allo stato limite ultimo per taglio presenta un'intensità d'armatura d'anima maggiore nel campione avente minor spessore di pavimento che risulta così più resistente. Anche in questi due casi si nota un modesto dislocamento delle superfici ove la lesione attraversa la superficie di contatto. Questo fatto assume peraltro le caratteristiche di effetto locale, si da non porre l'aderenza fra le parti quale fattore basilare nella definizione della resistenza ultima del campione. I valori dell'aderenza allo stato limite di fessurazione, riportati in Tab.1 e valutati secondo le formule della teoria approssimata del taglio delle travi, hanno valori che si dispongono all'interno dell'intervallo ( $0,8 \leq \tau_{b\ cr} \leq 1,9$ )MPa mentre quelli allo stato ultimo, anch'essi riportati in Tab.1, variano nell'intervallo ( $1,5 \leq \tau_{b\ u} \leq 3,1$ )MPa. Come si osserva i valori sono alquanto elevati e solo nel caso 1A, la  $\tau_{b\ u}$

è coincisa con la crisi per delaminazione. I valori ottenuti allo stato limite ultimo sono circa 4 volte più elevati di quelli indicati in [4] per collegamenti per sola aderenza su superfici lisce. Inoltre, l'impegno statico particolarmente significativo richiesto alla superficie di contatto per i campioni aventi armature tese inglobate all'interno del getto di pavimentazione e i risultati sperimentali ad essi relativi mostrano un affidabile comportamento di questo tipo di connessione, anche tenendo conto che, in virtù della riduzione delle tensioni di aderenza dovute al ritiro differenziale, operabile mediante le proprietà espansive del nuovo getto, risulta possibile sfruttare nella pressoché intera totalità le elevate caratteristiche di aderenza fra le due parti per assicurare un efficace comportamento sotto azioni di natura statica, peraltro di intensità ridotta alla sola quota variabile.

## 5. CONCLUSIONI

La valutazione del livello di efficienza statica che si instaura fra due differenti getti di calcestruzzo, di cui il primo rappresenta il supporto statico ed il secondo la pavimentazione di impalcati per autoparcheggi, è stata oggetto di indagine teorica e sperimentale per investigare sui due aspetti basilari che governano il comportamento strutturale d'insieme. Il primo aspetto è connesso al ritiro differenziale che si instaura fra le parti a contatto, al quale sono conseguenti tensioni di aderenza fra le due parti e di trazione nella pavimentazione che, in dipendenza dall'entità del ritiro e dalla mutua flessibilità elastica delle parti a contatto, possono risultare assai elevate e in grado di disorganizzare l'unione o di generare marcati stati fessurativi. Questo fatto può manifestarsi malgrado la riduzione di tali tensioni prodotta dal rilassamento del calcestruzzo di pavimentazione. Per poter assicurare un efficace comportamento della superficie di contatto è pertanto necessario ridurre le tensioni prodotte dal

ritiro differenziale ed a ciò può convenientemente addivenirsi mediante l'utilizzo di calcestruzzi espansivi per l'esecuzione della pavimentazione. In questo modo è possibile lo sviluppo di stati tensionali antagonisti a quelli del ritiro che hanno tuttavia l'inconveniente di essere ridotti in maggior misura dal rilassamento a causa della loro elevata velocità di evoluzione. La corretta previsione dell'entità della deformazione di espansione necessaria ad efficacemente contrastare gli sforzi indotti dal ritiro richiede un'analisi raffinata dell'evoluzione dello stato tensionale nella sezione, da effettuarsi nell'ambito della viscoelasticità lineare mediante opportune tecniche numeriche. Analisi semplificate non appaiono affidabili, in quanto non sono in grado di tener conto in modo soddisfacente della differente velocità dei fenomeni di ritiro, espansione e viscosità. In particolare, i metodi di tipo algebrico non risultano applicabili, in quanto l'annullarsi dello stato tensionale all'istante iniziale, ne preclude la possibilità di tener conto delle differenti velocità di evoluzione delle deformazioni nel calcolo dello stato tensionale finale. Dal punto di vista tecnologico appare di grande importanza poter produrre calcestruzzi a lenta espansione e a questo proposito si sono potuti registrare recentemente interessanti progressi, riuscendo a portare la durata di tempo di sviluppo dell'espansione dagli usuali 2-3 giorni fino a 28 giorni, riducendo così fortemente l'effetto del rilassamento sulle tensioni relative. Per questo tipo di materiali, caratterizzati da un lento sviluppo dell'espansione, la definizione di calcestruzzi a ritiro compensato appare appropriata in quanto la compensazione del ritiro può avvenire non solo in termini deformativi, bensì in termini di tensioni indotte dall'impedimento della sua libera evoluzione.

Le prove sperimentali hanno evidenziato un affidabile comportamento del complesso, in particolare l'aderenza fra le due parti si è rivelata idonea a garantire la collaborazione statica fino allo stato limite ultimo, raggiunto sia per flessione che per taglio. Vi è da osservare che un efficiente comportamento si è registrato anche in presenza di struttura di pavimentazione soggetta a sforzi di trazione e inglobante le armature di flessione, evidenziando così la possibilità di utilizzare tale struttura ai fini statici. Nel contempo, i cospicui valori del carico di fessurazione che si sono manifestati, quali conseguenza dell'incremento di duttilità del calcestruzzo teso connesso alla presenza di fibre, consentono di affermare che l'utilizzo dei calcestruzzi fibrorinforzati a ritiro compensato rappresenta una efficiente tecnica operativa per garantire la statica e la durabilità degli impalcati di autoparcheggio nei quali i livelli delle

tensioni di aderenza che si instaurano fra le parti durante le fasi di esercizio risultano decisamente inferiori a quelli registrati sperimentalmente. Lo sviluppo di ulteriori prove sperimentali, attualmente in fase di allestimento e relative a parti solidarizzate meccanicamente, permetteranno di valutare l'efficacia dell'impiego dei calcestruzzi fibrorinforzati anche in quelle situazioni strutturali richiedenti tensioni di aderenza assai elevate e non garantibili in linea di principio mediante la semplice adesione fra le parti. In questi casi il calcestruzzo fibrorinforzato si presenta tuttavia quale mezzo di grande efficacia per procastinare lo stato limite di fessurazione ed a tale riguardo l'impiego di fibre PVA, unito al successo registrato nel garantire lo sviluppo della deformazione di espansione con moderata velocità, permettono di ritenere l'impiego del materiale provato quale idonea tecnica operativa per assicurare prestazioni strutturali di elevato livello di qualità.

## 6. BIBLIOGRAFIA

- [1] R. N. SWAMY - P. S. MANGAT - C. V. RAO, 1974, "The Mechanics of Fiber Reinforced Concrete", ACI SP44, Detroit, U.S.A.
- [2] ACI Committee 544, 1981, "State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete", ACI International Symposium in Fiber Reinforced Concrete, ACI SP81, Detroit, U.S.A.
- [3] ACI - Manual of Concrete Practice, Part.5, 1992, "Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete", American Concrete Institute Publication, Detroit, U.S.A.
- [4] CEB-FIP, 1991, "Model Code 1990", CEB Bulletin d'Information n. 203-204-205, Lausanne, CH
- [5] F. MOLA, 1988, "Structural effects of creep, shrinkage and expansion in the materials used for the repairing and the strengthening of R.C. structures", Proceeding of the Symposium on Geotechnical Aspects of restoration works on Infrastructures and Monuments, Bangkok, Balkema, Brookfields, Rotterdam, NL
- [6] F. MOLA, 1992, "Structural effects of time-dependent deformation in P.C. and R.C. bridges repaired using expansive concrete", 3<sup>rd</sup> Int. Workshop on Bridge Rehabilitation, Darmstadt, D
- [7] EUROCODICE n.2, Part 1 "General Rules and Rules for Buildings"

**ASPETTI DIFFERITI E NON LINEARI DEL COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO DI  
ELEMENTI ALVEOLARI IN C.A.P. CON SCHEMA STATICO VARIABILE NEL TEMPO**

**Martino Carlo GATTI**  
Ingegnere civile - Milano

**Franco MOLA**  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano



## **ASPETTI DIFFERITI E NON LINEARI DEL COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO DI ELEMENTI ALVEOLARI IN C.A.P. CON SCHEMA STATICO VARIABILE NEL TEMPO**

**Martino Carlo GATTI**

Ingegnere Civile, Studente alla Scuola di Specializzazione in Costruzioni in cemento armato "F.lli Pesenti"  
Politecnico di Milano

**Franco MOLA**

Ordinario di Costruzioni in cemento armato e cemento armato precompresso, Dipartimento di Ingegneria Strutturale  
Politecnico di Milano

### **SOMMARIO**

Viene presentata l'analisi a lungo termine di elementi prefabbricati alveolari in c.a.p. utilizzati per la realizzazione di impalcati per autoparcheggi, tenendo conto della variazione di schema statico operata per garantire la continuità. Il problema, risolto dapprima per via generale ed approssimata nell'ambito della teoria viscoelastica lineare, è successivamente generalizzato al dominio non lineare per tener conto degli effetti fessurativi che si possono instaurare nelle sezioni di continuità. Un esempio applicativo, relativo ad una struttura reale, mostra la pratica applicazione delle formulazioni proposte e la necessità di dover operare con metodologie sufficientemente raffinate per assicurare un adeguato comportamento in esercizio degli elementi e delle loro strutture portanti.

### **SUMMARY**

The long term analysis of hollow-core P.C. precast elements used for the construction of parking floors is presented. The elements, initially simply supported, are made continuous in a second phase, after the casting of the supporting beams. The problem is firstly solved in a general and in an approximate way in the linear viscoelastic field and it is successively generalized to the non linear domain in order to take into account cracking effects arising in the continuity zones. A numerical example, related to an actual case study, points out the basic aspects of the proposed procedures of analysis and the need of using refined techniques in order to assure a reliable service behaviour of the precast elements and of the related bearing structures.

### **1. INTRODUZIONE**

L'impiego degli elementi alveolari in cemento armato precompresso si è andato sempre più diffondendo negli ultimi anni nella costruzione degli impalcati di autoparcheggi sia sotterranei che fuori terra. Tali elementi consentono di valicare luci ragguardevoli e presentano il vantaggio della autoportanza in fase di costruzione che consente di ridurre in maniera drastica i costi connessi alle strutture di puntellazione. Negli schemi statici più usuali, prevedenti travi in spessore gettate in opera, tali strutture comportano infatti un contenuto impatto economico, rendendosi necessarie solamente per il sostegno del banchinaggio delle travi in fase di getto. L'utilizzo sempre più esteso, la necessità di garantire adeguati livelli di sicurezza e affidabile comportamento nella fase di esercizio, nonché l'applicazione a casi

strutturali di significativa complessità, comportanti per gli elementi luci variabili fra 12 m e 16 m, accoppiate a luci dell'ordine di 6-8 m per le travi, hanno richiesto la messa a punto di criteri di progettazione e di verifica alquanto raffinati, soprattutto per quanto concerne la problematica dell'organizzazione delle zone di accoppiamento fra travi ed elementi il cui funzionamento è essenziale per assicurare un affidabile comportamento d'insieme degli impalcati. A tale proposito, i problemi più significativi riguardanti queste zone interessano il corretto trasferimento delle reazioni verticali fra la trave e gli elementi, il contenimento dello stato tensionale locale nelle nervature degli elementi alveolari, caratterizzati da elevate azioni tangenziali connesse alla forza di taglio agente e alla aderenza fra gli elementi d'acciaio di precompressione e il calcestruzzo circostante ed infine la possibilità di poter efficacemente assicurare la

continuità strutturale fra elementi contigui, onde ottenere schemi statici particolarmente vantaggiosi nei riguardi della resistenza e della durabilità. I problemi riguardanti il trasferimento delle reazioni fra travi ed elementi, e l'aderenza nella zona di introduzione della precompressione sono stati oggetto di accurate indagini sia teoriche che sperimentali che hanno condotto alla progettazione di unioni pressoché standardizzate ed alla produzione di elementi con adeguati spessori di nervatura, il cui comportamento si è rivelato pienamente affidabile. Vi è peraltro da osservare che queste prerogative non sempre sono rispettate nella ampia varietà produttiva degli elementi, cosicché grande attenzione deve essere posta nelle scelte degli elementi stessi e nella loro introduzione nel complesso strutturale, saggiandone anche, qualora se ne ravvisasse la necessità, la capacità portante mediante prove allo stato limite ultimo su prototipi, sì da poter addivenire ad una sicura prequalificazione statica degli elementi.

La realizzazione della continuità strutturale fra elementi contigui, pur se tecnologicamente di non grande complessità, dà invece luogo all'insorgere di delicati aspetti teorici, la cui trattazione in forma generale richiede l'impiego di procedimenti analitici raffinati cui conseguono tecniche risolutive alquanto complesse e laboriose. A tale riguardo vi è da osservare che gli elementi prefabbricati, posti in opera con schema statico di semplice appoggio, assumono la loro continuità dopo il getto e la maturazione delle travi portanti e, nella loro configurazione finale, le zone di continuità risultano prive di precompressione; infine la presollecitazione presente negli elementi prefabbricati fa sì che nello schema finale a trave continua si manifestino deformazioni sia assiali che flessionali. Questi tre requisiti, assumono determinante importanza nel governare il comportamento in esercizio a lungo termine di questi tipi strutturali, in quanto i fenomeni di deformazione differita di viscosità e ritiro interagiscono profondamente con essi, esaltandone le conseguenze e l'influenza sul regime statico e deformativo del sistema. E' quindi necessario procedere ad una analisi strutturale basata sui concetti e sulle tecniche operative proprie del dominio viscoelastico, in campo lineare e non lineare in quanto l'assenza di precompressione nelle zone di continuità può dar luogo alla formazione di stati fessurativi e quindi di effetti di non linearità nel comportamento meccanico dei materiali. Gli aspetti di base dell'analisi riguardano sostanzialmente la valutazione dei fenomeni di solidarizzazione posticipata in strutture a comportamento non omogeneo nelle sezioni e lungo il loro asse, la cui trattazione generale, che trova i suoi fondamenti nella teoria delle matrici dei nuclei risolvibili, è stata sviluppata ed applicata in [1], [2].

Nondimeno, una formulazione di questo tipo può essere opportunamente adattata per l'analisi del problema in esame, per evidenziarne gli aspetti più significativi e caratteristici, atti alla deduzione di concetti generali utili ad una corretta progettazione. Questi concetti possono successivamente guidare ad introdurre ipotesi semplificative, di cui sia possibile valutare a priori l'approssimazione, e dalle quali dedurre formule di progetto e procedimenti operativi che possano costituire un sicuro mezzo di approccio al problema, utilmente applicabile nella usuale pratica professionale. Questo obiettivo è lo scopo fondamentale del presente lavoro, ove, dopo la trattazione generale del problema, che, date le sue prerogative permette, nell'analisi sezionale di utilizzare le funzioni di viscosità variate, [3], vengono introdotte opportune ipotesi semplificative che conducono alla scrittura delle relazioni momenti - rotazioni nelle campate della trave continua e quindi alle relazioni di compatibilità che governano il problema.

L'insorgenza di fenomeni fessurativi è descritta mediante il modello proposto in [4], e la non linearità da esso introdotta è trattata mediante un procedimento risolutivo di tipo iterativo. I concetti basilari che si traggono dalla procedura di analisi proposta, evidenziati mediante la applicazione ad un caso reale, permettono di meglio chiarire gli aspetti essenziali del problema, nonché di fornire al progettista utili indicazioni per poter affidabilmente trarre i benefici connessi all'utilizzo degli elementi alveolari nello schema a trave continua per la costruzione di impalcati caratterizzati da sensibile impegno statico.

## 2. FORMULAZIONE DEL PROBLEMA

### 2.1 Analisi lineare (A. L.)

Si consideri l'elemento di Fig. 1.a rappresentante la campata generica dell'impalcato continuo interagente con appoggi a comportamento viscoelastico. Tale elemento è formato dal pannello di solaio alveolare in c.a.p., che si estende nell'intervallo  $z_1 \leq z \leq z_2$ , avente la sezione di Fig. 1.b e da due tratti terminali relativi agli intervalli  $0 \leq z \leq z_1$ ,  $z_2 \leq z \leq l$ , rappresentati dalle sezioni trasversali delle travi gettate in opera, la cui sezione longitudinale, relativa alla larghezza  $B$  dell'elemento alveolare è rappresentata in Fig. 1.c. Sulla campata in esame agiscono le azioni statiche rappresentate dal carico  $g$ , assunto uniforme che dà luogo al momento flettente  $M_g(z)$ , e dai momenti flettenti di estremità  $X_1(t)$ ,  $X_2(t)$  che generano il

momento flettente  $M_X(z,t)$ , nonché l'azione geometrica  $\varepsilon_{sh}$  rappresentante la deformazione di ritiro presente nel calcestruzzo. Alla generica ascissa  $z$ , risulta pertanto

$$\begin{aligned} N(z,t) &= 0 \\ M(z,t) &= M_g(z) + M_X(z,t) \end{aligned} \quad (1)$$

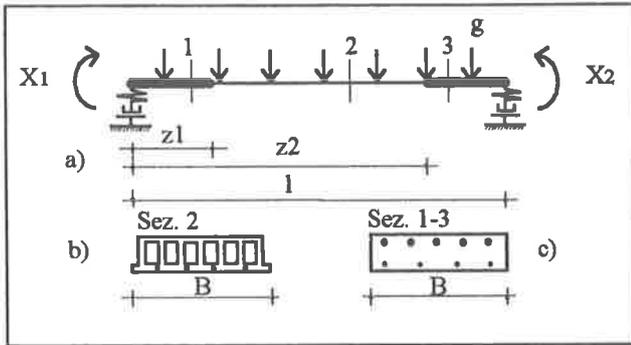


Fig. 1 - Campata tipo dell'impalcato continuo

Alle (1), introducendo il vettore colonna  $\underline{S}(z,t)$  delle sollecitazioni, avente quali componenti  $S_1 = N$ ,  $S_2 = M$  e la matrice di influenza  $\underline{A}(z)$  delle sollecitazioni connesse ai momenti  $X_1(t)$ ,  $X_2(t)$ , avente i seguenti elementi  $A_{11}(z) = A_{21}(z) = 0$ ,  $A_{12} = 1 - z/l$ ,  $A_{22} = z/l$ , può darsi la forma compatta

$$\underline{S} = \underline{S}_g + \underline{A}^T \underline{X}(t) \quad (2)$$

Con riferimento alla Fig. 2, dette rispettivamente  $\psi_1, \psi_2$  la deformazione baricentrica della sezione omogeneizzata a calcestruzzo e la sua curvatura, introducendo il vettore coordinate  $\underline{\rho}^T = |1 \ y|$ , per la legge delle sezioni piane può scriversi

$$\varepsilon = \underline{\rho}^T \underline{\psi} \quad (3)$$

e quindi, assunto per il calcestruzzo un comportamento viscoelastico lineare descritto dal principio di sovrapposizione di Mc Henry e per l'acciaio un comportamento elastico valgono le relazioni

$$\sigma_c = \int_0^t d(\underline{\rho}^T \underline{\psi} - \varepsilon_{sh}) R(t, t') \quad (4)$$

$$\sigma_s = \int_0^t d(\underline{\rho}^T \underline{\psi}) E_s + \sigma_{so}$$

essendo rispettivamente  $R$ ,  $\sigma_{so}$  la funzione di rilassamento del calcestruzzo e la tensione di

presollecitazione imposta all'acciaio in presenza di  $\sigma_c = 0$ . Per le equazioni di equilibrio della sezione può quindi scriversi

$$\int_{A_c} \sigma_c \underline{\rho} dA_c + \int_{A_s} \sigma_s \underline{\rho} dA_s = \underline{S} \quad (5)$$

ed introducendo le (2), (4) nella (5) si ricava

$$\int_0^t (\underline{B}_c R/E_c + \underline{B}_s) d\underline{\psi} = \underline{S}_g + \underline{S}_P + \underline{S}_{sh} + \underline{A}^T \underline{X} \quad (6)$$

essendo rispettivamente  $\underline{B}_c, \underline{B}_s$  le matrici di rigidezza della parte di calcestruzzo e di quella di acciaio della sezione,  $\underline{S}_g, \underline{S}_P, \underline{S}_{sh}$  i vettori di sollecitazione connessi al carico esterno ( $g$ ), alla precompressione ( $P$ ), al ritiro ( $sh$ ). Per queste grandezze valgono le seguenti relazioni

$$\underline{B}_c = \int_{A_c} \underline{\rho} \underline{\rho}^T E_c dA_c, \quad \underline{B}_s = \int_{A_s} \underline{\rho} \underline{\rho}^T E_s dA_s$$

$$\underline{S}_P = \int_{A_s} \sigma_{so} \underline{\rho} dA_s, \quad \underline{S}_{sh} = \int_{A_c} E_c \varepsilon_{sh} \underline{\rho} dA_c \quad (7)$$

essendo  $E_c$  il modulo elastico del calcestruzzo all'istante  $t_0$  di applicazione delle sollecitazioni.

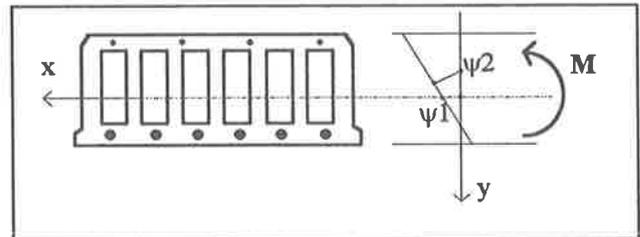


Fig. 2 - Sezione trasversale dell'elemento alveolare

Moltiplicando a sinistra la (6) per la matrice

$$(\underline{B}_c + \underline{B}_s)^{-1} = \underline{B}^{-1} \quad (8)$$

$$\int_0^t (\underline{D} R/E_c + \underline{I} - \underline{D}) d\underline{\psi} = \underline{B}^{-1} (\underline{S}_g + \underline{S}_P + \underline{S}_{sh}) + \underline{B}^{-1} \underline{A}^T \underline{X}$$

$$\underline{\psi} = \underline{K} \underline{\phi} \quad (9)$$

$$\int_0^t (\underline{\underline{\Omega}} R / E_c + \underline{\underline{I}} - \underline{\underline{\Omega}}) d\phi = \underline{\underline{K}}^{-1} \underline{\underline{B}}^{-1} (\underline{\underline{S}}_g + \underline{\underline{S}}_p + \underline{\underline{S}}_{sh}) + \underline{\underline{K}}^{-1} \underline{\underline{B}}^{-1} \underline{\underline{A}}^T \underline{\underline{X}} \quad (10)$$

ove la matrice diagonale  $\underline{\underline{\Omega}}$  è la matrice spettrale di  $\underline{\underline{D}}$ .

Gli elementi  $\omega_{ii}$  di  $\underline{\underline{\Omega}}$ , costituenti gli autovalori di  $\underline{\underline{D}}$  e i vettori colonna  $\underline{\underline{k}}_i$  della matrice  $\underline{\underline{K}}$ , costituenti gli autovettori di  $\underline{\underline{D}}$  sono definiti dalle seguenti equazioni algebriche

$$\det[\omega_{ii} \underline{\underline{I}} - \underline{\underline{D}}] = 0 \quad (11)$$

$$(\omega_{ii} \underline{\underline{I}} - \underline{\underline{D}}) \underline{\underline{k}}_i = 0 \quad (12)$$

Inoltre, per gli autovalori  $\omega_{ii}$ , come mostrato in [3], valgono le limitazioni

$$0 \leq \omega_{ii} \leq 1 \quad (13)$$

Introdotta pertanto la matrice dei nuclei di rilassamento variati definita dalla relazione

$$\underline{\underline{R}} / E_c = \underline{\underline{\Omega}} R / E_c + \underline{\underline{I}} - \underline{\underline{\Omega}} \quad (14)$$

e la matrice dei nuclei risolvanti  $\underline{\underline{J}}$  data dalla risoluzione della equazione integrale

$$\int_0^t \frac{\partial \underline{\underline{J}}(\tau, t')}{\partial \tau} \underline{\underline{R}}(t, \tau) d\tau = \underline{\underline{I}} \quad (15)$$

dalla (10) si trae l'immediata soluzione

$$\underline{\underline{\psi}} = \underline{\underline{K}} E_c \underline{\underline{J}} \underline{\underline{K}}^{-1} \underline{\underline{B}}^{-1} (\underline{\underline{S}}_g + \underline{\underline{S}}_p) + \int_0^t \underline{\underline{K}} E_c \underline{\underline{J}} \underline{\underline{K}}^{-1} \underline{\underline{B}}^{-1} \underline{\underline{A}}^T d\underline{\underline{X}} + \int_0^t \underline{\underline{K}} E_c \underline{\underline{J}} \underline{\underline{K}}^{-1} \underline{\underline{B}}^{-1} d\underline{\underline{S}}_{sh} \quad (16)$$

L'espressione (16), che rappresenta il legame locale fra le azioni applicate e le componenti di deformazione sezionale è immediatamente utilizzabile per definire la legge momenti - rotazioni, allorché si conoscano gli spostamenti verticali dei punti di estremità. Per tali spostamenti, atteso il comportamento viscoelastico dei vincoli di estremità, si hanno le seguenti espressioni

$$v_1 = v_{1g} + v_{1X} + \bar{v}_1 \quad (17)$$

$$v_2 = v_{2g} + v_{2X} + \bar{v}_2$$

essendo

$$v_{1g} = \int_0^t dV_{1g} / \bar{k}_1 (1 + \varphi_{v1}(t, t'))$$

$$v_{2g} = \int_0^t dV_{2g} / \bar{k}_2 (1 + \varphi_{v2}(t, t'))$$

$$v_{1X} = \int_0^t \frac{d(X_2 - X_1)}{k_1} (1 + \varphi_{v1}(t, t')) \quad (18)$$

$$v_{2X} = \int_0^t \frac{d(X_1 - X_2)}{k_2} (1 + \varphi_{v2}(t, t'))$$

ed avendo indicato rispettivamente con  $\bar{k}_1, \bar{k}_2,$

$\varphi_{v1}, \varphi_{v2}, \bar{v}_1, \bar{v}_2, V_{1g}, V_{2g}$  le rigidezze elastiche, i coefficienti di viscosità, gli spostamenti impressi ai vincoli e le reazioni prodotte dal carico  $g$ . Le (17), (18) sono assai utili in quanto permettono di introdurre nella analisi strutturale i contributi connessi alla deformabilità delle travi in spessore, che può avere influenza non trascurabile allorché si considerino impalcati con travi di sensibile snellezza. La applicazione del principio dei lavori virtuali, tenendo conto delle (16), (17) conduce alla seguente espressione per la relazione momenti - rotazioni

$$\underline{\underline{\vartheta}} = \int_0^t \underline{\underline{A}} \underline{\underline{\psi}} dl + \underline{\underline{C}} \underline{\underline{v}} \quad (19)$$

essendo  $\underline{\underline{C}}$  la matrice delle reazioni vincolari prodotte dall'applicazione delle condizioni di carico  $X_1=1, X_2=1$ . Le (16), (19) valgono nell'ipotesi di considerare tutte le azioni applicate dopo la solidarizzazione; esse all'istante iniziale  $t_0$ , tenendo conto che, per le (14), (15) risulta  $\underline{\underline{J}}(t_0, t_0) = 1/E_c$ , forniscono le corrispondenti relazioni valide in campo elastico

$$\underline{\underline{\psi}}_0 = \underline{\underline{B}}^{-1} (\underline{\underline{S}}_g + \underline{\underline{S}}_p) + \underline{\underline{B}}^{-1} \underline{\underline{A}}^T \underline{\underline{X}}_0 \quad (20)$$

$$\underline{\underline{\vartheta}}_0 = \int_0^1 \underline{\underline{A}} \underline{\underline{\psi}}_0 dl + \underline{\underline{C}} \underline{\underline{v}}_0$$

essendo all'istante iniziale nullo l'effetto del ritiro. Qualora si vogliano valutare le deformazioni che si manifestano dopo la formazione dei vincoli di continuità, supposti applicati al tempo  $t_0^+$  immediatamente successivo all'applicazione dei carichi, onde considerare i massimi effetti prodotti dalle variazioni di schema statico, per la (19) occorre assumere la forma

$$\Delta \underline{\underline{\vartheta}} = \int_{t_0^+}^t \underline{\underline{A}} (\underline{\underline{\psi}} - \underline{\underline{\psi}}_0) dl + \underline{\underline{C}} (\underline{\underline{v}} - \underline{\underline{v}}_0) \quad , \quad \underline{\underline{X}}_0 = 0 \quad (21)$$

che rappresenta la relazione momenti - rotazioni per l'analisi strutturale in presenza di vincoli posticipati rispetto alle azioni applicate. Le (19) o le (21) permettono la risoluzione del problema, mediante la imposizione delle equazioni di continuità che,

indicando con  $i, i+1$  due campate adiacenti, assumono rispettivamente la forma

$$\vartheta_{2,i} = \vartheta_{1,i+1} \quad , \quad \Delta\vartheta_{2,i} = \Delta\vartheta_{1,i+1} \quad (22)$$

rappresentanti due sistemi di equazioni integrali di Volterra aventi quali incognite i momenti flettenti  $X_i$  di continuità. La soluzione delle (22) affrontata per via generale è alquanto complessa e richiede l'utilizzo di procedimenti numerici iterativi di sensibile impegno computazionale. Nondimeno dalle (19), (21), possono trarsi alcune fondamentali osservazioni che ne permettono la risoluzione mediante un procedimento che, seppure di semplice operatività, è caratterizzato da un elevato grado di precisione. La prima osservazione che può trarsi dalle (19), (21) riguarda le strutture per le quali il comportamento del calcestruzzo possa ritenersi il medesimo per tutte le parti strutturali, ivi compresi i vincoli, ed il quantitativo d'acciaio e la sua dislocazione siano costanti lungo l'asse dell'elemento.

In questo caso le matrici  $\underline{K}$ ,  $\underline{B}$ ,  $\underline{J}$  sono indipendenti da  $z$ , cosicché dalle (16) si evince che, in presenza di soli carichi esterni  $g$ , quando si faccia la posizione  $\underline{X} = \underline{X}_0$ , lo stato deformativo rappresentato dal vettore  $\underline{\psi}$  rimane affine a quello iniziale permettendo così di affermare la costanza nel tempo del regime statico della struttura. Ne deriva pertanto che travi continue omogenee di calcestruzzo, con armature aventi dislocazione costante lungo l'asse  $z$  risultano obbedire, sotto azioni statiche puramente flessionali, al primo teorema della viscosità lineare, ovvero le loro sollecitazioni risultano invarianti nel tempo. Non così può dirsi per le condizioni di carico rappresentate dalla precompressione e dal ritiro, per le quali, allo stato iniziale la componente della deformazione assiale non influenza quella flessionale, mentre tale influenza si manifesta nel tempo, essendo la matrice  $\underline{K}$  non diagonale. Questo fatto comporta la non affinità fra lo stato deformativo iniziale e quello che si evolve nel tempo, e ad esso si accompagna una corrispondente variabilità del regime statico strutturale. Da queste considerazioni può pertanto derivarsi che la variabilità del regime statico dell'impalcato deriva dalla variabilità della dislocazione dell'armatura lungo l'asse della trave nonché dalla presenza della forza di precompressione e della deformazione per ritiro. Tenendo peraltro conto che la variabilità dell'armatura è assai modesta, considerando i ridotti quantitativi presenti e che la variabilità temporale della forza di precompressione, in virtù del ridotto quantitativo d'armatura è sensibilmente contenuta, la applicazione di formulazioni semplificate nella scrittura delle (16), (19) appare pienamente

giustificata. A tale scopo la formulazione algebrica della legge costitutiva di viscosità espressa da Trost, [5], appare particolarmente adatta a questo tipo di analisi, in quanto permette di giungere a soluzioni di semplice valutazione e di elevato livello di precisione. La formula di Trost, relativamente a materiale omogeneo si scrive

$$1/(1-R/E_c) - 1/(E_c J - 1) = \chi \quad (23)$$

ovvero

$$E_c J = 1 + \frac{(1-R/E_c)}{1-\chi(1-R/E_c)} = 1 + \varphi \quad (24)$$

Utilizzando la (24) riferita ai termini generici delle matrici  $\underline{J}$  ed  $\underline{R}$ , ricordando la (14), può scriversi

$$E_c \bar{J}_{ii} = 1 + \frac{1 - \omega_{ii} R/E_c - 1 + \omega_{ii}}{1 - \chi(1 - \omega_{ii} R/E_c - 1 + \omega_{ii})} \quad (25)$$

da cui ricordando la (24) si ricava la relazione fondamentale

$$E_c \bar{J}_{ii} = 1 + \frac{\omega_{ii} \varphi}{1 + \chi \varphi (1 - \omega_{ii})} \quad (26)$$

che permette di esprimere il nucleo risolvete  $\bar{J}_{ii}$  mediante una formulazione algebrica coinvolgente i parametri  $\omega_{ii}$ ,  $\varphi$ ,  $\chi$ . Si osservi che la approssimazione contenuta nella (26) è solo connessa al fatto di avere assunto nella (25) il parametro  $\chi$ , definito dalla (23) per il solo calcestruzzo, anche per il materiale variato avente funzione di rilassamento fornita dalla (14). Poiché, come dimostrato in [6] il coefficiente  $\chi$ , derivante dai più usati modelli di viscosità quali ad esempio il modello CEB Model Code '90, [7], ed ACI [8], soddisfa alla limitazione  $0,5 \leq \chi \leq 1$ , la variabilità del generico termine  $\bar{R}_{ii}$  della matrice di rilassamento connesso al parametro  $\omega_{ii}$ , espresso dalla (14), non modifica in modo sensibile il coefficiente  $\bar{\chi}$  ad esso correlato rispetto al coefficiente  $\chi$  proprio del solo calcestruzzo, cosicché l'ipotesi assunta presenta un elevato grado di affidabilità. Ciò è peraltro immediatamente deducibile dall'analisi della Fig. 3, ove, relativamente ai casi limite di materiali boltzmanniani (B) o totalmente invecchianti (D), sono riportati i valori di  $\bar{\chi}$ ,  $\chi$  al variare di  $\varphi$ , assumendo  $\omega_{ii}$  quale parametro. Per tali modelli, le cui leggi costitutive sono riportate e discusse in [6] risulta (27)

$$\chi_D = \frac{1}{1 - e^{-\varphi}} - \varphi^{-1}; \quad \bar{\chi}_D = \frac{1}{\omega} \left[ \frac{1}{1 - e^{-\varphi}} - \frac{1 - \omega}{1 - e^{-(1-\omega)\varphi}} \right]$$

$$\chi_B = \left\{ \frac{\varphi_\infty}{1+\varphi_\infty} \left[ 1 - \left( \frac{\varphi_\infty - \varphi}{\varphi_\infty} \right)^{1+\varphi_\infty} \right] \right\}^{-1} - \varphi^{-1}$$

$$\bar{\chi}_B = \left\{ \frac{\omega\varphi_\infty}{1+\varphi_\infty} \left[ 1 - \left( \frac{\varphi_\infty - \varphi}{\varphi_\infty} \right)^{1+\varphi_\infty} \right] \right\}^{-1} + \quad (28)$$

$$- \left\{ \omega\varphi_\infty \left[ \frac{1}{1+\varphi_\infty(1-\omega)} - \frac{1}{1+\varphi_\infty(1-\omega)} \left( \frac{\varphi_\infty - \varphi}{\varphi_\infty} \right)^{(1+\varphi_\infty(1-\omega))} \right] \right\}^{-1}$$

I grafici di Fig. 3 mostrano due fatti particolarmente importanti e precisamente: nel modello boltzmanniano vi è indipendenza del valore di  $\chi$  dall'armatura per  $\varphi = \varphi_\infty$  (soluzione asintotica) mentre per il modello di Dischinger la assunzione di un valore medio  $\chi_m \cong 0,8$  per  $\varphi = \varphi_\infty$  bene interpreta il comportamento di insieme al variare di  $\omega_{ii}$ . Il valore di  $\chi=0,8$ , peraltro consigliato in [7], può quindi assumersi, ai fini pratici, senza introdurre errori di significativa importanza nell'analisi strutturale.

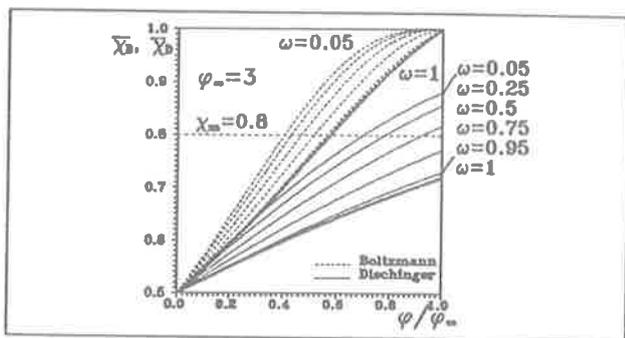


Fig. 3 - Coefficienti  $\bar{\chi}_B, \bar{\chi}_D$

L'assunzione dell'ipotesi ora discussa e l'introduzione della formula di Trost nella (16) conduce alla seguente formula risolutiva

$$\underline{\psi} = \underline{KH}_g \underline{K}^{-1} \underline{B}^{-1} (\underline{S}_g + \underline{S}_p) + \underline{KH}_X \underline{K}^{-1} \underline{B}^{-1} \underline{A}^T \underline{X} + \underline{KH}_{sh} \underline{K}^{-1} \underline{B}^{-1} \underline{S}_{sh} + \underline{KH}_{Xo} \underline{K}^{-1} \underline{B}^{-1} \underline{A}^T \underline{X} \quad (29)$$

essendo le  $\underline{H}$  matrici diagonali i cui termini, aventi espressioni

$$H_{X_{ii}} = \frac{1+\chi\varphi}{1+\chi\varphi(1-\omega_{ii})} \quad H_{X_{o\ ii}} = \frac{\omega_{ii}\varphi(1-\chi)}{1+\chi\varphi(1-\omega_{ii})} \quad (30)$$

$$H_{g\ ii} = 1 + \frac{\omega_{ii}\varphi}{1+\chi\varphi(1-\omega_{ii})} \quad H_{sh\ ii} = \frac{1}{1+\chi\varphi(1-\omega_{ii})}$$

sono riportati in Fig. 4. Le funzioni H sono iperboli tutte crescenti nel campo di variabilità di  $\omega_{ii}$ . Questo fatto si giustifica osservando che al crescere di  $\omega_{ii}$  il quantitativo di armatura diminuisce e la sezione tende ad acquistare il comportamento di una sezione omogenea, caratterizzata dai massimi livelli di deformabilità. In particolare le curve  $H_{g\ ii}, H_{X\ ii}$  hanno valore unitario per  $\omega_{ii}=0$ , ciò che corrisponde ad un quantitativo teoricamente infinito d'armatura e quindi ad un comportamento elastico della sezione.

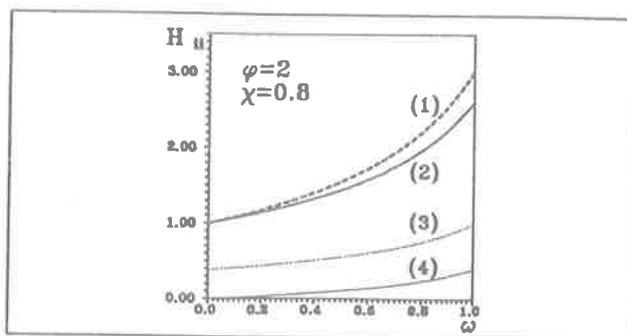


Fig. 4 - Funzioni  $H_{g\ ii}$  (1),  $H_{X\ ii}$  (2),  $H_{X_{o\ ii}}$  (4),  $H_{sh\ ii}$  (3)

La curva  $H_{sh\ ii}$  raggiunge invece il valore  $1/(\chi\varphi+1)$  per  $\omega_{ii}=0$ , corrispondente allo stato deformativo elastico generato dal ritiro impedito da un vincolo rigido, in ossequio al secondo teorema della viscosità lineare; infine la  $H_{X_{o\ ii}}$  si annulla per  $\omega_{ii}=0$  in quanto la rigidità dell'armatura non permette alcuna deformazione sezionale. Per  $\omega_{ii}=1$  le curve  $H_{g\ ii}, H_{X\ ii}, H_{X_{o\ ii}}$  rispettano il primo teorema della viscosità lineare mentre la  $H_{sh\ ii}$  assume valore unitario in quanto la deformazione totale, per l'assenza di armatura, coincide con quella impressa  $\epsilon_{sh}$ . Introducendo la formulazione algebrica nelle (18) si ottiene

$$v_{1g} = V_{1g}/k_1 (1+\varphi_{v1}) \quad v_{2g} = V_{2g}/k_2 (1+\varphi_{v2})$$

$$v_{1X} = \frac{(X_2 - X_1)}{k_1} (1+\chi_{v1}\varphi_{v1}) + \frac{(X_{2o} - X_{1o})}{k_1} \varphi_{v1}(1-\chi_{v1})$$

$$v_{2X} = \frac{(X_1 - X_2)}{k_2} (1+\chi_{v2}\varphi_{v2}) + \frac{(X_{1o} - X_{2o})}{k_2} \varphi_{v2}(1-\chi_{v2})$$

e le relazioni momenti-rotazioni per vincoli preesistenti o posticipati rispetto alle azioni applicate assumono le espressioni

$$\underline{\vartheta} = \underline{F}_{\underline{X}} \underline{X} + \underline{F}_{\underline{X}_0} \underline{X}_0 + \underline{\vartheta}_{g+P} + \underline{\vartheta}_{sh} + \underline{C} \underline{v} \quad (31)$$

$$\Delta \underline{\vartheta} = \underline{F}_{\underline{X}} \underline{X} + (\underline{\vartheta}_{g+P} - \underline{\vartheta}_{o\ g+P}) + \underline{\vartheta}_{sh} + \underline{C} \Delta \underline{v} \quad (32)$$

essendo rispettivamente

$$\underline{F}_{\underline{X}} = \int_1 \underline{A} \underline{K} \underline{H}_{\underline{X}} \underline{K}^{-1} \underline{B}^{-1} \underline{A}^T d\ell$$

$$\underline{F}_{\underline{X}_0} = \int_1 \underline{A} \underline{K} \underline{H}_{\underline{X}_0} \underline{K}^{-1} \underline{B}^{-1} \underline{A}^T d\ell$$

$$\underline{\vartheta}_{g+P} = \int_1 \underline{A} \underline{K} \underline{H}_{\underline{g}} \underline{K}^{-1} \underline{B}^{-1} (\underline{S}_{\underline{g}} + \underline{S}_{\underline{P}}) d\ell \quad (33)$$

$$\underline{\vartheta}_{o\ g+P} = \int_1 \underline{B}^{-1} (\underline{S}_{\underline{g}} + \underline{S}_{\underline{P}}) d\ell$$

$$\underline{\vartheta}_{sh} = \int_1 \underline{A} \underline{K} \underline{H}_{sh} \underline{K}^{-1} \underline{B}^{-1} (\underline{S}_{sh}) d\ell$$

L'analisi del problema, condotta mediante le (30), (31), (32), (33) appare assai semplificata, dovendosi procedere alla risoluzione di sistemi algebrici lineari che non comportano impegno computazionale di particolare rilevanza. Vi è peraltro da osservare che la presenza di armature dislocate in più punti della sezione obbliga a dover tener conto della interazione che si manifesta fra la deformazione assiale e quella flessionale, introducendo così la non trascurabile complicazione di dover esprimere nella (19) il lavoro virtuale interno introducendo l'intero vettore  $\underline{\psi}$  e non soltanto la sua componente flessionale  $\psi_2$ , come invece avviene in campo elastico ove  $\psi_1$  e  $\psi_2$  sono fra loro indipendenti. A questo proposito una ulteriore decisiva semplificazione, peraltro di scarsa influenza sulla affidabilità dei risultati, consiste nell'assumere l'armatura concentrata nel suo baricentro e di considerarla costante lungo l'asse dell'elemento. Questa ipotesi, che equivale a riferirsi al cosiddetto cavo risultante per l'elemento in c.a.p. e ad una armatura equivalente baricentrica per le parti gettate in opera, costituisce una ordinaria prassi progettuale per gli elementi in c.a.p., mentre per gli elementi in cemento armato ordinario può ovviamente essere assunta solo ai fini dell'analisi strutturale, dovendosi considerare per l'analisi della sezione la reale dislocazione delle armature. L'assunzione del modello a cavo risultante permette di affrontare il problema nell'ambito del metodo delle forze nonché di rendere più immediata la comprensione del significato fisico delle relazioni risolventi.

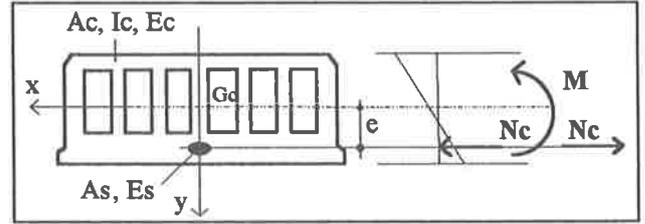


Fig. 5 - Analisi della sezione riferita al cavo risultante

Con riferimento alla Fig. 5 indicata con  $N_c$  la azione assiale mutua che si scambiano la armatura concentrata e l'elemento di calcestruzzo, nell'ambito della formulazione di Trost, si ha l'immediata relazione di congruenza nella sezione

$$N_c (\delta_c \lambda + \delta_s) + N_{oc} \delta_c \mu = (M_g + \underline{A}^T \underline{X}) \delta_c \beta \lambda + (M_g + \underline{A}^T \underline{X}_0) \delta_c \beta \mu + \epsilon_{sh} + N_P \delta_s \quad (34)$$

essendo

$$\delta_c = \frac{1}{E_c A_c} \left( 1 + \frac{e_s^2}{r^2} \right); \quad \delta_s = \frac{1}{E_s A_s}; \quad \beta = \left( 1 + \frac{r^2}{e_s^2} \right)^{-1} \frac{r^2}{e_s^2}$$

$$\lambda = 1 + \chi \varphi; \quad \mu = \varphi (1 - \chi); \quad \underline{A}^T = \begin{bmatrix} 1 - \frac{z}{l} & \frac{z}{l} \end{bmatrix}$$

Introdotte le relazioni

$$\alpha = \delta_c / (\delta_c + \delta_s), \quad \bar{N} = \epsilon_{sh} / \delta_c \quad (35)$$

la (34) al tempo  $t$  ed al tempo  $t_0$  si scrive

$$N_c (1 + \alpha (\lambda - 1)) = M_g \alpha \beta (1 + \varphi) + \underline{A}^T \underline{X} \alpha \beta \lambda + \underline{A}^T \underline{X}_0 \alpha \beta \mu + \bar{N} \alpha + N_P (1 - \alpha) - N_{oc} \alpha \mu \quad (36)$$

$$N_o = N_{oc} = M_g \alpha \beta + \underline{A}^T \underline{X}_0 \alpha \beta + N_P (1 - \alpha)$$

Combinando le (36) al tempo  $t$  si hanno le relazioni

$$N_c = M_g \alpha \beta \left[ \frac{1 + \varphi - \alpha \varphi (1 - \chi)}{1 + \alpha \chi \varphi} \right] + \underline{A}^T \underline{X} \alpha \beta \frac{(1 + \chi \varphi)}{1 + \alpha \chi \varphi} + \underline{A}^T \underline{X}_0 \frac{\alpha \beta \varphi (1 - \chi) (1 - \alpha)}{1 + \alpha \chi \varphi} + \bar{N} \frac{\alpha}{1 + \alpha \chi \varphi} + N_P (1 - \alpha) \frac{[1 - \alpha \varphi (1 - \chi)]}{1 + \alpha \chi \varphi} \quad (37)$$

$$M_c = M_g + \underline{A}^T \underline{X} - N_c e_s \quad (38)$$

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M}{E_c I_c} (1 + \chi \varphi) + \frac{M_{co}}{E_c I_c} \varphi (1 - \chi) \quad (39)$$

Combinando le (37), (38), (39) per il legame momento curvature risulta infine l'espressione

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M_g}{E_c I_c} \rho_g + \underline{A}^T \frac{X}{E_c I_c} \rho_X + \underline{A}^T \frac{X_o}{E_c I_c} \rho_{X_o} + \frac{N_p e_s}{E_c I_c} \rho_P - \frac{\bar{N} e_s}{E_c I_c} \rho_{sh} \quad (40)$$

essendo rispettivamente

$$\begin{aligned} \rho_g &= (1-\alpha\beta) \left[ 1 + \varphi - \frac{\alpha\beta}{1-\alpha\beta} \varphi(1-\alpha) \frac{(1+\chi\varphi)}{1+\alpha\chi\varphi} \right] \\ \rho_X &= (1+\chi\varphi) \left[ 1 - \frac{\alpha\beta(1+\chi\varphi)}{1+\alpha\chi\varphi} \right] \\ \rho_{X_o} &= \varphi(1-\chi) \left[ 1 - \alpha\beta - \alpha\beta(1-\alpha) \frac{(1+\chi\varphi)}{1+\alpha\chi\varphi} \right] \\ \rho_{sh} &= \alpha \frac{(1+\chi\varphi)}{1+\alpha\chi\varphi}; \quad \rho_P = (1-\alpha) \left[ 1 + \frac{\varphi(1-\alpha)}{1+\alpha\chi\varphi} \right] \end{aligned} \quad (41)$$

Per le variazioni  $\Delta(1/r_c)$  che si manifestano dopo l'applicazione delle azioni risulta invece

$$\Delta \frac{1}{r_c} = \frac{M_g}{E_c I_c} \bar{\rho}_g + \underline{A}^T \frac{X}{E_c I_c} \bar{\rho}_X - \frac{N_p e_s}{E_c I_c} \bar{\rho}_P \quad (42)$$

essendo

$$\begin{aligned} \bar{\rho}_g &= \varphi(1-\alpha\beta) \left[ 1 - \frac{\alpha\beta}{1-\alpha\beta} (1-\alpha) \frac{(1+\chi\varphi)}{1+\alpha\chi\varphi} \right] \\ \bar{\rho}_X &= \rho_X; \quad \bar{\rho}_P = \frac{\varphi(1-\alpha)^2}{1+\alpha\chi\varphi} \end{aligned} \quad (43)$$

Le funzioni  $|\rho|$ ,  $|\bar{\rho}|$ , la cui conoscenza permette di valutare la curvatura della trave o la sua variazione, sono rappresentate nelle Fig. 6, 7 in corrispondenza a prefissati valori di  $\beta$ ,  $\chi$ ,  $\varphi$  e per  $\alpha$  variabile nell'intervallo 0-1. In questo caso essendo  $\alpha$  il parametro di deformabilità relativa fra calcestruzzo ed acciaio, le curve sono decrescenti al crescere di  $\alpha$ . Nella

Fig. 6 sono riportate le curve  $\rho_g$ ,  $\rho_X$ ,  $\rho_{X_o}$  per  $t = \infty$  e  $t = t_o$ . Le curve sono decrescenti ed obbediscono al primo teorema della viscosità lineare sia per  $\alpha = 0$  (armatura nulla) sia per  $\alpha = 1$  (armatura rigida).

Inoltre, per  $t = t_o$ , le curve  $\rho_g(t_o)$ ,  $\rho_X(t_o)$  coincidono nella retta 3 che rappresenta la diminuzione della

curvatura elastica al crescere della rigidità delle armature. Le curve  $\rho_P$ ,  $\rho_{sh}$  appaiono in Fig. 7.

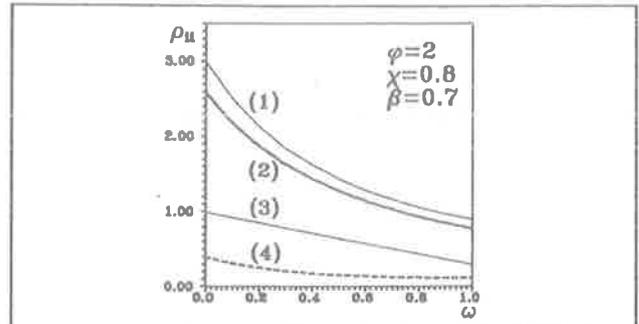


Fig. 6 - Funzioni  $\rho_g(1)$ ,  $\rho_X(2)$ ,  $\rho_{X_o}(4)$ ,  $\rho_{g_o} = \rho_{X_o}(3)$

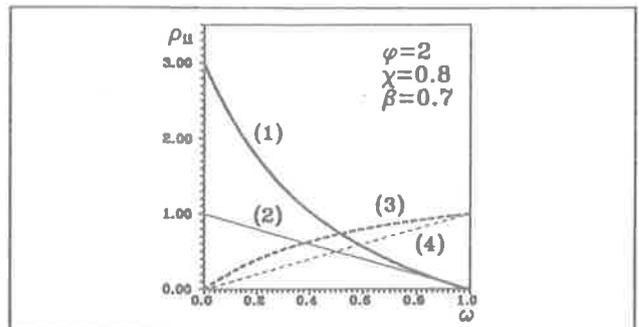


Fig. 7 - Funzioni  $\rho_P(1)$ ,  $\rho_{P_o}(2)$ ,  $\rho_{sh}(3)$ ,  $\rho_{sh_o}(4)$

Il caso  $\alpha = 0$  connesso alla presenza di armatura infinitamente deformabile dà luogo ad una costanza della forza di precompressione e quindi al mantenimento delle clausole del primo teorema della viscosità lineare per quanto riguarda gli spostamenti. L'assenza di armatura dà poi luogo a curvature nulle in presenza di ritiro in quanto, risultando  $N_{sh} = 0$ , non appaiono applicati momenti flettenti alla sezione, mentre per  $\alpha = 1$  la rigidità dell'armatura dà luogo ad un regime di sforzi di rilassamento puro e conseguentemente ad uno stato di spostamento coincidente con quello calcolabile in fase elastica, rappresentato dalla retta 4. Questo stato di spostamento è sempre minore del corrispondente in campo elastico, in quanto le deformazioni viscosi in presenza di un regime di sforzi che si riduce nel tempo sono tali da compensare la riduzione elastica delle deformazioni connessa al rilassamento del calcestruzzo.

Applicando il principio dei lavori virtuali, per le relazioni momenti - rotazioni si ha infine, per i due casi di vincolo preesistente o posticipato

$$\int_1^A \underline{A} (1/r_c) dl = \underline{\vartheta}; \quad \int_1^A \underline{A} \Delta(1/r_c) dl = \Delta \underline{\vartheta} \quad (44)$$

ed introducendo le (49), (42) nella (43) si ha infine

$$\underline{\vartheta} = \underline{F}_{\underline{X}} \underline{X} + \underline{F}_{\underline{X}_0} \underline{X}_0 + \underline{\vartheta}_g + \underline{\vartheta}_{sh} + \underline{\vartheta}_P + \underline{C}_V \quad (45)$$

$$\Delta \underline{\vartheta} = \underline{F}_{\underline{X}} \underline{X} + \underline{\bar{\vartheta}}_g + \underline{\bar{\vartheta}}_P + \underline{C}_V \quad (46)$$

$$F_{X_{ij}} = \delta_{ij} \sum f_{ij}^{(k)} \rho_X^{(k)} \gamma^{(k)} \quad F_{X_0_{ij}} = \delta_{ij} \sum f_{ij}^{(k)} \rho_{X_0}^{(k)} \gamma^{(k)}$$

$$\vartheta_{gi} = \delta_{iog} \sum f_{iog}^{(k)} \rho_g^{(k)} \gamma^{(k)} \quad \bar{\vartheta}_{gi} = \delta_{iog} \sum f_{iog}^{(k)} \bar{\rho}_g^{(k)} \gamma^{(k)}$$

$$\vartheta_{Pi} = \delta_{ioP} \sum f_{ioP}^{(k)} \rho_P^{(k)} \gamma^{(k)} \quad \bar{\vartheta}_{Pi} = \delta_{ioP} \sum f_{ioP}^{(k)} \bar{\rho}_P^{(k)} \gamma^{(k)}$$

$$\vartheta_{shi} = \delta_{iosh} \sum f_{iosh}^{(k)} \rho_{sh}^{(k)} \gamma^{(k)} \quad \gamma^{(k)} = (E_c^{(P)} I_c^{(P)}) / (E_c^{(k)} I_c^{(k)})$$

con  $\delta_{ij}$ ,  $\delta_{io}$  coefficienti di influenza relativi alla sola parte in calcestruzzo dell'elemento alveolare, di rigidità  $E_c^{(P)} I_c^{(P)}$ , supposto esteso all'intera luce, essendo  $\gamma^{(k)}$  il termine di correzione che tiene conto della variabilità della rigidità nelle varie parti strutturali. Per le funzioni  $f_{ij}$ ,  $f_g$ ,  $f_P$  indipendentemente dagli indici si ha

$$f^{(1)} = f(\xi_1); \quad f^{(2)} = f(\xi_2) - f(\xi_1); \quad f^{(3)} = f(1) - f(\xi_2)$$

$$\text{essendo} \quad f_{11} = \xi(3 - 3\xi + \xi^2) \quad f_{12} = \xi^2(3 - 2\xi) = f_{21} \quad f_{22} = \xi^3 \quad (47)$$

$$f_{1og} = 6\xi^2 - 8\xi^3 + 3\xi^4 \quad f_{2og} = \xi^3[4 - 3\xi]$$

$$f_{ioP} = f_{iosh} = \xi(2 - \xi) \quad f_{2oP} = f_{2osh} = \xi^2$$

Le (45) risolvono il problema riconducendo il procedimento analitico ad un procedimento di tipo elastico, ove si sono introdotte opportune modifiche ai coefficienti di influenza per tener conto degli effetti delle deformazioni differite nel calcestruzzo. Dalle (45) possono farsi discendere alcuni casi particolarmente significativi. Innanzitutto, nel caso di sezioni costanti per tutta la lunghezza dell'elemento, le somme a secondo membro delle (46), tenendo conto delle (47) forniscono semplicemente il valore  $\rho$  corrispondente, uguale in ogni parte dell'elemento. Le (45) divengono pertanto

$$\underline{\vartheta} = \underline{\delta} \rho_X \underline{X} + \underline{\delta} \rho_{X_0} \underline{X}_0 + \underline{\delta}_g \rho_g + \underline{\delta}_{sh} \rho_{sh} + \underline{\delta}_P \rho_P + \underline{C}_V$$

$$\Delta \underline{\vartheta} = \underline{\delta} \rho_X \underline{X} + \underline{\delta}_g \bar{\rho}_g + \underline{\delta}_P \bar{\rho}_P + \underline{C}_V \quad (48)$$

essendo rispettivamente  $\underline{\delta}$ ,  $\underline{\delta}_g$ ,  $\underline{\delta}_{sh}$ ,  $\underline{\delta}_P$  la matrice di flessibilità elastica dell'elemento di calcestruzzo ed i vettori dei coefficienti di influenza elastici connessi al carico  $g$ , al ritiro ed alla precompressione. Allorché il materiale elasto-viscoso sia assunto di tipo boltzmanniano, risulta, per  $t = \infty$ ,  $\chi = 1$ , cosicché

ponendo tale valore nelle (41), (42), le (48) possono scriversi con riferimento alla espressione asintotica, valutando così immediatamente lo stato finale del sistema. Infine per materiale omogeneo, corrispondente a  $\alpha = 0$ , risulta dalle (41), (43)

$$\rho_g = 1 + \varphi \quad \rho_X = 1 + \chi\varphi \quad \rho_{X_0} = \varphi(1 - \chi) \quad (49)$$

$$\rho_P = 1 + \varphi \quad \rho_{sh} = 0$$

$$\bar{\rho}_g = \varphi \quad \bar{\rho}_X = \rho_X \quad \bar{\rho}_P = \varphi$$

e le (48) per vincoli rigidi assumono la forma

$$\underline{\vartheta} = \underline{\delta} (1 + \chi\varphi) \underline{X} + \underline{\delta} \varphi (1 - \chi) \underline{X}_0 + (\underline{\delta}_g - \underline{\delta}_P)(1 + \varphi) \quad (50)$$

$$\Delta \underline{\vartheta} = \underline{\delta} (1 + \chi\varphi) \underline{X} + (\underline{\delta}_g - \underline{\delta}_P) \varphi$$

Dalla prima delle (50) è quindi immediato osservare che la condizione  $\underline{X} = \underline{X}_0$  garantisce la affinità fra le rotazioni prodotte da  $\underline{X}$  e dalle azioni esterne, ovvero il problema è governato dal primo teorema della viscosità lineare.

## 2.2 Analisi non lineare (A. N. L.)

In presenza dei momenti di continuità le sezioni corrispondenti possono presentare effetti fessurativi allorché, detto  $X_i$  il generico momento agente risulti  $|X_i| \geq |M_{cni}|$  essendo  $M_{cni}$  il momento di fessurazione sull'appoggio  $i$ -esimo. La presenza della fessurazione dà luogo ad un comportamento non lineare delle zone da essa interessate, cosicché le relazioni momenti - rotazioni, fornite dalle (45) devono essere opportunamente corrette. A tale scopo, facendo riferimento alla Fig. 8 ed alle formulazioni proposte in [4], il legame momenti - curvature al tempo iniziale e al tempo generico può essere espresso mediante le seguenti relazioni

$$\frac{1}{r_0} = \frac{M_0}{E_c I_{10}^*} [1 + (1 - \zeta)(c_0 - 1)] \quad (51)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_c I_{11}^*} k_1^* \lambda_1 [1 + (1 - \zeta)(c_1 - 1)] \quad (52)$$

essendo rispettivamente

$$\lambda_1 = (1 + \varphi) \quad k_1^* = I_{10}^* / I_{11}^*$$

$$\zeta = \beta_1 \beta_2 \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad c_0 = \frac{I_{10}^*}{I_{110}^*} \quad c_1 = \frac{I_{11}^*}{I_{111}^*} \quad (53)$$

ove  $I_{I_0}^*$ ,  $I_{II_0}^*$ ,  $I_{I_1}^*$ ,  $I_{II_1}^*$  sono rispettivamente i momenti di inerzia della sezione integra e di quella totalmente parzializzata, omogeneizzate con modulo  $E_c$  ed  $E_c/\lambda_1$ .

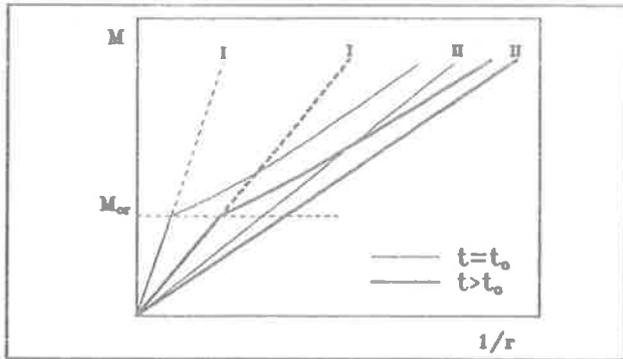


Fig. 8 - Diagrammi M - 1/r

Infine si assume  $\beta_1 = 1$  per barre ad aderenza migliorata oppure  $\beta_1 = 0,5$  per barre lisce e  $\beta_2 = 0,5$  trattandosi di azioni permanenti. Nelle (52) gli effetti viscosi sono valutati facendo riferimento al valore costante  $\chi=1$ , ovvero adottando un modello viscoso boltzmanniano e valutandone il comportamento asintotico. Questo modo di procedere si mostra affidabile in presenza di fessurazioni, essendo le deformazioni viscosi più contenute a causa della ridotta area di calcestruzzo interessata dai fenomeni viscosi. Per lo stesso motivo la curvatura dovuta al ritiro risulta assai ridotta e può pertanto essere trascurata. In questo caso, come mostrato estesamente in [10], il tipo di modello assunto per la descrizione delle deformazioni viscosi non ha praticamente influenza sui valori finali delle curvature, cosicché appare consigliabile fare riferimento alla formulazione algebrica (23), assumendo  $\chi=1$ , per ogni tempo  $t$  eliminando così il contributo dovuto al momento iniziale  $X_0$  che è in questo caso sensibilmente limitato. Posto pertanto

$$G(M_g, \underline{X}, t) = k_1^* \lambda_1 [1 + (1 - \zeta)(c_1 - 1)] \quad (54)$$

le (51), (52), ricordando la (2) diventano

$$\frac{1}{r_0} = \frac{(M_g + \underline{A}^T \underline{X}_0)}{E_c I_{II}^*} G(M_g, \underline{X}_0, t) \quad (54)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{(M_g + \underline{A}^T \underline{X})}{E_c I_{II}^*} G(M_g, \underline{X}, t) \quad (55)$$

Introducendo pertanto le (40), (55) nella (43) si ha

$$\underline{\vartheta} = \underline{F}_{\underline{X}}^* (\underline{X}, g) \underline{X} + \underline{F}_{\underline{X}} \underline{X} + \underline{F}_{\underline{X}_0} \underline{X}_0 + \underline{\vartheta}_g^* (\underline{X}, g) +$$

$$\underline{\vartheta}_g + \underline{\vartheta}_{sh} + \underline{\vartheta}_p + \underline{Cv} \quad (56)$$

$$\Delta \underline{\vartheta} = \underline{F}_{\underline{X}}^* (\underline{X}, g) \underline{X} + \underline{F}_{\underline{X}} \underline{X} + \underline{\vartheta}_g^* (\underline{X}, g) + \underline{\vartheta}_g + \underline{\vartheta}_p + \underline{Cv} \Delta v$$

ove, come espresso in Fig. 9, indicate con  $\xi_1^*$ ,  $\xi_2^*$  le ascisse adimensionali che definiscono le zone fessurate, risulta

$$\underline{F}_{\underline{X}}^* (\underline{X}, g, v) = \int_0^{\xi_1^*} \underline{AA}^T \frac{1}{E_c I_{II}^*} G \, d\xi + \int_{\xi_2^*}^1 \underline{AA}^T \frac{1}{E_c I_{II}^*} G \, d\xi$$

$$\underline{\vartheta}_g^* (\underline{X}, g, v) = \int_0^{\xi_1^*} \underline{AM}_g \frac{1}{E_c I_{II}^*} G \, d\xi + \int_{\xi_2^*}^1 \underline{AM}_g \frac{1}{E_c I_{II}^*} G \, d\xi$$

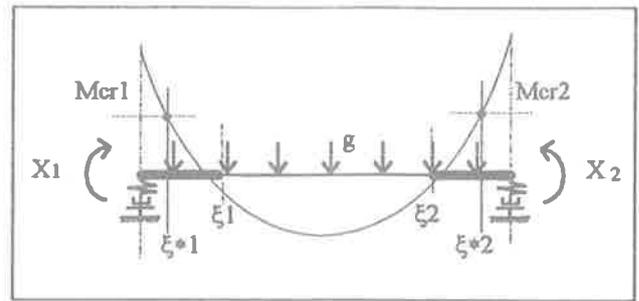


Fig. 9 - Dislocazione della fessurazione

mentre per le altre grandezze che appaiono nella (56) valgono ancora le definizioni fornite dalle (46), assumendo per le funzioni  $f$ , che appaiono nelle (47) le espressioni

$$f^{(1)} = f(\xi_1) - f(\xi_1^*) ; f^{(2)} = f(\xi_2) - f(\xi_1)$$

$$f^{(3)} = f(\xi_2^*) - f(\xi_2) \quad (58)$$

Le (55), che rappresentano una specializzazione della formulazione generale espressa in [9], introdotte nelle relazioni di compatibilità (22) permettono di procedere all'analisi non lineare del problema in presenza di fessurazione. A tale proposito la tecnica operativa più immediata appare quella basata su un processo numerico-iterativo, il cui primo passo viene condotto in campo lineare, ignorando la fessurazione. In questo modo è possibile determinare le zone ove  $|X_i| \geq M_{cri}$  e

quindi le ascisse  $\xi_{1i}^*$ ,  $\xi_{2i}^*$ , e procedere quindi ad una analisi non lineare utilizzando le (56). Si ottengono nuovi valori di  $X_i$  che permettono di definire nuove ascisse  $\xi_{1i}^*$ ,  $\xi_{2i}^*$  e quindi di effettuare un nuovo passo iterativo modificando le (57), (58). Il procedimento si prolunga fino al passo in cui non si osservano più pratiche variazioni dei momenti  $X_i$  fra passi successivi.

### 3. ESEMPIO DI APPLICAZIONE

Le relazioni (45), (46) sono state applicate per l'analisi della struttura rappresentata in Fig. 10. Le azioni esterne considerate sono il peso proprio  $g_s$ , applicato prima della formazione del vincolo di continuità, ed il sovraccarico  $g$ , applicato dopo la formazione del vincolo.

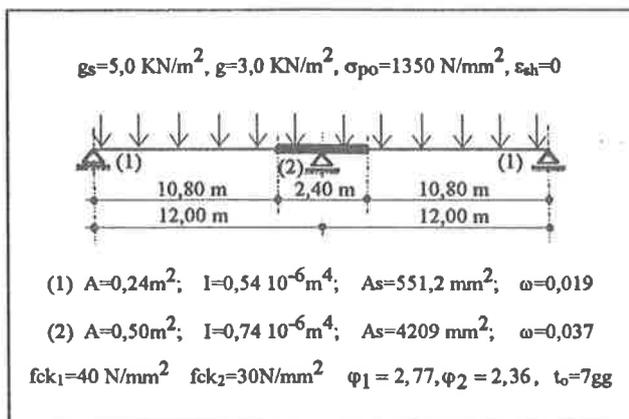


Fig. 10 - Esempio di applicazione

Agisce inoltre la forza di precompressione  $N_p$ . Nella Fig. 11 è riportato l'andamento nel tempo del momento di continuità. In analisi lineare si osserva un sensibile riacquisto del regime di trave continua per i momenti dovuti alla precompressione e al peso proprio che, inizialmente nulli, raggiungono valori pari a circa 84% e 87% di quelli di trave continua con vincolo preesistente (curve 1 e 3). Il momento dovuto a  $g$  è invece praticamente invariante, in quanto la sua variabilità, dell'ordine del 2% rispetto al valore iniziale, è dovuta esclusivamente alla presenza della non omogeneità strutturale, peraltro modesta nel caso in esame (curva 2). Il momento totale di continuità (curva 4) non si discosta pertanto in modo marcato da quello dovuto a  $g$ , in quanto gli effetti di precompressione e di peso proprio tendono ad elidersi, essendo, in presenza di vincoli preesistenti  $X_{g0} = 1,24 X_{p0}$ . Si osservi che l'analisi lineare condotta nell'ipotesi di comportamento boltzmanniano ( $\chi=1$ ), non si discosta praticamente da quella precedente, avendo scarti massimi dell'ordine del 5%. Ciò avvalorava l'ipotesi di poter procedere con tale modello nell'analisi non lineare i cui risultati sono visualizzati dalla curva (4) A.N.L.. La fessurazione, che si estende nella zona  $\xi_2^* = 0,97 \leq \xi \leq 1$ , riduce dell'8% i momenti di continuità, sottolineando la marcata influenza che hanno sul valore di momento i fenomeni non lineari pure estesi a zone assai ristrette dell'elemento. Ciò afferma la necessità di doverne tener

conto nella progettazione di questi elementi. Nella Fig.12 sono riportati gli andamenti del momento flettente agente sull'elemento di solo calcestruzzo al tempo  $t=t_0$  (a) ed al tempo finale  $t=t_\infty$  (b). Relativamente all'analisi lineare per  $t=t_0$ , allorché il vincolo di continuità non è attivo, il momento dovuto a  $g_s$  è quello di semplice appoggio mentre l'analogo dovuto a  $g$ , che agisce dopo la formazione del vincolo, è quello tipico di trave continua.

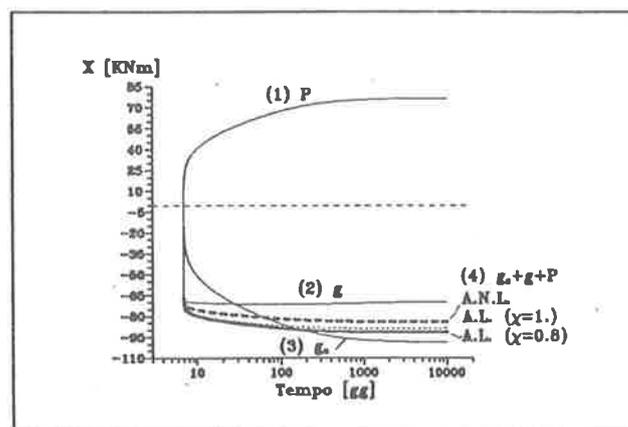


Fig.11-Variazione del momento di continuità nel tempo

Il momento di precompressione è costante ed esteso alla sola zona  $\xi_1 = 0 \leq \xi \leq \xi_2 = 0,9$ , cosicché il diagramma del momento totale appare discontinuo per  $\xi = \xi_2$ . Al tempo finale si evidenzia chiaramente il riacquisto del momento dovuto al peso proprio, mentre per quello dovuto a  $P$ , si osserva che esso, a differenza di quello isostatico, interessa l'intera campata, producendo un momento positivo linearmente variabile. Ne deriva che il momento iperstatico dovuto alla precompressione annulla praticamente l'effetto isostatico per  $\xi = \xi_2$ , come si evince dalla linea 1 rappresentante il momento complessivo di precompressione. E' interessante inoltre notare che il momento iperstatico di precompressione, di segno positivo sull'appoggio di continuità, è favorevole nei riguardi della possibilità di ridurre i rischi connessi alla fessurazione. Infine nella Fig. 12 (c) sono riportati, opportunamente ingranditi i diagrammi dei momenti in prossimità dell'appoggio di continuità valutati in analisi lineare assumendo  $\chi=1$  e in analisi non lineare. Si osservi che in  $\xi = \xi_2$ , malgrado risulti  $M > M_{cr}$  non si ha fessurazione nella sezione precompressa essendo ivi presente la forza di precompressione, la cui variabilità è dell'ordine del 5% essendo modesto il quantitativo di armatura di precompressione insieme al corrispondente valore di  $\alpha$ .

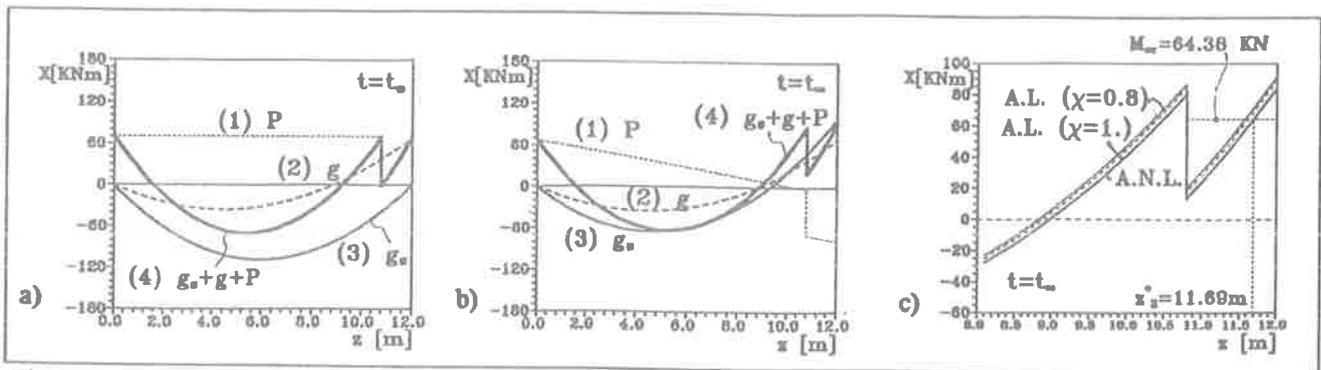


Fig. 12 - Momenti iniziali e finali sull'elemento di calcestruzzo. Momenti di continuità in analisi non lineare

#### 4. CONCLUSIONI

La valutazione degli effetti conseguenti alla formazione posticipata dei vincoli di continuità flessionali in elementi alveolari in cemento armato precompresso richiede l'utilizzo di tecniche operative sufficientemente raffinate per poter cogliere affidabilmente l'evoluzione dello stato di sollecitazione degli elementi. I procedimenti di analisi discussi nel presente lavoro, hanno consentito di esprimere la soluzione del problema in varie forme, di tipo esatto o approssimato che permettono di calcolare adeguatamente le grandezze statiche e deformative che governano il problema. In particolare, le proprietà sezionali degli elementi caratterizzate da piccoli valori dei coefficienti di accoppiamento, danno luogo a variazioni assai contenute della forza di precompressione, cui conseguono elevati riacquisti del regime statico da essa prodotta. Analoga circostanza si manifesta per il peso proprio strutturale mentre è pressoché trascurabile la variazione delle sollecitazioni flessionali prodotte dai carichi agenti sullo schema preventivamente reso continuo. I fenomeni fessurativi che possono instaurarsi nelle zone di continuità richiedono l'utilizzo di una analisi non lineare, la cui precisione si rivela sufficiente allorché il problema venga trattato nell'ambito di una formulazione algebrica semplificata della legge costitutiva elasto-viscosa, in quanto i ridotti effetti viscosi nelle sezioni fessurate ne rendono l'entità scarsamente influenzata dal modello di viscosità assunto. Sulla base di queste considerazioni e tenendo conto della relativa semplicità di approccio al problema che può derivarsi dall'applicazione delle procedure approssimate di analisi proposte nel presente lavoro, che trovano peraltro ampia giustificazione nella discussione teorica riportata nel lavoro stesso e nei risultati numerici derivati da ampie indagini parametriche, appare attualmente possibile procedere ad una attenta ed accurata verifica di questi tipi strutturali, da cui poter trarre informazioni di sensibile valenza progettuale atte ad assicurare una adeguata

durabilità in esercizio agli elementi e alle loro strutture portanti.

#### 5. BIBLIOGRAFIA

- [1] F. MOLA - 1988, "Studio del comportamento a lungo termine di strutture caratterizzate da disomogeneità reologiche distribuite lungo l'asse e nelle sezioni trasversali", Studi e Ricerche, Vol.10, Italcementi, Bergamo
- [2] F. MOLA, M.A. PISANI - 1993, "Creep analysis of non-homogeneous concrete structures", Proceeding of the Fifth International RILEM Symposium, Barcelona
- [3] F. MOLA - 1986, "Analisi generale in fase viscoelastica lineare di strutture a comportamento reologico non omogeneo", Studi e Ricerche, Vol.8, Italcementi, Bergamo
- [4] CEB-FIP - 1983, "Cracking and Deformation", Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, CH
- [5] H. TROST - 1967, "Auswirkungen des Superpositionprinzips auf Kriech und Relaxation Probleme bei Beton und Spannbeton", Beton und Stahlbetonbau, H.10
- [6] F. MOLA - 1981, "Metodi di Analisi di Strutture in c.a. e c.a.p. a comportamento elastoviscoso lineare", Studi e Ricerche, Vol.3, Italcementi, Bergamo
- [7] CEB-FIP- 1991, "Model Code 1990", CEB Bulletin d'Information n. 203-204-205, Lausanne, CH
- [8] ACI - 1971, Committee 209, "Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures", ACI SP27-3, Detroit
- [9] F. MOLA, M.C. GATTI - 1994, "Structural Analysis of Cracked R.C. Members under Instantaneous and Sustained Actions", Studi e Ricerche, Italcementi, Bergamo
- [10] F. MOLA, N. GATTESCO - 1983, "Creep effects in R.C. cracked sections", Proceedings of the Theoretical and Applied Mechanics Department, Università di Udine

**LO SHOTCRETE MODULAR SYSTEM.  
LA TECNOLOGIA MODULARE PER LA REALIZZAZIONE  
DI CALCESTRUZZI PROIETTATI DI ALTA QUALITÀ**

Roberto GOTTARDO  
MAC S.p.A. (MBT Group) - Treviso

Rabinder KHURANA  
MBT Europe - Treviso



## LO SHOTCRETE MODULAR SYSTEM

La tecnologia modulare per la realizzazione di calcestruzzi proiettati di alta qualità

**Roberto GOTTARDO**

Ingegnere Civile  
MAC S.p.A (MBT Group)  
TREVISO

**Rabinder KHURANA**

Ingegnere Civile  
MBT Europe  
TREVISO

### SOMMARIO

Verrà illustrata nelle pagine che seguiranno, la Tecnologia Modulare per la realizzazione di Calcestruzzi Proiettati (shotcrete) di alta qualità evidenziando nella ampia premessa l'importanza degli aspetti di ingegneria strutturale (shotcrete for rock support) e gestionale (project management) per un efficiente ed efficace processo costruttivo in sotterraneo.

### SUMMARY

Shotcrete Modular System in the following pages will be introduced. Project Management and Structural engineering points of view, will be taken in consideration in order to analyze the real importance of high performance shotcrete for a sound and efficient tunnelling construction.

### 1. Sinossi

Con il termine Shotcrete si va diffondendo sempre più nel settore delle costruzioni, la tecnologia del calcestruzzo spruzzato che nelle differenti realtà nazionali trova originali applicazioni quali il rock support, consolidamento dei pendii, rivestimento di opere idrauliche, concrete repair, ecc.. E' in atto ormai da una decina d'anni su scala mondiale una incontrovertibile tendenza tecnologica, che riguarda in realtà solo la meccanica dell'applicazione, generata dai mille problemi connessi con la obsoleta metodologia "a secco" e che vede diffondersi in ragione esponenziale il sistema "ad umido".

Il nostro Paese, unico anche in questo settore, è risultato essere il più celere nell'accogliere tale innovazione al punto che a tutt'oggi la percentuale di shotcrete realizzato per "via secca" risulta essere sostanzialmente nulla (2%). Tuttavia questa vivace propensione al nuovo ha visto coinvolti attivamente i costruttori di macchinari (pompe e manipolatori elettro-meccanici) ed in misura assai risibile i fornitori di tecnologia dei materiali. Tale processo, del

tutto originale rispetto agli altri Paesi europei ed extraeuropei, ha definito di fatto una situazione paradossale proiettando l'Italia al primo posto tra le Nazioni utilizzatrici del moderno sistema per via umida ed all'ultimo posto nella classifica della qualità del prodotto finale.

E' pur vero che il settore dell'Ingegneria Costruttiva ed in modo particolare del Tunnelling è da sempre contraddistinto da quella che può essere definita la **sindrome dell'ingegneria**, ossia la intrinseca consapevolezza di conoscere tutto e meglio di chiunque altro, ma è pur vero anche che l'atteggiamento naturalmente reazionario del Costruttore di gallerie, per altro più formale che reale, deve essere ribaltato con vigore ed efficacia proprio da coloro che dell'innovazione han fatto bandiera ed orgoglio professionale.

E' indubbio che lo shotcrete italiano, e non solo, soffra di patologie congenite e croniche in termini di efficacia, efficienza e flessibilità, quali:

a) la rigidità gestionale

- - l'ubicazione dell'impianto di confezionamento spes-

so sito lontano dall'imbocco e presso centri abitati

- limiti di orario di lavoro della centrale stessa per legittimi vincoli di ordine acustico
- il tempo di vita allo stato fresco dell'impasto (massimo 2 ore) non consente l'assorbimento dei ritardi senza ripercussioni negative sulla qualità dello shotcrete (preidratazione, aumento dello sfrido, rigetto di impasti non utilizzabili perché "vecchi" o perché sovrabbondanti in volume rispetto alle esigenze, ecc...)

**b) le basse/bassissime prestazioni meccaniche**

- problemi di convergenze macroscopiche
- svergolamento delle centine metalliche
- sfornellamenti
- ritardi nell'avanzamento
- interventi di postconsolidamento e di ripristino del profilo della galleria

**c) amplificazione esponenziale dei costi unitari (sfrido) e generali dell'opera (ritardo di consegna sullo schedulato)**

La funzione dello shotcrete nel tunnelling italiano com'è ben noto è relegata, assieme alle centine metalliche ed agli ancoraggi in roccia, al sostegno temporaneo del cavo, mentre al rivestimento finale, in calcestruzzo vibrato entro casseri scorrevoli, è assegnato il compito del sostegno definitivo.

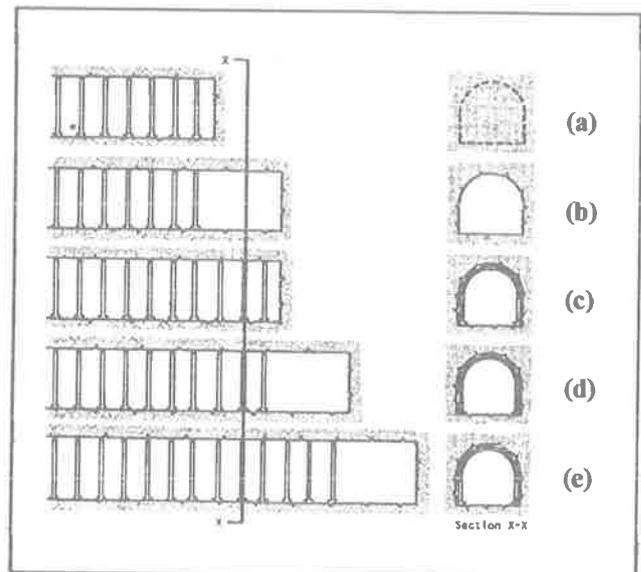
In condizioni particolarmente severe (rocce a comportamento plastico o elasto-plastico) la scarsa qualità dello shotcrete tradizionale può pregiudicare la stabilità del cavo stesso e quindi la schedulata velocità di avanzamento.

Lo studio e l'adozione di uno shotcrete ad elevate performances (High Performance Shotcrete) può condurre senz'altro ad una migliore interazione tra il supporto ed il terreno spingente (aumento della rigidità, della duttilità e della pressione massima di contenimento del supporto) e ad una più elevata velocità di avanzamento dell'opera nel rispetto della qualità richiesta dal Progettista e dal Committente.

## 2. CENNI SULLA PROGETTAZIONE DEL SUPPORTO IN CALCESTRUZZO PROIETTATO IN GALLERIA

Il principale obiettivo nella progettazione dei supporti in galleria è quello di aiutare la roccia a sostenere se stessa. Consideriamo l'esempio illustrato in figura che mostra una galleria scavata a piena sezione mediante esplosivi nel quale, dopo ogni ciclo di smarino, vengono sistemate le centine metalliche.

In (a), il fronte di scavo non ha ancora raggiunto la sezione X - X. L'ammasso roccioso nel profilo di galleria proposto, mostrato in tratteggio nel disegno di

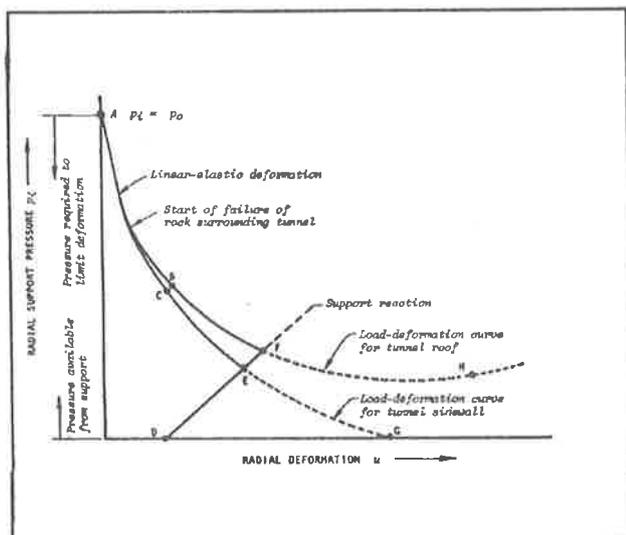


una sezione trasversale in (a), è in equilibrio con il sistema roccioso circostante la galleria. La pressione interna di supporto  $P_i$  agente trasversalmente al profilo di scavo indicato, è uguale alla tensione in sito  $P_o$  (punto A).

In (b), il fronte di scavo è stato avanzato oltre la sezione X - X e la pressione di supporto  $P_i$ , precedentemente fornita dalla roccia contenuta all'interno del profilo di scavo, è caduta a zero. Comunque il tunnel non crollerà in quanto la deformazione radiale  $u$  è limitata in prossimità del fronte il quale fornisce un notevole vincolo alla deformazione. Se questo vincolo presente solo nelle vicinanze del fronte non fosse disponibile, sarebbe richiesta una pressione interna di supporto  $P_i$ , data dai punti B e C nel grafico, per contenere la deformazione  $u$  ad essa associata. Si noti che la pressione di supporto  $P_i$ , richiesta per contenere la deformazione della calotta è più elevata di quella richiesta per limitare le deformazioni dei piedritti poiché il peso della roccia sciolta sopra la calotta deve essere aggiunto alla pressione di supporto richiesta per contrastare gli spostamenti dovuti allo stato tensionale di calotta.

In (c), il fronte è stato smarinato e le centine sono state installate in prossimità del fronte di scavo. A questo punto, i supporti non sono gravati da carico, come mostrato nel punto D del grafico, in quanto non si sono verificate ulteriori deformazioni. Assumendo che l'ammasso roccioso non esibisca caratteristiche di deformazione dipendenti dal tempo, le deformazioni radiali del tunnel sono ancora quelle definite dai punti B e C.

In (d), il fronte di scavo è stato avanzato di circa una volta e mezza il diametro oltre la sezione X - X ed il vincolo alla deformazione fornito in prossimità del fronte è ora considerevolmente ridotto. Questo comporta



ulteriori deformazioni radiali dei piedritti e della calotta come indicano chiaramente le curve CEG e BFH. La convergenza del tunnel induce dei carichi nel sistema dei supporti che vengono quindi azionati come molle rigide. La pressione di supporto  $P_i$ , disponibile dal bloccaggio delle centine aumenta con la deformazione radiale del tunnel come risulta chiaro dalla curva DEF.

In (e), il fronte è distanziato alquanto dalla sezione X - X. Se nessun supporto fosse stato installato la deformazione radiale incrementerebbe come indicano le curve tratteggiate EG e FH.

Nel caso dei piedritti, la pressione richiesta per contenere ulteriori deformazioni cade a zero al punto G e, in questo caso, essi resterebbero in equilibrio stabile sino ad una variazione dello stato di sollecitazione. Sull'altro versante, il supporto necessario per contenere le deformazioni di calotta cade ad un minimo per poi risalire. Questo perchè gli spostamenti verticali incontrastati di zone di rocce sciolte in calotta causa la formazione di altre rocce sciolte che conseguentemente incrementano il carico gravitativo agente sui supporti. Nell'esempio la calotta collapserebbe se non fosse stato installato alcun supporto.

Come illustrato nella parte più bassa di figura la curva di reazione del supporto per centine bloccate intercetta le curve pressione-deformazione per i piedritti e per la calotta nei punti E e F. In questi punti, la pressione di supporto richiesta per contrastare le deformazioni in calotta e sui piedritti sono esattamente bilanciate dalla pressione disponibile dalle centine e quindi il sistema tunnel-supporti è in equilibrio stabile.

E' evidente da questo semplice esempio qualitativo che la razionale progettazione dei supporti prende in considerazione la natura dell'interazione tra caratteristiche di carico-deformazione sia dell'ammasso roccioso

che del sistema di supporto. Una esaustiva analisi sull'interazione roccia-supporti rappresenta un problema teorico di eccezionale difficoltà e a tal proposito oggi giorno si ritiene indispensabile l'utilizzo di modelli matematici agli elementi finiti.

Alla deformazione della roccia il supporto, nella fattispecie l'anello di shotcrete, si contrappone come una molla rigida e la costante di rigidità identifica la qualità della molla stessa.

Come illustrato in figura, il supporto è generalmente installato dopo che una certa convergenza si è già manifestata. Questa convergenza iniziale viene indicata con  $u_{i0}$ .

La rigidità del supporto, indicata d'ora in poi con  $K$ , caratterizza il comportamento lineare della curva del supporto analiticamente espresso dalla relazione:

$$u_i = u_{i0} + p_i r_i / K$$

Si consideri come modello semplificato un anello di shotcrete di spessore  $t_c$  posizionato sul profilo di scavo di un tunnel di raggio  $r_i$ .

La pressione di supporto e la rigidità generata da questo sistema, in risposta alla convergenza della galleria, sono indicate dalle relazioni:

$$P_i = K/r_i \cdot u_{ie}$$

$$K = E_c \frac{r^2 - (r-t_c)^2}{(1+\nu_c)[(1-2\nu_c)r + (r-t_c)^2]}$$

$u_{ie}$  = parte elastica della deformazione  $u_i$  ( $u_i = u_{i0} + p_i r_i / K$ )

$K$  = rigidità dell'anello di shotcrete

$E_c$  = modulo di elasticità dello shotcrete

$\nu_c$  = rapporto di poisson

$t_c$  = spessore dell'anello di shotcrete

$r$  = raggio del tunnel

La massima pressione di contenimento, generata da questo sistema, può essere calcolata dalla teoria dei serbatoi sottoposti ad una pressione esterna mediante la relazione:

$$P_{\max} = \frac{1}{2} \sigma \left[ 1 - \frac{(r-t_c)^2}{r^2} \right]$$

Nelle ipotesi di calcolo strutturale strutturali sopra considerate è semplice affermare che:

1. la pressione massima di contenimento varia linearmente con la resistenza cubica alla compressione dello shotcrete
2. la rigidità del supporto varia con la radice quadrata della resistenza cubica alla compressione dello shotcrete

N.B.

- la rigidità del supporto varia linearmente con il modulo di elasticità del materiale
- il modulo di elasticità dello shotcrete varia con la radice quadrata della resistenza cubica alla compressione

Con queste premesse è possibile illustrare i risultati numerici desunti da applicazioni dello SHOTCRETE MODULAR SYSTEM, con questo termine intendendo un articolato sistema di tecnologie complementari progettate dai centri di ricerca MAC (Modern Advanced Concrete, MBT Group) per la risoluzione dei peculiari problemi dello shotcrete quali:

- la qualità in opera (resistenza meccanica alla compressione Rck)
- il mantenimento della lavorabilità
- lo sfrido
- la pompabilità degli impasti in presenza di aggregati "difficili"

Un'analisi dello stato dell'arte dello shotcrete tradizionale italiano esula dall'interesse di questo scritto, ma a titolo generale è del tutto corretto affermare che:

- l'impasto è generalmente mantenuto lavorabile solamente attraverso l'aggiunta d'acqua, con deleterio effetto sulla qualità, e generalmente non supera le due ore
- lo sfrido varia dal 20 al 30%
- l'Rck raramente supera i 18 MPa (in opera).

Si riportano i tre differenti mix design relativi a tre differenti sistemi applicativi ed i dati numerici emersi dall'elaborazione:

#### 1- Sistema tradizionale

Cemento 42.5 II AL	500 Kg
Sabbia 0-4 mm (s.s.a)	1000 Kg
Ghiaietto 4-8 mm (s.s.a)	400 Kg
Rapporto acqua/cemento	0.65
Accelerante (sodio silicato)	100 Kg
Sfrido 25-30 %	

#### 2- Sistema Delvo Crete

Cemento 42.5 II AL	450 Kg
Sabbia 0.4 mm (s.s.a)	1200 Kg
Ghiaietto 4-8 mm	450 Kg
Additivo superfluidificante	4.5 l
Rapporto acqua/cemento	0.45
Additivo Stabilizzatore	3l

(la lavorabilità dell'impasto viene conservata sino a 72 ore dal confezionamento senza aggiunte d'acqua)

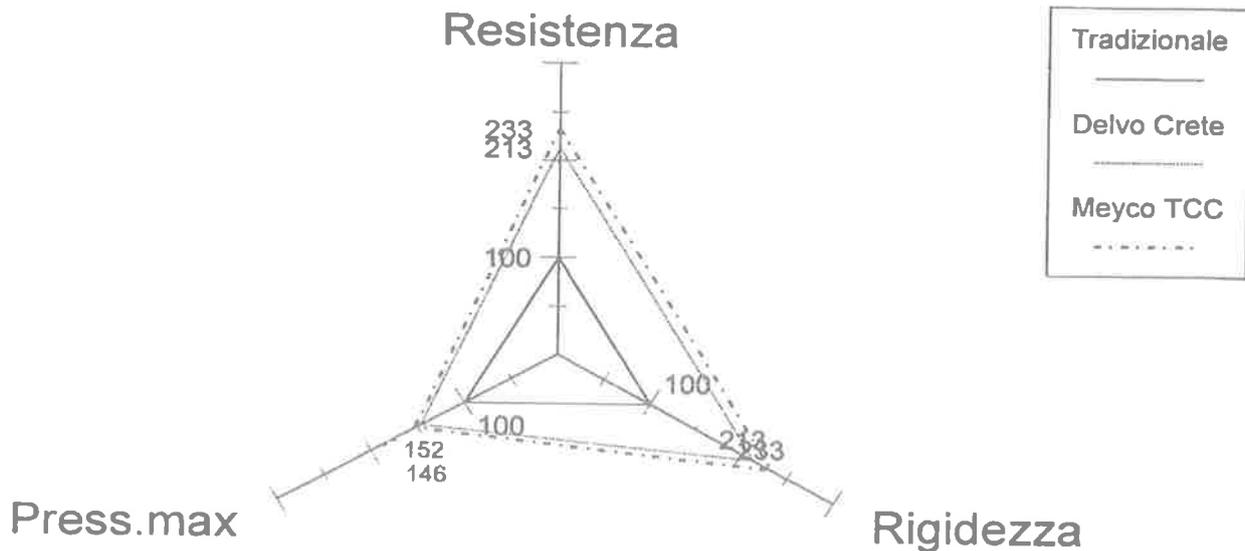
Additivo Attivatore	45 Kg
Sfrido 10%	

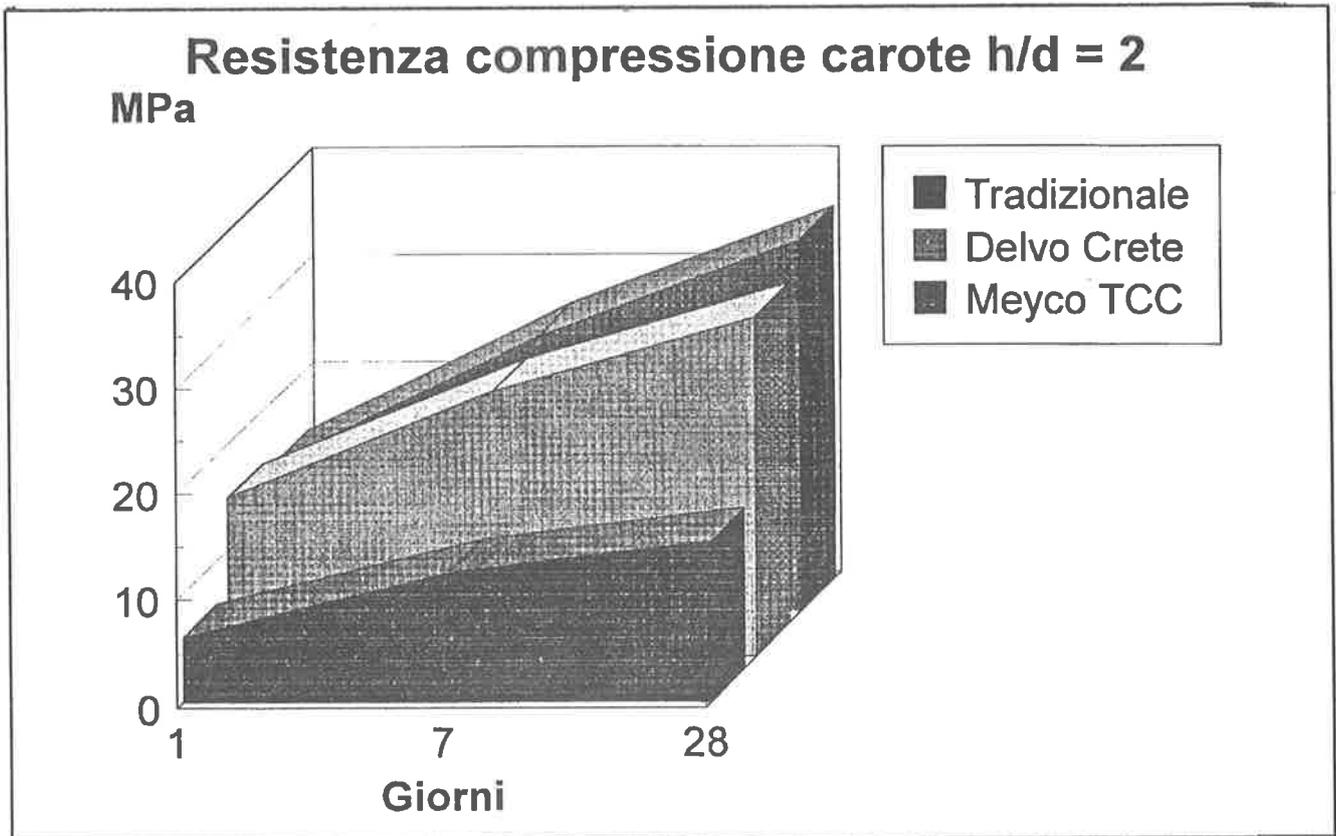
#### 3- Sistema Meyco TCC

Cemento 42.5 II AL	450 Kg
Sabbia 0.4 mm (s.s.a)	1200 Kg
Ghiaietto 4-8 mm	450 Kg
Componente A del Sistema (slump Nurse)	4.5 l
Rapporto acqua/cemento	0.45
Componente B del Sistema ("slump Killer" attivatore)	45 Kg
Sfrido 6%	

## DIAGRAMMA TRIANGOLARE RELATIVO

Rc a 28 gg - K rigidezza - Pmax





Nei diagrammi sopra riportati si possono immediatamente notare le differenze tra i tre differenti sistemi in termini di:

- resistenza meccanica alla compressione a 1, 7, 28 giorni di stagionatura (in termini relativi ed assoluti)
- pressione massima di contenimento del sistema di supporto (in termini relativi)
- rigidità del sistema di supporto (in termini relativi).

- una risoluzione efficace ai diversi problemi dello shotcrete quali il rispetto delle schedate pressioni di contenimento, rigidità e resistenze meccaniche
- uno strumento personalizzabile in base alle differenti esigenze di cantiere
- un pacchetto di Project Management per l'ottimizzazione dell'uso delle risorse, per la riduzione dei costi unitari e generali del progetto underground.

### 3. CONSIDERAZIONI FINALI

La cosa che senz'altro emerge da questa analisi descrittiva è che non esiste una soluzione unica a tutti i problemi dello shotcrete ma che esistono diverse "Tecnologie Modulari" perfettamente complementari tra di loro, che possono minimizzare l'effetto deleterio delle variabili intrinseche al settore tunnelling e che possono nel contempo rappresentare degli strumenti validi ed efficienti per la risoluzione di problemi gestionali apparentemente lontani dal calcestruzzo proiettato.

E' facile e del tutto corretto affermare quindi che lo "SHOTCRETE MODULAR SYSTEM" può essere considerato:

### Bibliografia

- [1] MELBYE T.A., Shotcrete For Rock Support: MBT Master Builders Technologies
- [2] HOEK E & E.T.BROWN, Underground Excavation In Rock: E. Institute of Mining and Metallurgy
- [3] E.S.A.C Edizioni Scientifiche A.Cremonese, Roma, Manuale Di Ingegneria Civile



**ENEL - CABINE DI TRASFORMAZIONE PRIMARIA  
"FLAMINIA 2", "PIAZZA DANTE", "GIANICOLO", "PARIOLI" - ROMA**

Pietro LOBASCIO  
Engineering Consulting & Services - Roma



**ENEL - CABINE DI TRASFORMAZIONE PRIMARIA**  
**"FLAMINIA 2", "PIAZZA DANTE", "GIANICOLO", "PARIOLI"**  
**ROMA**

**Pietro LOBASCIO**

Ingegnere civile

Engineering Consulting & Services

Roma

## SOMMARIO

Vengono illustrate le tematiche strutturali e di inserimento ambientale con particolare attenzione agli aspetti geotecnici affrontate nella progettazione e nella costruzione di quattro cabine di trasformazione primaria dell' ENEL, realizzate a Roma in occasione dei mondiali di calcio del 1990, in tempi brevissimi nel sottosuolo di aree urbane con limitata disponibilità di spazio e vincolate da fabbricati esistenti e dal traffico veicolare.

## SUMMARY

In the present paper are exposed the main structural and soil mechanics problems involved in the design and construction of four electrical substations. These underground buildings have been carried on for the World Cup in Rome '90, in a very short time and limited urban areas.

### 1. PREMESSA

Le opere civili delle cabine di trasformazione primaria realizzate a Roma dall'ENEL in occasione dei mondiali di calcio del 1990, presentano molti aspetti in comune per quanto riguarda le metodologie progettuali adottate, le tecnologie costruttive impiegate, i vincoli imposti da preesistenze, nonché, ovviamente, il pesante condizionamento operato sulle strutture dagli impianti installati. In particolare, essendo gli edifici totalmente interrati, notevole importanza ha rivestito per tutte le opere l'aspetto geotecnico sia nelle fasi progettuali che costruttive.

### 2. OPERE CIVILI ED IMPIANTI

Ciascuna cabina primaria, pur avendo caratteristiche distributive interne proprie, presenta sostanzialmente problematiche simili nei riguardi dell'interfaccia opere civili-impianti (fig. 1).

Si richiamano i principali elementi che hanno avuto il maggior riflesso sulle strutture:

- i trasformatori (tensioni di alimentazione 150 - 220 kV, potenze 40 - 63 MVA), in numero da due a tre per cabina, con dimensioni fino a m 5 x 6 x 8 e pesi da 80 a 180 t, che hanno richiesto fondazioni speciali su supporti antivibranti;

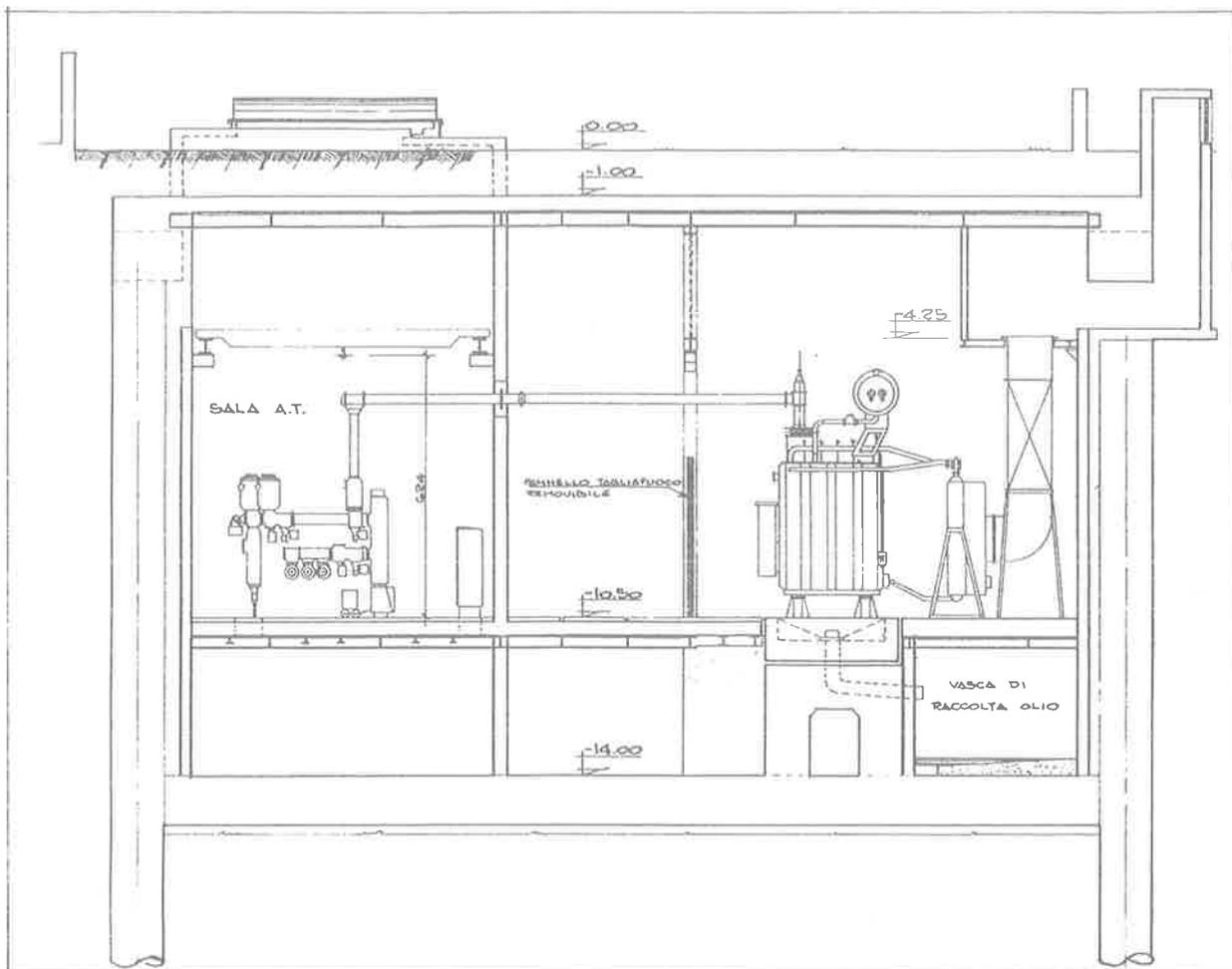


Fig. 1 - Sezione trasversale della cabina "Parioli" in corrispondenza della cella di un trasformatore e della sala alta tensione

- i quadri blindati di alta tensione in gas SF<sub>6</sub> con bassissime tolleranze di montaggio e forti carichi dinamici, da cui la necessità di solai ad elevata rigidezza;
- le vasche di raccolta acqua-olio con volumi utili fino a 200 m<sup>3</sup> da realizzare a quota inferiore ai locali trasformatori;
- impianti antincendio con autoclavi da 40 m<sup>3</sup>;
- l'elevata densità di forature sui solai richiesta dal passaggio dei cavi di media e bassa tensione e dei servizi ausiliari;
- gli impianti di ventilazione per il raffreddamento dei trasformatori e dell'aria ambiente dei locali con i connessi problemi di insonorizzazione.

A tal proposito si evidenzia la complessità dell'impianto di raffreddamento di "Piazza.Dante", edificio alta tensione, per le forti portate d'aria in gioco, con un massimo di rumorosità consentita verso l'esterno di 40 db, che ha richiesto canalizzazioni con sezioni superiori a 20 m<sup>2</sup>, e superfici ancora maggiori

per le prese e le restituzioni in modo da avere basse velocità del flusso di aria in entrata ed in uscita (fig. 2).

In definitiva, come esigenza globale delle stazioni di trasformazione si è avuta la necessità di articolare gli edifici su due livelli con altezze dei locali di 7 - 8 metri e dei sottolocali di circa 3 metri, con la conseguenza di dover approfondire le opere fino a 14-15 metri dalla superficie, con importanti risvolti sulle strutture di sostegno degli scavi.

### 3. INDAGINI GEOTECNICHE

Le indagini geotecniche svolte preventivamente dall'ENEL (le prove sui campioni e lo studio preliminare sono stati effettuati dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università "La Sapienza" di Roma, a cura del prof. ing. Giovanni Calabresi), hanno compreso un considerevole numero di sondaggi a carotaggio continuo, con prelievi di

campioni indisturbati, prove penetrometriche statiche e dinamiche, installazione di piezometri a tubo aperto e a cella porosa, e prove di laboratorio per consentire una esauriente caratterizzazione dei terreni e per l'identificazione dei livelli di falda.

Ove si è manifestata la necessità, sono state svolte, in corso d'opera, anche alcune prove di permeabilità in situ per l'influenza che l'abbassamento della falda avrebbe potuto avere sugli edifici circostanti il cantiere.

### 3. TEMPI DI REALIZZAZIONE

Aspetto fondamentale della realizzazione delle cabine primarie è stato il limitato tempo a disposizione per tutte le fasi progettuali e operative che ha portato praticamente alla completa sovrapposizione di stadi di lavoro solitamente in sequenza.

In particolare si cita la progettazione esecutiva civile ed impiantistica svolta pressochè in parallelo con uno stretto coordinamento, adottando, ove la parte civile doveva per esigenze di cantiere anticipare l'altra, soluzioni "aperte" ad un successivo adattamento e ciò anche nell'ambito della prefabbricazione.

Mediamente il completamento delle opere ha richiesto dai 12 ai 15 mesi, comprendendo in tale tempo anche la fase iniziale di definizione dei layout generali.

Nella tabella 1 sono riportati i principali dati sulla realizzazione delle opere civili (fonte ENEL).

Demolizioni	m <sup>3</sup>	9000
Scavi	m <sup>3</sup>	90000
Micropali	m	23000
Diaframmi	m <sup>2</sup>	6600
Tiranti	m	7800
Pali	m	28000
Calcestruzzi	m <sup>3</sup>	27000
Armature per c.a.	t	3800
Carpenteria metallica	t	1800
Sistemazioni a verde	m <sup>2</sup>	16000
Ore lavorate		600000

TAB. 1

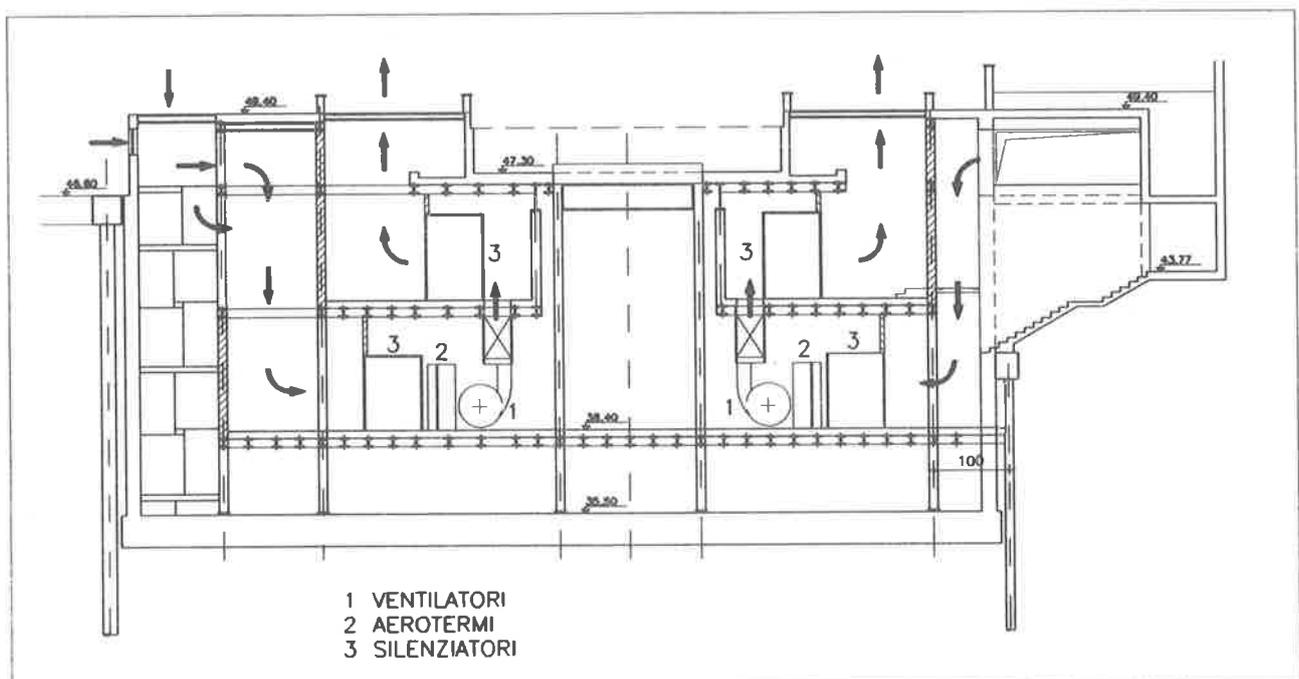
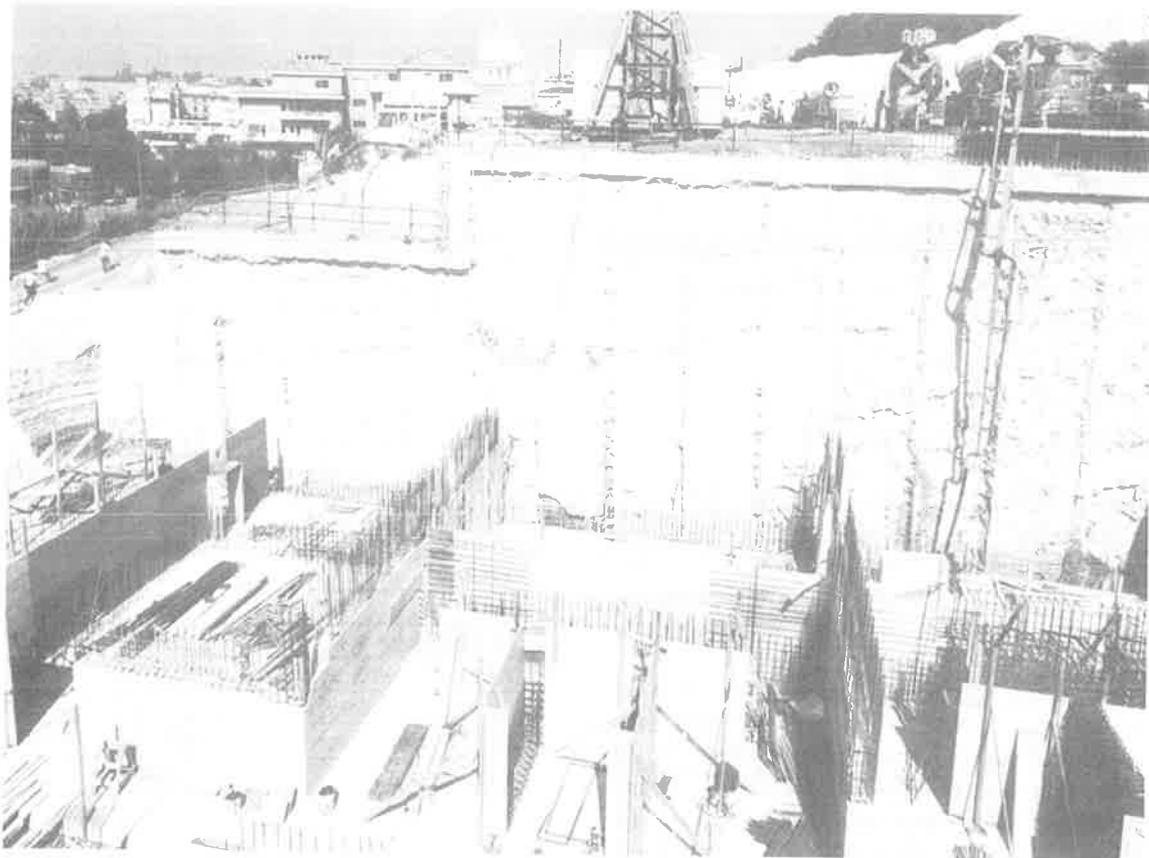
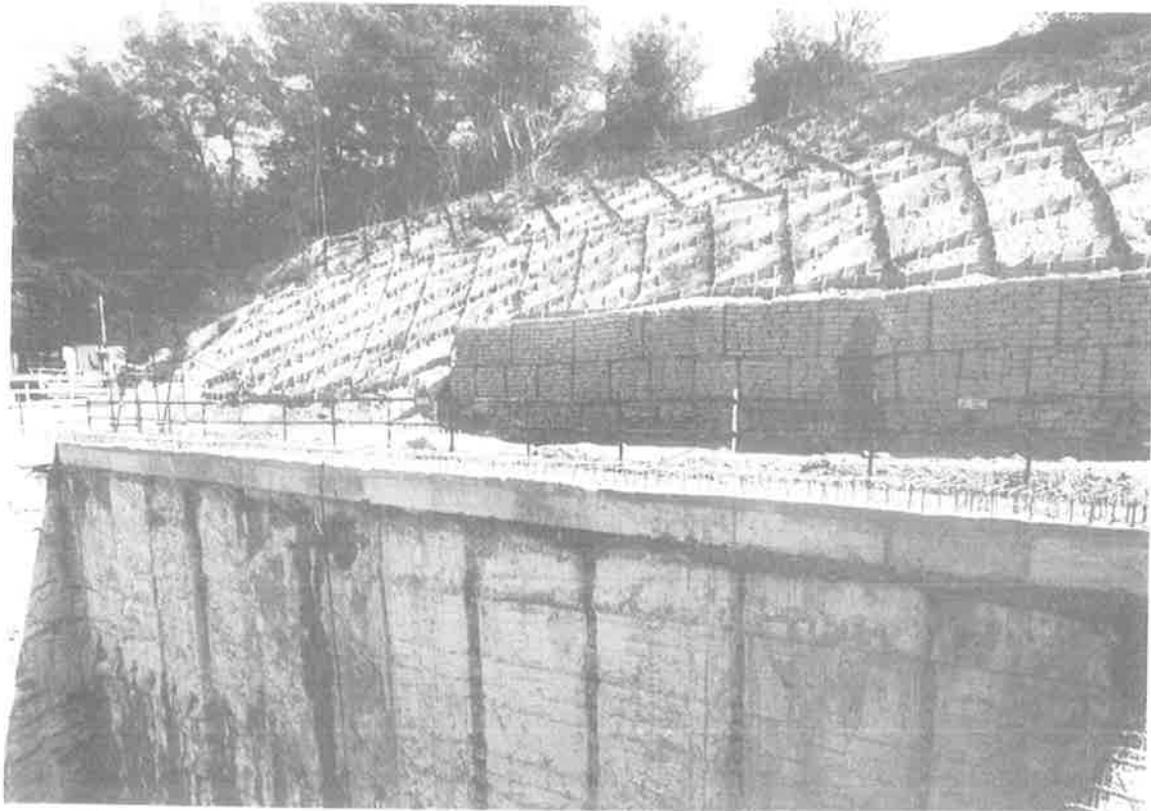


Fig. 2 - Sezione della cabina alta tensione di "P.Dante", in corrispondenza dell'impianto di raffreddamento dell'olio dei trasformatori, con l'indicazione dei percorsi dell'aria.



**Fig.3 - Cabina "Gianicolo". Vista generale delle paratie di sostegno e del cantiere.**



**Fig.4 - Cabina "Gianicolo". Particolare della trave di coronamento e sistemazione scarpata.**



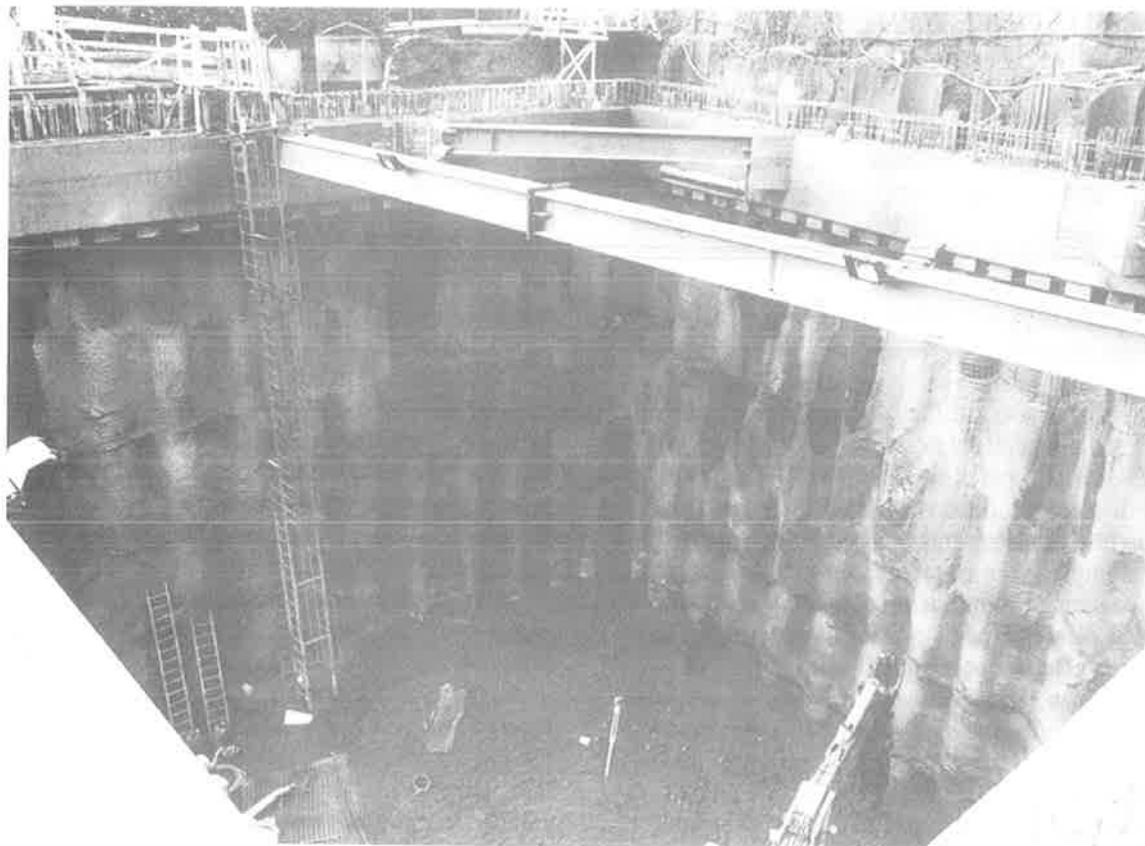


Fig. 6 - Cabina "Parioli". Tura di pali  $\phi$  1200 con puntello in acciaio.

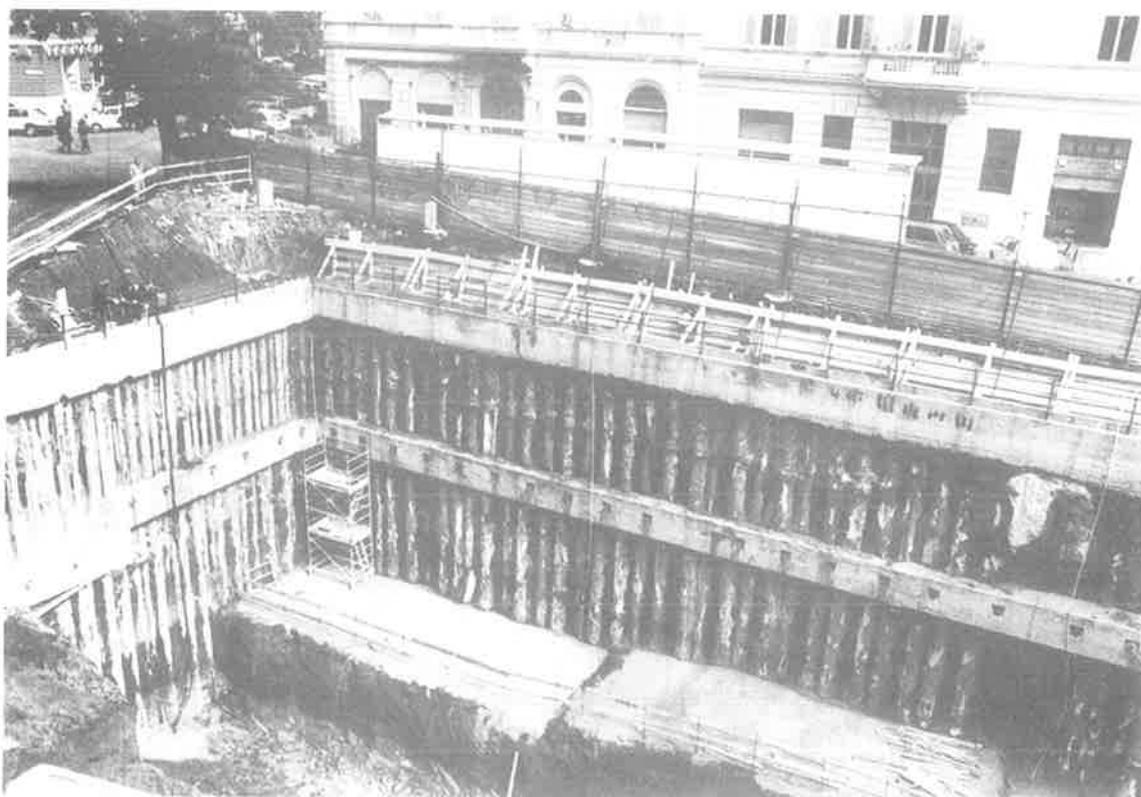


Fig.7 - Cabina "Piazza Dante". Paratie di micropali tipo "berlinesi" con un ordine di tiranti.

## 5.2 Palificate in c.a.

Pali trivellati di grande diametro (1500 mm) sono stati impiegati su un fronte dello scavo di "Flaminia 2", risolto sugli altri con "berlinesi" di micropali, ove la presenza di edifici sul lato opposto della strada impediva la realizzazione di tiranti e occorreva quindi, in alternativa, una parete a sbalzo per un'altezza 10 metri circa.

A pali trivellati da 1200 mm, vincolati in testa con puntelli, si è ricorsi, invece, nel cantiere "Parioli"; qui, essendo i lavori iniziati con ritardo rispetto agli altri cantieri, si è escluso l'impiego di tiranti per ragioni di tempo; dall'altra parte non si è potuto ricorrere all'uso di pannelli di paratia perchè sconsigliato dalla stratigrafia del terreno caratterizzata dalla presenza di livelli di tufo a consistenza litoide.

Il vincolo in testa, necessario per la notevole profondità dello scavo (circa 15 metri), è stato realizzato contrastando mutuamente le travi di coronamento dei lati lunghi del perimetro della palificata con profilati di acciaio a grossa sezione, intervallati di circa 9 metri, distanza questa compatibile con le esigenze statiche ed insieme con la necessità di lasciare più libero possibile il cielo dello scavo in previsione delle successive fasi di montaggio degli elementi prefabbricati della struttura (fig.6).

## 5.3 Pali di medio diametro

Costituiscono un adattamento delle paratie di micropali tipo "berlinesi", delle quali si utilizza la tecnica costruttiva (perforazione con trivelle ad elica, armatura con profilati di acciaio), realizzando però sezioni maggiori, impiegabili anche su fronti di scavo alti, con un solo livello di ancoraggio.

Sono stati diffusamente impiegati a "Flaminia 2" e costituiscono l'unica tipologia adottata per il sostegno degli scavi di "Piazza Dante".

In particolare sono stati adottati i diametri 300 mm e 500 mm armati rispettivamente con profilati HEB 180 e HEB 300 (fig. 7).

Tutte le "berlinesi" sono ancorate al terreno con tiranti ad un solo livello la cui posizione è stata fortemente condizionata dalla presenza sia delle fondazioni di edifici adiacenti a 3 + 4 metri di distanza, sia dall'esistenza di fognature a grossa sezione.

La scelta di tale tipologia di opera di sostegno è stata determinata dalla necessità di operare, in tempi brevi ed in spazi ristretti, con macchine di ingombro minimo e contemporaneamente in più punti ed, inoltre, dall'esigenza di contenere gli effetti della lavorazione sulla stabilità degli edifici circostanti, alcuni dei quali

denunciavano già in precedenza segni di dissesti per probabili cedimenti delle fondazioni.

Tale scelta, infine, è stata risolutiva nei due cantieri citati, per contenere lo spessore dell'opera di sostegno e consentire l'inserimento delle cabine, con le dimensioni previste dai progetti, nelle aree assegnate.

Per lo stesso motivo, le travi di ripartizione dei tiranti, realizzate in c.a., sono state ridotte al minimo staticamente possibile tale da avere al contempo rigidità sufficiente a limitare le deformazioni (fig. 8).

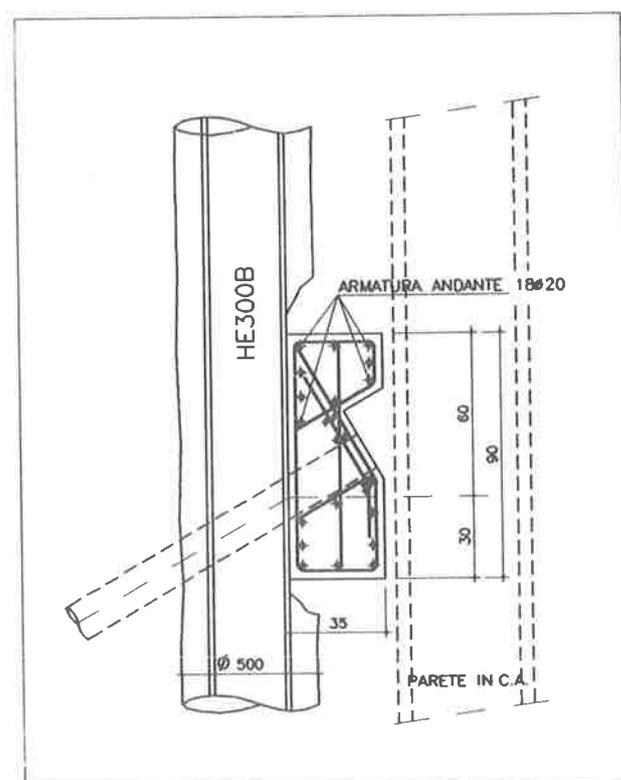


Fig. 8 - Sezione della trave di ripartizione dei tiranti di ancoraggio delle "berlinesi"

## 5.4 Metodi di calcolo

Vista la considerevole altezza degli scavi da effettuare e la loro ubicazione, si è ritenuto indispensabile ricorrere a metodi di calcolo affidabili per la definizione dello stato di equilibrio, sollecitazione e di deformazione delle strutture, sia per un corretto dimensionamento, sia per un confronto con le misure ottenute successivamente dalle strumentazioni di controllo installate.

L'analisi è stata eseguita ricorrendo ad un modello di calcolo che considera l'interazione tra un l'elemento strutturale ed un terreno reagente secondo la schematizzazione di Winkler, con molle elastoplastiche.

Il legame costitutivo sforzi-deformazioni di tali molle è definito da una funzione bilatera a sua volta regolata dalla costante di Winkler e dalle tensioni orizzontali relative agli stati limite attivo o passivo di Rankine:

$$\sigma_{ha} = K_a \sigma_v - 2c \sqrt{k_a}$$

$$\sigma_{hp} = K_p \sigma'_v - 2c \sqrt{k_p}$$

A partire da una condizione di spinta in quiete preesistente allo scavo ( $\sigma_{ho} = K_o \sigma_v$ ) la struttura raggiunge l'equilibrio dopo varie interazioni, per determinate configurazioni di scavo ed in modo congruente con le azioni e reazioni che il terreno può esplicare.

Una volta raggiunta la condizione di equilibrio è possibile confrontare l'effettivo stato di resistenza mobilitato e confrontarlo con il valore ultimo passivo disponibile, definendo il grado di sicurezza globale rispetto ad una rottura rigido-plastica dell'insieme opera terreno.

Il calcolo è condotto alle differenze finite tramite l'equazione della trave su suolo elastico.

### 5.5 Regimi di falda

In linea generale non si sono avute interferenze con le falde profonde, in quanto il livello di queste è risultato più basso delle quote di fondo scavo raggiunte nei cantieri.

Per quanto riguarda le falde superficiali, si sono invece dovuti operare alcuni interventi per limitare le spinte idrostatiche ("Gianicolo") o contenere al massimo l'afflusso di acqua entro lo scavo ("Flaminia 2").

Nel primo caso, constatate la modeste portate in gioco, si sono corredati i diaframmi di drenaggi verticali a tergo, costituiti da pali in ghiaia, dotati di scarichi all'interno dello scavo, mediante brevi tratti di tubazioni orizzontali. Soluzione che è stato possibile mantenere un via definitiva, essendo l'opera provvista di intercapedine.

Nel secondo caso è stata realizzata l'impermeabilizzazione dei terreni interessati, mediante iniezioni cementizie, mirate a minimizzare i problemi di aggotamento e ad evitare modifiche significative del regime di falda sotto le fondazioni degli edifici circostanti.

## 6. LE STRUTTURE INTERNE

Schematicamente tutte le cabine sono costituite da strutture "a scatola", in acciaio o in calcestruzzo armato, composte da una platea di fondazione, uno o più solai intermedi, pareti e pilastri, e copertura, collocate all'interno dell'involucro costituito dalle opere di sostegno degli scavi, offrendo a quest'ultime il contrasto definitivo.

Strutture in c.a. sono state impiegate per le cabine "Gianicolo", "Flaminia 2", e per l'edificio media tensione di "Piazza Dante".

Strutture in acciaio hanno invece la cabina "Parioli" e l'edificio alta tensione di "Piazza Dante" (figg.9 e 10).

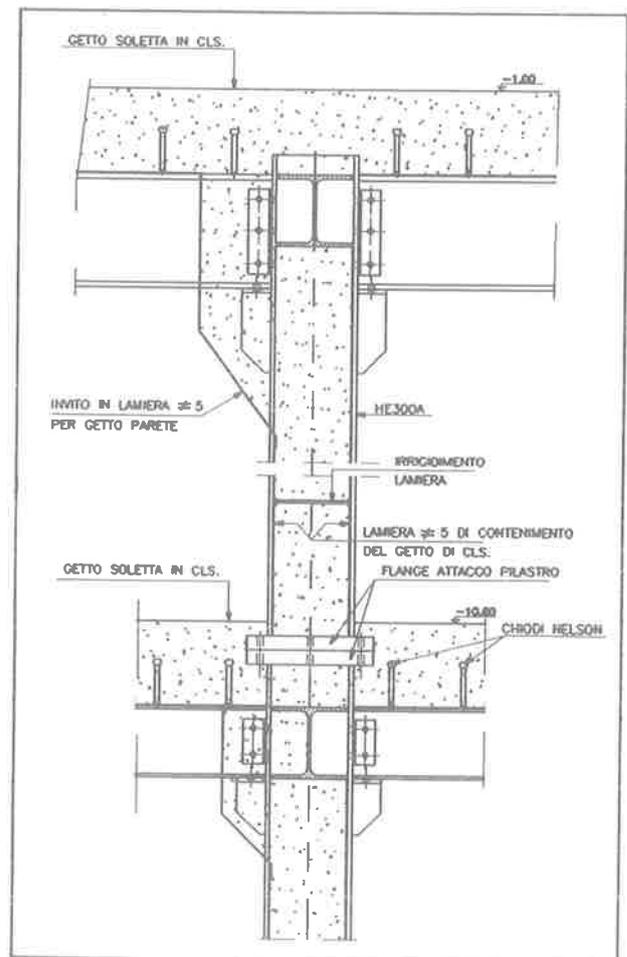


Fig. 9 - Particolare delle strutture di "P.Dante" e "Parioli"

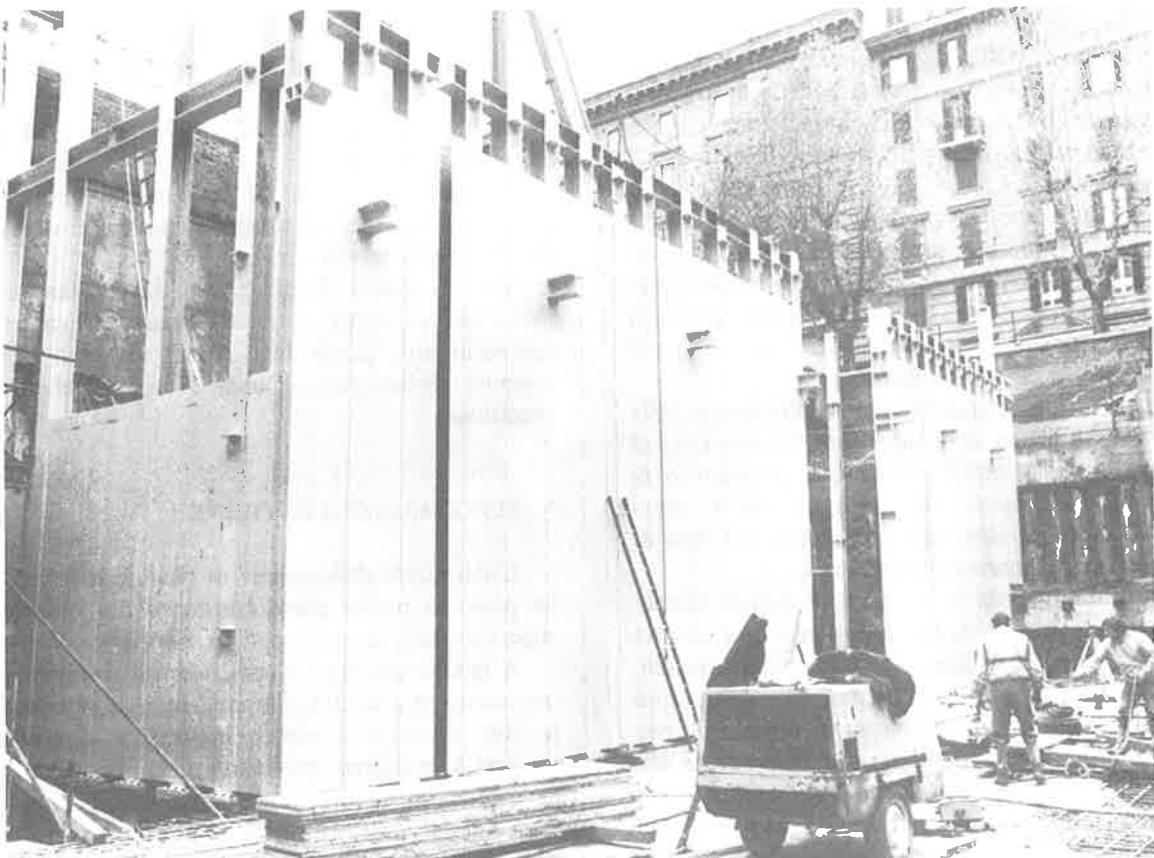


Fig.10 - Cabina "Piazza Dante".Pannelli parete.

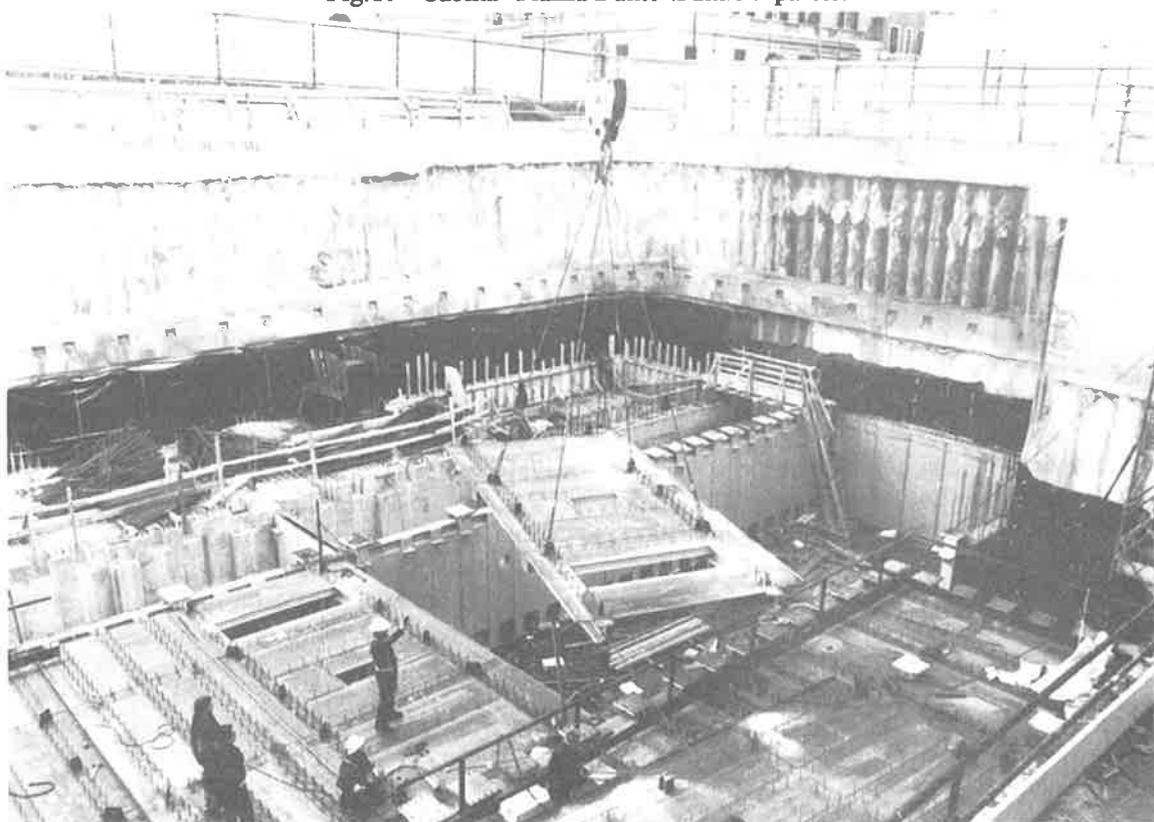


Fig.11 - Cabina "Piazza Dante".Montaggio pannelli prefabbricati per il getto dei solai.

Criterio generale di progetto è stato l'esteso impiego della prefabbricazione, che date le particolari esigenze delle strutture (luci elevate dei solai, forti carichi, presenza di forature), non poteva essere di serie ma è stata studiata ad hoc.

Praticamente esteso a tutte le strutture in c.a. è stato l'uso di lastre tralicciate autoportanti, spesso nervate per le luci maggiori, per il getto di solai di spessore fino a 70 cm, con forature predisposte per il passaggio degli impianti, e di lastre doppie per la realizzazione delle pareti, sia interne che di perimetro.

Per quest'ultimo caso si fa notare che l'impiego della doppia lastra, a prima vista superfluo, ha consentito di effettuarne il getto senza elementi di puntello o di ancoraggio alle opere di sostegno degli scavi retrostanti, come sarebbe stato necessario nel caso di lastra semplice o di normale cassetta.

Per quanto riguarda le strutture di acciaio è stato organizzato un sistema di pannelli-parete costituiti da montanti, traversi, lamiera di tamponamento, completamente saldati in officina, di dimensioni massime compatibili con il trasporto, predisposti per l'assemblaggio in cantiere tramite bullonatura, e per accogliere all'interno un getto di calcestruzzo; quest'ultimo ha funzione di irrigidimento in sostituzione delle tradizionali controventature, non compatibili con la posizione ed il numero delle forature impiantistiche presenti (fig. 9 e 10)

Analogamente i solai sono a sezione mista acciaio più soletta collaborante, prefabbricati in officina a grossi campi, costituiti da travi principali e secondarie, chiusi da lamiera per il contenimento del getto (fig. 11)

Tutte le strutture sono state impermeabilizzate completamente sulle superfici contro terra, ad eccezione di "Gianicolo", dove si è potuto realizzare un'intercapedine, utilizzando anche materiali relativamente nuovi, come il cartone bentonitico.

## 7. CONTROLLI

L'importanza delle opere da realizzare per il sostegno degli scavi, e la loro ubicazione nel centro urbano, hanno richiesto lo svolgimento di controlli sia sulle opere stesse che nelle aree circostanti per le conseguenze che le lavorazioni avrebbero potuto avere sui fabbricati adiacenti.

Sulle opere di sostegno sono stati installati

inclinometri e caposaldi di rilievo, per la misura degli spostamenti orizzontali delle strutture e in alcuni casi celle di pressione per il controllo della tensione nei tiranti di ancoraggio.

Inoltre estensimetri ed estenso-inclinometri sono stati impiegati per la misura delle deformazioni nel terreno circostante lo scavo.

Per il rilievo degli eventuali assestamenti dei fabbricati adiacenti, è stata installata una rete di caposaldi sulle pareti degli stessi, sui quali venivano eseguite periodicamente misure topografiche di alta precisione.

## 8. SISTEMAZIONI ESTERNE

L'ubicazione delle cabine in pieno centro cittadino, ha posto in primo piano l'esigenza del ripristino in superficie delle aree occupate in sotterraneo.

A tale scopo, oltre a prevedere un ricoprimento di terreno necessario alla piantumazione di alberature per le aree destinate a verde pubblico, si è cercato di limitare al massimo, compatibilmente con le esigenze di funzionalità dell'impianto, i volumi e le altezze fuori terra delle sovrastrutture per gli accessi e la ventilazione, curando altresì l'inserimento di tali elementi nel contesto delle sistemazioni e degli arredi degli spazi.

Le soluzioni di ripristino adottate tengono conto delle caratteristiche delle zone in cui sono ubicate le cabine, arrivando come nel caso di "Piazza Dante", ad un completo ridisegno architettonico dell'area interessata, con largo impiego di materiali tradizionali dell'edilizia romana quali il laterizio e il travertino.

## 9 REALIZZAZIONE

La costruzione delle cabine primarie è stata realizzata da "Consorzio Olimpico '90 Infrastrutture", associazione temporanea di imprese; la progettazione delle opere civili e il coordinamento generale è della E.C.S. s.r.l. di Roma; la progettazione geotecnica e il calcolo delle opere di sostegno sono state effettuate dalla "Studio Geotecnico Stradale di Roma"; lo studio e il progetto architettonico della sistemazione di "Piazza Dante" è stato curato dagli architetti Biancardi ed Ascarelli di Roma.

**REQUISITI DI DURABILITÀ E TOLLERABILITÀ NELLA PROGETTAZIONE  
STRUTTURALE DI OPERE IN SOTTERRANEO PER GALLERIE METROPOLITANE**

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

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



# REQUISITI DI DURABILITÀ E TOLLERABILITÀ NELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE DI OPERE IN SOTTERRANEO PER GALLERIE METROPOLITANE

A.L. MATERAZZI <sup>(1)</sup>, E.F. RADOGNA <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> Università di Perugia

<sup>(2)</sup> Università di Roma "La Sapienza"

## SOMMARIO

L'esercizio delle ferrovie metropolitane può causare conseguenze dannose tanto per esse stesse che per l'ambiente urbano, a causa della propagazione attraverso il terreno delle vibrazioni prodotte dal traffico in sotterraneo, conseguenze che devono essere valutate attentamente nella fase di progetto. In particolare il rumore prodotto incide sulle condizioni di benessere della popolazione, mentre le vibrazioni possono costituire una limitazione alla funzionalità delle strutture e indurre danneggiamento nei materiali, riducendo così la vita utile delle opere. Nel presente lavoro viene esaminata la metodologia di analisi del problema, che parte dalla acquisizione sperimentale in situ di informazioni sulle vibrazioni, prosegue con lo studio della propagazione attraverso il terreno fino alle strutture e si conclude con il confronto del livello delle vibrazioni applicato alle strutture con appropriate soglie di accettabilità. Al termine di questo processo si esaminano le soluzioni progettuali disponibili per gli eventuali interventi di mitigazione.

## SUMMARY

The operation of underground railways may cause harm to themselves and to the urban environment, as a consequence of traffic vibration propagating through the subsoil. These effects must be carefully evaluated during the design phase. The noise of traffic affects the public comfort, while the vibrations may restrict the serviceability of structures and can lead to material damage, thus reducing the buildings service lives. In the present work the methodology of analysis of the problem is reviewed, starting with the on-site measurement of the disturbance, continuing with the analysis of the propagation of noise in the subsoil until the comparison of the vibration level into the building with proper allowable thresholds. Some possible design solution to cut down the environmental vibrations are then presented.

## 1. PREMESSE E SCOPI

La progettazione strutturale delle opere in sotterraneo destinate all'esercizio di ferrovie metropolitane pone specifici complessi problemi relativi alle tecniche costruttive ed, in generale, alle situazioni transitorie in fase di costruzione, alla valutazione delle spinte ed agli effetti indotti sulle costruzioni esistenti,

problemi che sono stati affrontati nel passato dagli scriventi in [1] e [2].

Tali opere se, da un lato, risolvono in modo soddisfacente i problemi specifici del traffico, dall'altro possono essere causa, nelle loro condizioni di esercizio, di situazioni dannose per l'ambiente circostante e per esse stesse a causa della propagazione delle vibrazioni originate dal traffico. Le cause di eccitazione in

sotterraneo sono le stesse di quelle che si originano in superficie, ma il traffico in sotterraneo presenta la caratteristica che la zona interessata alle vibrazioni si presenta più estesa.

Certamente la causa più comune di malfunzionamenti dovuti alle vibrazioni è imputabile al rumore che può incidere in modo significativo sulle condizioni di benessere della popolazione.

In taluni casi, inoltre, la presenza delle vibrazioni può costituire una limitazione alla funzionalità delle strutture in quanto può rendere difficile od impossibile l'uso di eventuali attrezzature contenute negli edifici: si pensi al caso di macchine di precisione, a sistemi sofisticati di indagine microscopica, ecc.

Infine occorre ricordare che le vibrazioni dovute al traffico sono caratterizzate generalmente da un numero molto elevato di ripetizioni e pertanto sono suscettibili di indurre danneggiamento nei materiali da costruzione riducendo così la vita utile delle strutture. Il problema è di particolare importanza nelle città d'arte, in quanto gli antichi monumenti sono più sensibili delle costruzioni nuove al danneggiamento meccanico prodotto dalle vibrazioni.

La limitazione dell'ampiezza delle vibrazioni ed il contenimento del livello del rumore al di sotto di soglie di tollerabilità prefissate costituiscono pertanto requisiti di progetto non secondari per opere di questo tipo, cui corrispondono altrettanti stati limite di servizio.

In studi precedenti è stato affrontato il problema della risposta strutturale alle azioni naturali temporarie, quali il vento, il moto ondoso, il traffico sui ponti autostradali, con riferimento allo stato limite ultimo di fatica [3,4,5]. Nel presente lavoro lo studio viene esteso con l'esame degli stati limite di servizio. In particolare si esamina il contributo che il progettista strutturale deve fornire ai fini del soddisfacimento dei requisiti di efficienza funzionale (serviceability) tenendo conto del livello delle vibrazioni e dei provvedimenti di mitigazione quando esse risultino eccessive. A tale scopo viene indicata la metodologia di analisi del problema e vengono esaminati i possibili interventi correttivi.

## 2. POSIZIONE DEL PROBLEMA

La metodologia di valutazione del comportamento delle strutture che sono esposte a vibrazioni durante la loro vita di esercizio non differisce in modo sostanziale da quella consueta, che viene impiegata nell'analisi della sicurezza strutturale sotto carichi statici. Per quanto riguarda gli stati limite ultimi si tratta di confrontare tra loro la domanda di prestazione richiesta alle sezioni ed agli elementi strutturali ( $S_d$ ) con la

capacità di prestazione ( $R_d$ ) effettivamente disponibile all'istante temporale nel quale si esegue la verifica.

Nel caso degli stati limite di esercizio la domanda di prestazione viene confrontata con una appropriata soglia di accettabilità.

A tale scopo occorre procedere innanzitutto alla modellazione dell'azione, quindi all'analisi della risposta del sistema strutturale sottoposto all'azione considerata ed infine all'analisi della sicurezza.

L'eventuale non soddisfacimento della relazione  $S_d \leq R_d$  corrisponde al raggiungimento di una condizione indesiderata, ad uno stato limite, in corrispondenza del quale la struttura non è più in grado di assolvere uno degli scopi per i quali è stata progettata.

Nel caso di strutture esposte a vibrazioni aventi ampiezza tale da indurre sollecitazioni di grandezza paragonabile a quella delle sollecitazioni di servizio gli stati limite interessati possono essere sia stati limite ultimi, che stati limite di esercizio.

I primi sono quelli connessi alla riduzione della vita utile della struttura per effetto del danneggiamento meccanico indotto dalle vibrazioni, essenzialmente lo stato limite ultimo di fatica, che può essere reso più gravoso qualora la struttura sia esposta ad un ambiente aggressivo dal punto di vista chimico-fisico dimodoché si configuri il regime di corrosione-fatica, che è caratterizzato tra l'altro da una evoluzione temporale più rapida.

Gli altri stati limite sono quelli per i quali l'ampiezza eccessiva delle vibrazioni impedisce l'uso corretto della struttura o delle attrezzature in essa contenute oppure danneggia i componenti portati.

Nella fig. 1 è indicata in modo schematico la configurazione tipica del problema studiato: una sorgente sotterranea di vibrazioni e due strutture, una in elevazione ed una in sotterraneo.

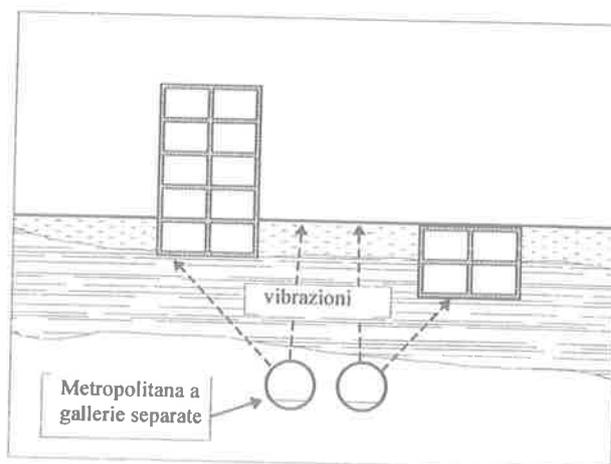


Fig. 1 - Configurazione tipica del problema.

### 3. CARATTERIZZAZIONE DELLE VIBRAZIONI INDOTTE DAL TRAFFICO FERROVIARIO

#### 3.1 Le vibrazioni dovute al traffico ferroviario: aspetti fenomenologici

Il meccanismo responsabile della produzione di vibrazioni al transito dei treni è piuttosto complesso. Certamente è possibile definire due tipi di sorgenti: una, primaria, nella zona in cui avviene il contatto ruota-rotaia; un'altra, secondaria, che comprende il rumore proprio dei motori di trazione, degli apparecchi ausiliari, il rumore di strisciamento dei pantografi sulla linea di contatto e quello di origine aerodinamica.

Sorgenti occasionali sono connesse all'azione di frenatura e di accelerazione in prossimità delle stazioni, all'attraversamento di scambi e incroci ed al passaggio su giunti rotaia. Tra tutte queste cause peraltro la più importante è quella connessa al rumore di rotolamento delle ruote, anche perché non di rado queste presentano imperfezioni locali sulla loro superficie che si traducono in vere e proprie azioni d'urto sui binari.

Dal punto di vista fenomenologico, assai vari sono gli andamenti temporali delle storie dello spostamento della superficie del terreno dovute a vibrazioni in un ambiente urbano, così come numerose possono essere le cause che producono le vibrazioni stesse. Elementi che accomunano i vari tipi di vibrazione sono l'andamento non deterministico (aleatorio) della loro storia temporale, la constatazione che esse si presentano su bande di frequenza piuttosto ampie e che presentano un valore medio nullo, in quanto le particelle del terreno oscillano intorno ad una posizione di riposo, senza che si verifichi spostamento di materia di insieme. Inoltre la durata degli eventi che le producono è generalmente modesta, si pensi ad esempio al transito di veicoli, e pertanto l'andamento temporale delle registrazioni è di tipo intermittente, con ripetizioni ad intervalli temporali variabili.

Un esempio tipico di storia temporale di vibrazioni è rappresentato in fig. 2. In essa sono rappresentate le tre componenti della velocità di vibrazione del terreno secondo tre direzioni ortogonali. I segnali rappresentati della durata di poco inferiore a 2 secondi, sono estratti da registrazioni più lunghe relative al transito di un convoglio di metropolitana nel sottosuolo di Roma alla profondità di circa 30 m. La parte di segnale rappresentata è la porzione più intensa e quindi più significativa della registrazione completa.

Il parametro che normalmente viene considerato significativo nella misura delle vibrazioni indotte dal traffico veicolare è la velocità, piuttosto che lo spostamento o la accelerazione. Essa viene di norma misurata in corrispondenza delle fondazioni della

struttura interessata od anche in vicinanza della sorgente stessa.

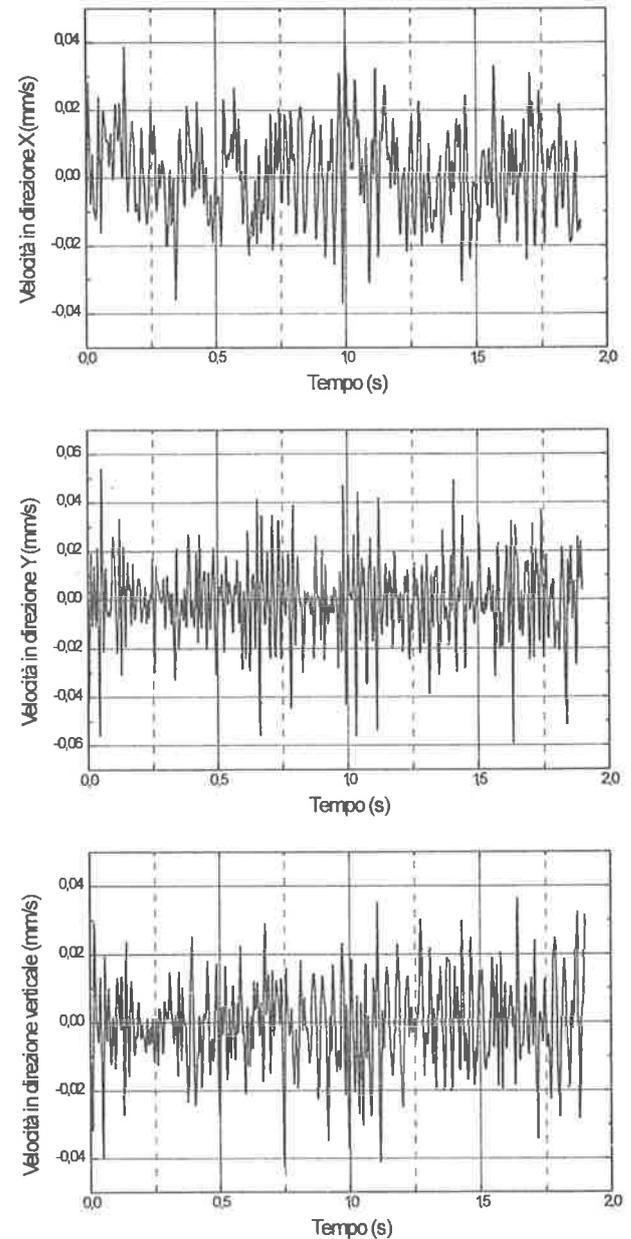


Fig. 2 - Storia temporale della velocità delle vibrazioni indotte in superficie dal transito di un veicolo della metropolitana di Roma. Sono rappresentate nell'ordine le due componenti secondo direzioni ortogonali nel piano orizzontale e la componente verticale.

Per quanto riguarda la presentazione delle misure, in alternativa alla ovvia soluzione di esprimere la velocità in funzione del tempo, viene spesso utilizzata la metodologia che prevede la espressione della velocità in

dB (livello di velocità  $L_v$  rispetto ad un opportuno valore di riferimento  $v_0$ ) applicando la nota relazione:

$$L_v = 20 \log_{10} \frac{v(t)}{v_0} \quad (1)$$

Nella pratica vengono normalmente utilizzati come valori di riferimento appropriati livelli prescelti in funzione delle condizioni di misura, anche se la normativa sulla standardizzazione nelle misure di vibrazioni (ISO R 1683) consiglia ben precisi valori (vedi tabella I).

Quantità	Definizione	Livello di rif.
Accelerazione	$L_a = 20 \log_{10} \frac{a}{a_0}$ dB	$a_0 = 10^{-5} \text{ m/s}^2$
Velocità	$L_v = 20 \log_{10} \frac{v}{v_0}$ dB	$v_0 = 10^{-8} \text{ m/s}$
Forza	$L_F = 20 \log_{10} \frac{F}{F_0}$ dB	$F_0 = 10^{-6} \text{ N}$

Tabella I - Livelli di riferimento in decibel.

La caratterizzazione completa del fenomeno vibratorio richiede peraltro anche la valutazione, per via analogica oppure per via digitale, della distribuzione spettrale della ampiezza associata alla vibrazione (spettro di ampiezza), oppure della distribuzione spettrale dell'energia (spettro di potenza).

A questo proposito le Norme UNI 9916 [6] forniscono, a titolo orientativo, i campi di frequenza ricorrenti per diversi tipi di eccitazione tra le quali quella del traffico ferroviario, riassunti nella tabella II.

Sorgenti di vibrazioni	Frequenza [Hz]
Traffico (su strada e rotaia)	da 1 a 80
Esplosioni	da 1 a 300
Battitura di pali	da 1 a 100
Macchine esterne all'edificio	da 1 a 300
Macchine interne all'edificio	da 1 a 1000
Attività umane	
- interessanti dirett. l'edificio	da 0.1 a 100
- interessanti indirett. l'edificio	da 0.1 a 12
Vento	da 0.1 a 10

Tabella II - Campi di frequenza caratteristici per diverse sorgenti di vibrazioni (da [6]).

In fig. 3 sono riportati gli spettri di ampiezza, determinati per via numerica mediante FFT, dei segnali della fig. 2. L'esame della figura mostra che la maggior parte delle armoniche dei tre segnali è contenuta nel campo di frequenze compreso tra 0 e 100 Hz, con i valori più intensi al disotto degli 80 Hz circa, in buon accordo con le indicazioni riportate in Tabella II.

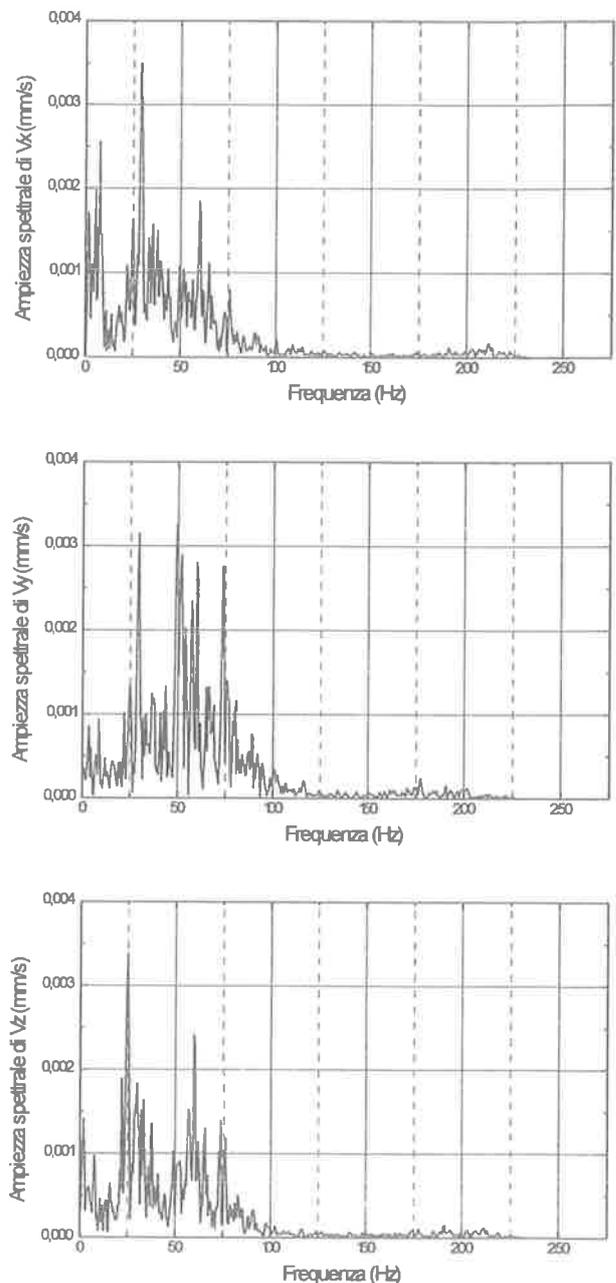


Fig. 3 - Spettri di ampiezza delle tre componenti della velocità di vibrazione corrispondenti ai tre segnali riportati in fig. 2.

### 3.2 Le vibrazioni dovute al traffico ferroviario: problemi di misurazione

Per la misurazione della velocità del terreno sono disponibili essenzialmente tre tipi di procedure. La prima prevede l'impiego di accelerometri, che rilevano l'accelerazione del terreno, e quindi la determinazione indiretta della velocità mediante integrazione numerica od analogica del segnale rilevato. La seconda procedura utilizza invece trasduttori di spostamento accoppiati ad un apposito sistema manipolatore del segnale in grado di eseguire l'operazione di differenziazione. Esiste infine la possibilità di impiegare direttamente trasduttori inerziali di velocità, che sono basati essenzialmente sullo stesso principio di funzionamento degli accelerometri e differiscono da questi esclusivamente per l'andamento della funzione di risposta in frequenza.

La soluzione più pratica, pur con le limitazioni che appresso vedremo, è la prima delle tre, in quanto gli accelerometri costituiscono una classe di sensori piuttosto diffusa ed il tipo idoneo a rilevare accelerazioni aventi frequenze non troppo basse, quale è il caso in esame, è relativamente economico.

I problemi connessi con l'impiego degli accelerometri in questo tipo di applicazione sono essenzialmente due: il primo è costituito dalla elevata sensibilità che si richiede allo strumento, in quanto le accelerazioni associate agli spostamenti del terreno indotti dalle vibrazioni sono molto piccole, dell'ordine di  $10^{-3}$  mm/s<sup>2</sup>, il secondo è invece dovuto al fatto che l'operazione di integrazione, come è ben noto, introduce rumore nel segnale misurato.

Lo schema a blocchi di fig. 4 mostra la configurazione di un tipico sistema per la misurazione delle vibrazioni.

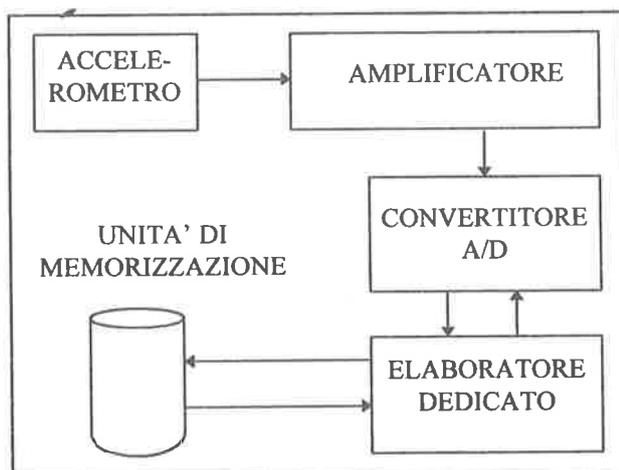


Fig. 4 - Schema funzionale della catena di misura.

L'accelerometro, di tipo piezoelettrico, è collegato all'ingresso di un amplificatore ad elevata impedenza (molti GΩ). La presenza dell'amplificatore consente l'impiego di lunghi cavi di collegamento tra l'accelerometro ed il resto dello strumento senza apprezzabile perdita di sensibilità.

Il segnale viene quindi passato ad un convertitore analogico digitale, di solito caratterizzato da una lunghezza di parola di 12 bit (corrispondente a  $2^{12} = 4096$  livelli diversi del segnale), che fornisce una rappresentazione numerica del segnale accelerometrico, in modo da rendere agevoli le successive manipolazioni per via numerica.

Il convertitore A/D è direttamente pilotato da un elaboratore elettronico dedicato, governato da un apposito software di gestione, che provvede alle eventuali elaborazioni in-linea sul segnale ed alla memorizzazione permanente dei dati su supporto magnetico.

### 3.3 Le vibrazioni dovute al traffico ferroviario: modellazione

Tenuto conto delle caratteristiche peculiari delle vibrazioni in ambiente urbano, il modello appropriato, idoneo alla loro descrizione analitica, è quello che si avvale dei metodi della teoria dei processi stocastici. In particolare occorre considerare processi a tre componenti (le velocità secondo tre direzioni ortogonali) e dipendenti da quattro parametri aleatori (le tre coordinate spaziali ed il tempo): si tratta in sostanza di campi stocastici.

Dette  $\tilde{v}_x(t)$ ,  $\tilde{v}_y(t)$  e  $\tilde{v}_z(t)$  le componenti aleatorie ed a media nulla della velocità, si può scrivere:

$$V(t) = \tilde{v}_x(t) \bar{i} + \tilde{v}_y(t) \bar{j} + \tilde{v}_z(t) \bar{k} \quad (2)$$

Le storie di velocità delle vibrazioni dovute al traffico si presentano distribuite, con buona approssimazione, secondo la funzione densità di probabilità di Gauss, come è anche confermato dalla analisi statistica dei segnali di fig. 2, i cui risultati sono riportati in fig. 5.

Tenuto conto del carattere gaussiano delle componenti della velocità, appare possibile procedere ad una modellazione come campo stocastico gaussiano, il quale risulta completamente definito una volta che sia specificata la matrice della densità di potenza spettrale, che comprende, naturalmente, anche tutte le componenti incrociate.

Nella bibliografia tecnica specifica non sono disponibili modelli di densità spettrale di vibrazioni dovute al traffico ferroviario, carenza che rende

necessaria la costruzione di matrici densità spettrale "personalizzate" per il singolo problema, basate sulla elaborazione di dati sperimentali acquisiti sul posto.

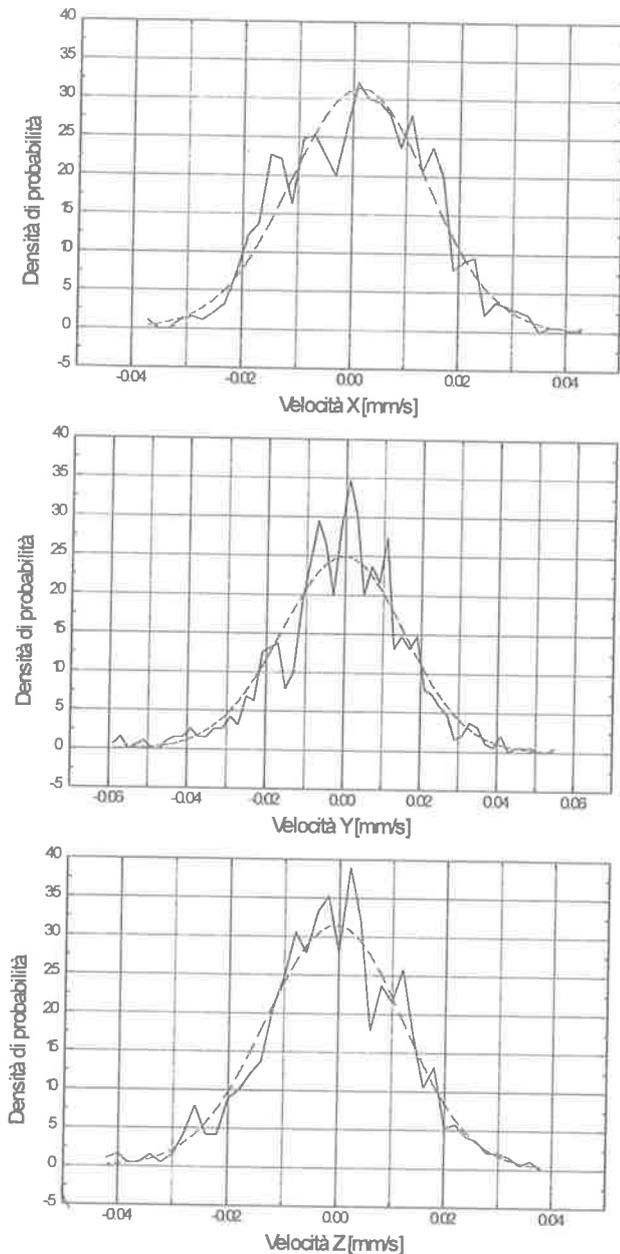


Fig. 5 - Distribuzione statistica delle tre componenti della velocità di vibrazione di fig. 2 (linee continue), confrontati con la distribuzione di probabilità di Gauss (linee tratteggiate).

Noti sono i problemi connessi con la stima sperimentale della densità spettrale di un processo stocastico. Innanzitutto la necessità di operare su una o più registrazioni (realizzazioni del processo) nel

dominio del tempo, anziché sull'insieme delle infinite realizzazioni alternative possibili, richiede che il processo stesso sia ergodico, almeno fino al secondo momento. Inoltre la durata finita della registrazione richiede particolari cautele operative, quali l'uso di finestre spettrali, che mitigino la introduzione indebita di picchi ad alta frequenza dovuti all'inizio ed alla fine del segnale.

#### 4. PROPAGAZIONE DELLE VIBRAZIONI ATTRAVERSO IL TERRENO

Il punto di partenza dello studio del problema della propagazione attraverso il terreno è quello che fa riferimento al materiale elastico lineare ed omogeneo [7]. La condizione di equilibrio in campo dinamico di un elemento infinitesimo di volume di materiale siffatto si traduce nella relazione:

$$\sigma_{ij,i} + \rho f_j = \rho \ddot{u}_j \tag{3}$$

in cui  $\sigma_{ij}$  è il tensore delle tensioni,  $u_i$  è il vettore di spostamento,  $\rho$  è la densità del materiale ed  $f_i$  è la forza di volume per unità di massa. Le incognite del problema sono 9: le sei componenti di  $\sigma_{ij}$  e le tre componenti di  $u_i$ . Poiché le equazioni disponibili sono le tre (3), il problema è di tipo iperstatico. Per risolverlo occorre aggiungere come ulteriori incognite le sei componenti del tensore delle deformazioni  $\epsilon_{ij}$  (totale 15 incognite), le sei condizioni di congruenza

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \tag{4}$$

e le sei relazioni che esprimono il legame elastico lineare

$$\sigma_{ij} = c_{ijkl} \epsilon_{kl} \tag{5}$$

La eliminazione di  $\epsilon_{ij}$  tra le (4) e le (5) conduce alle:

$$\sigma_{ij} = c_{ijkl} u_{k,l} \tag{6}$$

ed infine utilizzando la (3) e la (6) si perviene alle:

$$c_{ijkl} u_{k,il} + \rho f_j = \rho \ddot{u}_j \tag{7}$$

che costituiscono le equazioni del moto in termini di spostamenti per il corpo elastico omogeneo. Nel caso in cui il materiale sia anche isotropo, le costanti  $c_{ijkl}$  si

riducono a due soltanto, ad esempio le due costanti di Lamé  $\lambda$  e  $\mu$ . Corrispondentemente le (7) si semplificano nelle:

$$(\lambda + \mu) u_{i,ij} + \mu u_{j,ii} + \rho f_j = \rho \ddot{u}_j \quad (8)$$

che possono anche essere scritte in modo compatto sotto forma vettoriale come:

$$(\lambda + \mu) \nabla \nabla \bullet \mathbf{u} + \mu \nabla^2 \mathbf{u} + \rho \mathbf{f} = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad (9)$$

La formulazione matematica del problema dinamico è completata dalle condizioni al contorno, che sono in questo caso di due tipi:

- specificazione degli spostamenti e delle velocità iniziali su tutto il solido;
- specificazione in ogni punto della superficie del solido di una qualsiasi delle otto combinazioni che si ottengono scegliendo un membro da ciascuno dei tre prodotti:

$$\sigma_{nn} u_n, \quad \sigma_{ns} u_s, \quad \sigma_{nt} u_t, \quad (10)$$

ove  $n$ ,  $s$  e  $t$  indicano tre direzioni mutuamente perpendicolari ed  $n$  è la normale alla superficie.

In assenza di forze di volume la equazione del moto si riduce alla:

$$(\lambda + \mu) \nabla \nabla \bullet \mathbf{u} + \mu \nabla^2 \mathbf{u} = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad (11)$$

Applicando il teorema di Helmholtz, che assicura che ogni campo vettoriale può essere espresso come somma del gradiente di un campo scalare  $\varphi$  e del rotore di un campo vettoriale  $\Psi$ :

$$\mathbf{u} = \nabla \varphi + \nabla \times \Psi, \quad \nabla \bullet \Psi = 0 \quad (12)$$

Sostituendo la (12) nella (11) si ottiene:

$$\nabla [(\lambda + \mu) \nabla^2 \varphi - \rho \ddot{\varphi}] + \nabla \times [\mu \nabla^2 \Psi - \rho \ddot{\Psi}] = 0 \quad (13)$$

la quale ammette come soluzioni:

$$\begin{aligned} c_p^2 \nabla^2 \varphi &= \ddot{\varphi}, & c_p^2 &= (\lambda + 2\mu) / \rho \\ c_s^2 \nabla^2 \Psi &= \ddot{\Psi}, & c_s^2 &= \mu / \rho \end{aligned} \quad (14)$$

Come si può vedere tanto  $\varphi$  che  $\Psi$  soddisfano un'equazione d'onda rispettivamente scalare e vettoriale. Si deduce che in un solido elastico possono propagarsi solo due tipi di onde: il primo, associato a  $\varphi$ , che si propaga con velocità  $c_p$  (onde primarie o di compressione), il secondo, associato a  $\Psi$ , che si propaga

con velocità  $c_s$  (onde secondarie o di taglio). Poiché  $\lambda$  e  $\mu$  sono sempre maggiori di zero, la (14) assicura che la velocità di propagazione delle onde primarie è sempre maggiore di quelle secondarie.

La soluzione dell'equazione (9) solo in rari casi può essere ottenuta in forma chiusa, per via analitica.

Ciò premesso, nei casi reali si pone il problema di studiare il comportamento di solidi non omogenei, quale è la situazione ricorrente nei problemi di propagazione di onde nel terreno: sono possibili soltanto soluzioni approssimate da ricercarsi mediante tecniche di discretizzazione del continuo tridimensionale.

Tra le varie alternative disponibili quella oggi applicata più di frequente è la tecnica degli elementi finiti, che presenta indubbi vantaggi sia dal punto di vista teorico, sia dal punto di vista pratico per la facilità di essere impiegata con l'ausilio di elaboratori elettronici.

Si tratta quindi di suddividere il dominio tridimensionale composto dalla galleria sotterranea, dal terreno disposto in strati non necessariamente orizzontali e dalle strutture di interesse, in regioni di dimensioni finite (elementi), caratterizzate da proprietà meccaniche e da legami costitutivi appropriati.

L'impiego della discretizzazione consente di rimuovere con facilità tanto l'ipotesi di omogeneità, quanto quella di legame elastico lineare ed isotropo, adottando così per il terreno legami costitutivi più realistici.

Peraltro l'adozione di legami non lineari trova sempre più spazio nei problemi di dinamica delle costruzioni, in quanto più aderenti al comportamento reale. Controparte di questo perfezionamento è la necessità di disporre di informazioni più approfondite sui terreni interessati al fenomeno di propagazione ondosa, informazioni che debbono essere acquisite mediante apposite campagne di prospezione geognostica. In tal senso occorre procedere ad indagini geotecniche molto accurate volte, da un lato, alla ricostruzione della stratigrafia del sito mediante sondaggi eseguiti ad esempio con carotiere a rotazione e, dall'altro, alla identificazione delle proprietà meccaniche dei materiali naturali, in particolar modo il modulo di elasticità longitudinale ed il coefficiente di Poisson.

## 5. LIVELLI MASSIMI DELLE VIBRAZIONI

### 5.1 Soglie di tollerabilità delle ampiezze massime

I valori raccomandati della velocità massima delle particelle del terreno compatibili con l'esercizio delle strutture sovrastanti sono in genere basati

sull'esperienza e cioè ottenuti dalla osservazione del comportamento in servizio delle costruzioni esistenti: pertanto hanno in genere un carattere di prescrizioni empiriche.

Poiché la gravità dell'effetto prodotto dalle vibrazioni sugli edifici dipende dal tipo di stato limite considerato (ad esempio le limitazioni richieste per una fabbrica di microcircuiti elettronici sono molto più stringenti di quelle legate al comfort degli occupanti di un edificio di civile abitazione), esistono una grande quantità di specifiche imposte da normative diverse.

Inoltre dato che gli effetti delle vibrazioni sono essenzialmente di natura dinamica, essi dipendono oltre che dalla intensità massima della vibrazione, anche dalle proprietà dinamiche dell'opera e dalla distribuzione dell'energia della sorgente di vibrazioni nel dominio delle frequenze.

Peraltro le normative tecniche disponibili seguono la consuetudine di specificare i livelli di tollerabilità delle vibrazioni in forma semplificata, senza indicare l'andamento spettrale del segnale emesso dalle sorgenti.

Si trovano pertanto nella necessità di suddividere le sorgenti di vibrazioni in categorie e di indicare, per ciascuna categoria, i valori massimi accettabili della velocità di vibrazione.

Le norme UNI 9916 [6] riportano alcuni valori indicativi delle velocità massime compatibili con la funzionalità degli edifici, riprendendoli integralmente dalle norme DIN 4150/3 [8] (vedi Tab. III).

Si nota, anche dal confronto con i dati presentati in fig. 2, come tali valori siano abbastanza elevati, in quanto sono relativi all'inizio di fenomeni di danneggiamento quali fessurazione dei componenti portati, distacchi di intonaco, spostamenti eccessivi, deterioramento meccanico delle malte, ecc..

		Velocità di vibrazione in mm/s *			
		Misura alla fondazione			Misura al pavimento dell'ultimo piano
Categoria	Tipi di strutture	Campi di frequenza (Hz)			Frequenze diverse
		< 10	10 - 50	50 - 100 **	
1	Edifici utilizzati per scopi commerciali, edifici industriali e simili	20	20 - 40	40 - 50	40
2	Edifici residenziali e simili	5	5 - 15	15 - 20	15
3	Strutture particolarmente sensibili alle vibrazioni, non rientranti nelle categorie precedenti e di grande valore intrinseco	3	3 - 8	8 - 10	8
* Si intende la massima delle tre componenti della velocità nel punto di misura					
** Per frequenze maggiori di 100 Hz possono applicarsi i valori riportati in questa colonna					

Tabella III - Velocità di vibrazione ammissibili (da [6] e [8]).

Ben inferiori sono i limiti suggeriti da Bonde ed altri in [9] e riferiti in particolar modo alle vibrazioni indotte dal traffico (vedi tabella IV). Come si può vedere una particolare attenzione viene dedicata agli edifici di carattere storico e monumentale, nei quali le vibrazioni del traffico possono produrre deterioramento delle malte con conseguente danneggiamento progressivo delle murature.

Tipo di edificio e di fondazione	Velocità verticale raccomandata Vmax [mm/s]
Edifici particolarmente sensibili o di particolare valore culturale e storico	1
Edifici di nuova costruzione su fondazioni superficiali	2
Edifici su pali in terreni coesivi	3
Edifici su pali in terreni granulari	5

Tabella IV - Velocità di vibrazione ammissibili nel caso di traffico veicolare (da [9]).

## 5.2 Ampiezze massime ai fini della durabilità

Pur se nella maggior parte dei casi l'ampiezza delle vibrazioni dovute al traffico sotterraneo non raggiunge un livello sufficiente a produrre sensibili fenomeni di danneggiamento meccanico dei materiali da costruzione, appare ugualmente opportuno fare cenno

al problema a causa della sua rilevanza sul piano economico. Difatti la durabilità, intesa nel senso più generale come stabilità nel tempo delle proprietà meccaniche, costituisce uno dei requisiti fondamentali delle costruzioni. La sua eventuale compromissione richiede la esecuzione di costosi interventi di manutenzione.

Come è noto il danneggiamento meccanico dei materiali (fatica) si verifica quando essi sono esposti ad un gran numero di cicli di tensioni variabili nel tempo, tipicamente molti milioni.

Mentre per alcuni materiali metallici, ed in particolare per gli acciai a basso tenore di carbonio impiegati nelle costruzioni, esistono livelli tensionali che possono essere sopportati senza rottura per un numero indefinito di cicli (limite di durata illimitata o limite di fatica), nel caso dei materiali lapidei, dei calcestruzzi e delle malte il danneggiamento meccanico si accumula in modo irreversibile comunque piccolo sia il livello tensionale.

Per di più il danneggiamento per fatica risulta accelerato in ambienti chimicamente aggressivi, per i quali si può configurare il regime di danneggiamento di corrosione-fatica.

Ai fini della valutazione del danneggiamento meccanico non è possibile pertanto indicare valori di soglia delle vibrazioni compatibili con l'esercizio, ma bisogna procedere di volta in volta ad un calcolo di verifica, che tenga conto della statistica delle tensioni applicate al materiale (collettivo delle tensioni) e della resistenza a fatica del materiale (curve di Wöhler), per il tramite di appropriato criterio di accumulazione del danno (per esempio il criterio di Palmgren e Miner).

## 6. INTERVENTI PROGETTUALI PER LA MITIGAZIONE DELLE VIBRAZIONI

Qualora il livello delle vibrazioni risulti superiore ai livelli di tollerabilità, occorre procedere ad interventi di adeguamento volti a mitigare direttamente le vibrazioni stesse oppure a ridurre i loro effetti.

### 6.1 Interventi alla sorgente delle vibrazioni

Le misure correttive più efficaci ed anche più economiche, in un quadro complessivo di allocazione delle risorse, sono quelle eseguite direttamente alla sorgente delle vibrazioni.

La riduzione delle vibrazioni parte dall'impiego di materiale rotabile moderno, come ad esempio avviene su alcune tratte della Metropolitana di Parigi [10], nelle quali il servizio viene effettuato con vagoni dotati di ruote gommate.

Quando questo tipo di soluzione non è possibile un primo provvedimento, che può essere adottato in sede di costruzione della linea ferroviaria, oppure in occasione di importanti lavori di manutenzione, è quello di prevedere l'uso di rotaie ad alta resistenza in modo da evitare le rugosità che si sviluppano per effetto del traffico sulla superficie delle rotaie tradizionali ad immediato contatto con il materiale rotabile.

La introduzione di elementi isolanti tra rotaia e traversine appare invece poco efficace (la riduzione del rumore risulta compresa tra 2 e 5 dB acustici, certamente troppo modesta per rendere l'intervento economicamente interessante. Per di più la conseguente maggiore flessione delle rotaie può comportare fenomeni di danneggiamento per fatica delle stesse.

Più efficace è la introduzione, al di sotto del ballast, di strati di materiale elastico, dello spessore di pochi cm, che sono in grado di ridurre il livello del rumore anche di 20 dB, prevedendo eventualmente, se possibile, un incremento dello spessore del ballast fino a valori anche di 60 cm.

Certamente la soluzione migliore dal punto di vista tecnico, ma anche la più costosa, è quella di realizzare un sistema di armamento "galleggiante" dimensionato come un vero e proprio isolatore di vibrazioni opportunamente accordato.

Si tratta in sostanza della applicazione dei classici concetti di isolamento delle macchine vibranti. Una possibile soluzione progettuale è documentata in fig. 6.

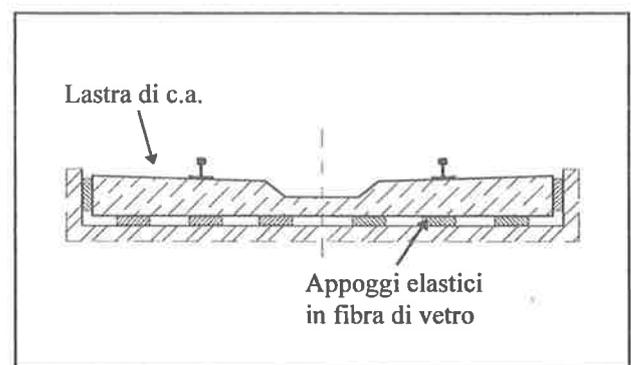


Fig. 6 - Esempio di sistema di armamento galleggiante adottato in una linea sperimentale della Metropolitana di New York (da [11]).

L'intervento rappresentato in figura, che è stato realizzato in un tratto sperimentale della metropolitana di New York [11], prevede l'uso di lastre di cemento armato della lunghezza di 7 m, appoggiate su elementi elastici di fibra di vetro, che garantiscono una elevata durata nel tempo. In alternativa gli elementi elastici

possono essere costituiti da appoggi elastomerici in gomma naturale armata, di tipo simile a quelli impiegati nell'isolamento sismico delle costruzioni. In tal caso, tenuto conto del fatto che la durata di tali dispositivi è inferiore a quella della linea metropolitana, va posta particolare attenzione allo studio dei problemi connessi con la ispezione e la eventuale sostituzione degli apparecchi d'appoggio.

### 6.2 Interventi di schermatura che riducono la propagazione delle vibrazioni attraverso il terreno

Nel caso in cui l'intervento diretto sulla linea ferroviaria non sia possibile, si può procedere sostanzialmente in due modi diversi: inserire tra la struttura da proteggere e la sorgente di vibrazioni elementi in grado di ostacolare la propagazione delle vibrazioni attraverso il terreno, oppure installare dispositivi di mitigazione delle vibrazioni direttamente nell'edificio.

Le soluzioni del primo tipo prevedono la realizzazione di schermi verticali di cemento armato infissi nel terreno, oppure la creazione di trincee cave o riempite di inerti. Scopo di entrambe le disposizioni è quello di riflettere le onde meccaniche che si propagano attraverso il terreno.

La percentuale di energia riflessa dallo schermo,  $R$ , dipende dalle impedenze acustiche  $Z = \rho V$  dei due materiali a contatto, nel caso calcestruzzo e terreno, secondo la relazione:

$$R = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \quad (15)$$

avendo indicato con  $\rho$  la densità di ciascun materiale e con  $V$  la velocità di propagazione delle onde elastiche.

Fissando l'attenzione sulle onde longitudinali di compressione, la impedenza acustica del calcestruzzo vale mediamente  $8.5 \times 10^6$  Kgm/s, mentre quella del terreno può essere molto variabile in funzione della qualità del materiale. Nel caso di terreni granulari può assumere il valore orientativo di  $1.0 \times 10^6$  Kgm/s.

Tenendo conto di questi valori, il coefficiente di riflessione  $R$  nel caso in esame è pari a 0.78 e tende ad essere sempre più alto quanto più il terreno è deformabile. Esprimendo l'attenuazione in dB si ottiene il valore di circa 13 dB, valore certamente non troppo elevato.

La costruzione di schermi di cemento armato appare quindi un provvedimento conveniente soltanto in situazioni geotecniche caratterizzate da terreni piuttosto scadenti. Molto più efficienti sono le trincee, cave o

riempiti di materiale incoerente, poiché in tal caso la presenza di vuoti moltiplica le interfacce in corrispondenza delle quali possono verificarsi riflessioni delle onde incidenti. In particolare è la presenza di vuoti che è responsabile della efficienza schermante di questa soluzione progettuale. Basti ricordare che all'interfaccia tra calcestruzzo ed aria il coefficiente  $R$  può raggiungere il valore di 0.99991, che corrisponde ad una attenuazione delle vibrazioni addirittura pari a 100 dB.

### 6.3 Interventi sull'edificio da proteggere

Nel caso in cui gli unici interventi possibili siano quelli sull'edificio interessato, interessanti possibilità sono offerte dalla tecnica dell'isolamento alla base degli strutture, che è in grado di ridurre decisamente il livello delle vibrazioni.

Occorre però sottolineare il fatto che le vibrazioni più dannose sono normalmente quelle associate a spostamenti in direzione verticale e pertanto il dispositivo di isolamento deve risultare poco rigido in senso verticale, affinché possa esercitare al meglio la propria funzione.

E' interessante osservare che questa è proprio la situazione opposta a quella che si verifica in condizioni sismiche, ove le vibrazioni dannose sono prevalentemente quelle orizzontali, tanto che gli isolatori sismici sono progettati per essere cedevoli in direzione orizzontale ed il più rigidi possibile in direzione verticale. Da un lato quindi le strutture isolate per scopi antisismici risultano per nulla isolate ai fini delle vibrazioni del traffico e dall'altro le seconde possono risultare pericolose in condizioni sismiche.

Nel caso in cui la protezione dalle vibrazioni debba essere eseguita su una struttura nuova, in sede di progetto, è possibile "accordare" in modo appropriato la struttura stessa per aumentare la sua impedenza nei confronti delle vibrazioni. Gli interventi possibili consistono nell'alterare in modo appropriato le dimensioni delle membrature irrigidendo la sottostruttura, variando le inerzie delle sezioni, aumentando le luci delle travi, ecc.

Qualora poi i requisiti di tollerabilità siano particolarmente stringenti e quindi si richieda un abbattimento molto consistente delle vibrazioni, come può essere nel caso di impianti industriali per lavorazioni di alta precisione (ad esempio produzione di microcircuiti elettronici), di laboratori dotati di bilance molto sensibili o di microscopi elettronici, camere operatorie di ospedali od altro, si può ricorrere all'uso di pavimenti "galleggianti" progettati con i criteri consueti dell'isolamento dalle vibrazioni. In questi casi al di

sopra del solaio originario si realizza un secondo solaio isolato meccanicamente dal precedente.

In condizioni estreme si può anche ricorrere alla più moderna tecnica del controllo attivo, installando un sistema automatico che, operando in controreazione mediante un elaboratore elettronico che "osserva" lo spostamento del piano interessato, eroga mediante attuatori controforze appropriate, in grado di ridurre lo spostamento fino al valore desiderato, addirittura riducendolo a zero se è il caso.

## 7. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Nelle aree metropolitane ad alta densità abitativa le persone, così come le costruzioni, sono esposte all'influenza negativa delle vibrazioni originate in genere dalle attività produttive ed in particolare dal traffico dei veicoli. L'effetto di tali vibrazioni è quello di ridurre il comfort della popolazione e talvolta di impedire il soddisfacimento dei requisiti di efficienza funzionale delle costruzioni.

Il problema è particolarmente sentito nelle città dotate di ferrovie metropolitane, in quanto il passaggio dei convogli a poche decine di metri di profondità, porta per così dire le vibrazioni nel cuore stesso delle città.

Nel caso in cui i livelli di tollerabilità delle vibrazioni cui è esposta una struttura vengano superati si richiede l'intervento consapevole del progettista strutturale. Naturalmente i livelli predetti si riferiscono ad una ben precisa esigenza di carattere funzionale, che può essere diversa da un edificio all'altro in considerazione della destinazione d'uso specifica.

La metodologia di intervento, sia che si tratti di un'opera esistente, che di una di nuova costruzione, parte dalla conoscenza del fenomeno vibratorio indesiderato, prosegue con lo studio della propagazione delle vibrazioni attraverso il terreno e con l'analisi della risposta strutturale, si conclude con il confronto dell'ampiezza massima determinata con quella tollerabile.

Questa procedura, presentata con particolare riferimento alle opere in sotterraneo, ben si adatta anche al caso degli edifici in elevazione, così come è in grado di trattare cause di disturbo diverse da quelle del traffico ferroviario in sotterraneo.

D'altra parte la metodologia sopra esposta esige che la progettazione strutturale si arricchisca dei metodi di indagine sperimentali idonei alla acquisizione delle vibrazioni in condizioni di servizio, tecniche applicate da lungo tempo nel settore delle costruzioni meccaniche, ma ancora poco utilizzate nel settore della ingegneria civile. Emerge pertanto l'esigenza di mettere in contatto gli ingegneri civili con queste

problematiche, prevedendone anche la opportuna valorizzazione negli Insegnamenti Ufficiali delle Facoltà di Ingegneria.

Il completamento delle appropriate indagini analitiche pone il progettista nelle condizioni di prendere decisioni circa gli eventuali interventi di protezioni dalle vibrazioni o di mitigazione delle stesse.

Relativamente ai livelli di tollerabilità delle vibrazioni e del rumore occorre sottolineare che sono disponibili una grande quantità di indicazioni da parte di normative internazionali, indicazioni però spesso in contraddizione fra di loro e che fanno riferimento a livelli che possano variare anche di un ordine di grandezza passando dall'una all'altra.

Appare pertanto auspicabile che si attivi un processo di perfezionamento e di armonizzazione della normativa, con particolare riferimento a quella italiana, la quale, attualmente, rimanda soltanto a documenti stranieri.

## RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata svolta con il contributo finanziario del M.U.R.S.T. (Fondo 60%).

## BIBLIOGRAFIA

- [1] RADOGNA E.F., *Moderni procedimenti esecutivi per la realizzazione di gallerie urbane: l'impiego dello scudo, meccanizzazione dello scavo, la prefabbricazione del rivestimento*, Atti delle Giornate AICAP '75, Sanremo, 2-5 ottobre 1975 (pubblicato poi sul Bollettino AICAP, maggio 1977).
- [2] RADOGNA E.F.; MATERAZZI A.L., *Comportamento di edifici intelaiati indotto dalla costruzione di gallerie poco profonde. Comunicazione preliminare*, Atti della Riunione del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica, Roma, marzo 1981.
- [3] RADOGNA E.F., MATERAZZI A.L., *Problemi di sicurezza alla fatica di strutture snelle di acciaio soggette all'azione del vento*, 1.mo Convegno Nazionale di Ingegneria del vento, Firenze 28-30 ottobre 1990.
- [4] FRANCO L., MATERAZZI A.L., NOLI A.; RADOGNA E.F., *Safety and durability of R.C. marine structures subjected to impact and*

- dynamyc loads*, Atti del 3. Congresso AIOM, Genova, 7-8-9 luglio 1992.
- [5] MACCHI G., RADOGNA E.F., MAGENES G., MATERAZZI A.L., *Analisi probabilistica della sicurezza a fatica dei ponti*, Giornale del Genio Civile, n. 4-5-6, 1989.
- [6] UNI 9916, *Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici*, novembre 1991.
- [7] GRAFF K. F., *Wave motion in elastic solids*, Ohio State University Press, Tokyo, 1975.
- [8] DIN 4150/3, *Erschütterungen im Bauwesen - Einwirkungen auf bauliche Anlagen*, Norm DIN 4150 Teil 3, Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1986.
- [9] BONDE G., RUNDQUIST G, et al., *Criteria for acceptable traffic-induced vibrations*, Institute of Technology, Uppsala University, UPTEC 81 42 R, TRAVI-K, 1981.
- [10] ORE (Office de Recherches et d'Essais de l'Union Internationale des Chemins de fer), *Etude expérimentale des facteurs influençant les vibrations et les bruits secondaires produits par les circulations ferroviaires souterraines*, Question D 151, Rapp. No 9, Utrecht, sept. 1984.
- [11] FREDERICK C. O., *Vibrations du sol: Des vibrations induites dans les sols par les circulations ferroviaires*, Rail International, No 10, Oct. 1987.
- [12] C.E.B., *Vibration problems in structures*, Bull. d'Information n. 209, august 1991.
- [13] HEIMERL G., HOLZMANN E., *L'appréciation du bruit de la circulation - études des effets nocifs acoustiques engendrés par le rail et la route*, Rail International, No 1/2, Jan./Fevr. 1982.
- [14] HÖLZL G., FISCHER G., *Körperschall- bzw. Erschütterungsausbreitung an oberirdischen Schienenverkehrswegen*, Eisenbahntechnische Rundschau (ETR), No 34, Juni, 1985.
- [15] SCARANO P., *Indagine sulla rumorosità originata dal transito di rotabili FS*, Ingegneria Ferroviaria, Agosto, 1984.
- [16] DOEBELIN E. O., *Measurement systems: application and design*, McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo, 1976.

**RECUPERO DI PARCHEGGI SOTTERRANEI  
INTERESSATI DALLA RISALITA DEL LIVELLO DI FALDA**

**Antonio MIGLIACCI**  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano

**Maurizio ACITO**  
Ingegnere - Milano

**Sergio LEVATI - Clemente SCHIATTI**  
Studio Tecnico M.S.C. - Milano



## **RECUPERO DI PARCHEGGI SOTTERRANEI INTERESSATI DALLA RISALITA DEL LIVELLO DI FALDA**

### **ANTONIO MIGLIACCI**

Professore Ordinario di Progetto di Strutture  
Politecnico di Milano

### **MAURIZIO ACITO**

Ingegnere diplomato alla Scuola di Specializzazione  
in c.a. "F.lli Pesenti" Politecnico di Milano

### **SERGIO LEVATI**

Ingegnere libero professionista  
Studio Tecnico M.S.C. Milano

### **CLEMENTE SCHIATTI**

Ingegnere libero professionista  
Studio Tecnico M.S.C. Milano

## **SOMMARIO**

Il problema delle volumetrie sotterranee che si presentano parzialmente immerse, in conseguenza della risalita del livello di falda, in Milano, si sta rivelando in termini e misura veramente drammatici. La memoria considera un intervento di recupero per le parti immerse di un autosilo, nel centro di Milano.

## **SUMMARY**

The paper present the operation of recover of underground building volume, immerse in water-bearing, in Milan centre.

### **1. PREMESSA**

L'autosilo è stato realizzato nell'area della Piazza Borromeo a Milano, di circa 2900 mq. Il sistema di parcheggio, del tipo a rampe interne con percorrenza alternata (salita-discesa) e collegamento intermedio, si sviluppa su un'area di piano di circa 2.000 mq, per un totale di 9 piani interrati. Lo sviluppo planimetrico ed altimetrico è indicato nelle figure allegate. L'altezza di interpiano è sempre di almeno 2,62 m. La dimensione media dei posti auto è sull'ordine dei 5x2 mq, per cui risulta un'occupazione massima di parcheggio di 760 autovetture. Per la realizzazione dello scavo generale, la cui profondità ha superato

nella zona più profonda i 29,00 m misurati dal piano viario circostante, si è fatto ricorso a diaframmi in calcestruzzo armato, tirantati con tre ordini di tiranti provvisori; sul fondo dello scavo generale è stato realizzato un semplice massetto in calcestruzzo debolmente armato. Le strutture sono in c.a. a travi e pilastri che, insieme ai blocchi scale-ascensori, costituiscono la struttura portante le solette rampanti; queste sono di tipo alleggerito in modo da ottenere, a parità di peso, altezze tali da scongiurare problemi di instabilità che potrebbero determinarsi per le azioni che i diaframmi esplicano sulla struttura, attraverso un sistema di puntoni di contrasto (come, ad esempio, studiato in [1]). Al momento della progettazione e

realizzazione, non era stato previsto alcun presidio per il contenimento delle acque di falda, in quanto si era in una fase in cui il loro livello era in rapida diminuzione, anche a causa dell'emungimento delle acque per vari usi (industrie collocate anche nella cinta urbana ed impianti di condizionamento). Successivamente, le autorità amministrative, al fine di contenere tale fenomeno, hanno predisposto appositi provvedimenti legislativi e normativi. Tale nuovo contesto, unito alla scelta di molte industrie di trasferire le loro sedi produttive al di fuori della cinta urbana, ha provocato una inversione di tendenza nell'andamento del livello di falda. Il fenomeno si è manifestato in modo evidente anche nel parcheggio di Piazza Borromeo provocando l'allagamento degli ultimi tre piani. L'innalzamento del livello di falda è tuttora in atto e le previsioni, contenute in documenti di analisi del fenomeno, condotte ad esempio dalla Società MM spa, indicano che, salvo nuovi disposti normativi, il livello di falda raggiungerà nel prossimo decennio la quota di circa -8 m in centro città, il che comporterebbe per l'autosilo Borromeo l'allagamento di ulteriori 4 piani, per un totale di 7 piani allagati sui 9 disponibili. Tuttavia, poichè il piano medio del ferro della linea 1 metropolitana e parte della linea 2 è posto a quota -12 m e le relative strutture non sono state progettate per livelli di falda superiori<sup>(1)</sup>, è ragionevole pensare che le amministrazioni competenti dovranno mettere in atto provvedimenti atti a garantire un livello di falda che stia al di sotto dei 12 m. Per questa ragione sembra opportuno, anche per il contenimento dei costi del recupero, ipotizzare una quota di falda di progetto posta a -12 m. L'insieme di queste considerazioni, oltre alla necessità economica di salvaguardare il valore dell'immobile e della sua redditività, comporta l'inderogabile esigenza di un intervento che miri al recupero della funzionalità originaria dell'immobile e di garantirla nel tempo. L'intervento di recupero, di seguito descritto, si limita a considerare gli aspetti strutturali.

## 2. INTERVENTO DI RECUPERO

### 2.1 Descrizione del recupero

L'intervento prevede di operare, inizialmente, senza l'emungimento delle acque presenti nei piani sottostanti: ciò al fine di non produrre scompensi nel terreno circostante e nel contesto edificato. Il concetto informatore dell'idea progettuale è la realizzazione di un "tampone" (sul fondo e intorno alle pareti), eseguito

utilizzando la tecnica del jet-grouting o delle iniezioni a bassa pressione (sul fondo), come è illustrato nella Fig. 2, in tal modo, potrà essere consentito il successivo emungimento dell'acqua e la sigillatura dei giunti tra i pannelli di paratia, a partire dalla quota -12 m sino alla quota, di circa -30 m. Successivamente, a partire dal fondo dell'edificio ora reso accessibile, si eseguiranno le perforazioni per la realizzazione dei tiranti di ancoraggio del futuro solettone di fondo in cemento armato. Completate queste operazioni con la posa dei tiranti, si procederà alla costruzione di tale solettone, che garantirà la tenuta idraulica anche in corrispondenza dei giunti con le strutture verticali esistenti. Ultimate queste operazioni che consentiranno la piena accessibilità dell'autosilo, si procederà alla verifica dello stato di conservazione delle parti strutturali rimaste sommerse, realizzando gli eventuali interventi di recupero statico.

### 2.2 Fasi di intervento

Nel proseguio sono indicate le fasi, nelle quali si articola l'intervento di recupero. Innanzitutto, sono previste indagini geognostiche ed idrauliche al fine di valutare le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno e la sua permeabilità. Tali indagini, che hanno anche lo scopo di poter prevedere gli effetti, prodotti dall'intervento, nel terreno circostante, sono ovviamente fondamentali per la definizione del progetto esecutivo. Le fasi operative previste dal progetto sono poi le seguenti:

FASE 1) Esecuzione delle perforazioni, per la realizzazione del tampone di fondo, attraversando le 3 solette in c.a. dei piani sommersi e prosecuzione della perforazione stessa nel terreno; realizzazione del tampone di fondo in jet-grouting o con iniezioni a bassa pressione; esecuzione delle perforazioni per il completamento del tampone di fondo e sui fianchi dell'area e realizzazione di questo.

FASE 2) Emungimento delle acque interne e loro scarico nelle condotte fognarie; verifica della tenuta del tampone, per eventuali interventi integrativi; sigillatura dei giunti tra i pannelli di paratia.

FASE 3) Demolizione del massetto di fondo esistente; predisposizione dell'impianto di drenaggio, con tubi drenanti perforati e protetti con tessuto non tessuto; formazione di pozzetti di aggettamento e predisposizione dell'impianto di pompaggio; ricoprimento della rete drenante con ghiaietto, per la formazione del piano di lavoro.

FASE 4) Realizzazione del solettone di fondo in calcestruzzo magro; tracciamento della maglia dei tiranti di ancoraggio di tipo "attivo" per il solettone di fondo in cemento armato; posizionamento dei tiranti, dotati di testa a tenuta idraulica; iniezione delle fondazioni dei tiranti; realizzazione del solettone di fondo in cemento

(1) in seguito, un'azione di progetto per le linee metropolitane è stata la risalita della falda a quota -9 m.

tiranti; realizzazione dei giunti a contatto con le preesistenti strutture e nelle riprese di costruzione del solettone stesso, attrezzati con water-stop e getto con calcestruzzo additivato; tesatura dei tiranti di fondo con i relativi controlli tensionali; risanamento statico delle strutture precedentemente sommerse; sigillatura dei fori nelle solette soprastanti.

### 3. CONCLUSIONI

La tecnologia di recupero descritta consiste, quindi, in tre momenti costruttivi:

- realizzazione di un "tampone" di fondo e di un "tampone" perimetrale sui fianchi dell'area;
- emungimento delle acque d'invaso, per consentire l'agibilità delle volumetrie allagate ;
- realizzazione di un solettone di fondo, ancorato mediante una tirantatura profonda e (messa in precarico), munito dei necessari water-stop, lungo le linee di contatto con le preesistenti strutture in elevazione; realizzazione di giunti di tenuta tra i pannelli delle paratie. Il recupero prosegue con la realizzazione delle necessarie opere edili ed impiantistiche. Le regole, generalizzabili per questi interventi di recupero, suggerite dall'intervento studiato, si possono così riassumere:
- valutazione corretta delle caratteristiche del terreno per la determinazione delle miscele di iniezioni o dei dati tecnici del jet-grouting;
- dimensionamento della maglia di tirantatura del solettone (sull'ordine dei  $2.0 \times 2.0 \text{ m}^2$ ,  $2.5 \times 2.5 \text{ m}^2$ ) in relazione da un lato, alla "potenza" dei tiranti e all'ancoraggio delle loro fondazioni; dall'altro lato allo spessore del solettone e al suo quantitativo di armatura, effettuato con riferimento alle pressioni idrostatiche determinate dal battente di progetto;
- dimensionamento e posizionamento del tampone in relazione da un lato al vincolo di limitare al minimo l'abbassamento di livello di falda, in modo da non provocare cedimenti del contesto edificato, dall'altro lato di bilanciare la spinta idrodinamica, determinata dal battente attuale, attraverso il peso del tampone, il peso dell'edificio ed il peso dell'eventuale terreno di zavorramento.

### Bibliografia

- [1] F. MOLA, I. IORI - 1977, Effetti delle viscosità e del ritiro nelle travi continue in cemento armato in presenza di forze assiali, Studi e Rendiconti volume 14. Italcementi, pag. 179-185.

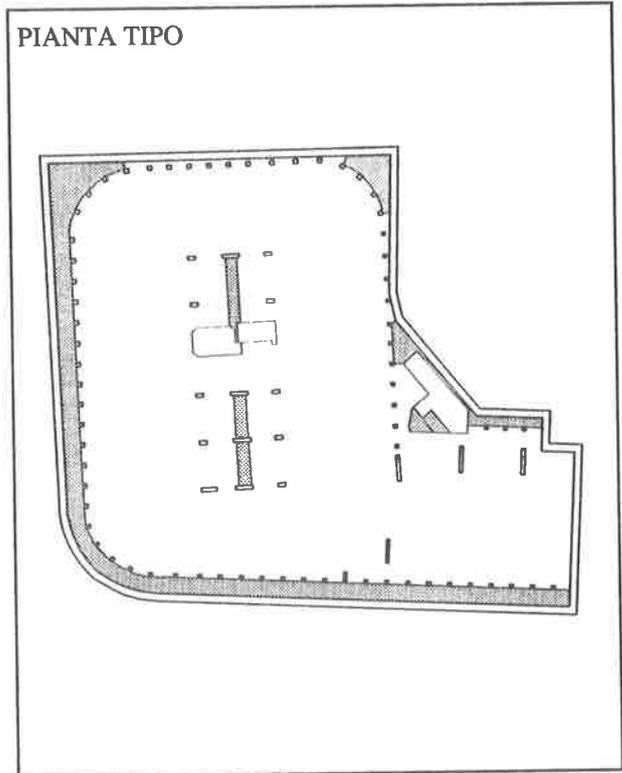


fig. 1 Pianta tipo

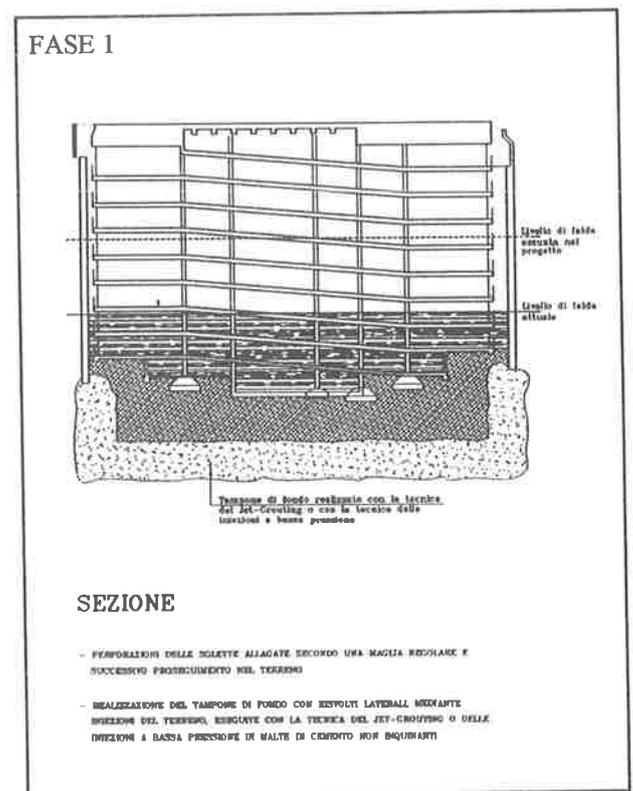


fig.3 Fase 1

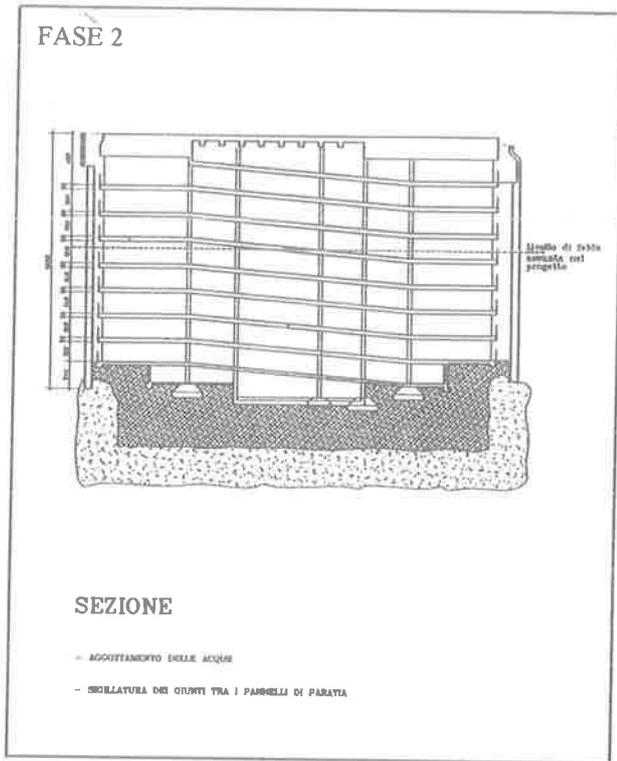


fig. 3 Fase 2

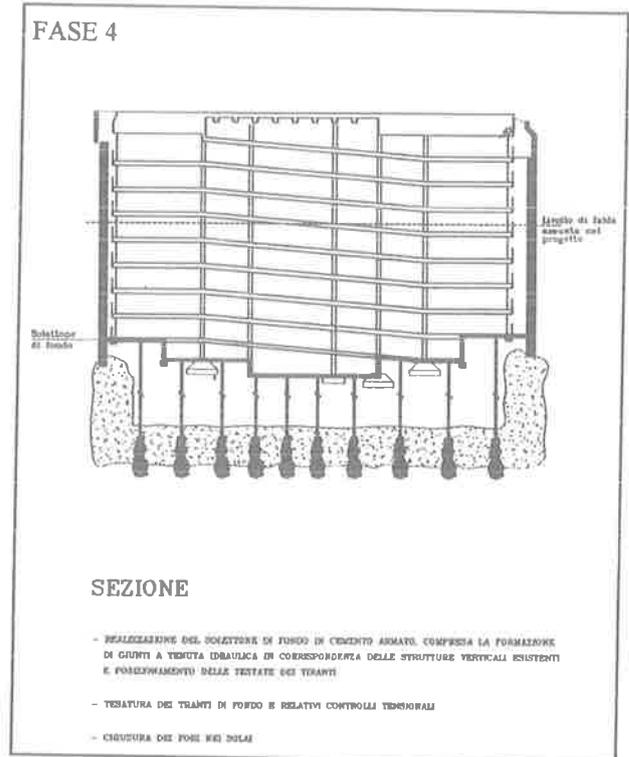


fig. 5 Fase 4

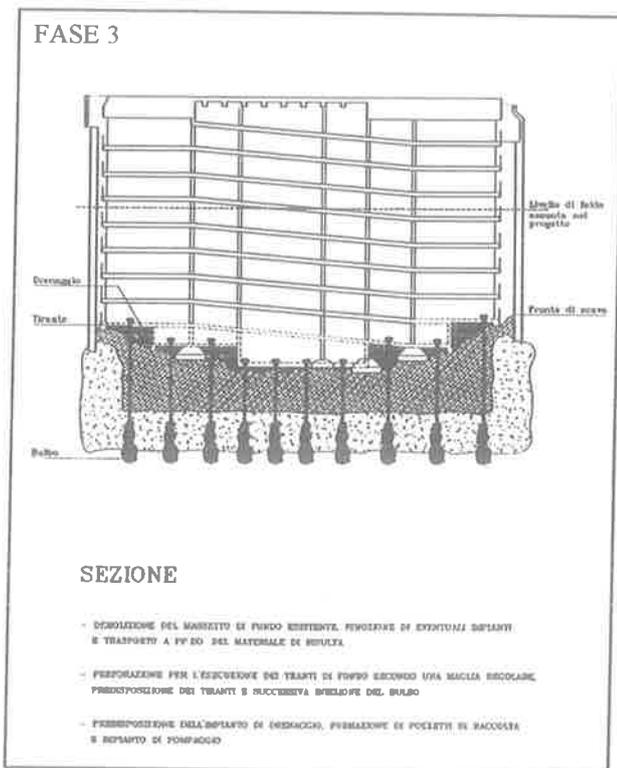


fig. 4 Fase 3

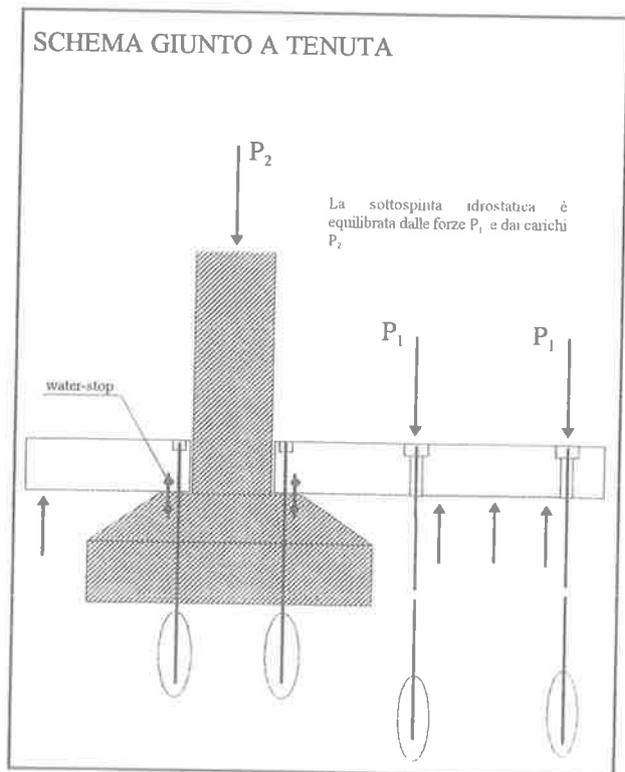


fig. 6 Particolare giunto pilastro-soletta in c.a.

**PARCHEGGIO SOTTERRANEO NEI CORTILI DELL'ISTITUTO SALESIANO  
"S.DOMENICO SAVIO" IN SALERNO**

**Giuseppe SABINI**  
Studio d'Ingegneria Sabini - Napoli

**Giuseppe CUNDARI**  
Studio Associato Cundari - Napoli

**Gaetano MIRETTO**  
TecnAssociati - Maddaloni (Caserta)



## **PARCHEGGIO SOTTERRANEO NEI CORTILI DELL'ISTITUTO SALESIANO "S.DOMENICO SAVIO" IN SALERNO**

**Giuseppe SABINI**

Ingegnere Civile Edile, Studio d'Ingegneria Sabini - Napoli

**Giuseppe CUNDARI**

Ingegnere Civile Edile, Studio Associato Cundari - Napoli

**Gaetano MIRETTO**

Ingegnere Civile Edile, TecnAssociati - Maddaloni (Caserta)

### **SOMMARIO**

Nelle aree a cortile dell'Istituto Salesiano "S.Domenico Savio" in Salerno, è in corso di realizzazione un parcheggio completamente interrato. Il presente lavoro illustra i criteri con cui è stata sviluppata la progettazione di tale opera e le scelte metodologiche che ne caratterizzano la costruzione.

### **SUMMARY**

Into courtyards of the Istituto Salesiano "S.Domenico Savio" in Salerno, is going to be realized an underground parking. This paper shows the criteria through which this project was developed and the operating procedures employed.

### **1. INTRODUZIONE**

L'Istituto Salesiano "San Domenico Savio" in Salerno dispone di ampi cortili scoperti destinati alle attività ricreative della comunità salesiana. Esso è sito nell'ambito del quartiere Carmine caratterizzato, per la sua particolare configurazione orografica e per le tipologie residenziali in esso sviluppate, da una grave carenza di superfici destinate al parcheggio delle auto.

La sensibilità ai problemi sociali della comunità salesiana ha permesso la costituzione di una società cooperativa con il fine di realizzare un parcheggio ubicato nel sottosuolo degli ampi cortili a sua disposizione.

Tale intervento si inquadra tra le possibilità offerte dall'art. 9 della legge 122/89 (iniziativa

privata su suolo privato), ed è funzionalmente costituito da box individuali asserviti con vincolo pertinenziale alle unità immobiliari dei soci della Cooperativa ovviamente site nell'ambito del quartiere Carmine.

### **2. CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO**

Il parcheggio si sviluppa su tre livelli sotterranei, indipendenti tra loro; infatti ciascun piano è fornito di accesso ed uscita su strade diverse poste alla stessa quota altimetrica del livello. Ciò si è reso necessario per la particolare orografia del sito nonché per la esigua dimensione delle sezioni stradali esistenti lungo il perimetro dell'intervento le quali risultano tali da non consentire nessuna particolare concentra-

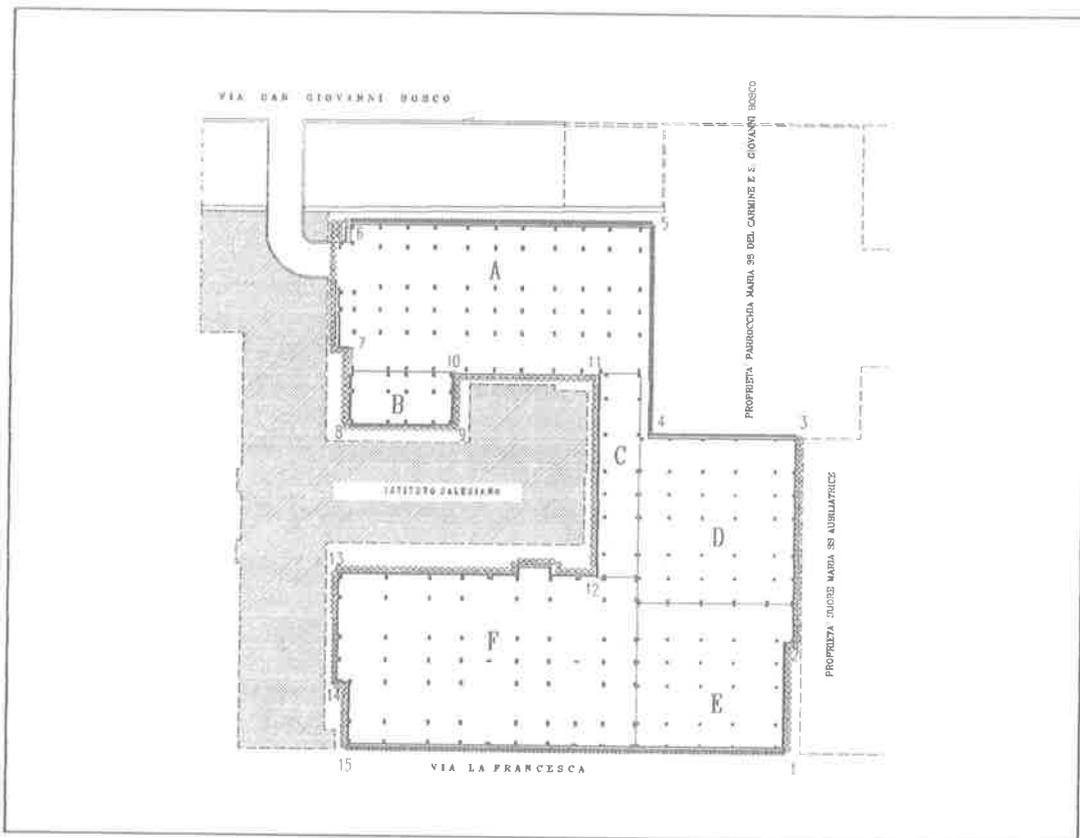


Fig. 1 : Planimetria generale parcheggio

zione di traffico.

L'inserimento dell'opera nel contesto viario esistente è stato a lungo studiato fino ad influenzare il dimensionamento dei vari piani del parcheggio. Questi hanno anche subito, alla fine, decrementi sul numero di box progettati rispetto alle effettive potenzialità derivanti dalla superficie a disposizione, e ciò in funzione delle attuali capacità di smaltimento del traffico delle sedi stradali collegate. In particolare queste sono:

- via D'Avossa per il 1° piano interrato;
- via La Francesca per il 2°;
- via S. Giovanni Bosco per il 3°.

E' appena il caso di ricordare che è stato comunque previsto un collegamento tra i vari piani attraverso un elevatore meccanico per motivi di sicurezza.

La superficie lorda complessiva destinata a parcheggio ricavata con tale intervento è pari a circa 13500 m<sup>2</sup>. Questa ha permesso di ottenere 294 box di varia tipologia, equivalenti a 475 posti auto, così distribuiti:

- 78 box pari a 126 p.a. nel 1° piano interrato;
- 98 box pari a 161 p.a. nel 2° piano interrato;
- 118 box pari a 188 p.a. nel 3° piano interrato.

La massima superficie occupata è pari a circa 5400 m<sup>2</sup>, mentre la volumetria complessiva, computata vuoto per pieno, risulta pari a circa 48000 m<sup>3</sup>.

Nelle aree libere scoperte, in sommità ed ai piani, è previsto il ripristino dei campi da gioco e della viabilità interna di collegamento necessari alle attività della comunità salesiana, ovviamente stravolti e distrutti durante le fasi esecutive del parcheggio.

Le strutture dell'intervento sono state progettate tutte in cemento armato realizzato in opera con il parziale ausilio di elementi prefabbricati precompressi sempre in c.a..

La scelta di una metodologia realizzativa tradizionale è uno dei risultati dell'accurata analisi della viabilità esistente e della verificata difficoltà di accesso per i mezzi pesanti nelle aree di cantiere durante le fasi esecutive.

Particolare attenzione in fase progettuale è stata poi posta per la definizione delle opere di contenimento dei fronti di scavo, le quali, costituite da paratie di pali trivellati tirantate e non, sono state disposte in adiacenza agli immobili esistenti e dimensionate in maniera da

permettere la continuazione delle attività didattiche durante la esecuzione delle lavorazioni.

Ulteriori difficoltà progettuali si sono infine riscontrate nel dimensionamento delle opere per l'accesso ai piani del parcheggio, le quali (via Don Bosco e via D'Avossa) hanno comportato il sottopassaggio in galleria delle strutture portanti degli edifici salesiani.

### 3. ASPETTI GEOLOGICI DELL'AREA

Il sottosuolo della zona su cui insiste il complesso salesiano, è caratterizzato prevalentemente da materiali di natura dolomitica-carbonatica e materiali di accumulo detritico.

Per permettere la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche di tali depositi nonché per ottenere la conoscenza delle effettive condizioni stratigrafiche, si è effettuata una ampia campagna di indagini che ha compreso la esecuzione di:

- sondaggi a carotaggio continuo fino alla profondità di 23 m, con prelievo di campionatura per tutti i litotipi incontrati ed esecuzione di S.P.T. (Standard Penetration Test) lungo le verticali nonché di aggiuntive prove penetrometriche dinamiche su verticali distinte;
- prove geotecniche di laboratorio sui campioni, quali quella di compressione edometrica, di taglio diretto e di permeabilità;
- analisi delle carote risultanti dai sondaggi e ricostruzione delle sezioni stratigrafiche.

Dai risultati ottenuti, si è rilevato che gli orizzonti carbonatici sono coperti, in una parte dell'area oggetto dell'intervento, da una leggera coltre di materiale piroclastico cineritico derivante dall'attività del Somma-Vesuvio. Gli stessi si presentano, invece su tutta l'area, a luoghi alterati tanto da essere considerati, in termini granulometrici delle sabbie, e a luoghi cementati tanto da poter essere considerati litoidi. Il grado di cementazione risulta fortemente crescente con la profondità.

I materiali riscontrati non hanno fornito dubbi sulle scelte progettuali relative alle opere di sostegno ed alle fondazioni. Le caratteristiche di questi possono infatti considerarsi discrete come si può evincere dalla figura n.2.

Tale lavoro di indagine ha trovato un preciso riscontro durante le fasi di scavo per il raggiungimento dei piani di posa delle fondazioni. Infatti in tali operazioni esecutive, è stato possibile verificare che le sezioni

stratigrafiche ipotizzate a seguito delle indagini preliminari coincidevano perfettamente con la situazione reale del sottosuolo.

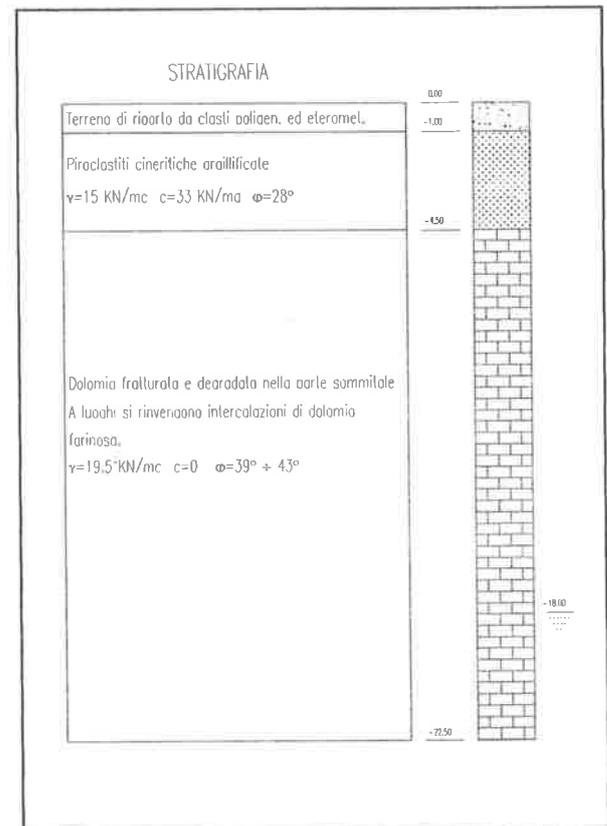


Fig. 2 : Stratigrafia cortile lato Via Don Bosco

### 4. OPERE DI SOSTEGNO

La situazione sull'immediato contorno dell'area di sedime del parcheggio si presenta nella generalità caratterizzata dalla insistenza degli edifici salesiani, ed in tale ambito lo stato dei luoghi risulta alquanto disomogeneo, sia per la variabilità della quota di imposta delle fondazioni (generalmente di tipo diretto) e sia per le diverse caratteristiche geometriche degli edifici.

Per il dimensionamento delle opere di sostegno sono state infatti individuate 14 sezioni principali di calcolo, le quali si differenziano in funzione delle condizioni stratigrafiche, dell'effettivo fronte di scavo da realizzare, ed, a parità di questo, per la presenza degli edifici, per la quota del piano di posa delle loro fondazioni e per le caratteristiche di tali fabbricati.

Le paratie, realizzate con pali accostati sono

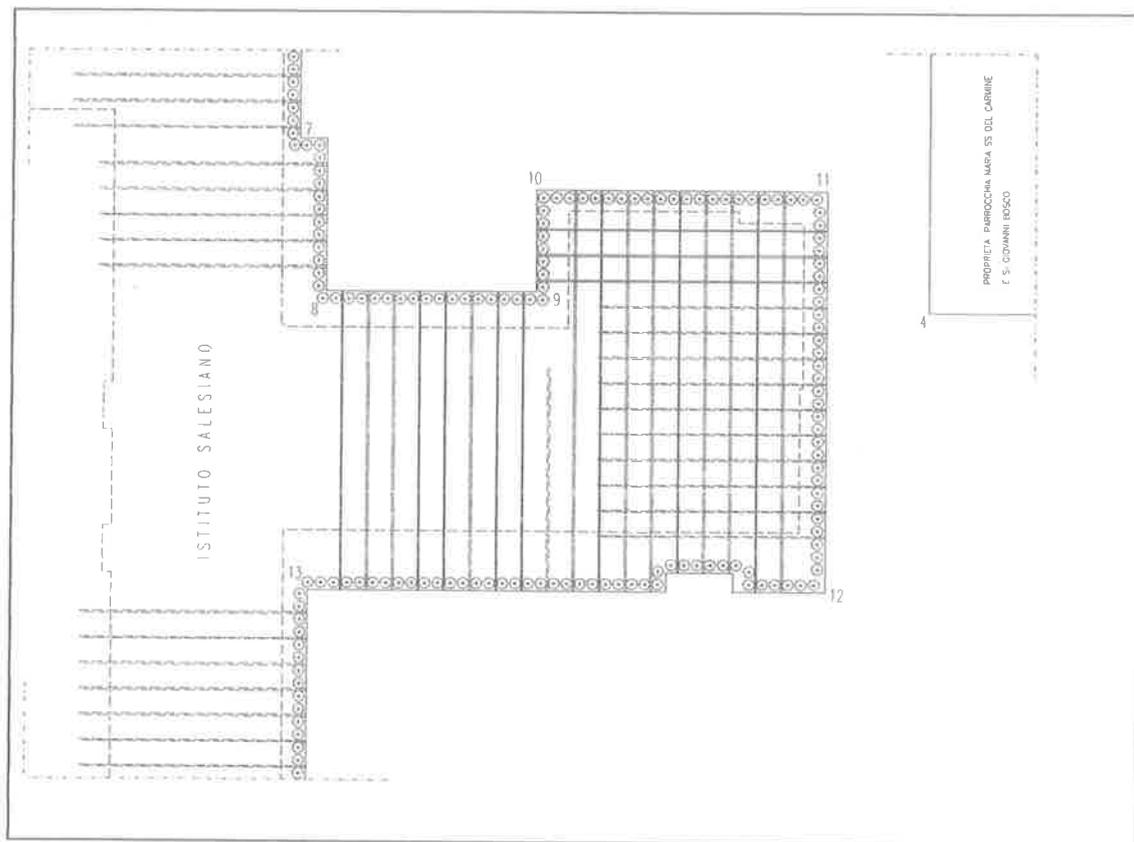


Fig. 3 : Planimetria tra il vertice 7 ed il vertice 13, con ubicazione tiranti.

generalmente fornite di tiranti. Solo laddove il ridotto valore del fronte di scavo e dove le situazioni al contorno lo permettevano, esse sono state realizzate a mensola.

La sezione trasversale dei pali risulta variabile dal  $\varnothing 600$  al  $\varnothing 1000$  in funzione delle massime sollecitazioni ricavate dalle calcolazioni.

Quale unica eccezione fra le opere di contenimento, lungo il confine con il cortile della Parrocchia Maria SS. del Carmine, potendosi effettuare preliminarmente lo scavo, si è preferito prevedere un muro di sostegno su fondazione superficiale.

La quota di fondo scavo è costante per l'intero intervento e pari a  $-11.90$  m, (valutata rispetto alla quota di calpestio del cortile su via La Francesca); la variabilità delle quote stradali e dell'imposta delle fondazioni ha comportato altezze di calcolo variabili fra i  $3.00$ m ed i circa  $12.00$ m.

Il dimensionamento preliminare delle paratie è stato conseguito impiegando il metodo di Blum, sia negli schemi a mensola che in quelli con un livello di ancoraggio.

Il calcolo è stato poi perfezionato, attraverso la schematizzazione di tutte le fasi di scavo, con un programma agli elementi finiti caratterizzato da un codice che utilizza un'analisi incrementale di tipo non lineare.

Le diaframature sono schematizzate con elementi a legge costitutiva elastoplastica, mentre per il terreno si sono utilizzati elementi molla, i quali invece presentano una legge costitutiva che, oltre a tener conto delle caratteristiche meccaniche del terreno e dei fenomeni complessi che ne influenzano la risposta deformativa (storia geologica e conseguente stato tensionale alla fase iniziale, comportamento in fase di carico vergine o di scarico e ricarico, comportamento a rottura), porta in conto anche il grado di vincolo della paratia e le sue caratteristiche di snellezza e deformabilità.

Per i tiranti, si è assunto in una prima fase, allo scopo di valutarne i tiri, un comportamento da vincolo fisso, e solo con l'avanzare degli scavi agli stessi si è fornito una legge costitutiva di tipo elastico definendone le caratteristiche di rigidità.

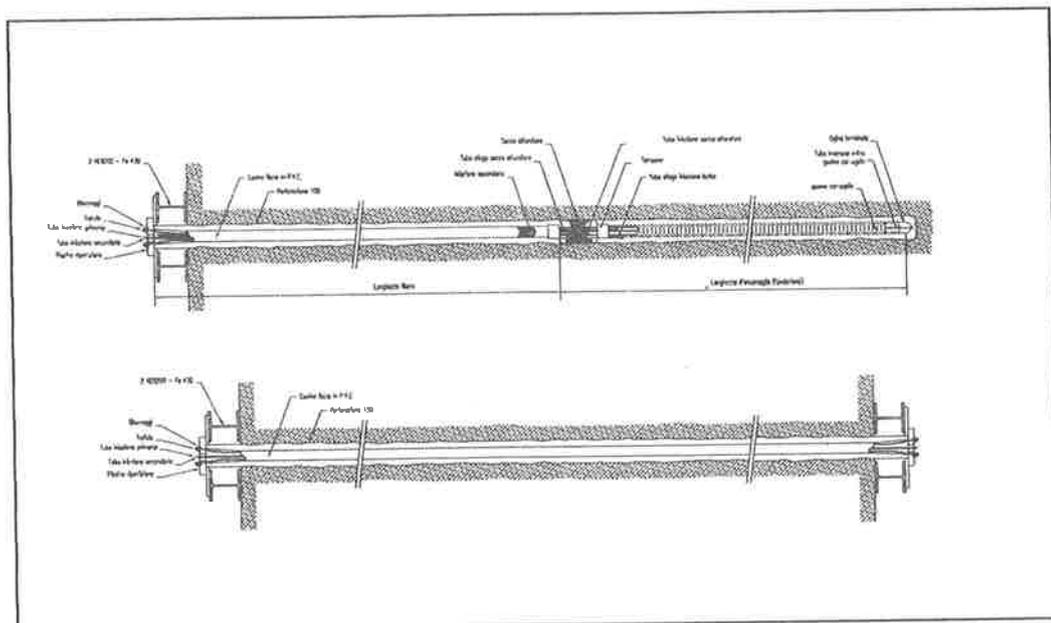


Fig. 4 : Caratteristiche costruttive dei tiranti.

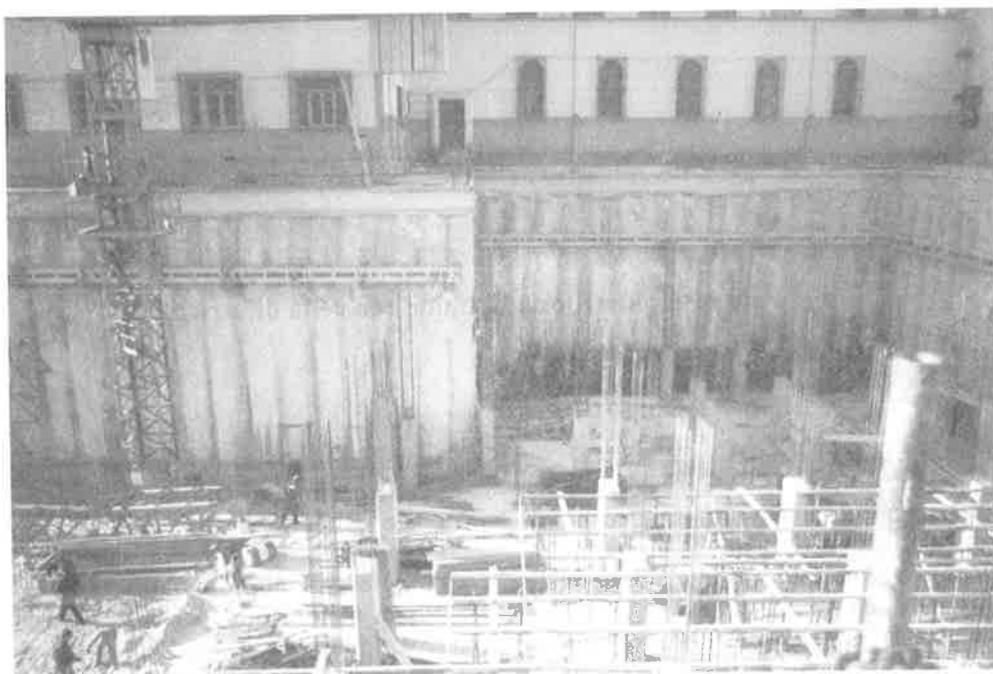


Foto n. 1 : Vista paratia cortile lato Via Don Bosco.

Nella generalità dei casi, essi, sono inclinati di  $30^\circ$  rispetto all'orizzontale e presentano un bulbo di fondazione il cui carico limite è stato valutato in base a precisi dati sperimentali e tenendo in debito conto lo stato tensionale e

deformativo indotto dall'azione di tiro nell'immediato intorno, avendo particolare cura nel valutare i possibili effetti nei confronti di opere fondali poste nelle vicinanze e sulle iniziali condizioni dei terreni interessati.

Tra i vertici 8 e 11 ed i vertici 12 e 13, i tiranti, essendo le paratie disposte su lati contrapposti di uno stesso corpo di fabbrica (figura n.3), sono disposti con andamento orizzontale ed ancorati con testate disposte su entrambe le estremità. Ne risulta che il comportamento di tali tiranti è di natura tipicamente pendolare, cosicchè in alcuni casi singolari si è portato in conto sulle paratie un tiro anche lievemente superiore a quello strettamente necessario per le calcolazioni.

I tiranti sono tutti costituiti da trefoli in acciaio armonico da 0.6" con doppia protezione anticorrosiva, alloggiati in perforazioni a rotazione  $\varnothing 150$  intasate con iniezioni di malta a pressione, per essi è stato necessario prevedere tiri che variano, in esercizio, tra i 350 KN ed i 750 KN.

Nella figura n.5 è riportato l'involuppo del diagramma del momento flettente e le deformate nelle varie fasi esecutive di una sezione trasversale tipica di paratia.

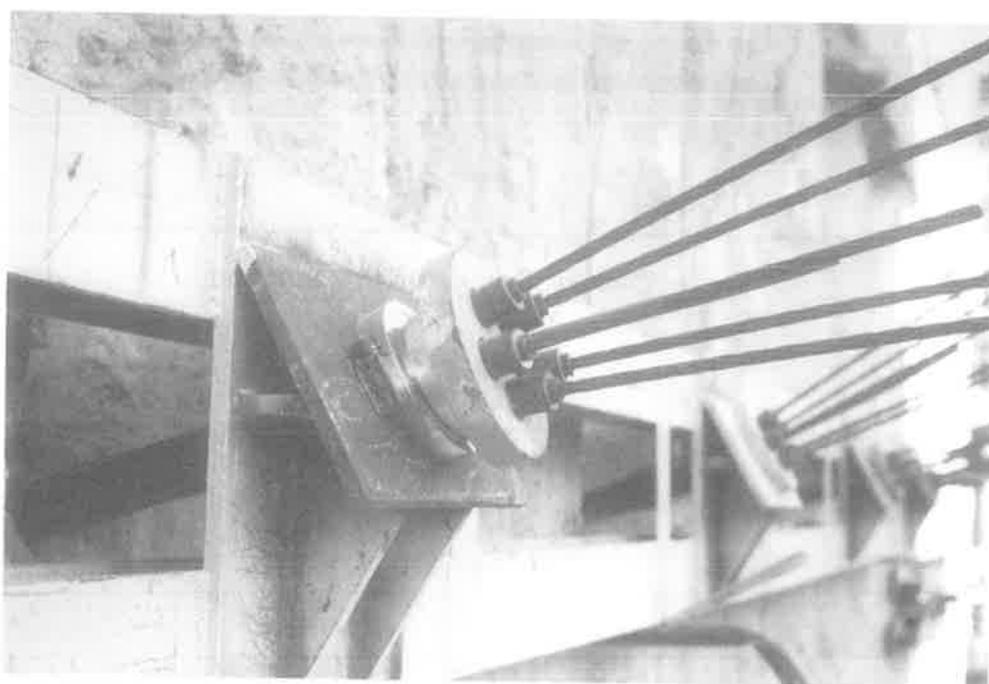


Foto n. 2 : Vista testata tirante con cella di carico.

## 5. STRUTTURE ED OPERE DI ACCESSO

Il parcheggio è suddiviso in sei corpi di fabbrica giuntati, i quali globalmente rettangolari, sono articolati su uno, due e tre piani interrati. Gli interpiani al finito risultano, partendo dal basso, pari a 2.70m, 2.80m e 3.50÷4.30m.

La struttura portante è costituita da telai a maglie rettangolari, con pilastri a sezione rettangolari allungata e travi a spessore di solaio

in cemento armato realizzato in opera.

Il solaio è costituito da predalles prefabbricate poste all'intradosso e da nervature e soletta di estradosso gettate in opera, con spessore complessivo che al piano generico risulta pari a 40cm, mentre in copertura sale a 50 cm.

Le fondazioni sono costituite da plinti diretti, con configurazione planimetrica allungata ed altezza pari a 110 cm; le travi di collegamento sono disposte all'estradosso di tali opere fondali.

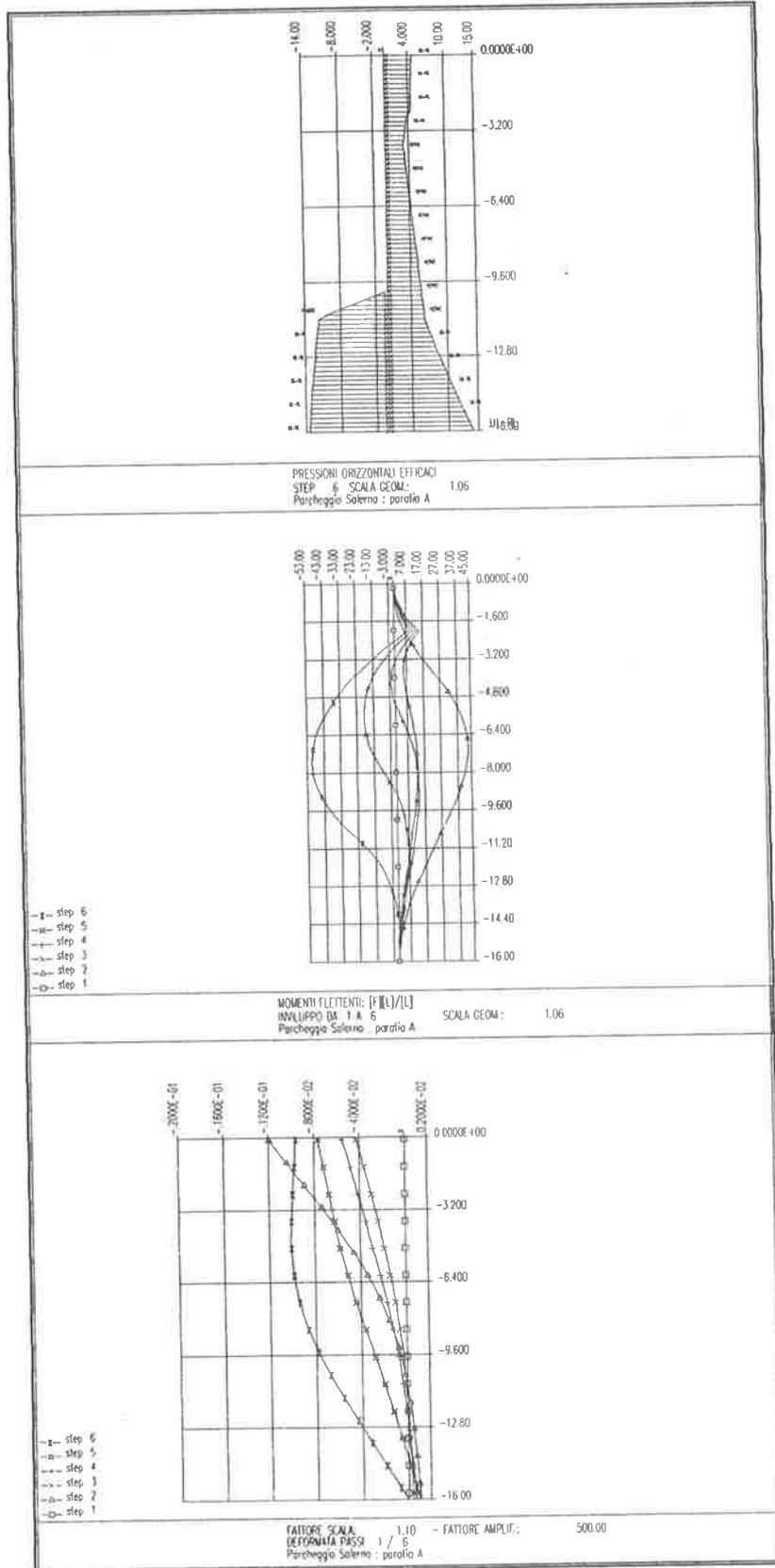


Fig. 5 : Pressioni orizzontali efficaci, inviluppo momento e deformati di uno schema di paratia

Le scale di collegamento tra i piani sono realizzate sia con solette rampanti e sia con strutture autonome costituite da setti verticali e solette a sbalzo.

Il calcolo è stato eseguito con procedura agli elementi finiti con legge costitutiva dei materiali di tipo elastico-lineare, portando in conto oltre ai carichi di esercizio, le azioni previste dalla vigente normativa italiana per le zone classificate sismiche.

Le forze orizzontali applicate sono state ricavate con l'utilizzo di un'analisi modale.

Le verifiche delle membrature sono state effettuate con il metodo delle tensioni ammissibili.

La scelta di realizzare in opera la totalità degli elementi portanti strutturali ha permesso, oltre ad evitare i già citati problemi di accesso alle aree di cantiere, di plasmare gli stessi alle esigenze funzionali ed impiantistiche dell'opera.

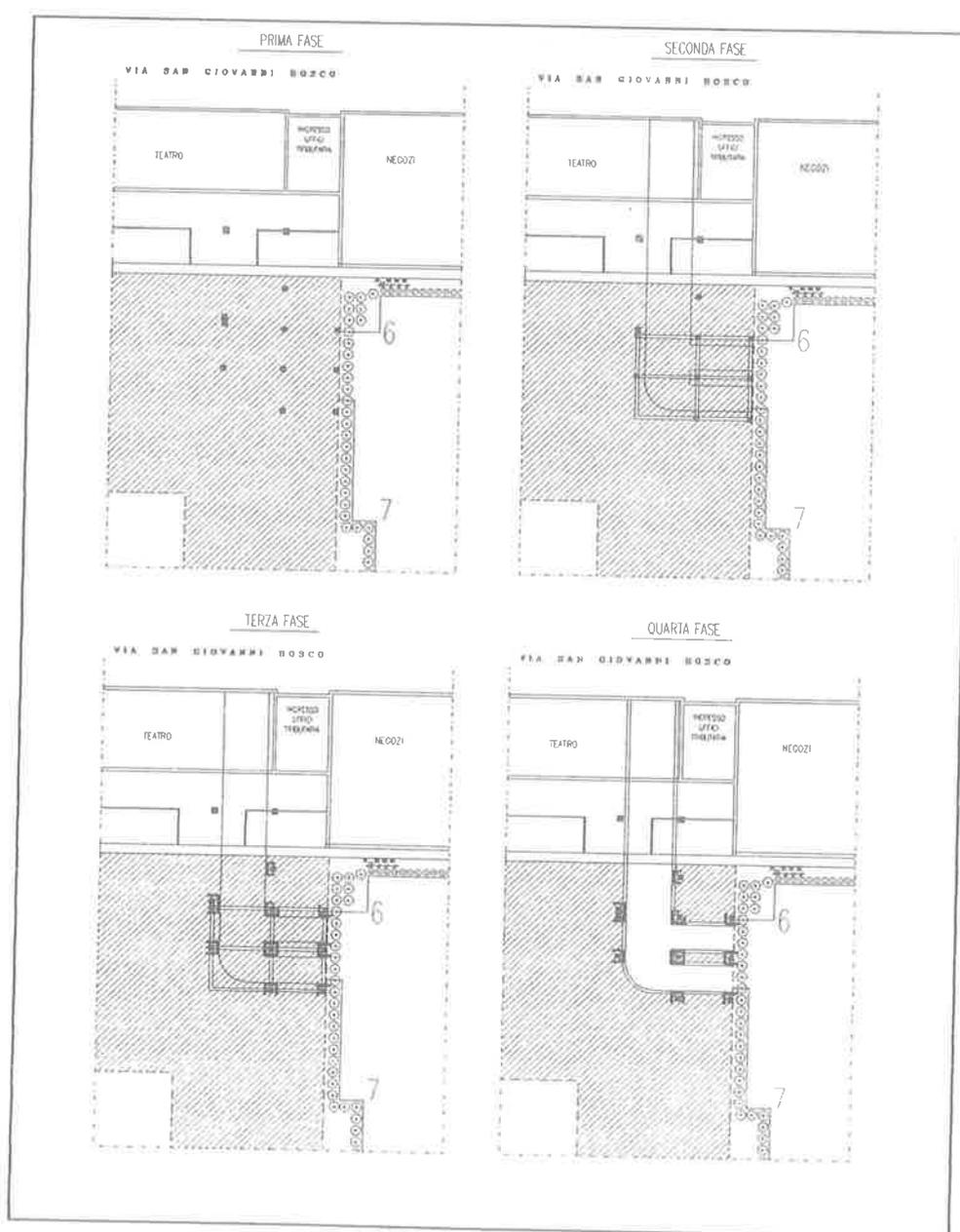


Fig. 6 : Schema delle fasi esecutive immissione da Via Don Bosco.

Le caratteristiche architettoniche dell'intervento mal si conciliavano, infatti, con un processo di prefabbricazione industriale, poichè sia le luci tra i pilastri, che le sezioni degli stessi e delle travi, hanno dovuto essere di volta in volta adeguate alle necessità distributive nonchè a quelle di sicurezza e di allocazione degli impianti.

L'impiantistica ha condizionato anche la tipologia fondale, infatti è stato necessario escludere la possibilità di realizzare un reticolo di travi rovesce ed effettuare il collegamento tra gli elementi di fondazione isolati con travi disposte all'estradosso.

Le strutture di collegamento verticale sono realizzate per una resistenza al fuoco REI 120, mentre le restanti membrature sono previste per una resistenza REI 90. L'areazione ai piani è realizzata attraverso cavedi disposti lungo il perimetro.

Attenzione particolare è stata rivolta alla realizzazione degli accessi e delle vie di fuga, laddove queste sono ubicate, sotto l'area di sedime degli edifici esistenti.

In tali casi (immissione da via Don Bosco, immissione da via D'Avossa, via di fuga su via Pastore), è stato necessario sottopassare le fondazioni dirette degli edifici esistenti con coperture in chiave allo scavo estremamente ridotte.

Al fine di evitare qualsiasi turbativa alle condizioni statiche di tali immobili, si è scelto di eseguire in via preliminare opere di consolidamento delle strutture fondali esistenti ed opere di protezione delle stesse con elementi provvisori di contenimento.

Infatti la progettazione di un reticolo di travi in cemento armato tra i plinti di fondazione e di una serie di coronelle con micropali nell'intorno di questi, ha permesso di programmare tutte le fasi di scavo (a sezioni parziali) che devono essere realizzate. Con l'ausilio di opportune sbatacchiature tra le opere di contenimento si potranno infine eseguire gli scatolari in cemento armato senza indurre rilassamenti nei terreni interessati.

## 6. CONCLUSIONI

Il parcheggio è, nel momento in cui si redige la seguente memoria, in avanzata fase di realizzazione.

Le opere già eseguite (il primo gruppo di paratie tirantate, gli scavi e le strutture dei primi due corpi di fabbrica), hanno confermato tutte le ipotesi progettuali nonchè i comportamenti deformativi nelle fasi esecutive già realizzate e previsti nel calcolo.

Allo scopo di controllare, per le costruende opere, in maniera puntuale la rispondenza all'intero lavoro progettuale, è stato redatto, in aggiunta alle usuali operazioni di collaudo, un piano di monitoraggio sugli elementi strutturali in realizzazione con strumenti che permarranno anche durante l'esercizio del parcheggio.

L'attenzione è particolarmente rivolta al comportamento delle opere di sostegno tenuto conto dell'importanza che queste hanno sulla sicurezza delle lavorazioni e sulla stabilità degli edifici sul perimetro dell'intervento.

Il posizionamento di celle di carico (foto n.2) sulle testate degli ancoraggi, di tubi inclinometrici, nonchè la esecuzione di livellazioni di precisione permettono di seguire la evoluzione di parametri fondamentali del comportamento reale di tali opere, quali lo stato tensionale nei tiranti, le deformazioni delle palificate, ecc..

Dai risultati ottenuti con la elaborazione di tali acquisizioni, si potrà verificare, sul breve e sul lungo termine, il lavoro eseguito ed apportare un sicuro contributo alla ricerca di soluzioni tecnologicamente più avanzate sempre più idonee alla risoluzione delle problematiche trattate.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- [1] AA.VV., (1993), "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce", Raccomandazioni AICAP, Edigraf Roma
- [2] ALBERT L., (1979), "Criteri di progetto degli ancoraggi", Atti Istituto Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, 456
- [3] BOWLES J.E., (1988), "Foundation Analysis and design", 4<sup>th</sup> ed. McGraw Hill
- [4] CAQUOT A. e KERISEL J., (1948), "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations", Gautiers-Villars Paris
- [5] CESTELLI GUIDI C., (1984), "Geotecnica e tecnica delle fondazioni", Hoepli
- [6] COMO M. e LANNI G., (1982), "Elementi di costruzioni antisismiche", ESAC Roma.
- [7] JAMIOLKOWSKI M. e PASQUALINI E., (1979), "Introduzione ai diversi metodi i

calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono e alla loro determinazione sperimentale", Atti Istituto Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, 451

- [8] ZIENKIEWICZ O.C., (1977), "The finite element method", 3<sup>rd</sup> ed. McGraw Hill

**LE NUOVE CENTRALI TELEFONICHE SOTTERRANEE DELLA S.I.P. IN ROMA**

Sergio TREMI PROIETTI  
Libero Professionista - Roma



## LE NUOVE CENTRALI TELEFONICHE SOTTERRANEE DELLA S.I.P. IN ROMA

**Sergio TREMI PROIETTI**

Ingegnere Civile  
Libero Professionista  
ROMA

### SOMMARIO

Vengono illustrate le problematiche progettuali e costruttive affrontate per la realizzazione di tre nuove centrali sotterranee della S.I.P. (oggi TELECOM), inserite nel piano di sviluppo e potenziamento della rete di telecomunicazione della città di Roma.

### SUMMARY

The three SIP (now TELECOM) new underground telephone exchanges are part of the plan for extending, improving and modernizing the city of Rome's telecommunications system. The design and execution problems arisen in the construction of the new structures are described.

### 1. PREMESSA

Lo sviluppo degli insediamenti abitativi nella città di Roma, è andato crescendo fino a saturare ogni area disponibile da destinare alle opere per i servizi, soprattutto nelle zone più centrali del tessuto urbano, nelle quali la densità abitativa è più elevata e non sussistono di fatto aree edificabili.

A fronte dell'espansione edilizia e dei servizi, sono cresciute sia per quantità, che per necessità, le esigenze connesse con il servizio telefonico, rendendo necessario l'ampliamento e una radicale trasformazione tecnologica degli impianti.

Stante l'impossibilità di ottenere risultati significativi con soluzioni tradizionali, mediante la costruzione di centrali fuori terra, si è fatto ricorso ad una soluzione per molti spetti innovativa, basata sulla realizzazione di manufatti sotterranei ubicati in giardini o parchi pubblici, con il successivo ripristino della primaria destinazione d'uso.

La disponibilità dell'Amministrazione Comunale, sensibilizzata a risolvere comunque un problema socio-

economico della città, è stata determinante ai fini della scelta delle aree sulle quali effettuare gli interventi.

Così è nata nel 1991 la prima centrale sotterranea italiana nel quartiere Parioli, seguita nel 1993 da una seconda in prossimità di Villa Torlonia e, infine, dalla terza nel parco di Villa Borghese, attualmente in fase di completamento.

L'inserimento ambientale delle centrali è risultato ottimale, essendo visibili soltanto aree verdi, attrezzate d'intesa con il Servizio Giardini e con le locali Circoscrizioni.

L'Autore ha progettato le strutture delle opere per conto della IM.CO. S.p.A., che ha appaltato i lavori della S.I.P..

### 2. LA CENTRALE DEI PARIOLI

#### 2.1 Morfologia strutturale

Il progetto della centrale, completamente interrata, è stato sviluppato tenendo conto del forte dislivello delle quote stradali a monte e valle. La copertura della

volumetria, pertanto, è stata risolta con una soluzione a gradoni e scala centrale di collegamento.

L'edificio, a pianta rettangolare delle dimensioni di 34x47 m, si articola su tre livelli ed ha una superficie coperta di 1550 m<sup>2</sup> circa. Il volume globale dell'intervento è di 21000 m<sup>3</sup> circa di cui 15000 relativi al manufatto ed i restanti al riporto di terreno soprastante.

La struttura portante è del tipo tradizionale in c.a. gettato in opera con fondazioni dirette nastriformi.

Il progetto si caratterizza per il complesso sistema di paratie perimetrali, che hanno consentito lo sbancamento totale dell'area, con altezze di scavo che hanno raggiunto i 20 m.

## 2.2 Opere di contenimento dello scavo

Il terreno interessato dalle opere risulta composto per 10+16 m da materiale di riporto di natura tufacea con presenza di frammenti di mattoni e altre inclusioni, cui seguono limi ed argille con tracce di torba fino a 28 m circa di profondità. Dopo tali strati si sono rinvenute ghiaie sabbiose, sabbie limose ed anche ghiaie con ciottolame, con presenza di falda d'acqua.

Il progetto delle opere di contenimento è stato condizionato dalle particolari situazioni al contorno dello scavo, che si possono così riassumere:

- sul lato a monte, l'esistenza di un'area verde, con alberi caratteristici a medio fusto;
- sul lato destro, sempre visto da valle, l'esistenza di un edificio di civile abitazione, degradante lungo il pendio, posto in adiacenza al confine di proprietà.

In conseguenza di questa peculiare situazione ambientale, per ogni lato dell'edificio si è fatto ricorso a "supporti statici" differenziati, dettati sia dalle esigenze strutturali, che dalle possibilità operative.

Sono stati, pertanto, eseguiti pannelli di paratia per segmenti di m 2.50x0.80, con profondità massima di 33 m circa, provvisti di ancoraggi di acciaio armonico e ghiera di bloccaggio, su tre o quattro ordini, posti in opera man mano che procedeva lo scavo.

Lungo il lato destro, prospiciente edifici condominiali, sono stati eseguiti diaframmi a speroni e ancoraggi sub-verticali per non oltrepassare il confine di proprietà.

Ala ed anima dei diaframmi a speroni sono stati successivamente cuciti con barre Diwidag orizzontali e precompressi con cavi verticali predisposti nell'anima, per il raggiungimento delle prestazioni richieste.

Alcuni tratti dei diaframmi di valle ( $h \leq 7$  m circa) hanno svolto le loro funzioni statiche semplicemente "a sbalzo", in virtù dell'incastro nel terreno.

Nelle zone d'angolo, infine, non essendo possibile realizzare i tiranti, questi sono stati sostituiti da puntoni tubolari di acciaio  $\phi$  500 mm, agenti su sedi di appoggio ricavate sulle pareti dei diaframmi e disposti a terne

sullo stesso piano per tre ordini.

Tutti i tiranti di ancoraggio dei pannelli di paratia sono stati considerati provvisori, essendo la stabilità assicurata, nella fase finale di esercizio, dal contrasto offerto dagli impalcati e dalle fondazioni.

Essi sono stati dimensionati imponendo sempre la condizione  $N_Q \leq N_{Rd}/\gamma_f$ , dove  $N_Q$  è l'azione di progetto e  $N_{Rd}/\gamma_f$  è l'azione resistente per lo stato limite ultimo di progetto, con  $\gamma_f = 2$  (tiranti temporanei).

Tale condizione è stata poi accertata in opera con prove preliminari sui tiranti, in accordo con le raccomandazioni AICAP [3].

## 2.3 Fasi costruttive

Si riportano di seguito le principali fasi di esecuzione delle opere:

Fase 1: Esecuzione dei cordoli guida, dei diaframmi e delle relative travi di coronamento.

Fase 2: Esecuzione dei successivi piani di sbancamento e dei corrispondenti ordini di tiranti, previa tesatura dei cavi di pretensione, ovvero della messa in opera dei puntoni tubolari metallici d'angolo.

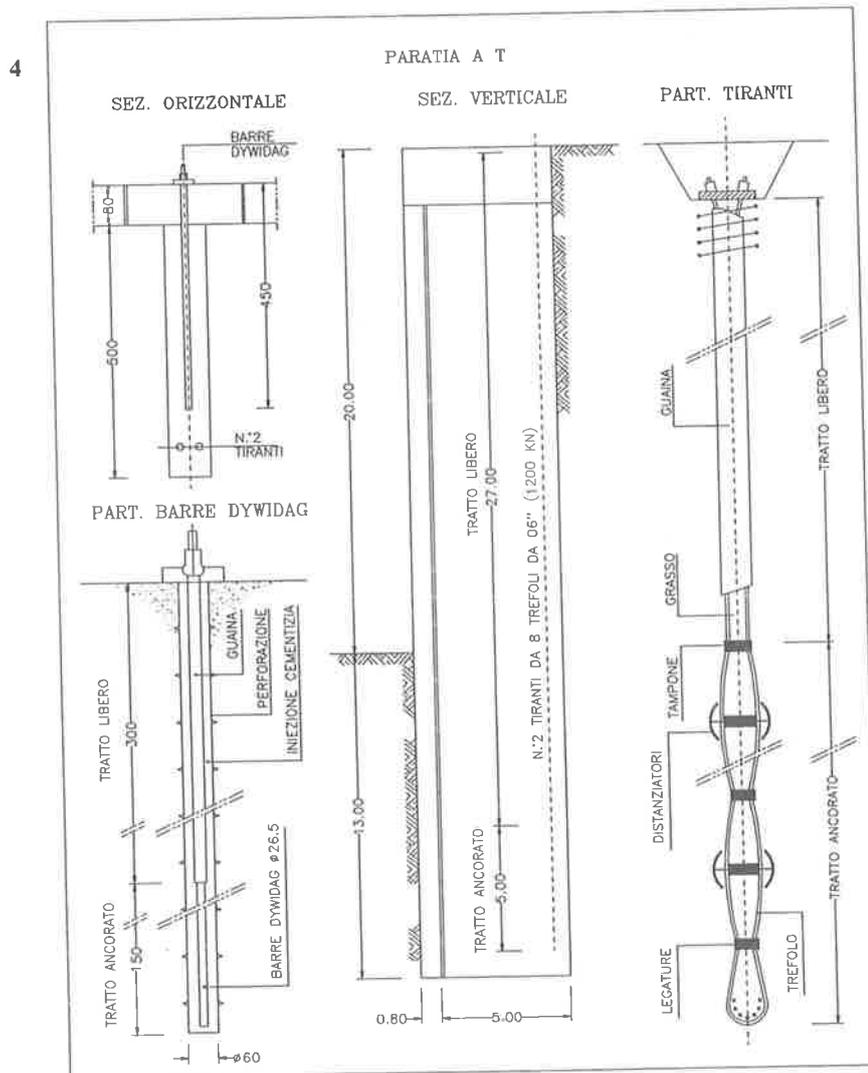
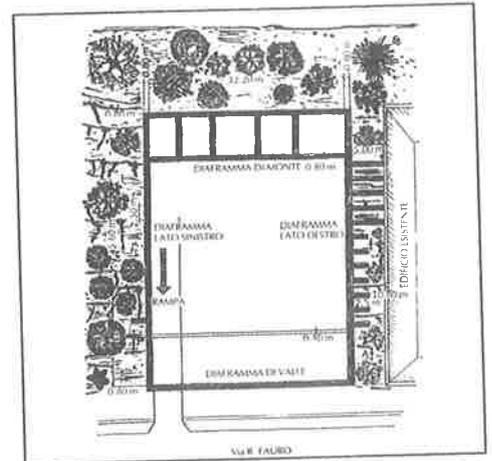
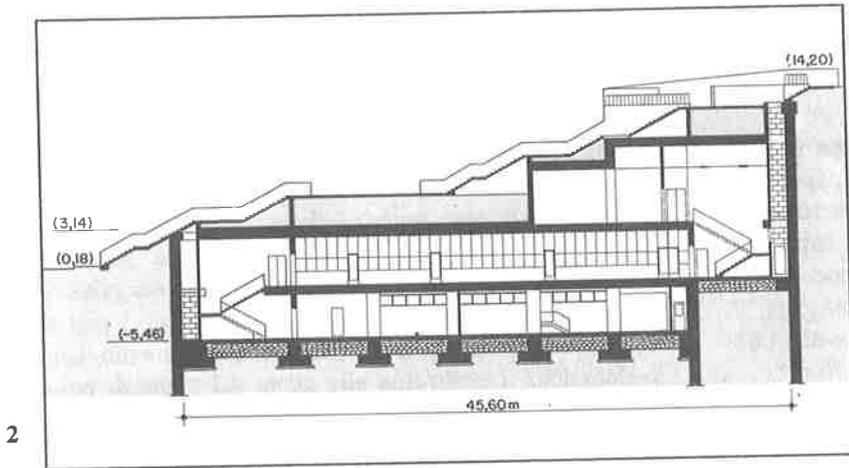
Fase 3: Ultimazione degli scavi, getto delle fondazioni e realizzazione delle strutture in elevazione interne allo scavo.

Possono essere interessanti, infine, alcuni dati quantitativi relativi alle opere realizzate:

- sviluppo delle paratie	5200 m <sup>2</sup>
- armature FeB 44k	600000 kg
- trefoli di acciaio $f_{ptk}=1800$ N/mm <sup>2</sup>	7000 m
- barre Diwidag $f_{ptk}=1230$ N/mm <sup>2</sup>	300 m
- volume terreno sbancato	21000 m <sup>3</sup>



1- Vista del giardino sovrastante la centrale



2- Sezione della centrale lungo il pendio  
 3- Pianta schematica dei diaframmi  
 4- Particolari dei diaframmi a T precompressi  
 5- Fasi di costruzione dei diaframmi

### 3. LA CENTRALE DI VILLA TORLONIA

#### 3.1 Morfologia strutturale

La centrale, totalmente interrata, si sviluppa su due piani, con solaio di copertura a q -3.60 m rispetto al piano campagna, solaio intermedio a q. -8.10 m e fondazione a q. -13.20 m. Sul solaio di copertura gravano 3.0 m di terreno per la formazione di un giardino pubblico. Planimetricamente si presenta a forma di trapezio rettangolo con lato maggiore di 63.81 m, lato minore di 53.63 m e altezza pari a 28.70 m.

Tutte le strutture sono in cemento armato normale gettato in opera, con solai a "fungo" di spessore pari a 0.62 m e 0.42 m rispettivamente per i solai a q. -3.60 m e -8.10 m, impostati su una maglia di pilastri pressochè regolare di 6 m di lato, che spiccano da una platea di fondazione di 1.10 m di spessore. La maglia prescelta è scaturita da un attento studio finalizzato all'ottimale equilibrio tra il contenimento dei costi e la fruizione degli spazi interni. La soluzione strutturale adottata per gli impalcati (solai a "fungo"), consente di ottenere il notevole vantaggio del libero passaggio di tubazioni e cavi nello spessore dei capitelli, contenendo quindi al massimo l'altezza dell'interpiano. In tal modo si è ottenuto anche di rimanere con il piano di posa delle fondazioni al di sopra del livello di falda con evidenti benefici sia in fase esecutiva che in esercizio.

Costituisce parte integrante dell'opera la paratia perimetrale di contenimento del terreno, eseguita con pali accostati  $\phi$  800.

#### 3.2 Impostazione progettuale

L'intero progetto strutturale è stato governato dal sistema costruttivo, che è risultato determinante per la realizzazione dell'opera in sicurezza, essendo la centrale sotterranea ubicata in un'area fortemente urbanizzata, sottostante un giardino pubblico. Si è dovuto quindi affrontare il problema di uno scavo profondo 14.40 m, in un'area urbana di 1600 m<sup>2</sup> circa, con l'obiettivo primario di non alterare la situazione statica degli edifici circostanti. Tra le diverse soluzioni esaminate è stata prescelta quella in grado di garantire il contenimento dei terreni perimetrali allo scavo, senza allentamenti, evitando così ogni risentimento al contorno. Si è fatto ricorso pertanto ad una paratia perimetrale contrastata dai solai, per l'impossibilità di eseguire tiranti di ancoraggio, che avrebbero sicuramente interferito sia con gli edifici circostanti, sia con i sottoservizi.

Conseguentemente è stato sviluppato il progetto nell'ipotesi di realizzare i solai di contrasto dall'alto verso il basso, con una tecnica costruttiva alquanto

inusuale, che ha richiesto un notevole impegno, sia nella fase progettuale che nel corso dei lavori, in particolare per il coordinamento di tutte le molteplici attività esecutive.

Il problema più delicato che si è dovuto affrontare è stato quello della realizzazione dei pilastri di sostegno dei solai prima ancora della esecuzione delle fondazioni. L'idea che ha prevalso, tra le possibili soluzioni studiate, è stata quella di eseguire dei pilastri provvisori fondati su pali anch'essi provvisori. I pali  $\phi$  800 sono stati realizzati dal piano di sbancamento, con perforazione a vuoto fino alla quota del piano di posa della platea di fondazione, e gli stessi tubi metallici  $\phi$  300 impiegati per il getto sono stati utilizzati come pilastri provvisori. I tubi metallici sono stati sospesi in sommità con un sistema di fissaggio a pendolo, ottenendo la verticalità per effetto del peso proprio, e mantenuti in posizione fino alla presa del calcestruzzo dei pali provvisori entro cui erano annegati alla quota di fondazione. I solai a "fungo" sono stati quindi collegati provvisoriamente ai pilastri, predisponendo in corrispondenza dei capitelli i fori per il passaggio delle armature e per il getto dei pilastri definitivi, che hanno inglobato quelli provvisori. Il getto dei solai, avvenuto su lastre prefabbricate direttamente poggiate sul terreno, è stato interrotto in una zona centrale, predisponendo una ripresa di getto, per consentire le operazioni di scavo al disotto di essi, fino alla quota del piano di posa della fondazione.

Realizzata la platea di fondazione, sono stati completati i pilastri ed i solai, compreso il solaio soprastante la platea stessa, per la realizzazione di un'intercapedine che rende totalmente isolati gli ambienti da eventuali infiltrazioni d'acqua e/o rotture di tubazioni. Per quanto riguarda le verifiche statiche dei solai a fungo, si è fatto ricorso ad un modello matematico ad elementi finiti tipo "piastra", con una mesh molto fitta, che ha consentito di descrivere con precisione le rigidzze dei capitelli e determinare, quindi, con buona precisione lo stato di sollecitazione "puntuale", tenendo conto anche delle possibili disimmietrie di carico.

I notevoli sovraccarichi previsti, 70 KN/m<sup>2</sup> in copertura e 10÷20 KN/m<sup>2</sup> sul solaio intermedio, hanno richiesto una particolare attenzione nelle verifiche a punzonamento, che sono state condotte imponendo la condizione  $V_{sd} < V_{Rd1}$  (dove  $V_{sd}$  è il valore della forza di taglio agente per unità di lunghezza di perimetro critico e  $V_{Rd1}$  è la correlativa resistenza di calcolo per una piastra senza armatura a taglio).

Per assicurare, infine, la funzionalità e la durata delle strutture è stato prefissato uno stato limite di apertura delle fessure cautelativo, nell'ipotesi di ambiente moderatamente aggressivo ( $W_k \leq W_2 = 0.2$  mm).

6

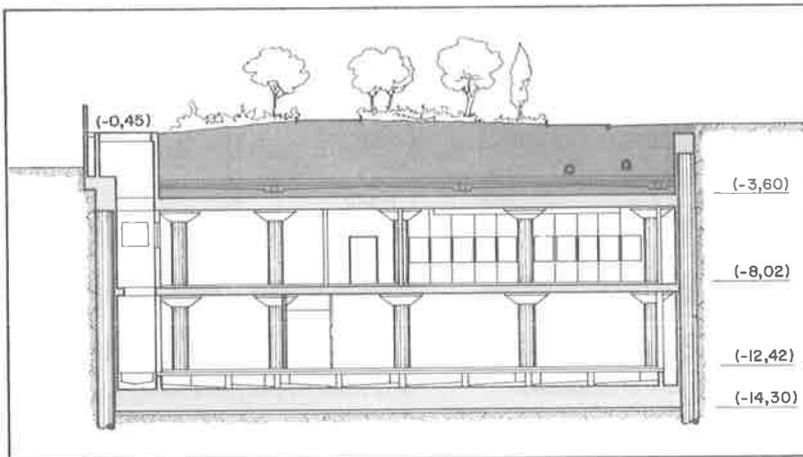


7

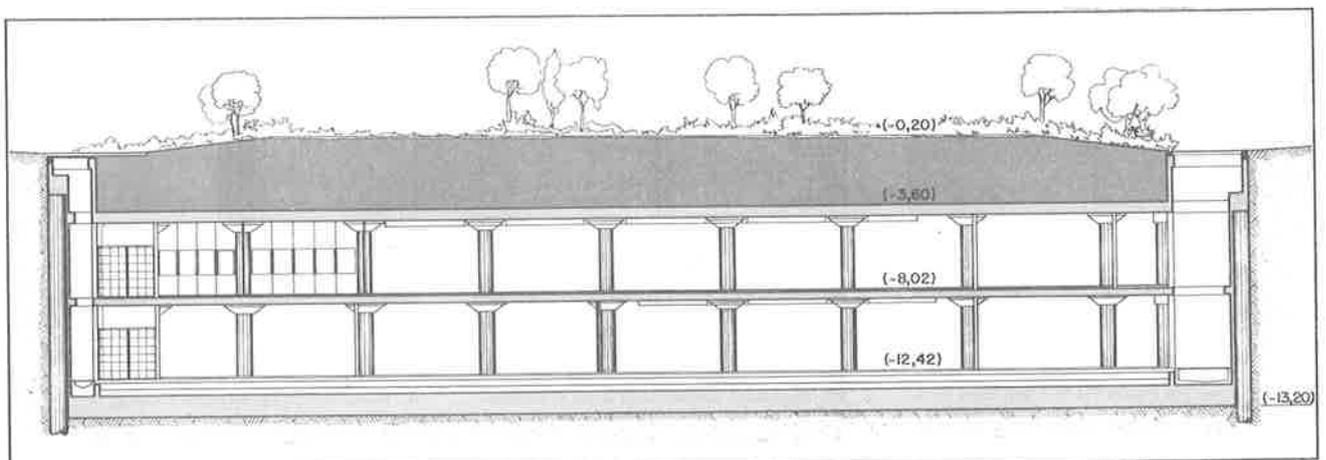


- 6- Vista del cantiere nella fase di completamento della zona centrale  
 7- Vista del giardino sovrastante la centrale, ricostruito ad opera finita  
 8- Sezione trasversale della centrale finita  
 9- Armatura dei pilastri definitivi che inglobano quelli provvisori

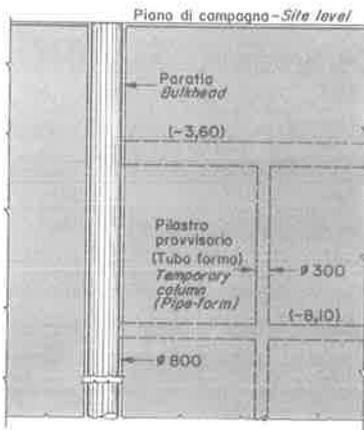
8



9

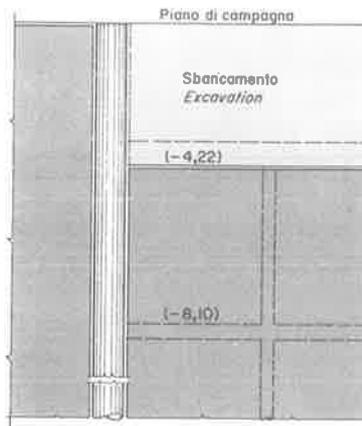


10- Sezione longitudinale della centrale finita



I - Esecuzione della paratia perimetrale

I - Construction of the perimetral bulkhead



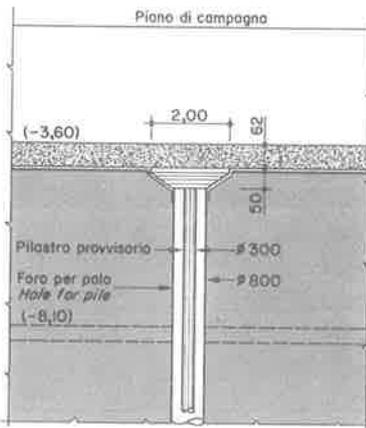
II - Scavo dal piano di campagna a quota -4,22 all'interno delle paratie

II - Excavation from site level down to elevation -4,22 inside the bulkheads



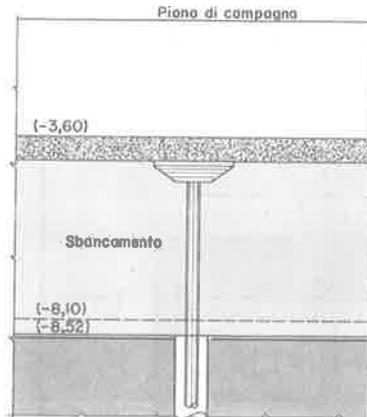
III - Perforazione pali  $\varnothing$  800, per i pilastri interni, eccetto i 5 centrali, con tolleranza dell'1% sull'inclinazione. Getto di calcestruzzo fino a quota -14,30. Fissaggio del tubo-forma e getto di riempimento

III - Drilling for  $\varnothing$  800 piles under the interior columns, excepting the five central columns, with 1% tolerance on their inclination. Pour of concrete up to elevation -14.30. Setting of pipe-form and filling pour



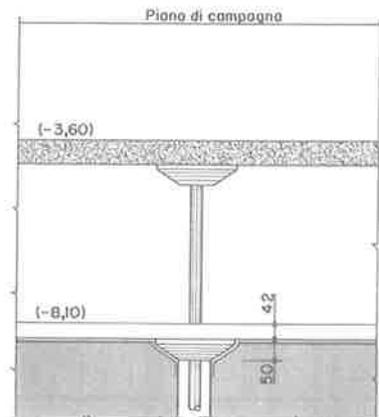
IV - Esecuzione parziale del solaio a fungo che contrasta la spinta della paratia a quota -3,60

IV - Partial construction of the deck counteracting the thrust of the bulkhead at level -3.60



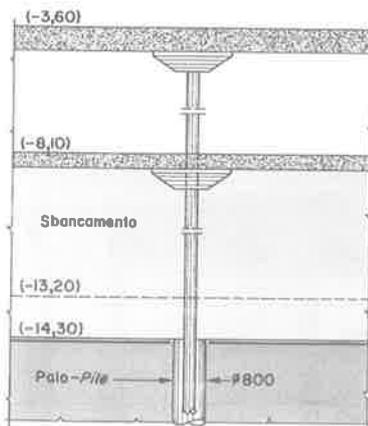
V - Scavo fino a quota -8,52 a cielo libero per la parte centrale e in sotterraneo per le parti laterali

V - Excavation to elevation -8.52, in open cut for the central part and underground for the side portions



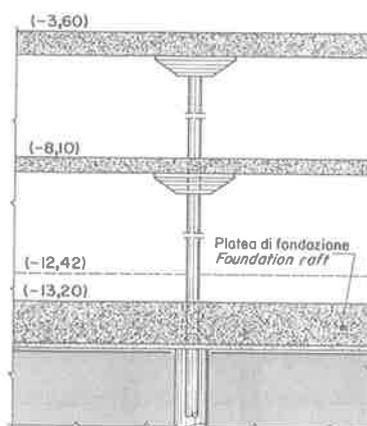
VI - Esecuzione parziale del solaio a quota -8,10 che contrasta la spinta della paratia

VI - Partial construction of the deck at elevation -8.10, counteracting the thrust of the bulkhead



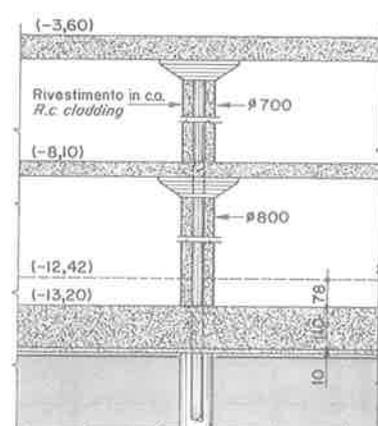
VII - Scavo fino a quota -14,30 a cielo libero per la parte centrale e in sotterraneo per le parti laterali

VII - Excavation down to -14.30 in open cut for the central part and underground for the side portions



VIII - Esecuzione completa della platea di fondazione che contrasta la spinta della paratia

VIII - Construction of the complete foundation raft counteracting the thrust of the bulkhead



IX - Rivestimento in c.a. dei pilastri provvisori

IX - R.c. cladding for the temporary columns

11- Fasi di costruzione

### 3.3 Fondazioni

Dal punto di vista geologico si è in presenza di strati del piroclastico volatile del Vulcano laziale, con densità medio alta, da terroso e semilitoide, sottostante un primo strato di riporto in matrice limo-sabbiosa della potenza di 2+4 m circa.

Alla profondità di circa 16 m dal piano campagna, al disotto della formazione tufacea, si rinviene uno strato di argille e limi, di bassa consistenza e notevole potenza, in falda.

L'edificio interessa totalmente il banco tufaceo, con piano di imposta della fondazione a quota -14.20 m.

Per quanto riguarda le fondazioni, esaminati la natura litologica, i parametri geotecnici dei terreni, nonché l'entità e la concentrazione dei carichi, si è adottata, nella fase finale di esercizio, una platea direttamente poggiata sul banco semilitoide di tufo, che mantiene ancora uno spessore di 2 m circa prima che si raggiungano i limi e le argille poco consistenti.

E' ben evidente che non sono da attendersi cedimenti significativi, essendo il peso dell'edificio inferiore al peso del terreno scavato.

La fondazione si presenta in realtà più complessa, essendo stati realizzati, come già accennato, dei pali  $\phi$  800 provvisori, per il sostegno dei pilastri e dei solai nella fase di costruzione, ed essendo stati, sia i pali che i pilastri metallici, collegati successivamente alla platea di fondazione.

Si è in presenza quindi di una platea impostata su pali, dei quali però non si è tenuto conto ai fini della stabilità globale della fondazione, non essendo stati dimensionati per i carichi di esercizio, ma soltanto per i pesi propri dei solai.

Dal punto di vista dell'interazione terreno-struttura, i pali possono quindi essere assimilati a "molle" più rigide di quelle del terreno.

Si tratta in definitiva di una fondazione diretta con irrigidimento del terreno in corrispondenza dei pali, disposti secondo la maglia dei pilastri, a tutto vantaggio della sicurezza.

### 3.4 Fasi costruttive

Le attività di cantiere sono iniziate con l'esecuzione della paratia perimetrale di pali  $\phi$  800 e subito si sono presentate le prime difficoltà per la scoperta di vasti vuoti apogei, attribuiti ad antiche cave romane per l'estrazione di tufo.

I lavori di costruzione, sospesi per procedere all'intasamento dei vuoti con una malta di calce e pozzolana, si sono poi succeduti per fasi senza interruzioni:

Fase 1: Esecuzione della paratia perimetrale di pali accostati  $\phi$  800.

Fase 2: Scavo di sbancamento dell'area interna alla paratia fino alla quota di intradosso del 1° solaio (q. -4.22 m).

Fase 3: Perforazioni  $\phi$  800, fino a q. -32.00 m, in corrispondenza dei pilastri interni, con tolleranza dell'1% sull'inclinazione per i primi 12 m. Successivo posizionamento delle gabbie di armatura e getto dal fondo degli ultimi 17.70 m di palo, fino alla quota del piano di posa della platea di fondazione, lasciando libero il cavo da q. -14.30 a q. -4.22; fissaggio all'interno delle perforazioni  $\phi$  800, dei tubi metallici  $\phi$  300 utilizzati come tubo-getto. Utilizzo dei tubi, vincolati in sommità e annegati nel getto dei pali per 3.0 m, come pilastri provvisori per il sostegno dei solai.

Fase 4: Posizionamento dei casseri in lamierino metallico dei capitelli e realizzazione del piano di posa del solaio di sommità a q. -3.60 m con lastre di calcestruzzo di 4 cm di spessore; posizionamento dell'armatura e getto del solaio a contrasto con la paratia, lasciando libero un vano centrale per consentire le operazioni successive di scavo.

Fase 5: Esecuzione dello scavo da q. -4.22 a q. -8.52 m a cielo libero per la parte centrale ed in sotterraneo per le parti sottostanti il solaio gettato.

Fase 6: Esecuzione del solaio a q. -8.10 m con le stesse modalità del solaio sovrastante (fase 4).

Fase 7: Esecuzione dello scavo da q. -8.52 m a q. -14.30 m a cielo libero per la parte centrale ed in sotterraneo per le parti sottostanti il solaio gettato.

Fase 8: Posizionamento dell'armatura e getto completo della platea di fondazione, previa predisposizione dei ferri di attesa dei pilastri definitivi.

Fase 9: Sabbatura dei pilastri provvisori di acciaio, posizionamento delle armature e getto dei pilastri definitivi.

Fase 10: Completamento dell'armatura e getto del vano centrale del solaio a q. -8.10 m e dei pilastri sottostanti.

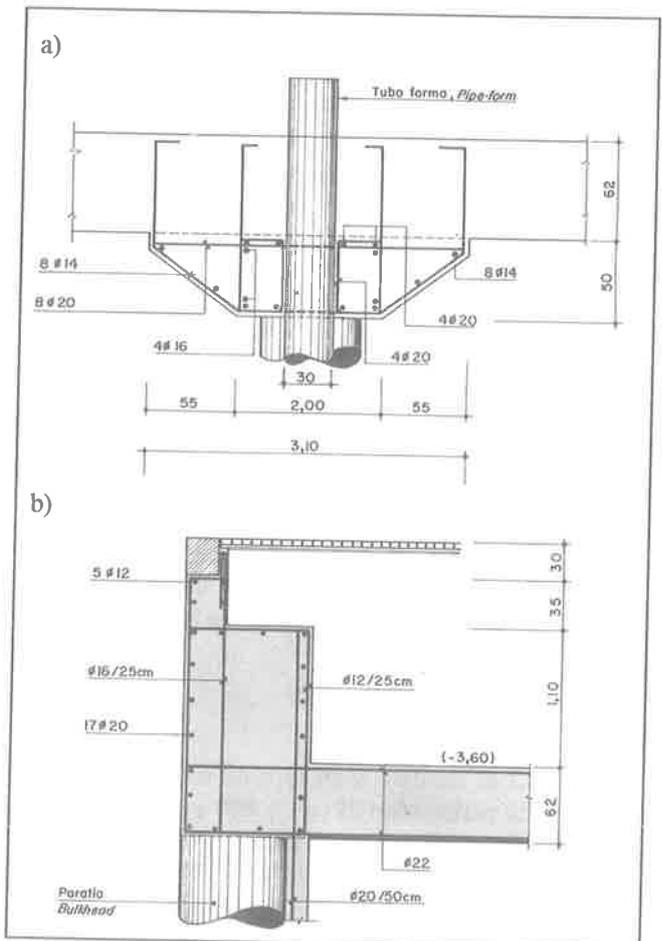
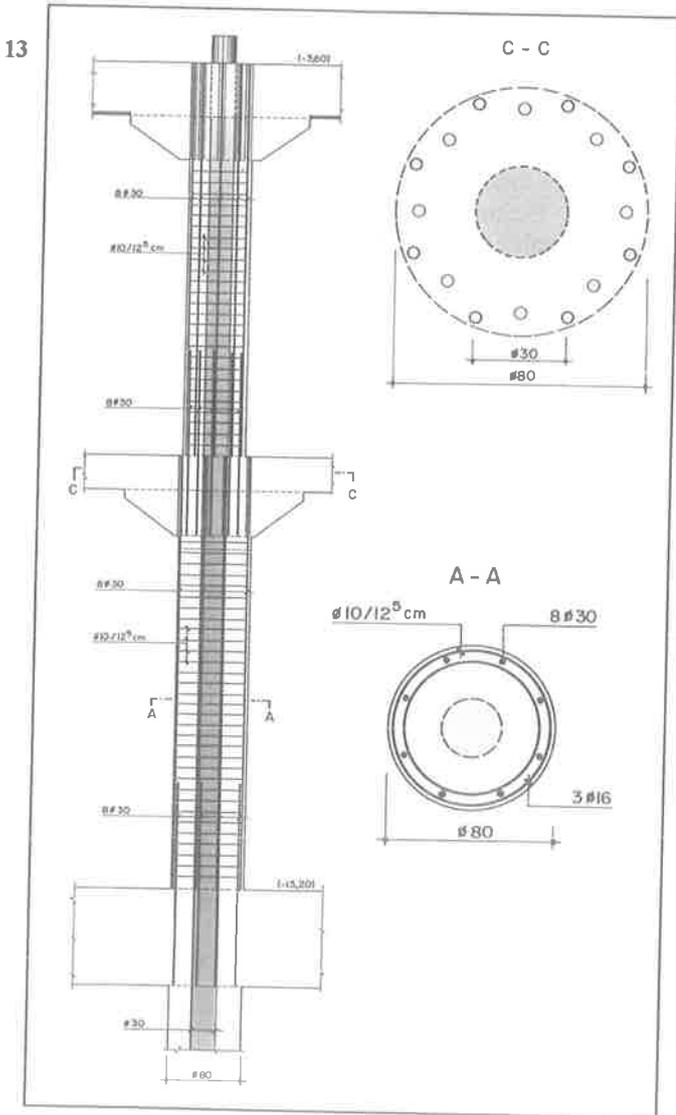
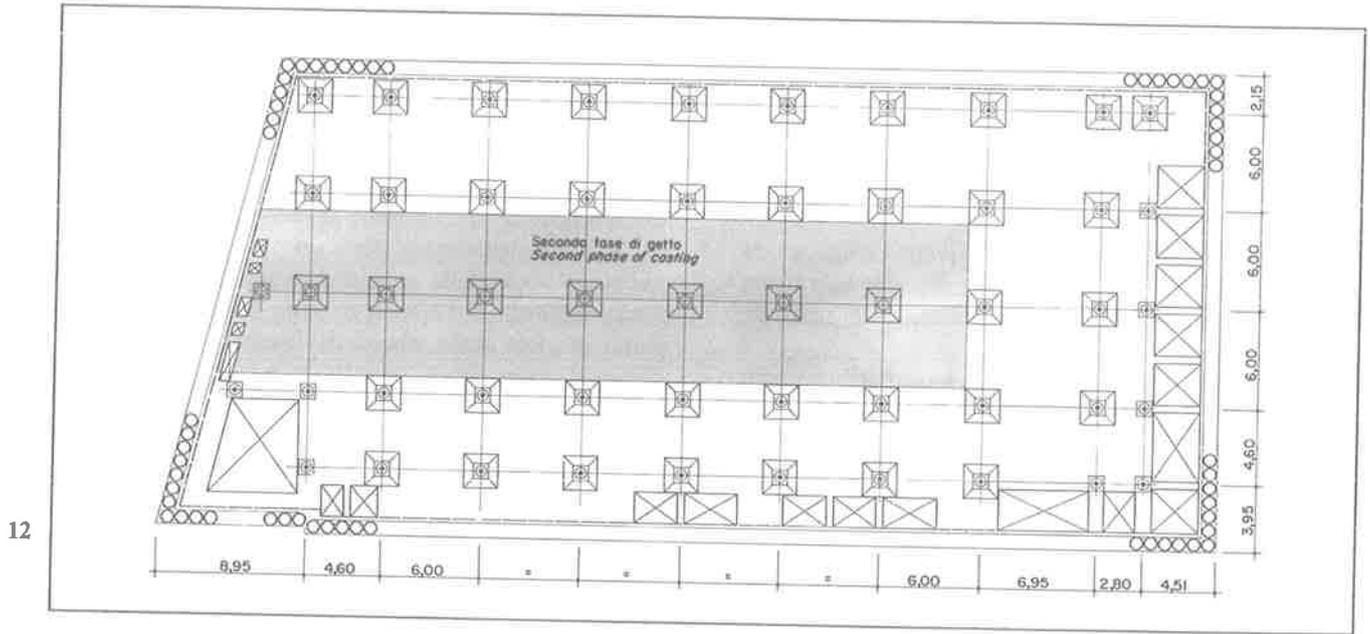
Fase 11: Completamento dell'armatura e getto del vano centrale del solaio a q. -3.60 m e dei pilastri sottostanti.

Fase 12: Impermeabilizzazione del solaio di copertura a q. -3.60 m.

Fase 13: Rinterro per circa 3.0 m fino alla quota giardino.

Si riportano di seguito alcuni dati relativi alla produzione globale del cantiere:

- 241 pali $\phi$ 800 per complessivi	5100 m
- acciaio FeB 44k	975000 kg
- materiale di scavo	256000 m <sup>3</sup>
- conglomerato Rck $\geq$ 25/30 N/mm <sup>2</sup>	7000 m <sup>3</sup>



-12 Pianta delle strutture del solaio intermedio  
 -13 Armatura dei pilastri definitivi che inglobano quelli provvisori  
 -14 Particolari costruttivi dei capitelli (a) e del cordolo di sommità della paratia di pali (b)

## 4. LA CENTRALE DI VILLA BORGHESE

### 4.1 Morfologia strutturale

La centrale interessa un'ampia zona (m 68x55 circa) al di sotto del galoppatoio di Villa Borghese, in adiacenza al grande parcheggio sotterraneo esistente, e si sviluppa su due livelli, con piano di posa delle fondazioni situato a 14 m circa al di sotto del piano campagna. Le caratteristiche strutturali sono apparentemente molto simili a quelle della seconda centrale, trattandosi sempre di solai a "fungo" con sovrastante ricoprimento di 3 m di terra circa, ma in realtà sia le modalità costruttive, che gli elementi strutturali differiscono in modo significativo.

Innanzitutto, non essendo previsti particolari vincoli al contorno, si è potuto realizzare lo scavo a cielo aperto, previo contenimento delle pareti perimetrali con paratie provviste di tiranti; in secondo luogo, è stata studiata una struttura interamente prefabbricata, che ha consentito una notevole velocizzazione della costruzione.

Le principali caratteristiche strutturali possono così riassumersi:

- paratie perimetrali realizzate con elementi di dimensioni 2.50x0.80 m, cordoli di sommità e tiranti sia in testa che intermedi;
- pilastri interamente prefabbricati (0.6x0.6 m), provvisti di capitelli (2.0x2.0 m) per l'appoggio degli elementi prefabbricati dei solai, disposti su una maglia quadrata regolare di 5.40 m di lato;
- impalcato di copertura e intermedio rispettivamente a q.ta 48.70 m s.l.m. e q.ta 44.16 m s.l.m., costituiti da elementi prefabbricati (travi e piastre) e getto di completamento in opera;
- solaio a q. 39.74 m s.l.m., che realizza l'intercapedine sopra la platea di fondazione, del tipo unidirezionale a "predalles";
- platea di fondazione di altezza pari a 1.00 m, con estradosso a q.ta 39.00 m, e relativi bicchieri di alloggiamento dei pilastri, il tutto gettato in opera.

Una caratteristica comune a tutte e tre le centrali è quella dell'isolamento totale dalle infiltrazioni d'acqua, ottenuto, come accennato, con la realizzazione di una doppia scatola, che consente la separazione della zona umida (intercapedine) da quella asciutta; le acque di filtrazione e quelle piovane, attraverso le griglie di areazione, vengono raccolte nell'intercapedine di fondo ed immesse in fogna previo sollevamento delle stesse.

### 4.2 Prefabbricazione

Tutte le strutture sono state prefabbricate in stabili-

mento, ad eccezione dei corpi scale e dei bicchieri di alloggiamento dei pilastri, quindi montate a secco in cantiere e poi rese continue con un getto di solidarizzazione in opera.

Si tratta di una prefabbricazione fuori standard, che ha richiesto un'attento studio di specifici problemi di produzione, trasporto e assemblaggio dei vari elementi strutturali.

Per quanto la maglia strutturale sembri molto regolare, si contano un numero consistente di elementi diversi, quali pilastri con capitelli tagliati per metà o per un quarto, travi di diversa larghezza e lunghezza ecc., con una fometria molto articolata e diffusa che ha fatto crescere notevolmente il numero dei "pezzi speciali".

Gli impalcato sono costituiti da un graticcio di travi, di larghezza (2.4 m) pari ai capitelli dei pilastri, con due seggiole laterali per l'appoggio degli elementi prefabbricati bidimensionali quadrati (3.0x3.0 m), a chiusura dei vani circoscritti dalle travi.

Viene a realizzarsi così, dopo il getto di completamento, una struttura bidimensionale continua, progettata per un sovraccarico di 60 KN/m<sup>2</sup> in copertura e di 10+20 KN/m<sup>2</sup> sul solaio intermedio, con spessori totali rispettivamente di m 0.335+0.460 e m 0.215+0.320.

Come già accennato, alla quota di estradosso dei bicchieri è stato realizzato un solaio a "predalles", con travi longitudinali prefabbricate poggianti direttamente sui bicchieri e di pari larghezza.

Un getto di collegamento completa il solaio, per il quale è previsto un sovraccarico di 10 KN/m<sup>2</sup>.

Con particolare attenzione sono stati studiati gli stati di sollecitazione dei vari elementi prefabbricati nelle diverse fasi di trasporto, montaggio e getto del calcestruzzo di completamento, tenendo anche conto dei carichi verticali eccentrici e delle azioni orizzontali convenzionali o del vento.

Analogamente a quanto già esposto per la seconda centrale, anche in questo caso lo stato di sollecitazione dell'impalcato, reso continuo dal getto in opera, è stato determinato con l'ausilio di un modello matematico ad elementi finiti tipo "piastra", in grado di descrivere correttamente le rigidità dei vari elementi che compongono il solaio. Per tutte le verifiche successive alla solidarizzazione degli elementi strutturali, sono stati adottati, quindi, gli stessi criteri del caso precedente.

### 4.3 Fondazioni e opere di contenimento dello scavo

Le indagini geognostiche hanno evidenziato l'assenza di falda fino alla profondità indagata e la seguente successione stratigrafica:

- terreno di riporto con spessore variabile da 7.80 m a 16.00 m dall'attuale p.c., soprastante una successione di strati di modesto spessore costituiti da limi-argillosi, sabbie fini, ghiaie e argille limose, fino a 29 m circa dal p.c.;
- strato di base caratterizzato da argille limose consistenti oltre i 29 m dal p.c..

Come già accennato, per il contenimento dello scavo sono state eseguite lungo il perimetro ben venti tipi differenti di paratie, per rispondere a specifiche esigenze locali.

La tipologia prevalente è caratterizzata da elementi di dimensioni 2.5x0.8 m, solidarizzati da un cordolo alto 0.8 m, con tiranti sia in sommità che alla quota del solaio intermedio.

Tutti gli altri tipi, possono considerarsi "varianti" di questa tipologia base: si va quindi da quelle a sbalzo a quelle dotate di tre file di tiranti, sempre mantenendo le dimensioni del singolo pannello ed adeguando le armature alle diverse sollecitazioni.

Anche per questa centrale, come per la prima, tutti gli ancoraggi sono stati considerati "opere provvisionali", essendo affidate ai solai e alla platea di fondazione le funzioni di contrasto, sostitutive di quelle di ancoraggio fornite dai tiranti.

Il carico teorico di utilizzazione dei tiranti, seppure considerati provvisionali, è stato determinato e verificato all'atto del tiro sempre in accordo con le raccomandazioni AICAP [3].

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche dei tiranti impiegati.

DESCRIZIONE	Tiranti da 45 t	Tiranti da 120 t
numero trefoli da 06"	3	8
area del cavo	417 mmq	1112 mmq
portata di esercizio	45 t	120 t
lunghezza totale	18 m	22 m
lunghezza ancoraggio	8 m	12 m

#### 4.4 Fasi costruttive

La schematizzazione e le verifiche dell'intero organismo strutturale sono state condizionate dalle seguenti fasi di lavoro previste per la realizzazione:

Fase 1: Sbancamento del terreno fino all'intradosso del solaio di copertura (q. 48.24 m s.l.m.), ed esecuzione dei cordoli guida e delle paratie perimetrali.

Fase 2: Esecuzione della prima fila di tiranti al livello testa-paratia, successivo sbancamento fino alla quota del solaio intermedio (q. 44.16 m) ed esecuzione della seconda fila di tiranti a quota 44.0 m.

Fase 3: Sbancamento del terreno fino a q. 37.8 m e getto della platea di fondazione e dei bicchieri.

Fase 4: Assemblaggio degli elementi prefabbricati e getto del solaio alla quota di estradosso dei bicchieri (q. 39.74 m), previa realizzazione del massetto delle pendenze, sulla platea, per lo smaltimento delle acque nell'intercapedine di fondo che si viene a creare.

Fase 5: Assemblaggio a secco delle strutture prefabbricate e getti in opera di completamento dei solai.

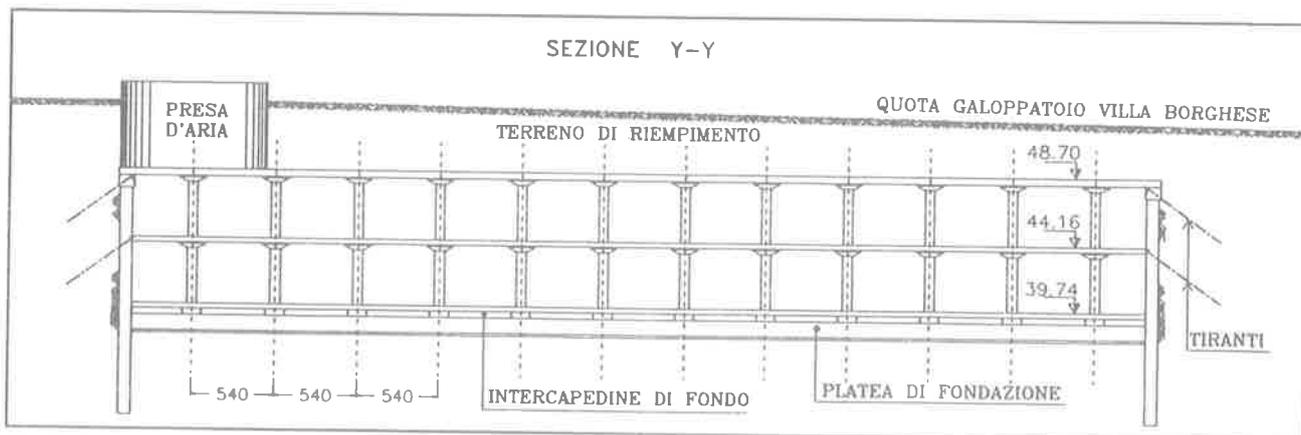
Fase 6: Impermeabilizzazione e rinterro.

Si riportano di seguito, infine, alcuni dati sintetici quantitativi sulle opere realizzate:

- sviluppo delle paratie	4100 m <sup>2</sup>
- n° pilastri prefabbricati	113
- n° elementi "trave" prefabbricati	392
- n° elementi "piastra" prefabbricati	180

#### Riferimenti

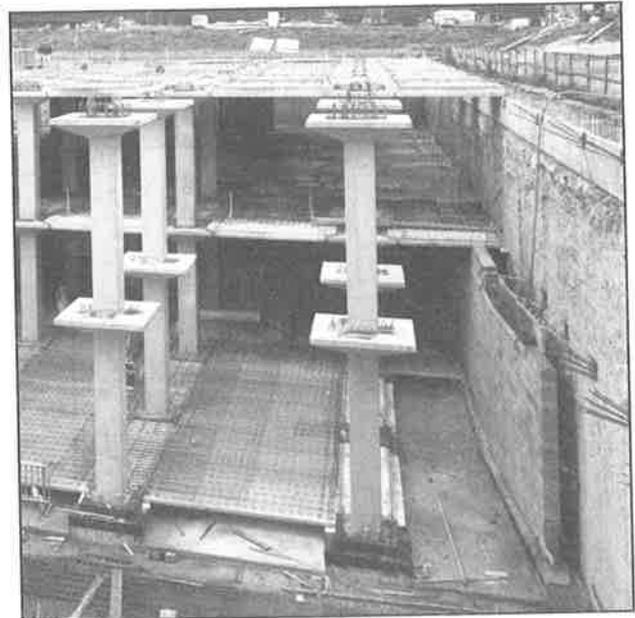
- [1] Tremi Proietti - Centrale telefonica sotterranea nel quartiere Parioli a Roma.  
"L'Industria Italiana del Cemento" n. 663 - 1992.
- [2] Tremi Proietti - La nuova centrale telefonica sotterranea "Villa Torlonia" a Roma.  
"L'Industria Italiana del Cemento" n. 678 - 1993.
- [3] Raccomandazioni A.I.C.A.P. "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce" - 1993.



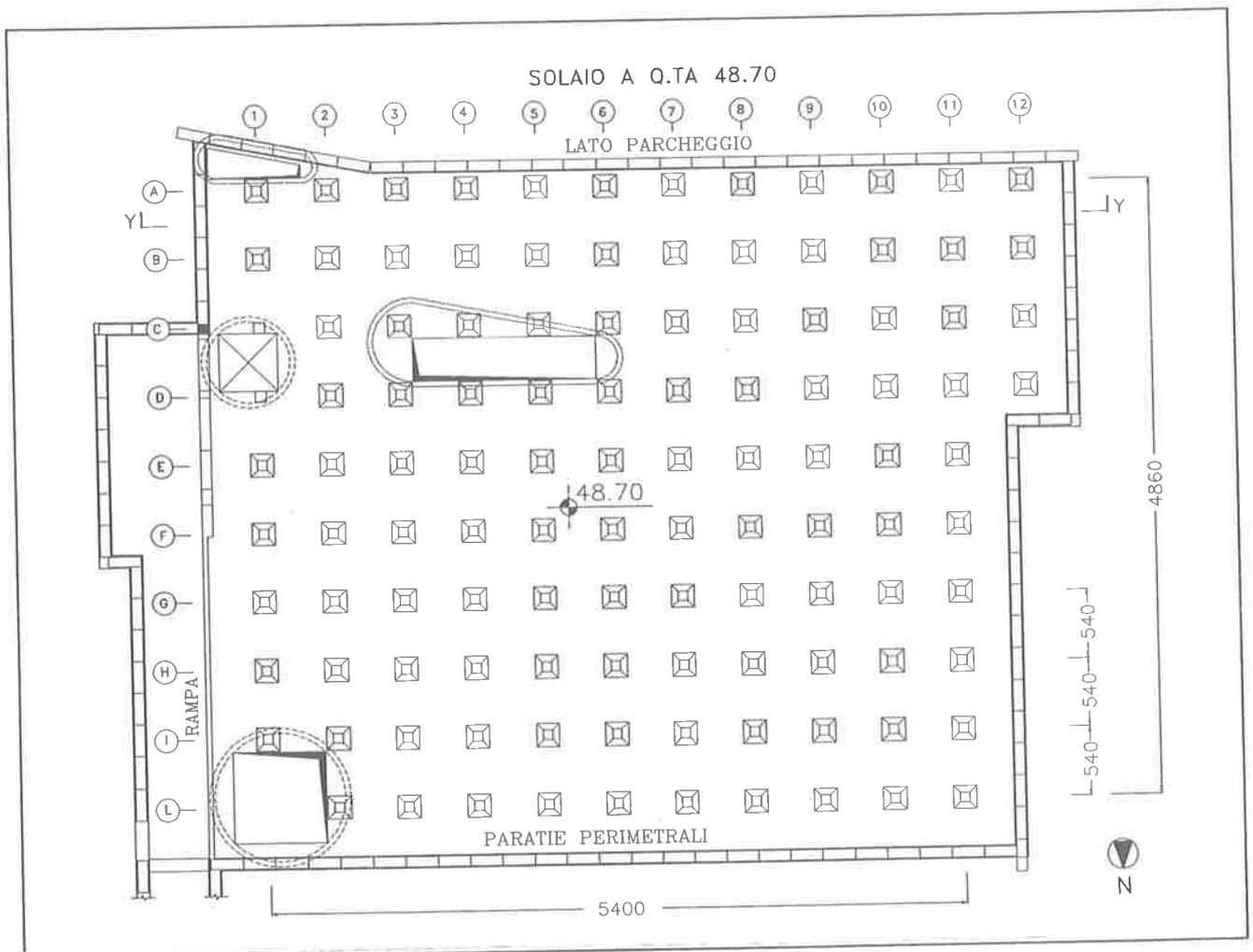
15- Sezione est-ovest della centrale



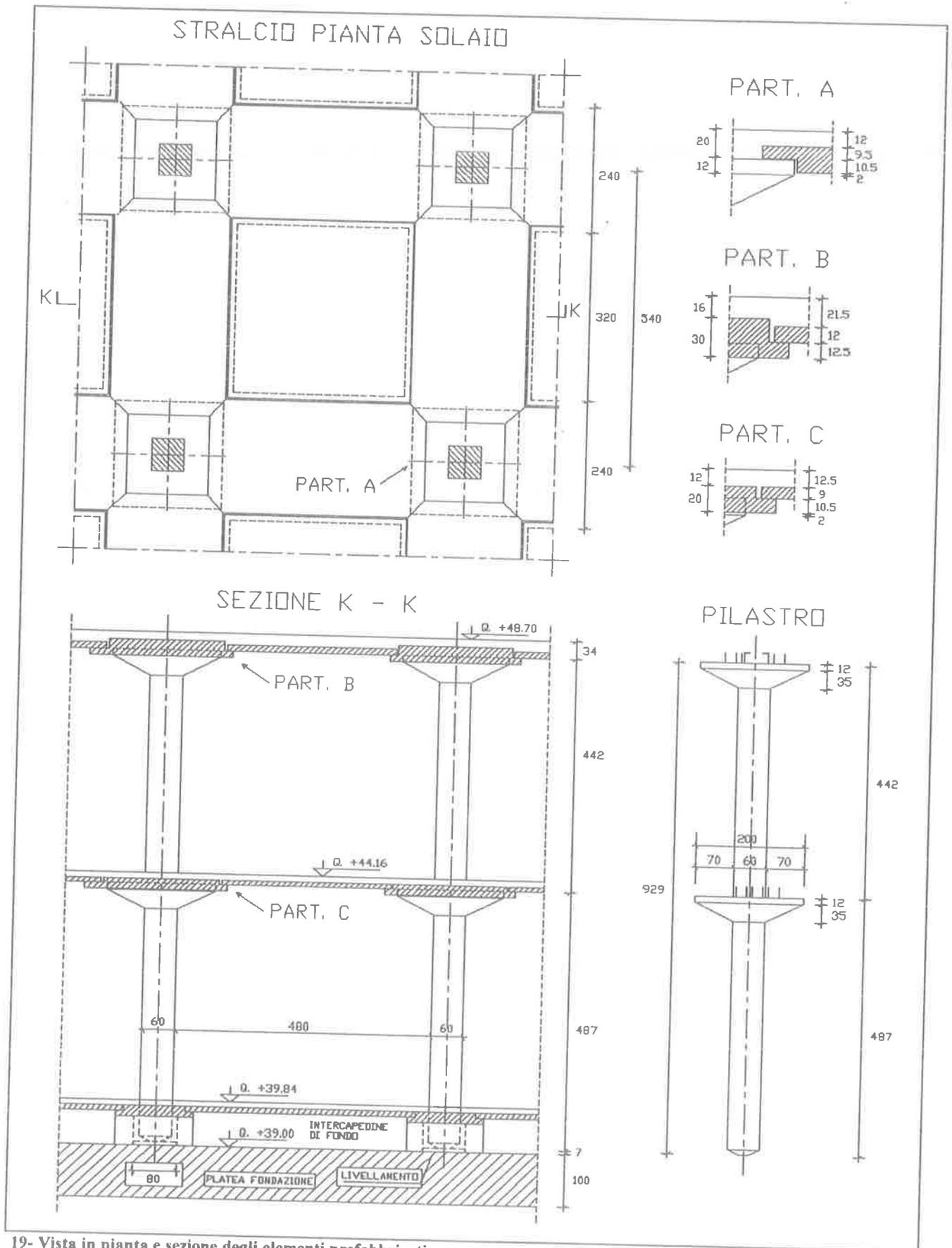
16- Vista d'insieme del cantiere



17- Vista particolare dei pilastri, dei bicchieri, dell'intercapedine di fondo e delle paratie con tiranti



18- Pianta schematica delle strutture e dei pannelli perimetrali di paratia



19- Vista in pianta e sezione degli elementi prefabbricati